

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE

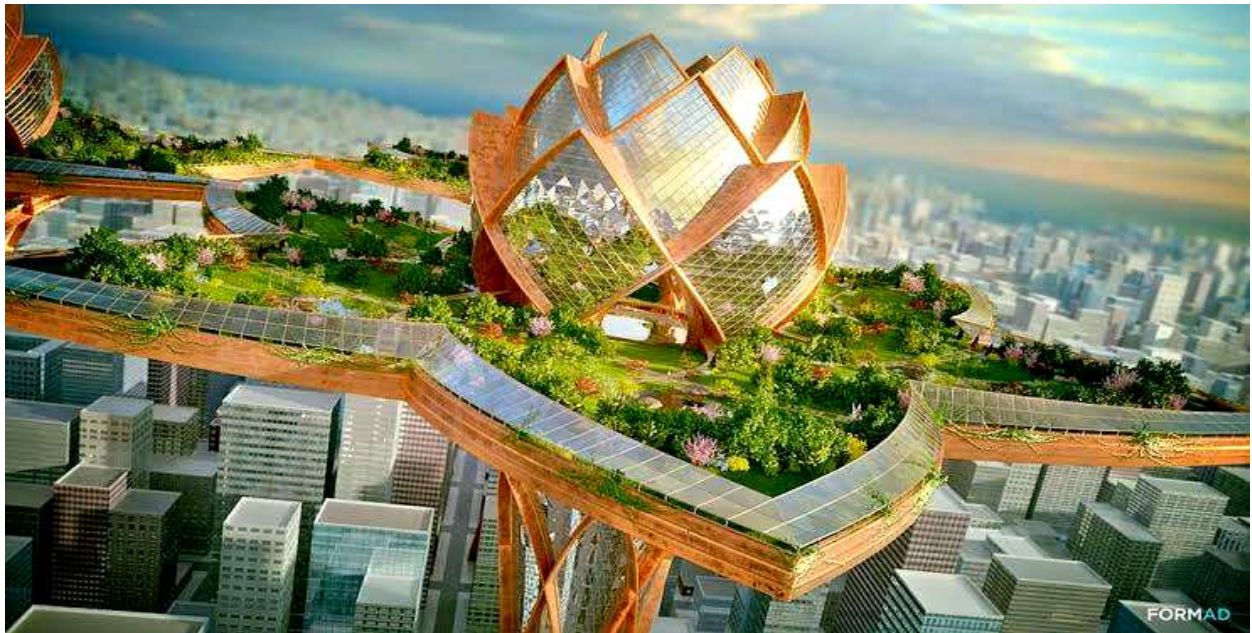
DE FIN D'ETUDE

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

Option : construction civile et industrielle.

THEME

*Etude d'un bâtiment(R+9+un comble+charpente en bois) à usage d'habitation
et commerciale contreventé par voiles avec l'application du logiciel ETABS*



Dirigé par :

Mme : SMAHI .R

Etudié par :

Melle : BOUFATIS THIZIRI

Melle : BELAIDI TASSADIT

Promotion 2018/2019

Remerciement

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice M^{me} SMAHI pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi et guidé ce travail.

Il nous est agréable de pouvoir exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département de Génie Civil ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Merci à tous.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail:

*A mes très chers parents qui m'ont guidé
durant les moments les plus pénibles de ce
long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma
soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a
sacrifié toute sa vie a fin de me voir devenir ce
que je suis.*

A mes très chers frères et soeurs.

A toute ma famille sans exception et mes proches.

*A tou mes amis(es) de toute ma promotion de génie
civil, Surtout: AMARE, MASSIPSA, LILI,
LINDA, FATMA, AHLAM.*

Et ma chère Binome THIZIRI.

TASSADIT
TASSADIT



Dédicace

Je dédié ce modeste travail:

*A mes très chers parents qui m'ont guidé
durant les moments les plus pénibles de ce
long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma
soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a
sacrifié toute sa vie a fin de me voir devenir ce
que je suis.*

A mes très chers frères et soeurs.

A toute ma famille sans exception et mes proches.

*A tou mes amis(es) de toute ma promotion de génie
civil 2018/2019.*

Et ma chère Binome TASSADIT

THIZIRI



SOMMAIRE

Plan d'architecture.

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et des matériaux.....1

Chapitre II: Pré- dimensionnement des éléments structuraux12

Chapitres III : Calcul des éléments

III-1-Plancher33

III-2- Balcon66

III-3- Escalier.....73

III-4-La dalle de la salle machine.....147

III-5- La charpente.....161

III-6- La poutre de chainage173

Chapitre IV : Modélisation et Vérification des conditions du RPA183

Chapitre V : Ferrailage des poutres218

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux230

Chapitre VII : Ferrailage des voiles.....245

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....262

Conclusion.

Plan d'exécution.

Bibliographie.

Introduction général

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une sécurité maximale de la structure vis-à-vis des catastrophes naturelles tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèrdes, Alger et Tizi ouzou) qui a malheureusement causé d'énormes pertes tant qu'humaines que matérielles.

Le moyen le plus efficace de se protéger des effets d'un séisme majeur est la construction parasismique car, dans la plupart des cas, ce sont les constructions qui tuent en s'effondrant sur les occupants. Une structure n'est réellement parasismique que si elle est le fruit des trois démarches suivantes :

- . Une conception architecturale favorisant un bon comportement sous séisme.
- . Un dimensionnement sous charges horizontales et verticales dans les règles de l'art.
- . Une exécution de qualité.

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à 9 étages, à usage commerciale et habitation, dont la forme en plan est régulière.

Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderont au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillements des différents éléments secondaires (acrotère, escalier...etc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectueront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants:

- Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
- Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations.

I.Présentation de l'ouvrage et des matériaux

L'objet du Génie civil dans un ouvrage vise à en assurer la stabilité et la durabilité. Il vise également à procurer un maximum de sécurité aux personnes pendant et après sa réalisation tout en minimisant le cout de cette réalisation.

Aussi ,nous-avons veillé à ce que dans la présente étude, nos calculs soient conformes aux préconisations des règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique algérien RPA99(version 2003) et le règlement du Béton armé aux états limites BAEL91 modifié 99.

Dans ce chapitre, nous présentons un descriptif de l'ouvrage avant de donner les matériaux utilisés et les normes appliquées.

I.1.Descriptif de l'ouvrage :

I.1.1 : Description de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+9+un comble) à ossature mixte, contreventée par des voiles et portique, ainsi qu'une charpente en bois qui lui sert de toiture. Classé en groupe 2 selon le R.P.A 99 / 2003. Il est implanté à Tizi-Ouzou qui est une zone de moyenne sismicité (**Zone II a**).

La présente étude va porter sur un bâtiment composé de :

- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Un étage de services.
- 08 étages courants à usage d'habitation.
- 02 Cages d'escalier.
- 01 Cages d'ascenseur.
- Une terrasse accessible.
- Une Charpente en bois.

La contrainte admissible du sol est : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

I.1.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

L'ouvrage à pour dimensions :

- Hauteur totale -----	38.33m
-La hauteur d'étage courant -----	03.06m
-Longueur totale -----	19.70m
-Largeur totale -----	17.55m
-Hauteur de RDC-----	04.50m

I-1-3 - Eléments constitutifs de l'ouvrage :

I-1-3-1 -Ossature :

Ce bâtiment est en ossature mixte composé de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs.

A. Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

b. Portiques

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

I-1-3-2 -Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de plancher :

Plancher en corps creux : sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonctions :

- les planchers sont supposés être infiniment rigide dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les charges du niveau supérieure et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leur tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux

Dalle pleine en béton armé : des dalles pleines en béton armé sont prévues là ou il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux, en particulier pour la cage d'ascenseur et les balcons.

I.1.3.3. escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux, de caractéristiques géométriques suivantes :

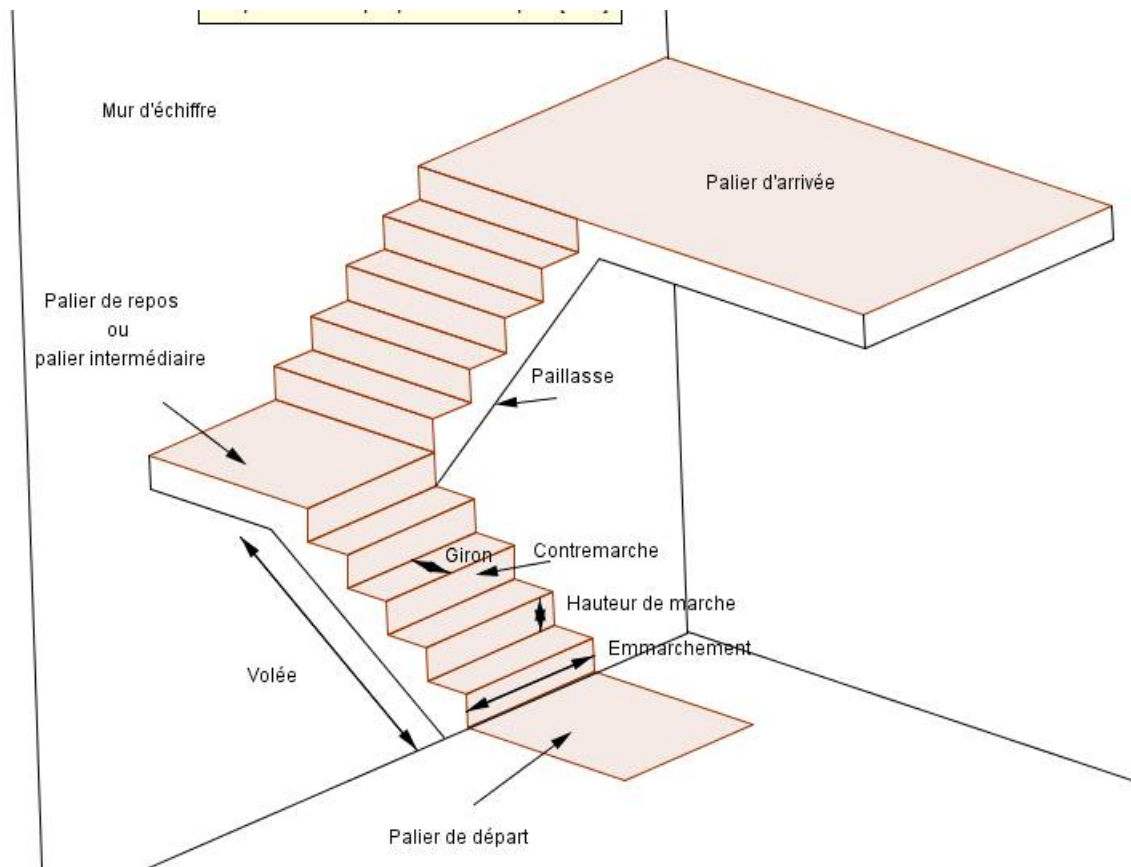


Fig. I.1 : principaux terme relatifs à un escalier

L : longueur des marches

g : largeur des marches

h : hauteur des marches

Palier de départ

Palier de repos

Palier d'arrivée

Et d'une volée qui ni autre qu'une suite interrompue de marches, elle peut contenir 18 à 20 marche au plus.

I.1.3.4. cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

I-1-3-5 -Remplissage (maçonnerie) :

- Murs extérieure : constitué d'une double cloison de 25 cm, en brique creuse de 10 cm, sépare d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieure : réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm.

I-1-3-6 -La terrasse :

La terrasse du bâtiment est accessible.

I-1-3-7 -Revêtement :

Les revêtements utilisés sont les suivants :

- Mortier de ciment pour les murs de façades, cage d'escalier et les locaux humides
- Plâtre pour cloisons et plafonds
- Céramique pour les salles d'eau et cuisine
- Carrelage pour les planchers et escalier

I-1-3-8 - Fondation :**a) Définition :**

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

b) Fonction des fondations

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans des bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

c) Différents types de fondation :**Les fondations superficielles :**

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur :

Semelles isolés sous poteaux, semelles filantes sous mur, radier

Les fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : pieux, puits.

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

I-1-3-9- Type de coffrage utilisé :

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I-1-3-10 - La charpente :

Assemblage de pièces de bois qui servent de squelette et de support de couverture de toit. Elles forment une pente de 35%.

Elle est constituée de deux versants, chacun se compose de :

- **La ferme** : elle est de forme triangulaire. Elle sert à transmettre le poids de la toiture aux éléments porteurs verticaux.
- **Panne** : elle s'appuie sur la ferme. Il existe trois types de panne : panne faitière, pannes intermédiaires et panne sablière.
- **Chevrons** : fixés sur les pannes, ils servent de support aux matériaux de couverture.

I-1-3-11- La toiture :

C'est une surface ou couverture permettant principalement de protéger l'intérieur des édifices contre l'infiltration d'eau lors des intempéries et l'humidité. Elle est en tuiles de terres cuites.

I-2 : CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement parasismique Algérien RPA modifié 2003, et au règlement du béton armé aux états limite BAEL91

I-2-1- Le béton :**I-2-1-1 - DEFINITION :**

Le béton est un matériau de construction, formé par mélange de ciment, granulats, eau et des adjuvants. Le béton est devenu un élément indispensable dans la construction des ouvrages grâce à sa résistance à la compression.

I.2.1.2. Dosage :

Le dosage du ciment est de 350kg /m³ et la contrainte de résistance à la compression à 28 jours est égale à 25Mpa. La densité du béton armé utilisé est de 2500kg /m³.

Dosage courant pour 1m³ de béton :

Granulats	sable	380 à 450 cm ³ (Dg ≤ 5mm)
	Gravillons	750 à 850 cm ³ (Dg ≤ 25mm)
Ciment		300 à 400 Kg
Eau		150 à 200 L

Tableau I.1 Dosage courant pour 1 m³ de béton

I.2.1.3 Résistance caractéristique du béton :

- **Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c28} . La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25$ MPa.

Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83j} \dots \dots \dots \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots \dots \dots (1). \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1,40 + 0,95j} \dots \dots \dots \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \dots \dots \dots (2). \end{array} \right. \quad (\text{Art.A2.1.11, BAEL91 modifié 99})$$

- **Résistance Caractéristique à la Traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 modifié 99/A2.1.12})$$

Dans notre projet $f_{c28} = 25$ MPa

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

I.2.1.4. Contrainte à la compression :

Cette contrainte est caractérisée par deux états limite :

- **ELU (Etat Limite Ultime) :** Au-delà de l'état ultime, le béton et l'acier arrive au bout de leur capacité à résister, cela peut conduire à un effondrement de la structure, cette construction n'es donc pas sécurisé.
 - Etat limite de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement)
 - Etat limite de résistance de chacun des matériaux (pas de rupture)
 - Etat limite de stabilité de forme (pas de flambement)

La résistance du béton à la compression " f_{bc} "est donnée par cette formule

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{Art .A4.3.41 ; BAEL 91 modifié99})$$

γ_b : Coefficient de sécurité il est égale à : $\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{en situation accidentelle.} \\ 1,5 & \text{en situation durable.} \end{cases}$

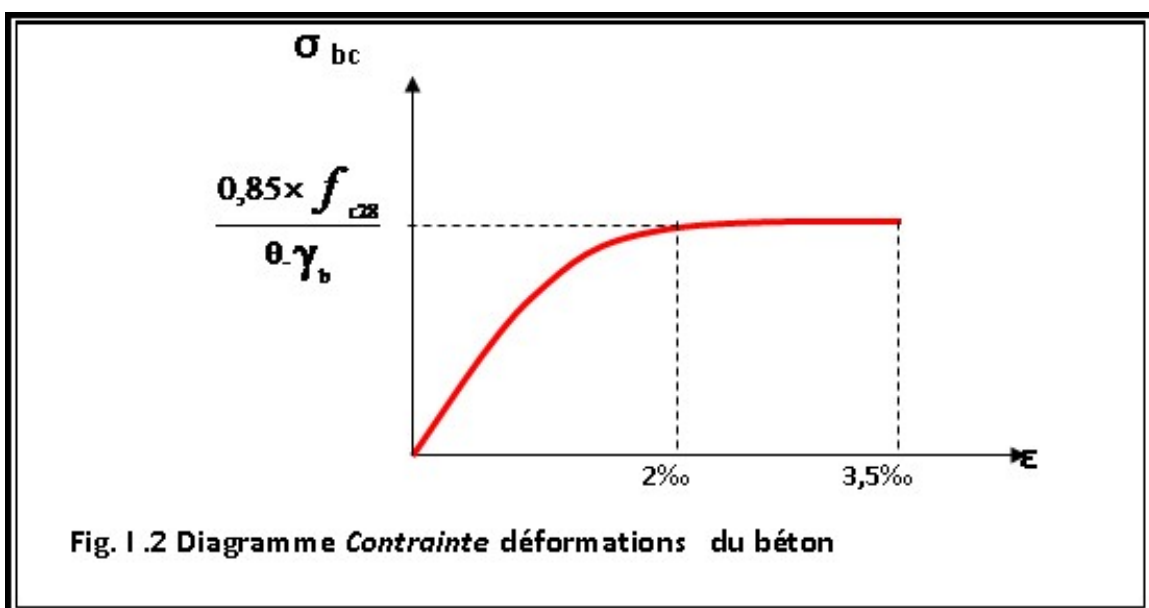
θ : Coefficient donné en fonction de la durée d'application (t) des charges

$$\theta = \begin{cases} 1 & t > 24 \text{ heure.} \\ 0,9 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & t < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

t =durée probable d'application de la combinaison d'action considérée

A j=28 jours en situation courant, $\theta=1$ (situation durable) :

$$f_{bc} = 0,85 \cdot (25) / 1 \cdot (1,5) = 14,2 \text{ MPa}$$



- **ELS (Etat Limite de Service)**

La structure a atteint ces conditions de bon fonctionnement, la dégradation cette dernière est donc à envisager.

- Etat limite d'ouverture de fissures
- Etat limite de compression du béton
- Etat limite de déformation

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{cj}$ (BAEL91 modifié 99/A 4.5. 2)

À 28 jours: $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

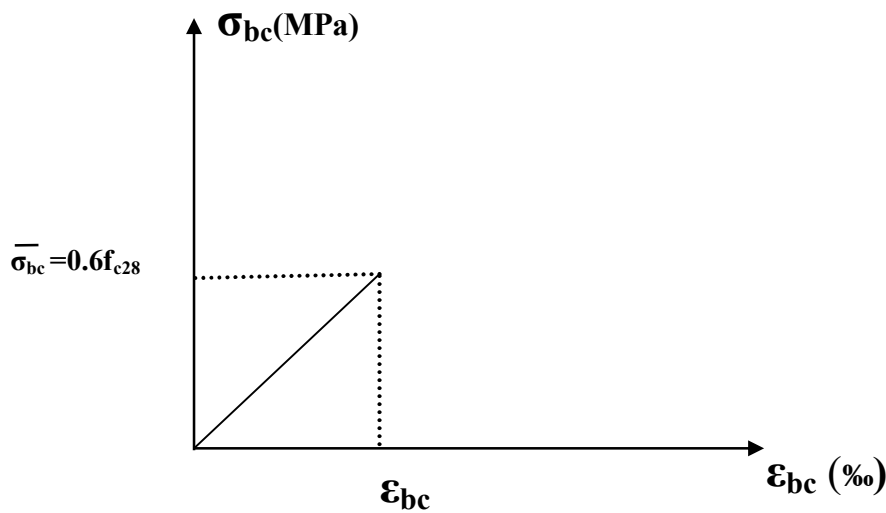


Fig. I.3 Diagramme de contrainte à l'ELS

I.2.1.5. Contrainte tangentielle : (Art B A E L 91 modifié 99/ A 5.1.1)

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

Elle est dépende de la nature de fissuration :

- **fissuration peu préjudiciable** : $\tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3,25 \text{ Mpa}$.
- **fissuration préjudiciable et très préjudiciable** :

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 2,50 \text{ Mpa}$$

I.2.1.6. Module de déformation longitudinale du béton :

- Le module de déformation longitudinale instantanée (E_{ij}) du béton pour les charges à durée d'application courte $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ Mpa.
- Le module de déformation longitudinale différée (E_{vj}) du béton pour les charges de longue durée d'application, $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ MPa.

Pour un béton dont $f_{c28} = 25$ Mpa : $E_{vj} = 32164,20$ MPa.

$$E_{ij} = 10818,86 \text{ MP}$$

I.2.1.7. Module de déformation transversale :

D'après la règle (Art. A.2.1.3/BAEL91 modifié 99), le module de déformation transversal est donné par la formule suivant :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad E : \text{module de Young.}$$

ν = déformation relative (trans)/déformation relative(long)

ν : Coefficients de Poisson $\begin{cases} 0,2 \dots \dots \dots \dot{a} & L'E L S \\ 0 \dots \dots \dots \dot{a} & L'E L U \end{cases}$

I.3 L'acier :

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

- Aciers à haute adhérence [**feE400**] ou **fe = 400 MPa**.
- Treillis soudés [**TL520**] ou **fe=520 MPa** pour $\phi \leq 6\text{mm}$

f_e : limite d'élasticité

I.3.1. Module d'élasticité de L'acier :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

(BAEL91 modifié 99, Art A.2.2)

I.3.2. Contrainte limite :

- **Contrainte limite ultime :** (BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1, 2)

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Avec : σ_s : contrainte d'élasticité de l'acier

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité de l'acier. } \gamma_s = \begin{cases} 1,15 \Rightarrow \text{situation durable.} \\ 1,00 \Rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- **Contrainte limite de service :**

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

Trois cas de fissuration sont possibles :

- **Fissuration peu nuisible :** La contrainte n'est soumise à aucune limitation, dans le cas où les aciers sont protégés.

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33, BAEL91})$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

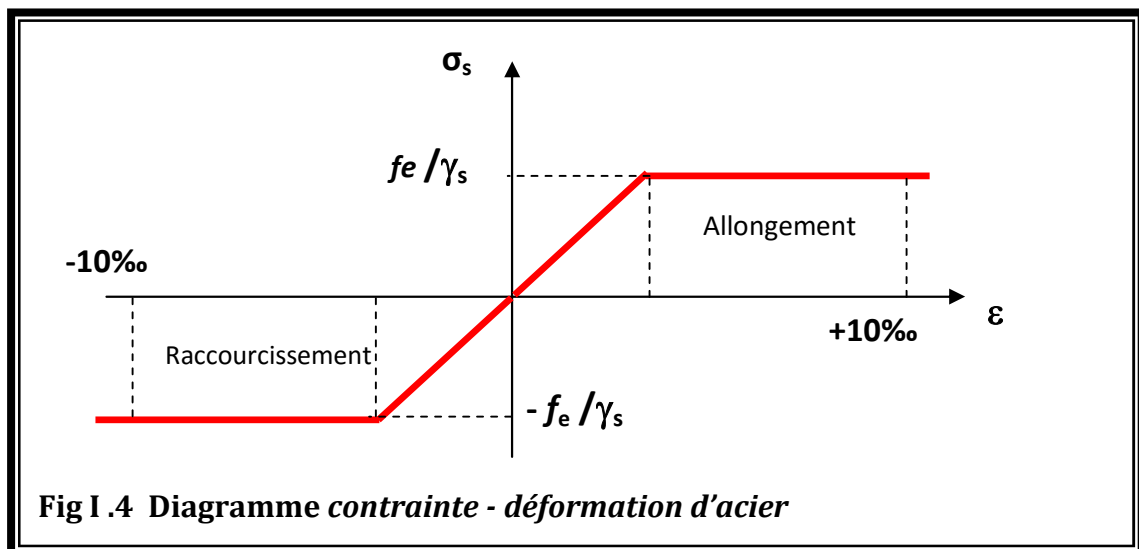
$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} \quad (\text{Art A. 4.5.34, BAEL91})$$

Avec : η est le coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 ; \text{ pour les ronds lisses et treillis soudés} \\ \eta = 1,6 ; \text{ pour les aciers à haute adhérence } \varnothing \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 ; \text{ pour les aciers à haute adhérence } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

I.3.3. Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier :

Nous donnons ci-après le graphique de la contrainte en fonction de la déformation de l'acier.



I.4. Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes (BAEL A.7.1):

- ✓ $C \geq 5\text{cm}$: Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- ✓ $C \geq 3\text{cm}$: → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- ✓ $C \geq 1\text{cm}$: → Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Conclusion :

Après avoir fait une description de notre structure et avoir présenté les matériaux importants qui vont constituer notre structure, on passe directement au pré-dimensionnement des éléments.

II. Pré-dimensionnement et descente de charge :

Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur dimensionnement afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, pendant et après la réalisation. Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure, pour cela on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien « **RPA 99/Version 2003** » et les bases de «**BAEL 91/modifié 99**», « **CBA 93** » ainsi que le «**DTR-B. C.2.2** » (charges permanentes et charges d'exploitation).

II-1: Les planchers :

Les planchers permettent de séparer les différents étages d'une construction. On distingue les planchers pleins (dalle pleine) et planchers à corps creux. Les fonctions d'un plancher sont :

- La résistance aux charges permanentes et surcharges sur les étages.
- L'isolation acoustique et thermique entre étages.
- Transmission des différentes charges aux éléments porteurs (murs et poteaux).

II-1-1 : les planchers à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de corps creux, treillis soudé et dalle de compression et poutrelles disposées suivant la petite portée.

La hauteur totale du plancher, notée « h_t » est donnée comme suit : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

L_{\max} : Portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas : $L_{\max} = 4.30 - 0.25 = 4.05 \text{ m} = 405 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{405}{22.5} = 18 \text{ cm}$$

Ainsi, on opte pour un plancher de $h_t = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de (16+4)

16cm pour les corps creux et 4cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

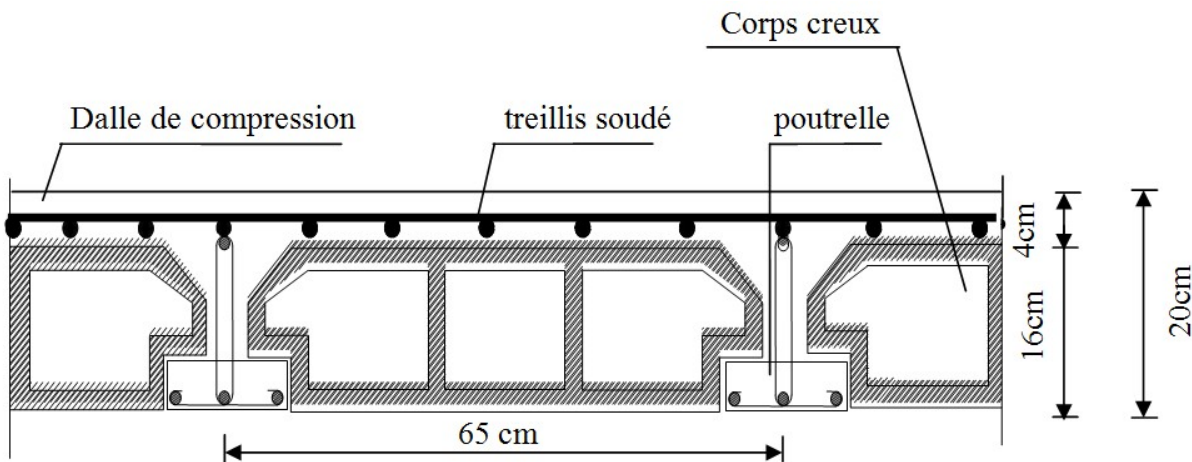


Fig. II-1 Coupe d'un plancher en corps creux

II-1-2 : les planchers dalles pleines des balcons :

L'épaisseur (h_t) est déterminée à partir de la condition de la flèche (Article BAEL 91/ Art. B.6.5,1):

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{L}{10} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

L'épaisseur adoptée pour les dalles des balcons est de : 15 cm. En plus d'être pratique pour la mise en place du coffrage, cette épaisseur offre une bonne résistance à la flexion et une résistance à l'incendie d'une durée de trois heures (NF P 92-701).

II-2 : Les poutres :

La poutre est une pièce au support horizontal allongé en bois, en métal, ou en béton armé de section étudiée pour une résistance à la flexion. On distingue dans une construction : les poutres principales transversales et les poutres secondaires longitudinales pour un plancher à corps creux.

Leurs dimensions sont données par référence au BAEL91 comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

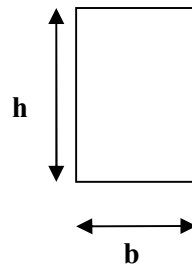


Fig. II-2)

Section d'une poutre

Avec **h** : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L : portée maximum entre nus.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige des conditions telles que :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

a) Poutres principales (sens longitudinal) :

Elles supportent des poutres secondaires, des poutrelles et elles se reposent sur des éléments porteurs.

Pour la hauteur h :

$$\frac{480 - 25}{15} \leq h \leq \frac{480 - 25}{10} \Rightarrow 30.33 \text{ cm} \leq h \leq 45.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$.

Pour la largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : b = 30cm

b) Poutres secondaires (sens transversal):

Elles assurent le chaînage, elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les charges aux poutres principales.

Pour la hauteur h :

$$\frac{430-25}{15} \leq h \leq \frac{430-25}{10} \Rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 40.5 \text{ cm}$$

On prend : h = 35 cm.

Pour la largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : b = 30cm

- **Vérification des conditions exigées par le RPA :**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99 (modifié 2003)

Enfin, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales (30x40) cm².

Poutres secondaires (30x35) cm².

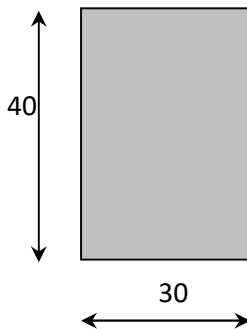


Fig. II-3-1 : Dimensions de la poutre

Principale

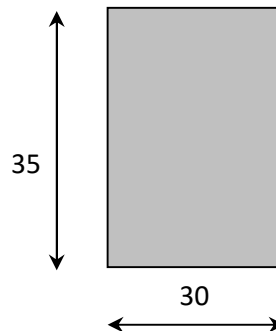


Fig. II-3-2: Dimension de la poutre

Secondaire

II-3 : Les voiles

Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99) :

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place, ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le **RPA 99 /Version2003 article7.7.1** «les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : **e** : épaisseur des voiles.

L : portée min des voiles.

L'article 7.7.1 RPA99/ Version2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités :

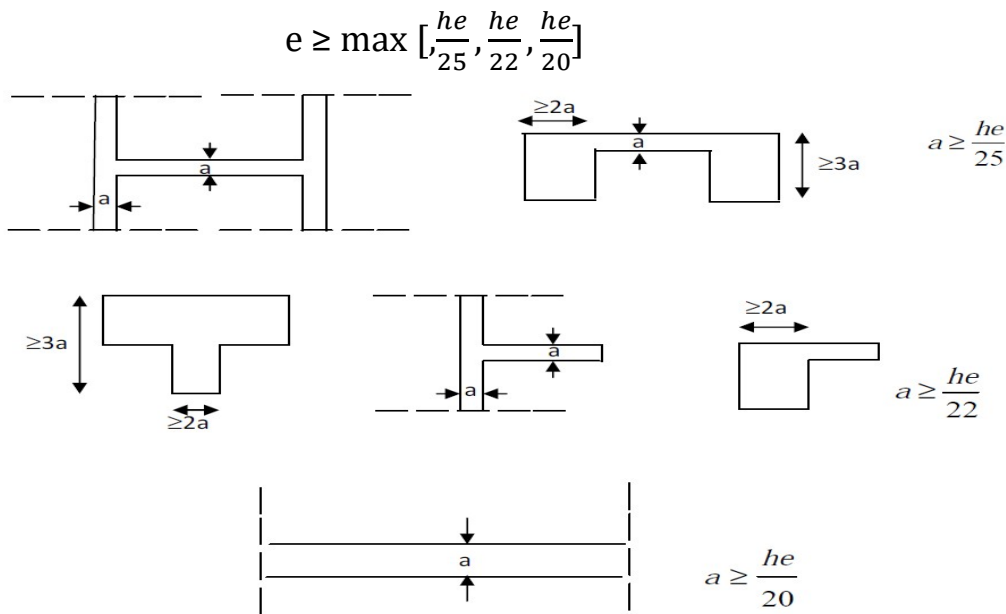


Fig. II-4 coupe des voiles en plan

$e \geq \frac{h_e}{20}$ Avec: $h_e = h - e_p$ et e_p : Hauteur de plancher.

Dans notre cas :

Pour l'étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286$ cm donc : $e \geq \frac{286}{20} = 14.3$ cm

Pour le RDC: $h_e = 450 - 20 = 430$ cm donc : $e \geq \frac{430}{20} = 21.5$ cm

Enfin on adopte une épaisseur de 25 cm pour tous les voiles.

❖ **Vérification du RPA :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. **(ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.**

$$L \geq 4 \cdot e \rightarrow L \geq 4(0.25) \rightarrow L \geq 1\text{m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm → Condition vérifiée
- L'ouvrage est implanté à Tizi-Ouzou zone de moyenne sismicité (II a).

$$e = 25 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

II-4 : Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé dont la forme est généralement carrée; rectangulaire ou circulaire. Ils travaillent en flexion composée, et constituent les points d'appuis pour les poutres. Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article **(b8.4.1) de CBA93**, tout en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la **zone II a**, on a :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal NS. Tel que : **NS = G + Q**

avec : **NS** : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

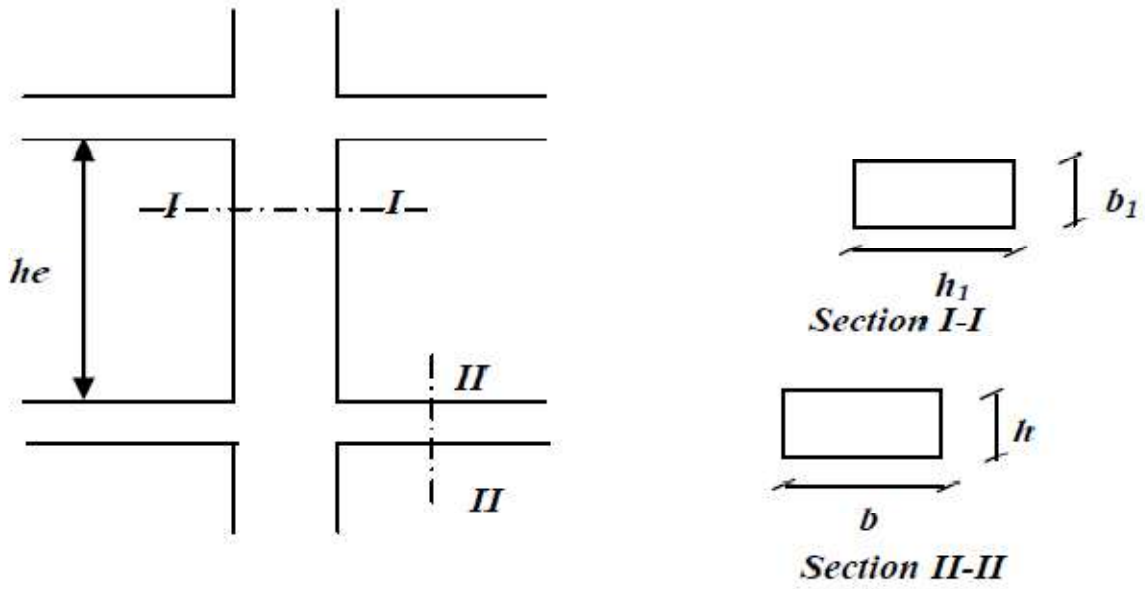
Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal « **NS** » sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité donnée par les règles du **BAEL 91**.

La section **S** est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$ contrainte de compression admissible du béton donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$



II-4-1: Surface d'influence :

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicitée : Le poteau le plus sollicitée **B4**

$$S_{nette} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_1 = S_3 = 2.025 \times 2.275 = 4.606 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_4 = 1.975 \times 2.275 = 4.493 \text{ m}^2$$

$$S_{nette} = 4.606 \times 2 + 4.493 \times 2 = 18.198 \text{ m}^2$$

$$S_{brut} = 4.8 \times 4.25 = 20.4 \text{ m}^2$$

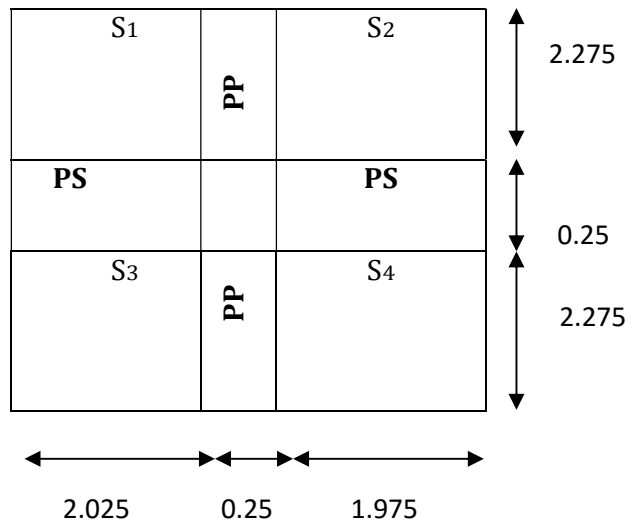


Figure II.5 : Surface du plancher revenant au poteau B4 le plus chargé

II-4-2 : Détermination des charges et surcharges

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2.**

II.4.2.1 Charges permanentes (G) :

✓ Toiture :

Eléments constituant la toiture	Poids surfacique (KN/m ²)
Tuiles mécaniques à emboîtement (litage compris)	0.4
Chevrons et pannes	0.1
Mur pignons (cloison)	0.9
	G_t=1.4 kN/m²

Tableau II.2: Charges revenant à la toiture.

✓ Plancher étage courant (corps creux) : (Fig. II.6)

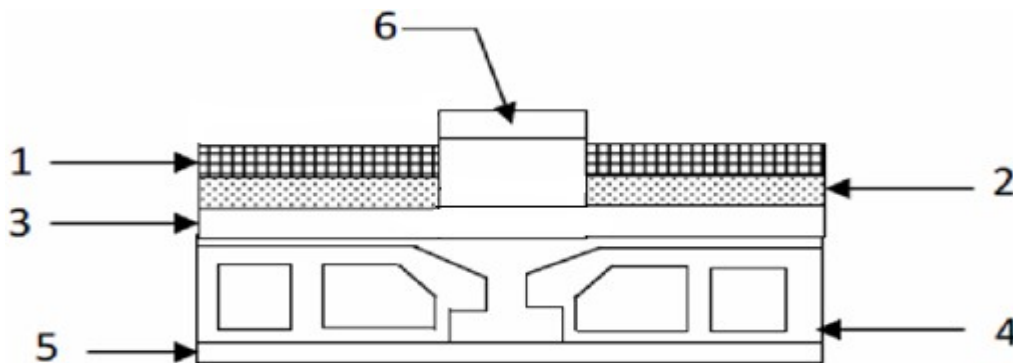


Figure II.6 : Eléments constituant les planchers d'étage courant.

valeur de i	Eléments	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage scellé	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.40
3	Couche de sable	18	0.02	0.54
4	Dalle en corps creux	14	0.2	2.85
5	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
6	Cloison de séparation	/	/	1.30
				Total G_t=5.73

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant et RDC.

✓ Plancher terrasse accessible : (Fig. II.7)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charge (kN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Couche de sable	0.02	18	0.54
04	Etanchéité multicouche	0.05	02	0.10
05	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
06	Isolation thermique	0.04	4	0.16
07	Feuille de polyane	/	/	0.01
08	Dalle à corps creux	(16+4)	14	2.85
09	Enduit en plâtre	0.2	10	0.20
			Gt=6.24	

Tableau II.4 : Valeur de la charge permanente de plancher terrasse accessible.

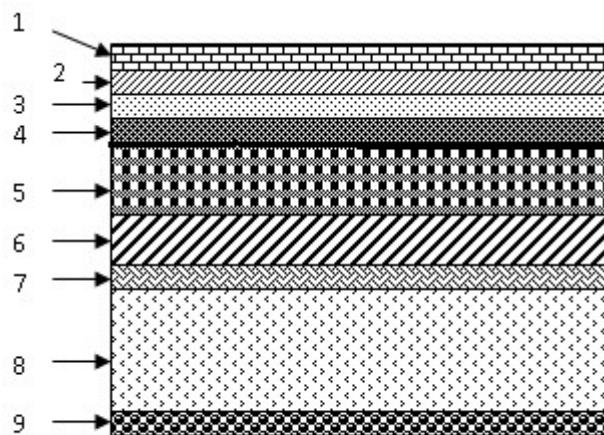
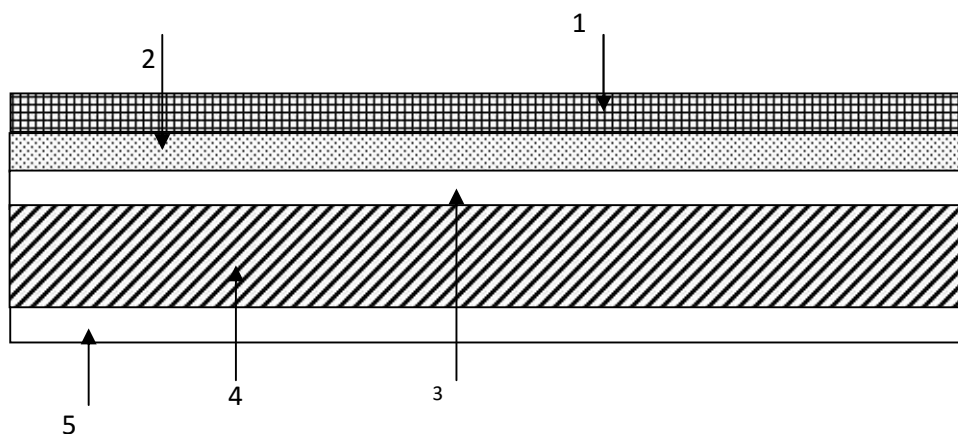


Fig. II.7. Coupe transversale du plancher terrasse accessible.

✓ Les balcons : (Fig. II.8)

N°	désignation	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G_t=5.33

Tableau II.5 : Valeur de la charge permanente des balcons en dalles pleines.

Fig. II.8
Dalle pleine

✓ Maçonnerie :

❖ Mur extérieur :(Fig. II.9)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KNm ³)	Charge (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	2	22	0.4
2	Brique creuse	2x0.10	09	1.8
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
4	Lame d'aire	0.05	10	0
				G_t=2.4

Tableau II.6 : valeur de la charge permanente pour les murs extérieurs.

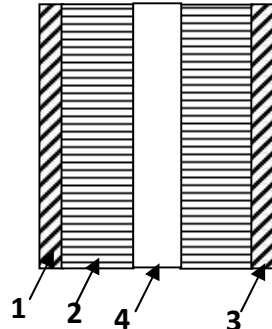
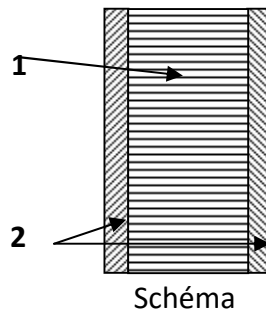


Fig. II.9 :Cloison extérieure

❖ Mur intérieur : (Fig. II.10)

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2x0.02	10	0.4
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
				G_t=1.30

Tableau II.7 : valeur de la charge permanente pour les murs intérieurs.



Schéma

Fig. II.10 :Mur intérieur

II.4.2.2 Surcharge d’exploitations (Q) :

Les surcharges d’exploitation sont données par le DTR B.C.2.2

- Plancher terrasse accessible $Q = 1.50 \text{KN/m}^2$
- Plancher d’étage courant $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$
- La toiture $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$
- Plancher d’étage bureaux $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$
- Plancher d’étage commerce $Q = 3.5 \text{kN/m}^2$
- Balcon $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$
- Escalier $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$

II.5.1. Poids propre des éléments :**Poids Plancher :**

Plancher terrasse : $G_{p,T}=18.198 \times 6.24=113.55\text{KN}$.

Plancher d'étage courant : $G_{p,c}=18.198 \times 5.73=104.27\text{KN}$.

Poids des poutres :

Poutre principales : $G_{p,p}=0.30 \times 0.4 \times 25 \times 4.55=13.65\text{KN}$.

Poutre secondaire : $G_{p,s}=0.30 \times 0.35 \times 25 \times 4=10.5\text{KN}$.

Donc : le poids totale des poutres est : 24.15KN.

Poids des poteaux :

Poteaux étage courant : $(0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25=4.781\text{KN}$

Poteaux de RDC : $(0.25 \times 0.25) \times 4.50 \times 25=7.031\text{KN}$

Surcharge d'exploitation :

Plancher étage courant : $18.198 \times 1.5=27.297\text{KN}$

Terrasse : $18.198 \times 1.5=27.297\text{KN}$

Plancher à usage de bureaux : $18.198 \times 2.5=45.495\text{KN}$

Plancher RDC : $18.198 \times 3.5=63.693\text{KN}$

II.5.2. Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

La loi de dégression des surcharges d'exploitation s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

- **Énoncé de la loi :**

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

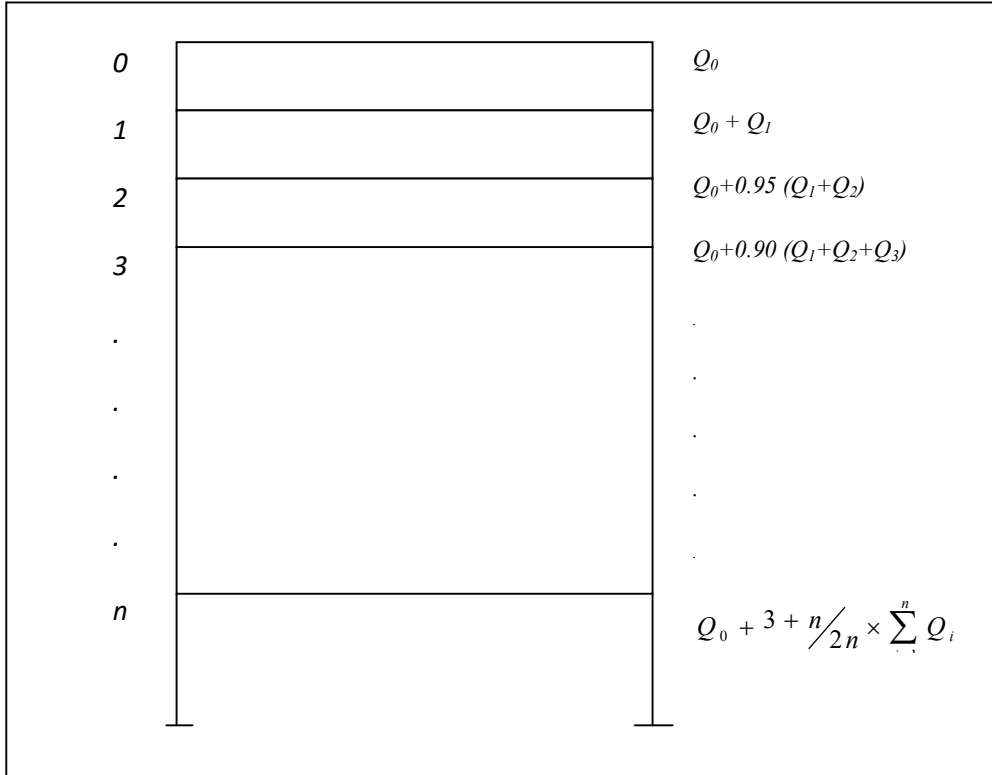
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.



Les différentes valeurs du coefficient réducteur sont données en fonction des étages comme suit

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Niveau	terrasse	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666

Tableau II.8 : Coefficients de dégression de surcharges

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

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

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

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$\Sigma_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$\Sigma_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$\Sigma_9 = Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

➤ **Les surcharges Cumulées :**

Terrasse : $Q_0 = 27.297 \times 1 = 27.297 \text{ KN}$

Niv8: $Q_0 + Q_1 = 27.297 + 27.297 = 54.594 \text{ KN}$

Niv7: $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 27.297 + 0.95 (27.297 + 27.297) = 79.161 \text{ KN}$

Niv6: $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 27.297 + 0.9 (27.297 \times 3) = 100.999 \text{ KN}$

Niv5: $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 27.297 + 0.85 (27.297 \times 4) = 120.107 \text{ KN}$

Niv4: $Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 27.297 + 0.8 (27.297 \times 5) = 136.485 \text{ KN}$

Niv3: $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 27.297 + 0.75 (27.297 \times 6) = 150.134 \text{ KN}$

Niv2: $Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 27.297 + 0.714(27.297 \times 7) = 163.727 \text{ KN}$

Niv1: $Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 27.297 + 0.687(27.297 \times 7 + 45.495) = 189.823 \text{ KN}$

NivRDC: $Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 27.297 + 0.666(27.297 \times 7 + 45.495 + 63.693) = 227.191 \text{ KN}$

Niveaux	Charge permanente [kN]					Surcharges d'exploitation (kN)	Efforts normaux $N = G_c + Q_c$ [kN]	SECTION des poteaux (cm ²)	
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{total}	$G_{cumulé}$	Q_c		Section trouvée $s = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
9	113.55	24.15	0	137.7	137.7	27.297	164.997	109.99	(30x35)
8	104.27	24.15	4.78	133.2	270.9	54.594	325.494	216.99	(30x35)
7	104.27	24.15	4.78	133.2	404.1	79.161	483.261	322.17	(35x40)
6	104.27	24.15	4.78	133.2	537.3	100.999	638.299	425.53	(35x40)
5	104.27	24.15	4.78	133.2	670.5	120.107	790.607	527.07	(35x40)
4	104.27	24.15	4.78	133.2	803.7	136.485	820.185	546.79	(40x45)
3	104.27	24.15	4.78	133.2	936.9	150.134	1087.034	724.68	(40x45)
2	104.27	24.15	4.78	133.2	1070.1	163.727	1233.827	822.55	(40x45)
1	104.27	24.15	4.78	133.2	1203.3	189.832	1393.132	928.75	(45x50)
RDC	104.27	24.15	7.03	135.45	1338.75	227.191	1565.941	1043.96	(45x50)

Tableau II.9 : Récapitulatif de la descente de charges.

II.5.3. Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
30x35	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =30	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20= 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 0.86	
35x40	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20= 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 0.88	Condition vérifiée
40x45	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20= 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 0.89	Condition vérifiée
45x50	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =45	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20= 22.5	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 0.9	Condition vérifiée

Tableau II.10 : Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

Toutes les sections des poteaux sont admissibles

II.5.4. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

Pour qu'il n'y ait de flambement il faut que l'élancement « λ » soit ≤ 5

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50.$$

Avec

L_f : longueur de flambement,

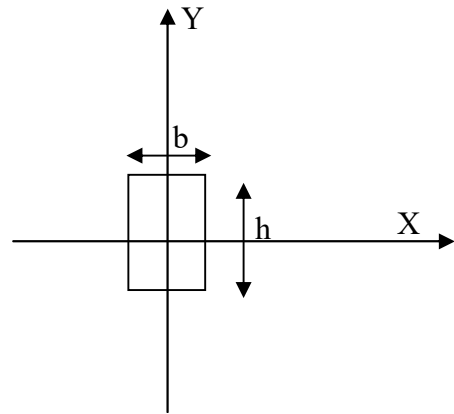
$L_f = 0,7 l_0$ tel que l_0 : portée réelle du poteau (Hauteur libre).

i : rayon de giration

$i = \sqrt{I/A}$ avec I : moment d'inertie du poteau, A : section transversale du poteau ($b \times h$)

$I = b^3h / 12$ (section rectangulaire).

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$



Pour le RDC et niv 1 : $l_0=4.50\text{m}$ $h=50\text{ cm}$ poteau (45x50) $\rightarrow \lambda=24.22 < 50$ (ok).

Pour le niv 2, 3,4 : $l_0= 3.06\text{m}$ et $h=45\text{ cm}$ poteau (40x45) $\rightarrow \lambda= 18.52 < 50$ (ok)

Pour le niv 5, 6,7 : $l_0= 3.06\text{m}$ et $h=40\text{ cm}$ poteau (35x40) $\rightarrow \lambda= 21.17 < 50$ (ok)

Pour le niv 8,9 : $l_0=3.06\text{m}$ et $h=35\text{cm}$ poteau (30x35) $\rightarrow \lambda= 24.70 < 50$ (ok)

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non - flambement.

II.5.5.Vérification des rigidités linéaire :

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieurs à celles des poutres « poteaux forts -poutres faibles ».

➤ Calcul des rigidities linéaires des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{p_0} = I_{p_0} / h_c$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_p = I_p / L_c$

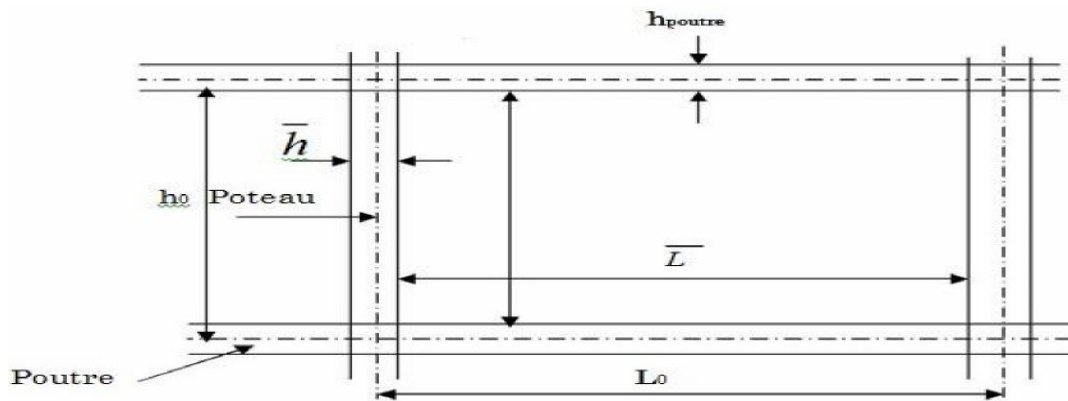


Figure II-11 : Identification des paramètres

➤ **Identification des paramètres:**

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément

h_c, L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement :

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

\bar{h} : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux).

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux.

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

➤ **Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :**

cm ²			Cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Travée	Section	L ₀	\bar{L}	1/2h _p	L _c	I _P	K _P
RDC 1 ^{er} étage	A-B	(30x40)	480	430	20	450	160000	355.55
2 ^{eme} 3 ^{eme} 4 ^{eme} étage	A-B	(30x40)	480	435	20	455	160000	351.64
5 ^{eme} 6 ^{eme} 7 ^{eme} étages	A-B	(30x40)	480	440	20	460	160000	347.82
8 ^{eme} 9 ^{eme} étage	A-B	(30x40)	480	445	20	465	160000	344.08

Tableau II-11: Rigidités des poutres dans le sens transversal Y-Y

Remarque :

Dans notre cas on a les mêmes dimensions des travée (AB=BC=CD=DE=480cm)

cm ²			Cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Travée	Section	L ₀	\bar{L}	1/2hp	L _c	I _P	K _P
RDC , ^{1er}	1-2	(30x35)	430	385	17.5	402.5	107187.5	266.30
	2-3		430	385				
	3-4		430	385				
	4-5		420	375				
								273.08
2 ^{eme} et 3 ^{eme} 4 ^{eme} étage	1-2	(30x35)	430	390	17.5	407.5	107187.5	263.03
	2-3		430	390				
	3-4		430	390				
	4-5		420	380				
								269.65
5 ^{eme} et 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages	1-2	(30x35)	430	395	17.5	412.5	107187.5	259.84
	2-3		430	395				
	3-4		430	395				
	4-5		420	385				
								266.30
8 ^{eme} 9 ^{eme} étage	1-2	(30x35)	430	400	17.5	417.5	107187.5	256.73
	2-3		430	400				
	3-4		430	400				
	4-5		420	390				
								263.03

Tableau II-12: Rigidités des poutres dans le sens longitudinal X-X

Étages	cm ²	cm				cm ⁴	cm ³
	Section	h ₀	\bar{h}	½ e _p	h _c	I _{po}	k _{po}
RDC, 1 ^{er}	45× 50	450	410	25	435	468750	1077.58
2 ^{eme} , 3 ^{eme} 4 ^{eme}	40× 45	306	266	22.5	288.5	303750	1052.85
5 ^{eme} , 6 ^{eme} 7 ^{eme}	35× 40	306	266	20	286	186666.66	652.68
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	30× 35	306	266	17.5	283.5	107187.5	378.08

Tableau II-13 : Rigidité des poteaux transversaux Y-Y.

Étages	cm ²	cm				cm ⁴	cm ³
	Section	h ₀	\bar{h}	½ e _p	h _c	I _{po}	k _{po}
RDC, 1 ^{er}	45× 50	450	415	25	440	468750	1065.34
2 ^{eme} , 3 ^{eme} 4 ^{eme}	40× 45	306	271	22.5	293.5	303750	1034.92
5 ^{eme} , 6 ^{eme} 7 ^{eme}	35× 40	306	271	20	291	186666.66	641.46
8 ^{eme} , 9 ^{eme}	30× 35	306	271	17.5	288.5	107187.5	371.53

Tableau II-14 : Rigidité des poteaux longitudinaux X-X.

Dans les tableaux ci-dessus, nous remarquons que la rigidité des poteaux est supérieure à celles des poutres, donc la rigidité linéaire est vérifiée.

✓ **Conclusion :**

Les différentes règles et lois du document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Hauteur du plancher en corps creux		$h_t = 20\text{cm (16+4)}$
Epaisseur des voiles	RDC, étages courant	25cm
Sections des poutres	Poutre principales	(30×40) cm
	Poutre secondaire	(30×35) cm
Sections des poteaux	RDC, 1 ^{er} étage	(45× 50) cm
	2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme}	(40× 45) cm
	5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}	(35× 40) cm
	8 ^{eme} , 9 ^{eme}	(30× 35) cm

Tableau II-15: Récapitulatif des résultats

Introduction :

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour des éléments non structuraux secondaire (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99) et le RPA.

III.1. Calcul des planchers :

Notre structure présente des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

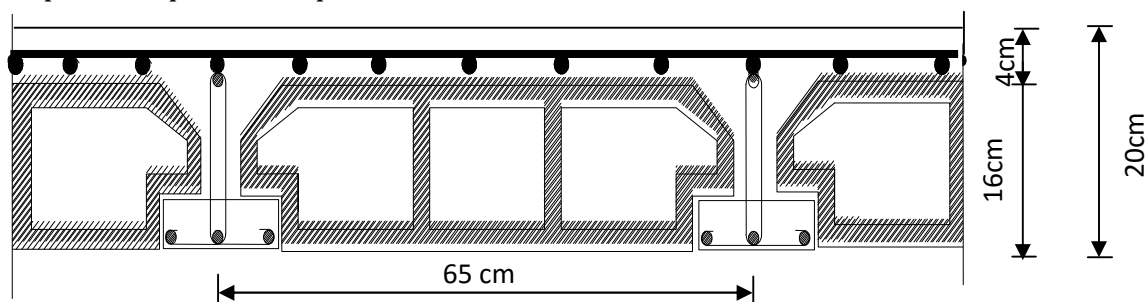


Fig. III.1.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

III.1.1. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de « 4 cm » d'épaisseur. Elle est armée d'un treillis soudé de nuance (TLA 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales aux valeurs indiquées par l'article suivant : **(BAEL91/B.6.8.423)**

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles(nervures).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec : A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire

l : distance entre axe des poutrelles ($50\text{cm} < l < 80\text{cm}$), on prend $l=65\text{cm}$.

f_e : limite de l'élasticité de l'acier (MPa).

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{\perp} = 5HA5 = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{mL}$;

2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5HA5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{mL}$.

Le ferrailage adopter pour la dalle de compression est un treillis soudé de dimension $150 \times 150 \text{ mm}^2$ d'un diamètre de 5 mm.

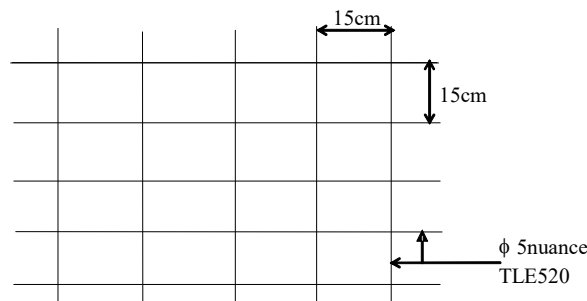


Fig III.1.2 : Treillis soudés (150x150)

III.1.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, et sont de section Té, la distance entre axe est de 65cm. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu (sa dimension est de 20cm). Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, et le calcul se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la dalle de compression.

a) Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée sur deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95KN/m² et le poids propre de l'ouvrier estimé à 100 kg.

- **Charges permanentes :**

Poids propre : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

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

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

- **Surcharge d'exploitation**

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

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

- **Combinaison de charges à l'ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Moment maximal en travée**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.30^2}{8} = 5.77 \text{ kN.m}$$

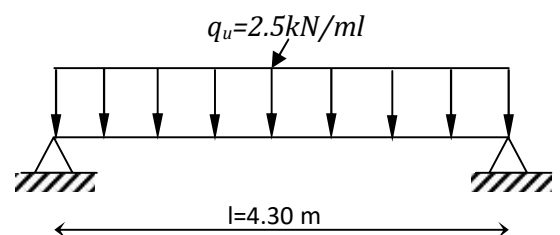
- **Effort tranchant max :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.3}{2} = 5.37 \text{ KN}$$

Calcul des armatures

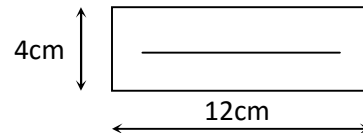
Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes : $b = 12 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$;

$d = h - c = 2 \text{ cm}$ (hauteur utile) ; soient : $c = 2 \text{ cm}$ (enrobage)



FigIII.1.3 : Schéma statique de la poutrelle

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$



$$\mu_b = \frac{5.77 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 8.46 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est doublement armée}$$

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

b) Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle travaille comme une poutre continue en T, encadrée partiellement à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, ainsi que le poids de la dalle de compression, en plus des charges et des surcharges éventuelles revenant au plancher.

b.1) Largeur de la table de compression (A.4.1, 3) :

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

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

$$b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{430}{2} = 143.33 \text{ cm}$$

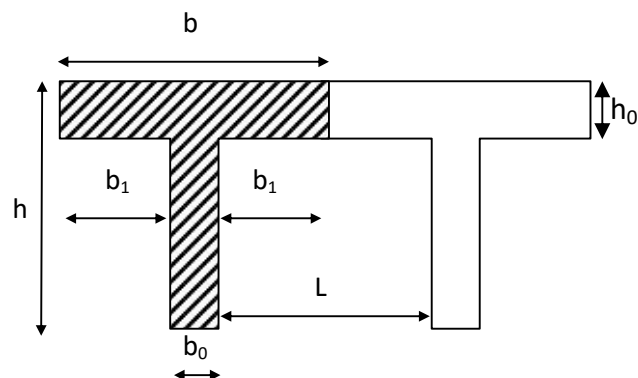


Fig.III.1.4: Dimensions de la section en T

Avec : L : distance entre axe des poutrelles.

L1 : longueur de la plus grande travée.

b0 : largeur de la nervure (b0=12 cm)

h0 : épaisseur de la dalle de compression (h0 = 4cm).

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

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

On prend : b₁=26.5cm, soit : b = (2xb₁) + b₀ = (2x26.5) + 12 = 65cm

b.2) Détermination des sollicitations et combinaisons de charge**a. Plancher terrasse accessible**

Poids propre du plancher : $G = 6.24 \times 0.65 = 4.056 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$.

➤ À l'ELU : $q_{u1} = 1.35 \times 4.056 + 1.5 \times 0.975 = 6.938 \text{ KN/ml}$.

➤ À l'ELS : $q_{s1} = 4.056 + 0.975 = 5.031 \text{ KN/ml}$.

b. Plancher d'étage courant

Poids propre du plancher : $G = 5.73 \times 0.65 = 3.72 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$.

➤ À l'ELU : $q_{u2} = 1.35 \times 3.72 + 1.5 \times 0.975 = 6.485 \text{ KN/ml}$.

➤ À l'ELS : $q_{s2} = 3.72 + 0.975 = 4.695 \text{ KN/ml}$

c. Plancher d'étage de service

Poids propre du plancher : $G = 5.73 \times 0.65 = 3.72 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$.

➤ À l'ELU : $q_{u3} = 1.35 \times 3.72 + 1.5 \times 1.625 = 7.459 \text{ KN/ml}$.

➤ À l'ELS : $q_{s3} = 3.72 + 1.625 = 5.345 \text{ KN/ml}$

b.3) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

-Méthode forfaitaire.

-Méthode des trois moments.

-Méthode de Caquot.

Choix de la méthode de calcul :***Domaine d'application de la méthode forfaitaire**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes, comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux...

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL91, on peut appliquer la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

- 1- La valeur de la surcharge d'exploitation doit être égale au plus à deux fois la charge permanente c'est-à-dire :
 - Planchers à charge d'exploitation modérée, où : $Q \leq (5 \text{ kN/m}^2 ; 2G)$.
 - Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.
 - Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.
- .Cas de fissuration non préjudiciable.

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

Plancher terrasse :

$$1. \left\{ \begin{array}{l} Q < 2G \quad \text{on a: } Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2 \times 6.24 = 12.48 \text{ KN/m}^2 \\ Q \leq 5 \text{ KN} \quad \text{et } Q = 1.5 \text{ KN} < 5 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Plancher d'étage courant :

$$2. \left\{ \begin{array}{l} Q < 2G \quad \text{on a: } Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2 \times 5.73 = 11.46 \text{ KN/m}^2 \\ Q \leq 5 \text{ KN} \quad \text{et } Q = 1.5 \text{ KN} < 5 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Plancher d'étage de service :

$$3. \left\{ \begin{array}{l} Q < 2G \quad \text{on a: } Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2 \times 5.73 = 11.46 \text{ KN/m}^2 \\ Q \leq 5 \text{ KN} \quad \text{et } Q = 1.5 \text{ KN} < 5 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

3. Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 on a :

$$\frac{430}{430} = 1 \text{ et } \frac{430}{420} = 1,02 \text{ sont comprise entre } 0,8 \text{ et } 1,25 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

4. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable. \longrightarrow Condition vérifiée

Conclusion : La méthode forfaitaire est applicable.

❖ *Principe de la méthode*

Soient

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

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

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

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

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

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

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

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

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

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

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastés

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

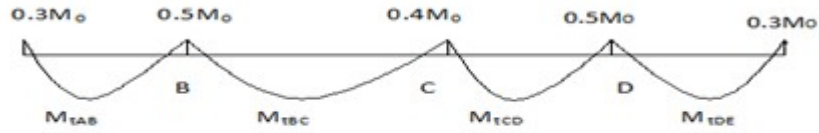


Fig.III.1.5:Diagramme des moments

Ainsi deux autre poutrelles une à 03 appuis et l'autre à 2 appuis comme présentée dans le diagramme suivant :

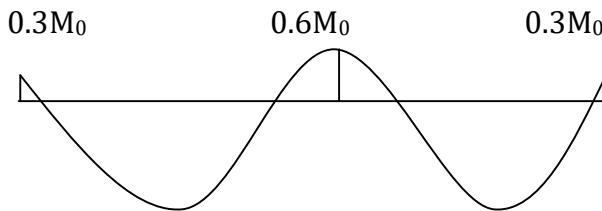


Fig. III.1.6 : Schéma statique de poutrelle de 3 appuis



Fig.III.1.7 : Schéma statique de poutrelle de 2 appuis

❖ *Application de la méthode forfaitaire :*

○ *1er type*

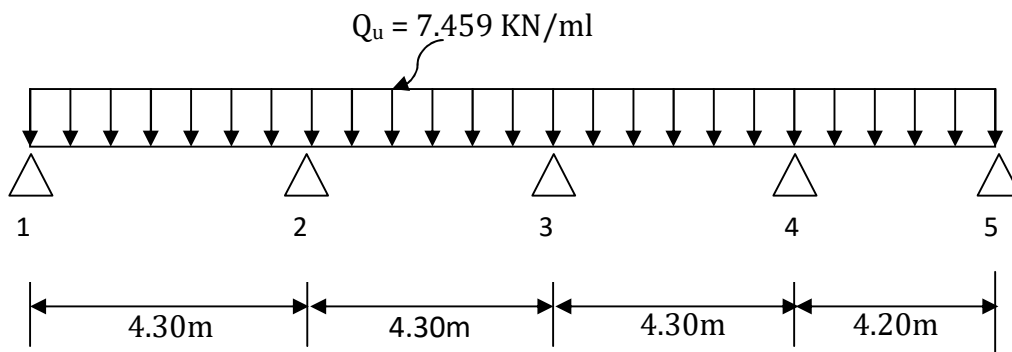


Fig.III.1.8 : Schéma statique de calcul du 1er type de poutrelles

❖ *Calcul des sollicitations à l'ELU :*a) **Calcul des moments isostatiques :****Travée 1-2**

$$M_{01} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.459 \times 4.30^2}{8} = 17.23 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3

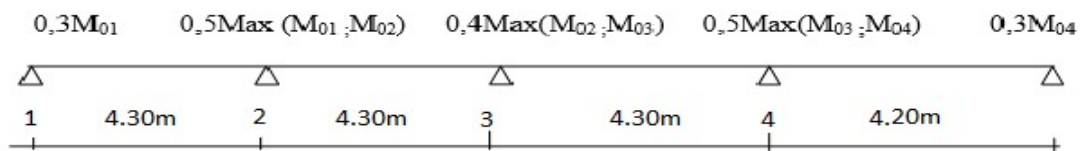
$$M_{02} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.459 \times 4.30^2}{8} = 17.23 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4

$$M_{03} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.459 \times 4.30^2}{8} = 17.23 \text{ KN.m}$$

Travée 4-5

$$M_{04} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.459 \times 4.20^2}{8} = 16.44 \text{ KN.m}$$

b) **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 17.23 \Rightarrow M_1 = 5.169 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = 0.5 \times 17.23 \Rightarrow M_2 = 8.615 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max(M_{02}, M_{03}) = 0.4 \times 17.23 \Rightarrow M_3 = 6.892 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.5 \max(M_{03}, M_{04}) = 0.5 \max(17.23, 16.44) \Rightarrow M_4 = 8.615 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.3 M_{04} = 0.3 \times 16.44 \Rightarrow M_5 = 4.932 \text{ KN.m}$$

c) calcul des moments en travée :

❖ Calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.73} = 0.303 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0.303$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3 \alpha = 1.090 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.545 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.645 \end{array} \right.$$

Travée de rive 1-2 :

$$M_{t1-2} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0^1 \Rightarrow M_{t1-2} \geq 0.645M_0^1$$

$$M_{t1-2} \geq 0.645 \times 17.23 \longrightarrow M_{t1-2} \geq 11.11 \text{KN.m}$$

$$M_{t1-2} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq 1.090 M_0^1 \longrightarrow M_{t1-2} + \frac{5.169 + 8.615}{2} \geq 1.090(17.23)$$

$$M_{t1-2} = 11.88 \text{KN.m}$$

On prend le max $M_{t1-2} = 11.88 \text{KN.m}$

Travée intermédiaire 2-3:

$$M_{t2-3} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq 1.090 M_0^2 \longrightarrow M_{t2-3} + \frac{8.615 + 6.892}{2} \geq 1.090 (17.23)$$

$$\longrightarrow M_{t2-3} \geq 11.02 \text{KN.m}$$

$$M_{t2-3} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0^2 \Rightarrow M_{t2-3} \geq 0.545M_0^2$$

$$M_{t2-3} = 0.545 \times 17.23 \longrightarrow M_{t2-3} = 9.39 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t2-3} = 11.02 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire 3-4 :

$$M_{t3-4} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq 1.090 M_0^3 \longrightarrow M_{t3-4} + \frac{6.892 + 8.615}{2} \geq 1.090 (17.23)$$

$$\longrightarrow M_{t3-4} \geq 11.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3-4} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^3 \Rightarrow M_{t3-4} \geq 0.545 M_0^3$$

$$M_{t3-4} = 0.545 \times 17.23 \longrightarrow M_{t3-4} = 9.39 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t3-4} = 11.02 \text{ KN.m}$

Travée de rive 4-5 :

$$M_{t4-5} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^5 \Rightarrow M_{t4-5} \geq 0.645 M_0^5$$

$$M_{t4-5} \geq 0.645 \times 16.44 \longrightarrow M_{t4-5} \geq 10.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4-5} + \frac{8.615 + 4.932}{2} \geq 1.090 (16.44) \longrightarrow M_{t4-5} = 11.14 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t4-5} = 11.14 \text{ KN.m}$

d) Calcul des efforts tranchants :

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

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

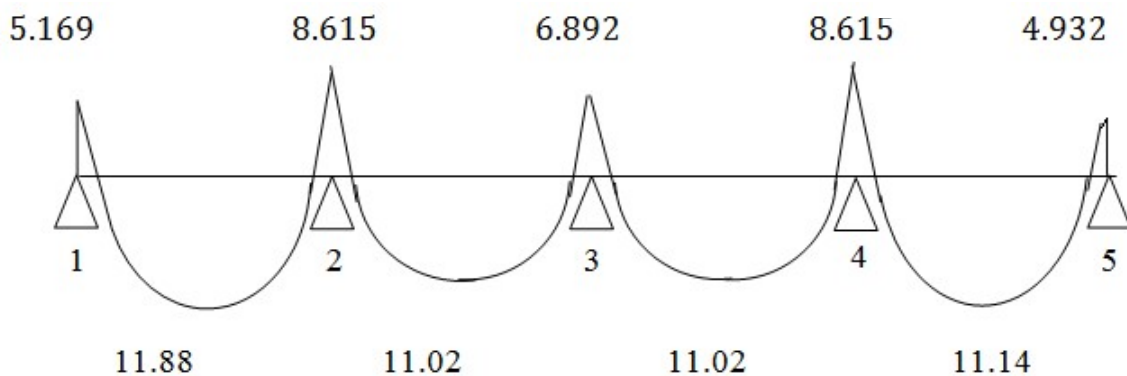
Avec : $q_u = 7.459 \text{ KN/ml}$

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

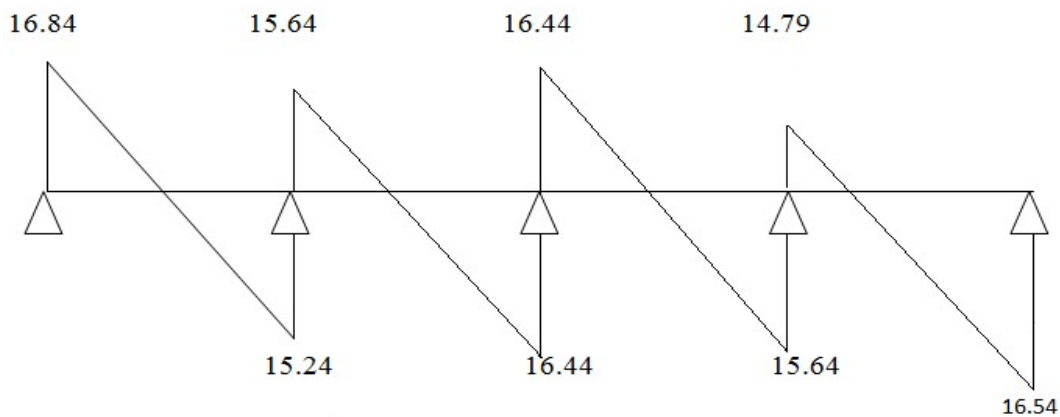
Travées	1-2=4.30m	2-3=4.30m	3-4=4.30m	4-5=4.20m
Mw(KN.m)	5.169	8.615	6.892	8.615
Me(KN.m)	8.615	6.892	8.615	4.932
Tw(KN)	16.84	15.64	16.44	14.79
Te(KN)	-15.24	-16.44	-15.64	-16.54
Mt(KN.m)	11.88	11.02	11.02	11.14

Au final, le diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU est le suivant :

a) diagramme des moments fléchissant :



b) diagramme d'effort tranchant :



○ 2ème type

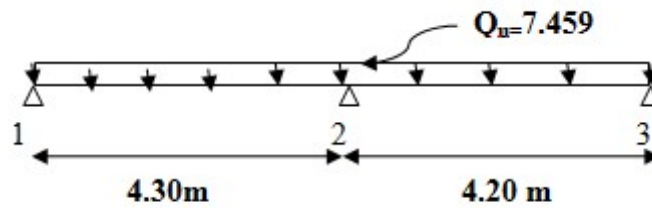


Fig.III.1.9: Schéma statique de calcul du 2eme type de poutrelles

❖ Calcul des sollicitations à l'ELU :

a) Calcul des moments isostatiques :

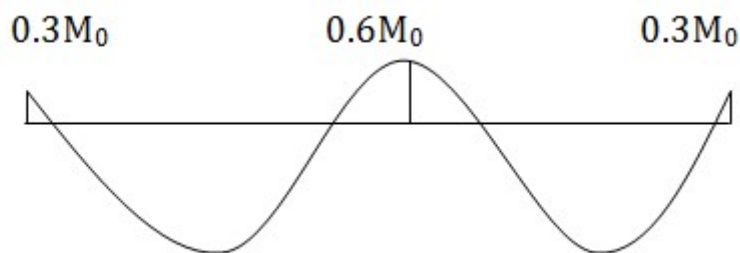
Travée 1-2

$$M_{01} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.459 \times 4.30^2}{8} = 17.23 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3

$$M_{02} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{7.459 \times 4.20^2}{8} = 16.44 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments aux appuis :



$$M_1 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 17.23 \Rightarrow M_1 = 5.169 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.6 \max (M_{01}, M_{02}) = 0.6 \times 17.23 \Rightarrow M_2 = 10.338 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.3 M_{02} = 0.3 \times 16.44 \Rightarrow M_3 = 4.932 \text{ KN.m}$$

c) calcul des moments en travée :

$$\text{Travée 1-2} \begin{cases} M_t \geq 1.090 \times 17.23 - \frac{5.169 + 10.338}{2} = 11.03 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.645 \times 17.23 = 11.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{t1-2} = 11.11 \text{ kN.m}$

$$\text{Travée 2-3} \begin{cases} M_t \geq 1.090 \times 16.44 - \frac{10.338 + 4.932}{2} = 10.28 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.645 \times 16.44 = 10.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{t2-3} = 10.60 \text{ kN.m}$

d) Calcul des efforts tranchants :

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

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

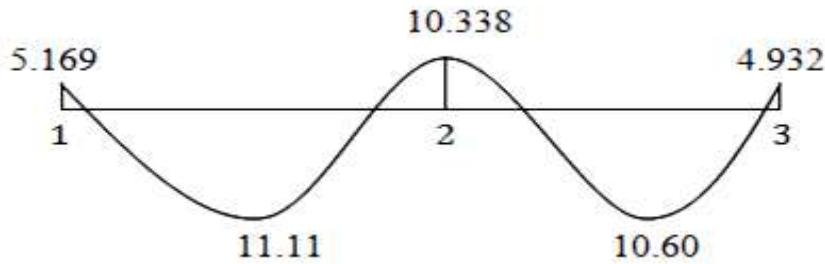
Avec : $q_u = 7.459 \text{ KN/ml}$

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

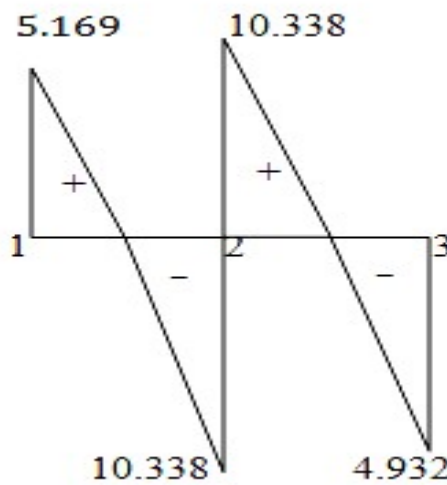
Travées	1-2=4.30m	2-3=4.20m
Mw(KN.m)	5.169	10.338
Me(KN.m)	10.338	4.932
Tw(KN)	17.239	14.377
Te(KN)	-14.835	-16.951
Mt(KN.m)	11.11	10.60

Au final, le diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU est le suivant :

a) diagramme des moments fléchissant :



b) diagramme d'effort tranchant :



o 3ème type

Le 3eme type consiste à étudier une travée à 2 appuis de 4.30 m de longueur

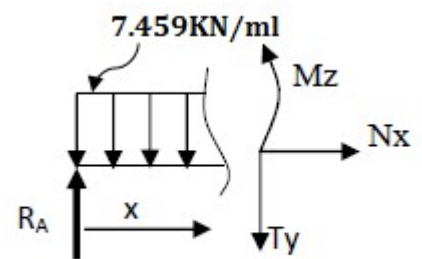
• Détermination des réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} 7.459 \times 4.30 = 16.04 \text{ KN (Symétrie)}$$

✓ Tronçon $0 \leq x < 2.15 \text{ m (mi-travées)}$

$$T_y = -7.459 \cdot x + 16.04 \text{ Pour } \begin{cases} x = 0 ; T_y = 16.04 \text{ KN.} \\ x = 2.15 ; T_y = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = -7.459 \cdot x \frac{x^2}{2} + 16.04 \cdot x \text{ Pour } \begin{cases} x = 0 ; M_z = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 2.15 ; M_z = 17.25 \text{ KN.m.} \end{cases}$$



- **Calcul du moment maximal M_{zmax}**

L'effort tranchant est nul au point $x=2.15$ m, d'où : $M_z(2.15) = M_{zmax} = 17.25$ KN.m (Déjà calculer).

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

- ✓ **En travée** : $M_t = 0,85M_{zmax} = 14.66$ KN.m.
- ✓ **Aux appuis** : $M_a = -0,3M_{zmax} = -5.175$ KN.m.

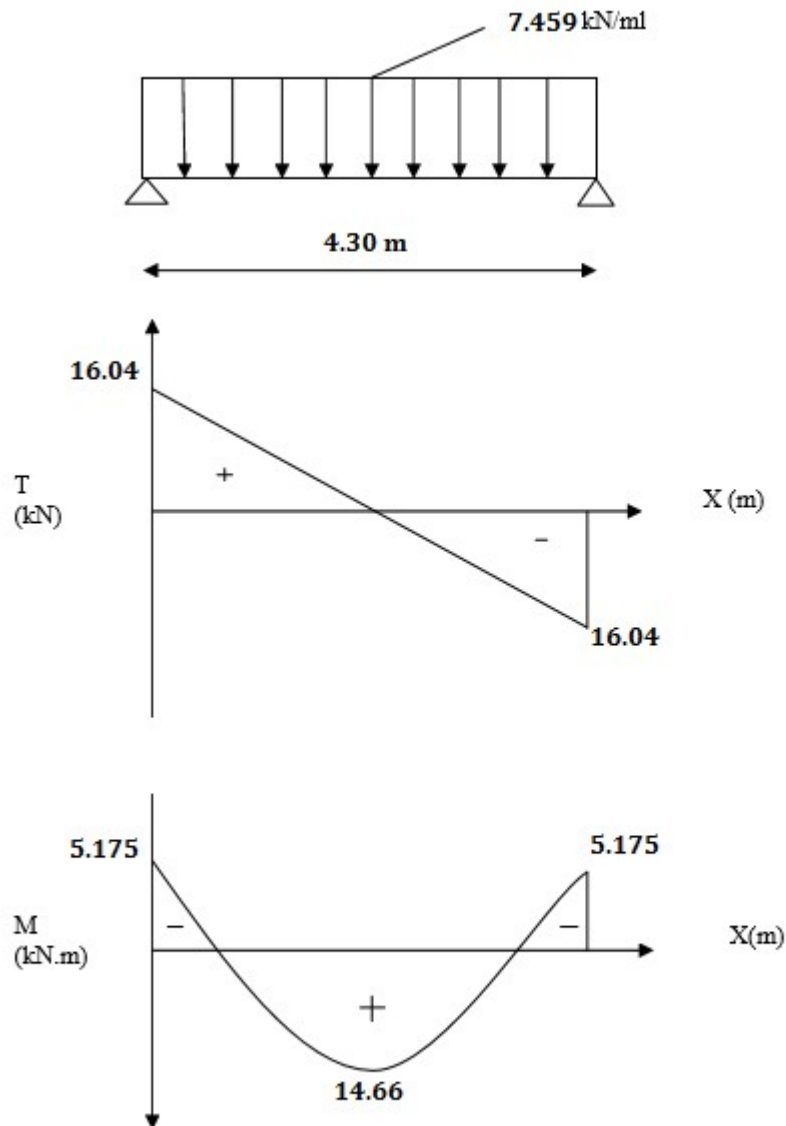


Fig.III.1.10: Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.1.3. Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fera avec les moments à l'ELU. Les poutrelles seront calculées comme sections en T dont les caractéristiques géométriques sont indiquées dans la **Fig. III-11**

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t^{max} = 14.66 \text{ KN.m}$ et même ferrailage aux appuis avec le moment maximum

$$M_a^{max} = 10.338 \text{ KN.m}$$

❖ **Armatures longitudinales :**• **En travée :**

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

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

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{max} = 14.66 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{14.66 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.049 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.049 \rightarrow \beta = 0.9745$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d (f_c / \gamma_s)} = \frac{14.66 \times 10^6}{0.9745 \times 180 \times 348} = 240.16 \text{ mm}^2$$

$A_{st} = 2.40 \text{ cm}^2$ on adopte : **armature en travées 3HA12 = 3.39 cm²**

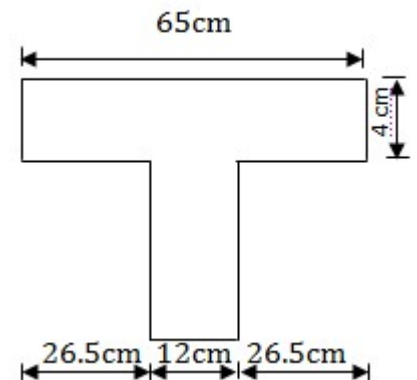


Fig.III.1.11

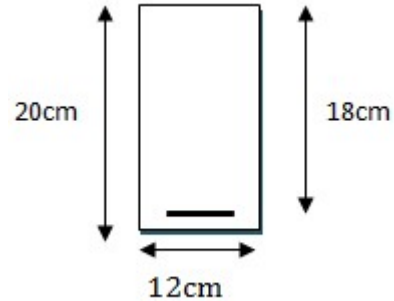
- **Aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12x20) cm $M_t^{max} = 10.338$ KN.m

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{10.338 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.187 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.187 \rightarrow \beta = 0.8955$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{10.338 \times 10^3}{0.8955 \times 18 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2$$



$A_a = 1.84$ cm² on adopte : **armature aux appuis 2HA12 = 2.26** cm²

- ❖ **Armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l\right) \quad (\text{Art 7.2.1/BAEL91})$$

Avec h : hauteur totale de la poutre

b_0 : largeur de l'âme

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales

$$\phi \leq \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 10\right) = 0.571 \text{ cm}$$

$\phi \leq 0,571$ cm On prend $\phi = 8$ mm

On adopte: **armature transversal 2HA8** $\rightarrow A_t = 1$ cm²

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de HA8

- **Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(16,2, 40) = 16.2\text{cm}$$

On prend : **St = 15** cm

III.1.4. Vérification à l'ELU :**a) Vérification au cisaillement: (BAEL 91/ Art. 5.1.211)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ «Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa} , 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{16.84 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité : BAEL 91(A.4.2.1 BAEL)

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

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

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{16.84 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 12 \times 3.14} = 0.92 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum \mu_i = n \cdot \varphi \cdot \pi$$

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

$$\tau_{se} = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée à $0.4l_s = 16,9$ soit 17cm.

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (A.5.1, 313 BAEL91)

- Au niveau des appuis de rive (BAEL 91 / Art. 5.1, 312)**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 1.84 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.48 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- Au niveau des appuis intermédiaires (BAEL 91 / Art. 5.1, 321)**

« Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9 \cdot V_u \cdot d$, on doit prolonger au-delà du bord d'appuis (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$V_u + \frac{M_u}{0.9d}$$

D'où :

$$0.9V_u \cdot d = 0.9 \times 16.84 \times 0.18 = 2.73 \text{ KN.m.}$$

$$M_u = 10.338 \text{ KN.m.}$$

Donc :

$0.9V_u \cdot d = 2.73 \text{ KN.m} < M_u = 10.338 \text{ KN.m}$. La condition est vérifiée et les armatures calculées sont suffisantes.

- Sur le béton (BAEL 91 / Art. A.5.1, 313)**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \frac{2 \times 16.84 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 180} = 0.52 \text{ MPa} < \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

f) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL 91 / Art. A.5.1, 322)

$$\frac{2v_u}{f_e \cdot 0.9d} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \frac{2 \times 16.84 \times 1^3}{400 \times 0.9 \times 180} = 0.52 \text{ MPa} < \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

g) Vérification de la liaison des membrures d'une poutre avec l'âme (BAEL 91 / Art. A.5.3,2)

Il y a lieu de justifier la jonction des membrures d'une poutre à l'âme (Jonction table-nervure). Pour cela, la contrainte tangente τ_u doit être au plus égale à la contrainte tangente limite $\bar{\tau}_u$. C'est-à-dire :

$$\tau_u = \frac{v_u}{z \cdot h_0} \frac{b_1}{b} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$z = 0.9d, \text{ d'où :}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{0.9d \cdot h_0} \frac{b_1}{b} = \frac{16.84 \times 1^3}{0.9 \times 180 \times 40} \frac{265}{650} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa (Fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_u = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

j) Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22)

« Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e la quantité $\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot St}$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (ou N/mm²) » D'où :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot St} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_{t \min} \leq \frac{0.4 \cdot b_0 \cdot St}{f_e} = \frac{0.4 \cdot 12 \cdot 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 1 \text{ cm}^2$$

III.1.5. Calcul de la poutrelle à l'ELS :

❖ Etude de la poutrelle I à l'ELS

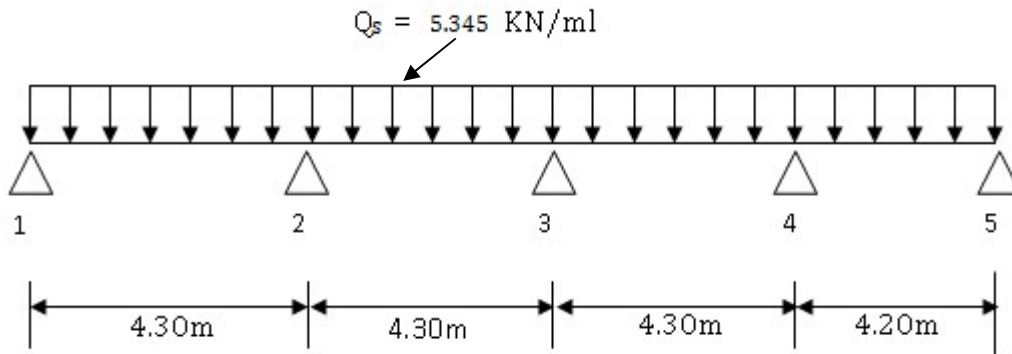


Fig.III.1.12 : Schéma statique de la poutrelle type I à l'ELS.

• Calcul des moments isostatiques :

$$q_s = 5.345 \text{ KN/ml}$$

Travée 1-2 :

$$M_0^1 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5.345 \times 4.30^2}{8} = 12.35 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :

$$M_0^2 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5.345 \times 4.30^2}{8} = 12.35 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4 :

$$M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5.345 \times 4.30^2}{8} = 12.35 \text{ KN.m}$$

Travée 4-5 :

$$M_0^4 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5.345 \times 4.20^2}{8} = 11.78 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments aux appuis :

$$M_1 = 0.3 M_0^1 = 0.3 \times 12.35 = 3.705 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_0^1, M_0^2) = 0.5 \times 12.35 \Rightarrow M_2 = 6.175 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max (M_0^2, M_0^3) = 0.4 \times 12.35 \Rightarrow M_3 = 4.94 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.5 \max (M_0^3, M_0^4) = 0.5 (12.35, 11.78) \Rightarrow M_4 = 6.175 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.3 (M_0^4) = 0.3 \times 11.78 \Rightarrow M_5 = 3.534 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée :**

Travée de rive 1-2 :

$$M_{t1-2} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^1 \Rightarrow M_{t1-2} \geq 0.645M_0^1$$

$$M_{t1-2} \geq 0.645 \times 12.35 \longrightarrow M_{t1-2} \geq 7.965 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1-2} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq 1.090 M_0^1 \longrightarrow M_{t1-2} + \frac{3.705 + 6.175}{2} \geq 1.090(12.35)$$

$$\longrightarrow M_{t1-2} = 8.52 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t1-2} = 8.52 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire 2-3:

$$M_{t2-3} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq 1.090 M_0^2 \longrightarrow M_{t2-3} + \frac{6.175 + 4.94}{2} \geq 1.090 (12.35)$$

$$\longrightarrow M_{t2-3} \geq 7.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2-3} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^2 \Rightarrow M_{t2-3} \geq 0.545M_0^2$$

$$M_{t2-3} = 0.545 \times 12.35 \longrightarrow M_{t2-3} = 6.73 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t2-3} = 7.91 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire 3-4 :

$$M_{t3-4} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq 1.090 M_0^3 \longrightarrow M_{t3-4} + \frac{4.94 + 6.175}{2} \geq 1.090 (12.35)$$

$$\longrightarrow M_{t3-4} \geq 7.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3-4} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^3 \Rightarrow M_{t3-4} \geq 0.545M_0^3$$

$$M_{t3-4} = 0.545 \times 12.35 \longrightarrow M_{t3-4} = 6.73 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t3-4} = 7.91 \text{ KN.m}$

Travée de rive 4-5 :

$$M_{t4-5} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^4 \Rightarrow M_{t4-5} \geq 0.645M_0^4$$

$$M_{t4-5} \geq 0.645 \times 11.78 \longrightarrow M_{t4-5} \geq 7.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4-5} + \frac{6.175 + 3.534}{2} \geq 1.090(11.78) \longrightarrow M_{t4-5} = 7.99 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t4-5} = 7.99 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants :**

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

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

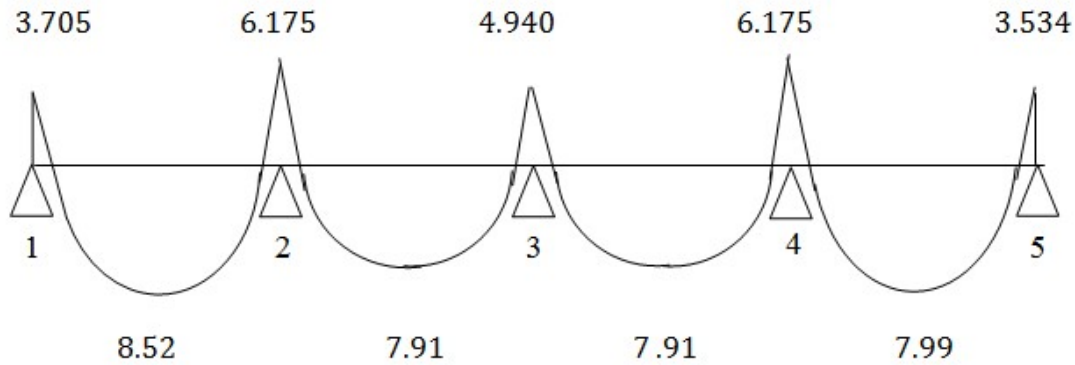
Avec : $q_s = 5.345 \text{ KN/ml}$

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

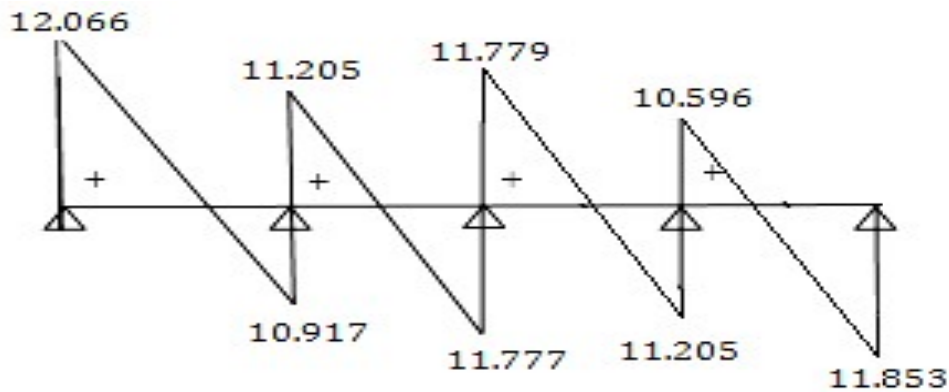
Travées	1-2=4.30m	2-3=4.30m	3-4=4.30m	4-5=4.20m
Mw(KN.m)	3.705	6.175	4.940	6.175
Me(KN.m)	6.175	4.940	6.175	3.534
Tw(KN)	12.066	11.205	11.779	10.596
Te(KN)	-10.917	-11.777	-11.205	-11.853
Mt(KN.m)	8.52	7.91	7.91	7.99

Au final, le diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS est le suivant :

a) diagramme des moments fléchissant :



b) diagramme d'effort tranchant :



❖ Etude de la poutrelle II à l'ELS :

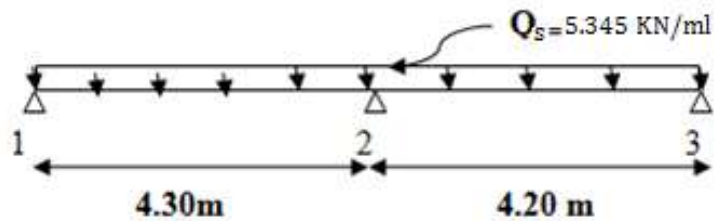


Fig. III.1.13 : Schéma statique de la poutrelle II à l'ELS.

1. Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5.345 \times 4.30^2}{8} = 12.354 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5.345 \times 4.20^2}{8} = 11.786 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des moments aux appuis :

$$M_1 = 0.3M_{01} = 0.3 \times 12.354 = 3.706 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.6 \max \{M_{01} ; M_{02}\} = 0.6 \times 12.354 = 7.412 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.3M_{02} = 0.3 \times 11.786 = 3.536 \text{ KN.m}$$

3. Calcul des moments en travées :

$$\text{Travée 1-2} \begin{cases} M_t \geq 1.090 \times 12.354 - \frac{3.706 + 7.412}{2} = 7.907 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.645 \times 12.354 = 7.968 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{t1-2} = 7.968 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 2-3} \begin{cases} M_t \geq 1.090 \times 11.786 - \frac{7.412 + 3.536}{2} = 7.373 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0.645 \times 11.786 = 7.602 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{t2-3} = 7.602 \text{ kN.m}$$

4. Calcul des efforts tranchants :

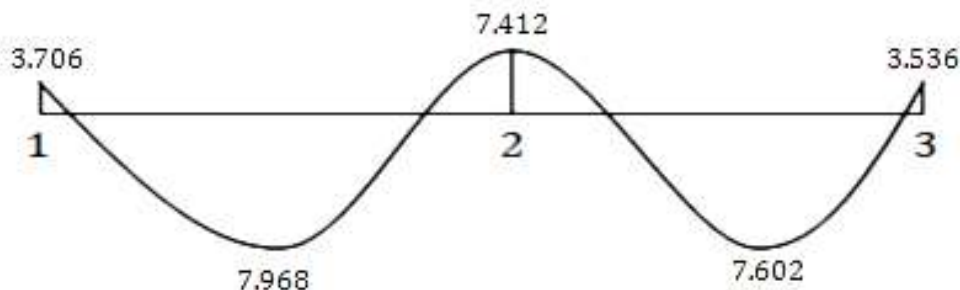
Travée 1-2 :

$$\begin{cases} T1 = 12.354 \text{ KN} \\ T2 = -10.63 \text{ KN} \end{cases}$$

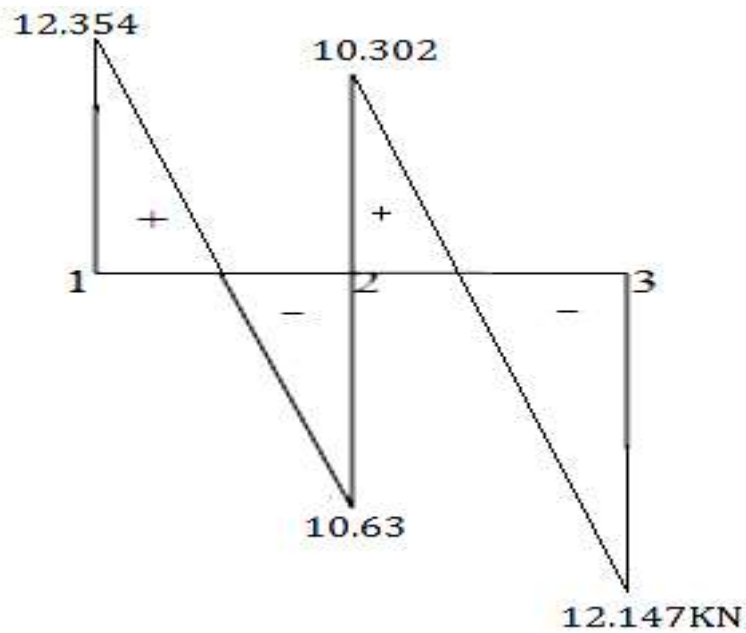
Travée 2-3 :

$$\begin{cases} T2 = 10.302 \text{ KN} \\ T3 = -12.147 \text{ KN} \end{cases}$$

Au final, le diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS est le suivant :

a) diagramme des moments fléchissant :

b) diagramme d'effort tranchant :



❖ Etude de la poutrelle III à l'ELS :

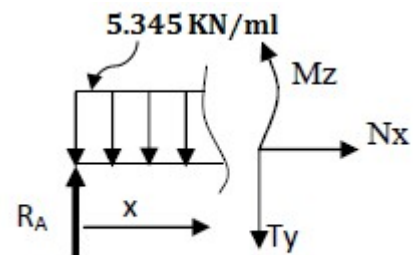
- Détermination des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} \cdot 5.345 \cdot 4.30 = 11.49 \text{ kN (Symétrie)}$$

✓ Tronçon $0 \leq x < 2.15 \text{ m}$ (mi-travées)

$$T_y = -5.345x + 11.49. \text{ Pour } \begin{cases} x = 0 ; T_y = 11.49 \text{ kN.} \\ x = 2.15 ; T_y = 0 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_z = -5.345 \cdot \frac{x^2}{2} + 11.49x. \text{ Pour } \begin{cases} x = 0 ; M_z = 0 \text{ kN.m.} \\ x = 2.15 ; M_z = 12.35 \text{ kN.m.} \end{cases}$$



Calcul du moment maximal $M_{z_{max}}$:

L'effort tranchant est nul au point $x=2.15$ m, d'où : $M_z(2.15) = M_{z_{max}} = 12.35$ KN.m (Déjà calculer).

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

- ✓ **En travée** : $M_t = 0,85M_{z_{max}} = 10.50$ KN.m.
- ✓ **Aux appuis** : $M_a = -0,3M_{z_{max}} = -3.705$ KN.m.

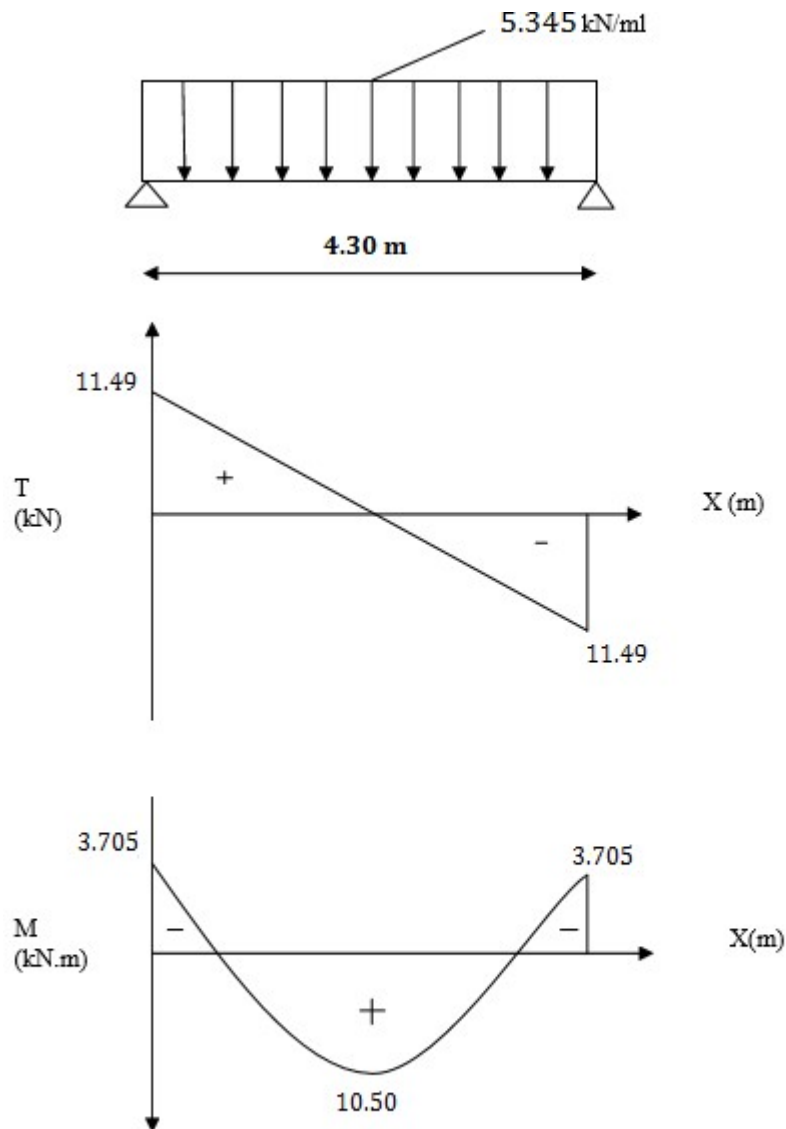


Fig.III.1.14: Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.1.5.1 Vérifications à L'ELS :

a) Etat limite de la compression du béton : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

- En travée : $M_t^{max} = 10.50$ KN.m

1) Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,57$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 1,57 \rightarrow \beta_1 = 0,836 \rightarrow K_1 = 15.663$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{10.50 \times 10^6}{0.836 \times 180 \times 339} = 205.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad . \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} : \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \quad \text{avec} : \sigma_{st} = \frac{M_s}{B_1 d A}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{205.83}{15.663} = 13.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

- Aux appuis : $M_a^{max} = 7.412$ KN.m

1) Contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.26}{100 \times 12} = 0.188$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 0.188 \rightarrow \beta_1 = 0,930 \rightarrow K_1 = 56.43$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{7.412 \times 10^6}{0.930 \times 180 \times 226} = 195.917 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

2) Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{195.917}{56.43} = 3.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

} → Condition vérifiée

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

b) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

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

- ❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- ❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- ❖ $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_c}$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

b₀ : largeur de nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

A : section des armatures.

- ❖ $\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0.046 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow$ Condition vérifiée

- ❖ $\frac{h}{L} = 0.046 < \frac{10.50}{15 \times 12.35} = 0.060 \rightarrow$ Condition non vérifiée

$$\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 > \frac{4.2}{400} = 0.010 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion :

La 2^{eme} et la 3^{eme} condition ne sont pas vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

III.1.5.2 Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$1) F_v = \frac{M_t^{ser} . l^2}{10 x E_v x I_{fv}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

E_v = module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG

a) Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

B_0 = section du beton

A = section d'armature tendue

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

b) Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 3.39 \times 18) = 3739.3 \text{ cm}^3$$

V_1 : position de l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm} \quad V_2 = (h - V_1) = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 x I_0}{1 + \mu \lambda}$$

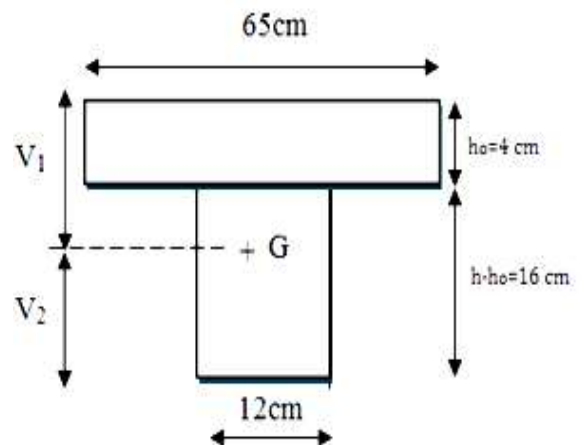


Fig.III.1.15 : section en T

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisé

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \cdot (7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \cdot 4 \cdot \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 3.39 \cdot (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 35619.90 \text{ cm}^4$$

l = la portée libre mesurée d'appuis de la travée considérée.

ρ = le rapport des aciers tendues de celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,016$$

La contrainte dans les aciers tendues est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{10.50 \times 10^6}{0.978 \times 180 \times 339} = 175.95 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0,016 \cdot \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1.03$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.016 \times 175.95) + 2.1} = 0.725$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1 \times 35619.90}{1 + (0.725 \times 1.03)} = 22431.31 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$F_v = \frac{10.50 \times 10^6 \times (4300)^2}{10 \times 10818.86 \times 22431.31 \times 10^4} = 8.00 \text{ mm} < \frac{4300}{500} = 8.6 \text{ mm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS

Ainsi les poutrelles seront ferrillées comme suit :

- **Armatures longitudinales :**

*Le lit inférieur : **3HA12**

*Le lit supérieur : **2HA12**

- **Armatures transversales :** 1 étrier en HA8 chaque 15cm.

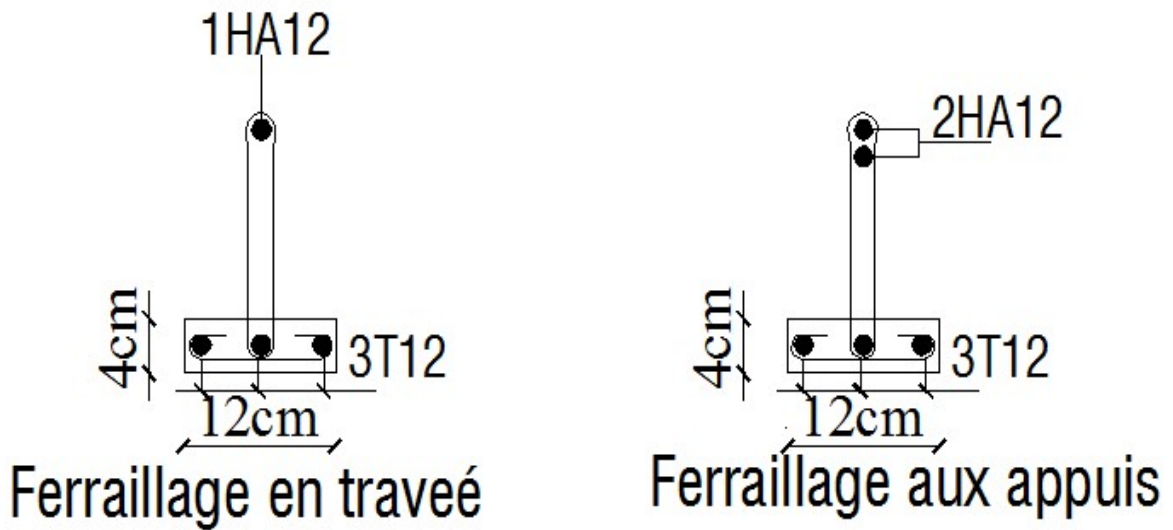
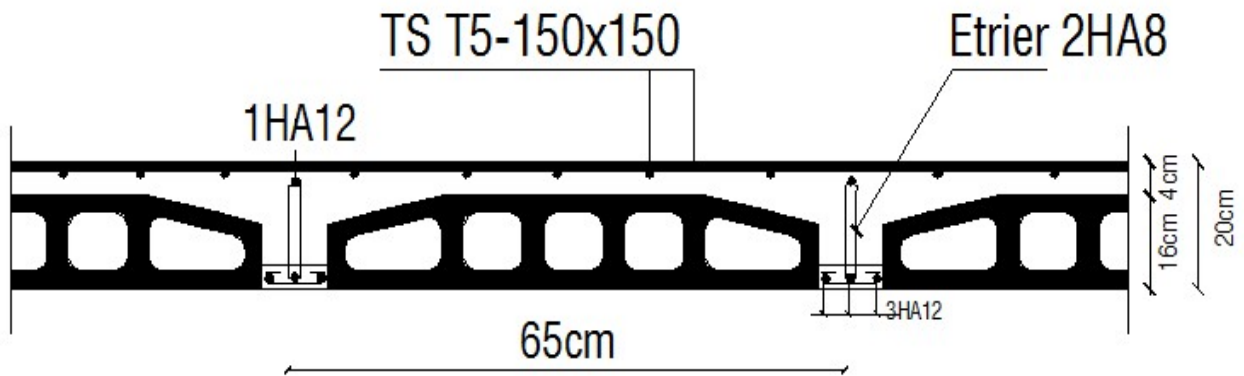


Fig.III.1.16 : Ferrailage du plancher

III.2. Les balcons :

III.2.1. Introduction

Le balcon est une plate-forme qui se dégage du mur d'un bâtiment. C'est une composante importante de l'architecture de la façade de ce dernier



Figure III.2.1: Coupe transversale d'un balcon (Dalle pleine).

Ce type de balcon se calcule comme une console encadrée à une extrémité et libre à l'autre sous l'action de son poids propre (G), du poids du garde-corps (g) qui engendre un moment au niveau de l'encastrement.

III.2.2. Détermination des charges et surcharges

Nous considérons une bande de 1 m de balcon.

➤ **Charges permanentes**

Poids propre du balcon : $G = 5.58 \times 1 = 5.58 \text{ KN/ml}$ ($G = 5.58 \text{ KN/m}^2$; a été déterminé dans le chapitre II).

Poids du garde-corps : $g = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$. Où :

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (Kn/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.02	0.72
			$g = 1.62 \text{ KN/m}^2$

➤ *Surcharge d'exploitation*

$$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml.}$$

➤ *Combinaisons de charges*

✓ À l'ELU

$$\text{La dalle : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.58 + 1.5 \times 3.5 = 12.78 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Le garde-corps: } g_u = 1.35g = 1.35 \times 1.62 \times 1 = 2.19 \text{ KN.}$$

✓ À l'ELS

$$\text{La dalle: } q_s = G + Q = 5.58 + 3.5 = 9.08 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Le garde-corps: } g_s = g = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN.}$$

III.2.3. Calcul à l'ELU :

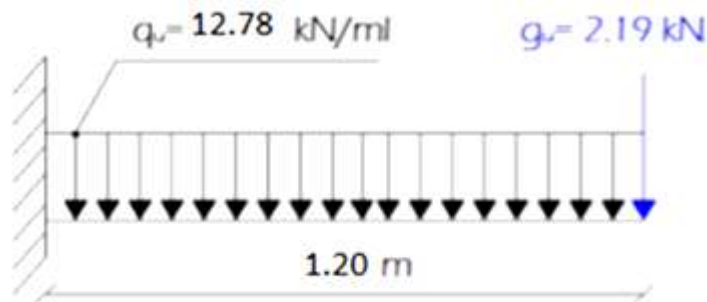


Figure III.2.2 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELU.

➤ *Calcul du moment fléchissant*

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} + g_u L = \frac{12.78 \times 1.20^2}{2} + 2.19 \times 1.20 = 11.83 \text{ KN.m}$$

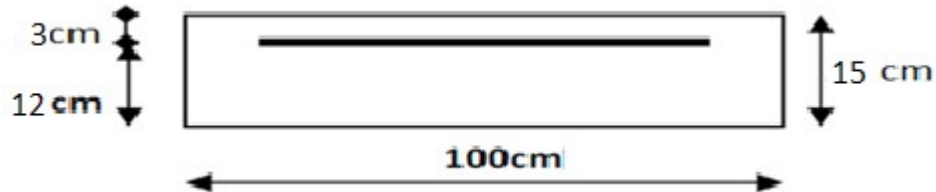
➤ *Calcul de l'effort tranchant*

$$T_u = (q_u \cdot L) + g_u = 12.78 \times 1.2 + 2.19 = 17.53 \text{ KN.}$$

➤ *Calcul des armatures*

Les armatures principales :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m).



$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 fbc} = \frac{11.83 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.058 < \mu_1 = 0.392 \quad \longleftrightarrow \quad \text{SSA}$$

Donc : $A' = 0$

$$\mu = 0.058 \quad \longleftrightarrow \quad \beta = 0.970$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.83 \times 10^6}{0.970 \times 120 \times 348} = 292.04 \text{ mm}^2 = 2.92 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\text{adoptée}} = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 16 \text{ cm}$.

Armatures de répartition

Selon l'article (A.8.2, 41 du BAEL 91), Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas du balcon) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 6\text{HA}8 = 3.01 \text{ cm}^2. \text{ Avec un espacement : } St = 25 \text{ cm}.$$

III.2.4. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2 ,1) ,1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23(100)(12) \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

$A = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.45 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)

($T_U^{\max} = 17,53 \text{ kN}$). donc il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{17.53 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_l} \quad \text{Où :}$$

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

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 6 \times 3.14 \times 10 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.53 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres (BAEL 91 / Art 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm} \quad \text{soit : } l_s = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal

La longueur de recouvrement d'après le BAEL91(Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA : $L_r = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 40 = 62$ cm. **D'où** : $l_r = 16$ cm.

e. Espacements des barres (BAEL 91 / Art. A.8.2, 42)

✓ *Armatures principales* : $St = 16 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

La condition est vérifiée.

✓ *Armatures de répartition* : $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

La condition est vérifiée.

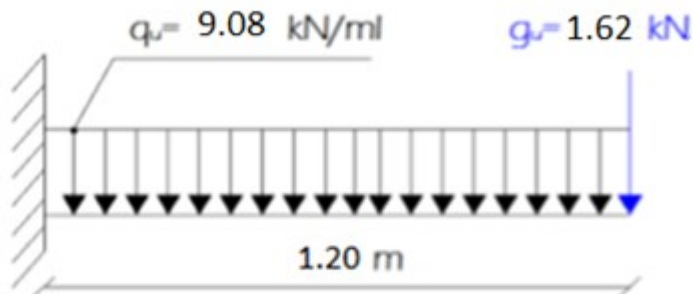
III.2.5. Vérifications à l'ELS

Figure III.2.3 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELS

➤ **Calcul du moment fléchissant**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{9.08 \times 1.2^2}{2} + 1.62 \times 1.2 = 8.48 \text{ kN.m}$$

1. Vérification des contraintes dans le béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{B_1 d A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 12} = 0.39$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.39$: $\beta_1 = 0.903$; $K_1 = 36.55$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{8.48 \times 10^6}{0.903 \times 120 \times 4.71 \times 10^2} = 166.15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{166.15}{36.55} = 4.54 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

2. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant préjudiciable avec $\eta = 1.6$,

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 166.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) [14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} ; \quad \frac{A_s}{b o d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

D'où :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.125 \geq \frac{M_t}{10 M_o} = \frac{8.48}{10 \times 8.48} = 0.1 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b o d} = \frac{4.71}{100 \times 1} = 0.0039 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

III.2.6. Conclusion

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- Armatures principales : 6HA10/ml (St= 16 cm)
- Armatures de répartition : 6HA8 (St= 25 cm)

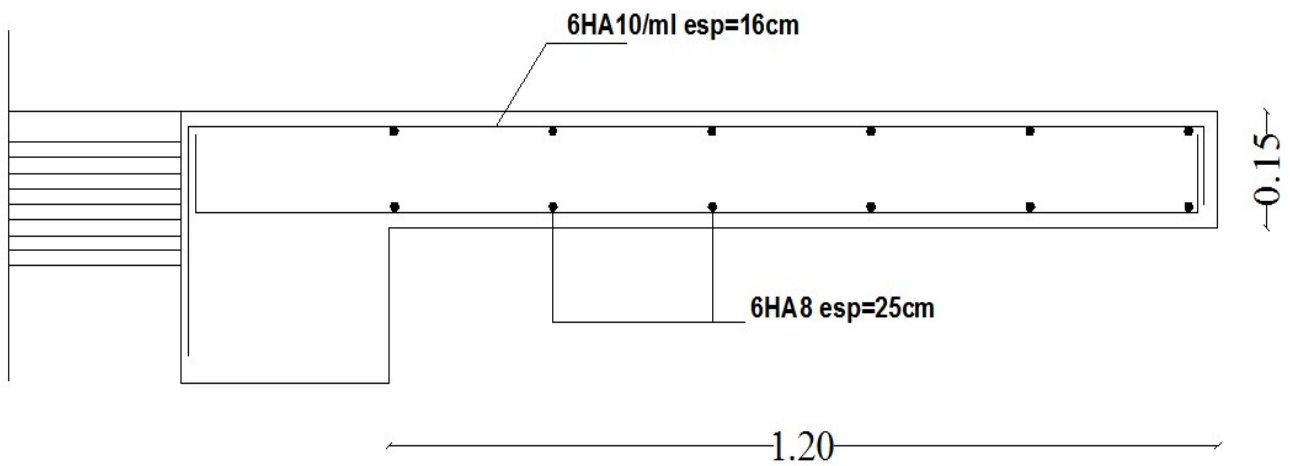


Figure III.2.4 : Ferrailage du balcon

III.3 : Les escaliers

Introduction :

Un escalier est un élément architectural constitué d'une suite régulière de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Dans notre cas, il est conçu en béton armé coulé sur place et il est partagé en deux types :

Type 1 : Des escaliers qui mènent aux étage courants.

Type 2 : Des escaliers qui mènent à l'étage de service .

Caractéristiques dimensionnelles

- **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 varies de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **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.

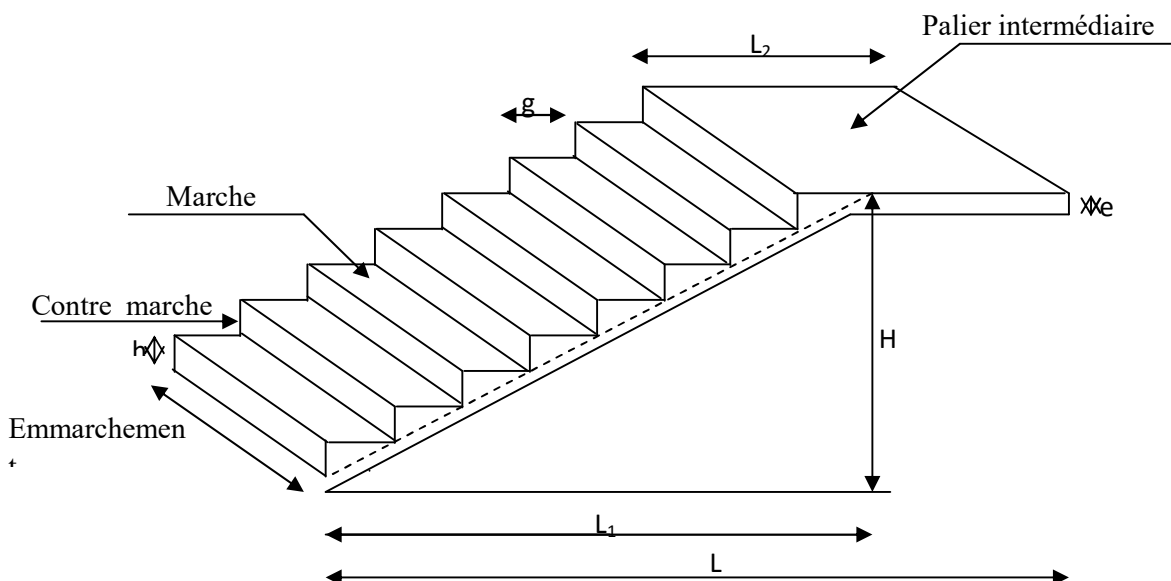


Fig. III.3.1.1 : Coupe verticale de l'escalier

g : la largeur de contre marche (giron)

h : hauteur de la contre marche

e : l'épaisseur de la paillasse et le palier

H : hauteur de la volée

L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

III.3.1. calcul de l'escalier de l'étage courant (type 1) :

III.3.2.1 Pré-dimensionnement :

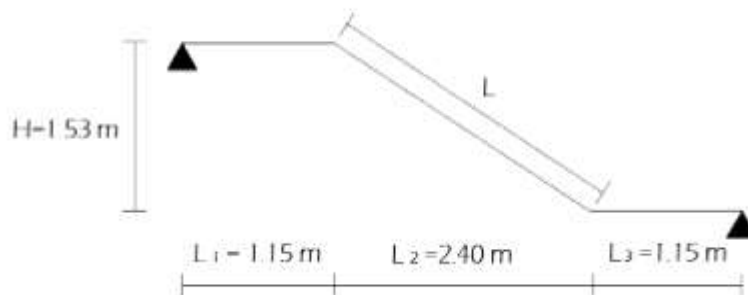


Fig.III.3.1.2:Schéma statique

a) Hauteur des contre marches

$$14 \text{ m} \leq h \leq 18 \text{ cm} ; \text{ Donc } : h = 17 \text{ cm}$$

b) Nombre de marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches. Donc le nombre de marches est de : } n-1 = 8 \text{ marches.}$$

c) Le giron

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

- **Vérification de la loi de BRANDEL**

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

$$30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} ; \text{ la condition est vérifiée.}$$

Alors :

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

$$g = 30 \text{ cm}$$

Nombre de marches : **8**

III.3.2.2. Epaisseur de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

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

Où L_0 est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis).

d) Calcul de L (Longueur de la paillasse projetée)

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \quad \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L_2}{L} \quad \Rightarrow L = \frac{L_2}{\cos(\alpha)} = \frac{2.40}{\cos 32.52} \quad \Rightarrow L = 2.85 \text{ m}$$

✓ Finalement

$$L_0 = L_1 + L + L_3.$$

$$L_0 = 1.15 + 2.85 + 1.15 = 5.15 \text{ m}$$

$$\frac{515}{30} \leq e \leq \frac{515}{20} \Rightarrow 17.167 \text{ cm} \leq e \leq 25.75 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la paillasse $e = 20 \text{ cm}$.

III.3.2.3. Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanente

a.1. La Volée

Tableau III.3.1.1 : Détermination du poids propre de la volée

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (KN /m ³)	G (KN /ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0.20}{\cos(32.52)}$	25	5.93
Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
Carrelage vertical	0.01	20	0.20
Mortier de pose vertical	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Garde corps	-	-	0.20
$\Sigma G_i = G_{\text{Volée}}$			10.09

a.2. Le palier

Tableau III.3.1.2 : Détermination du poids propre du palier

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (KN /m ³)	G (KN /ml)
Poids propre du palier	0.20	25	5.00
Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\Sigma G_i = G_{\text{palier}}$			6.20

b. Surcharge d'exploitation

D'après le **DTR B.C. 2.2**, la charge d'exploitation pour un escalier est de :

$$Q = 2,5 \text{ kN/ml.}$$

III.3.2.4. Calcul des efforts internes

➤ Combinaisons de charges

a) À l'ELU

$$\text{Volée : } q_1 = 1,35(10,09) + 1,5(2,5) = 17,37 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Palier : } q_2 = 1,35(6,2) + 1,5(2,5) = 12,12 \text{ KN/ml.}$$

b) À l'ELS

$$\text{Volée : } q_1 = 10,09 + 2,5 = 12,59 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Palier : } q_2 = 6,2 + 2,5 = 8,7 \text{ KN/ml.}$$

III.3.2.5. Calcul à l'ELU

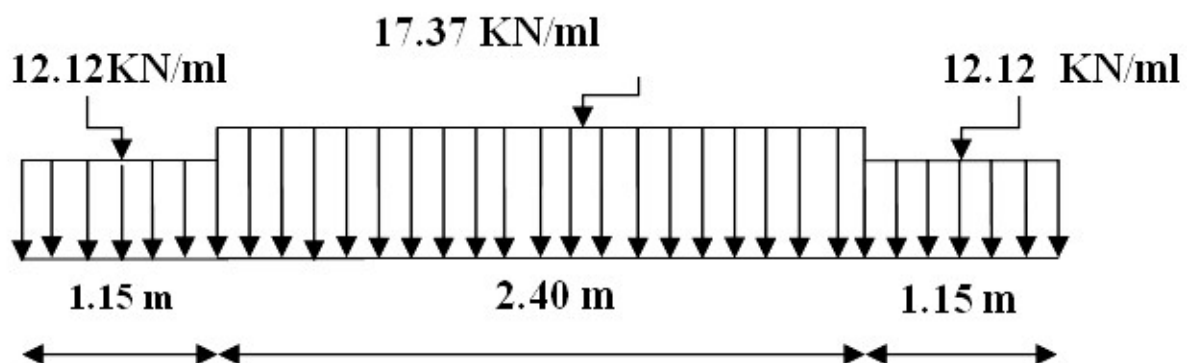


Figure III.3.1.3 : Schéma statique de calcul d'escalier 1 à l'ELU

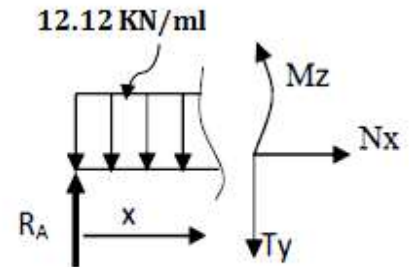
❖ Détermination des réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} [12.12 \times 1.15 + 17.37 \times 2.4 + 12.12 \times 1.15] = 34.78 \text{ KN} \approx 34.8 \text{ KN (Symétrie)}.$$

✓ Tronçon $0 \leq x < 1.15 \text{ m}$

$$T_y = -12.12 \cdot x + 34.8. \text{ Pour } \begin{cases} x = 0 ; T_y = 34.8 \text{ KN.} \\ x = 1.15 ; T_y = 20.86 \text{ KN.} \end{cases}$$

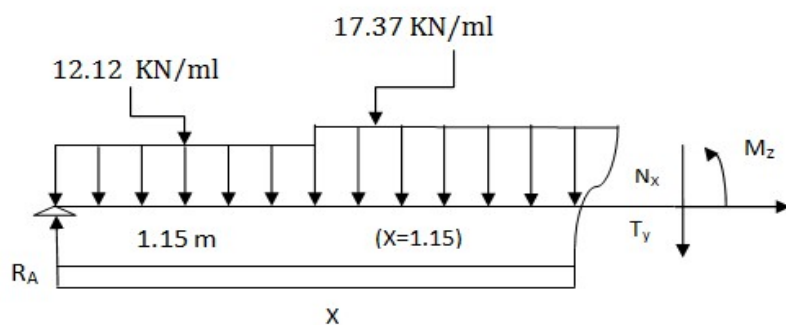
$$M_z = -12.12 \cdot x \frac{x^2}{2} + 34.8 \cdot x. \text{ Pour } \begin{cases} x = 0 ; M_z = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1.15 ; M_z = 32 \text{ KN.m.} \end{cases}$$



✓ Tronçon $1.15 \leq x < 2.35 \text{ m (mi-travée)}$

$$T_y = -17.37(x-1.15) - 12.12 \times 1.15 + 34.8. \text{ Pour } \begin{cases} x = 1.15 ; T_y = 20.86 \text{ KN.} \\ x = 2.35 ; T_y = 0 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = -17.37x \frac{(x-1.15)^2}{2} - 12.12 (1.15) \left(x - \frac{1.15}{2}\right) + 34.8 \cdot x \text{ Pour } \begin{cases} x = 1.15 ; M_z = 32 \text{ KNm} \\ x = 2.35 ; M_z = 44.53 \text{ KNm.} \end{cases}$$



✓ Tronçon $2.35 \leq x < 4.7 \text{ m}$

Par symétrie, l'effort tranchant à l'appui B aura pour valeur : $T_y = -34.8 \text{ KN}$. Quant au moment fléchissant il sera nul ($M_z = 0 \text{ KN.m}$)

❖ Calcul du moment maximal M_{zmax}

L'effort tranchant est nul au point $x = 2.35 \text{ m}$, d'où : $M_z(2.35) = M_{zmax} = 44.53 \text{ KN.m}$ (Déjà calculer).

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

En travée : $M_t = 0,85M_{zmax} = 37.85 \text{ KN.m}$.

Aux appuis : $M_a = -0,3M_{zmax} = - 13.36 \text{ KN.m}$.

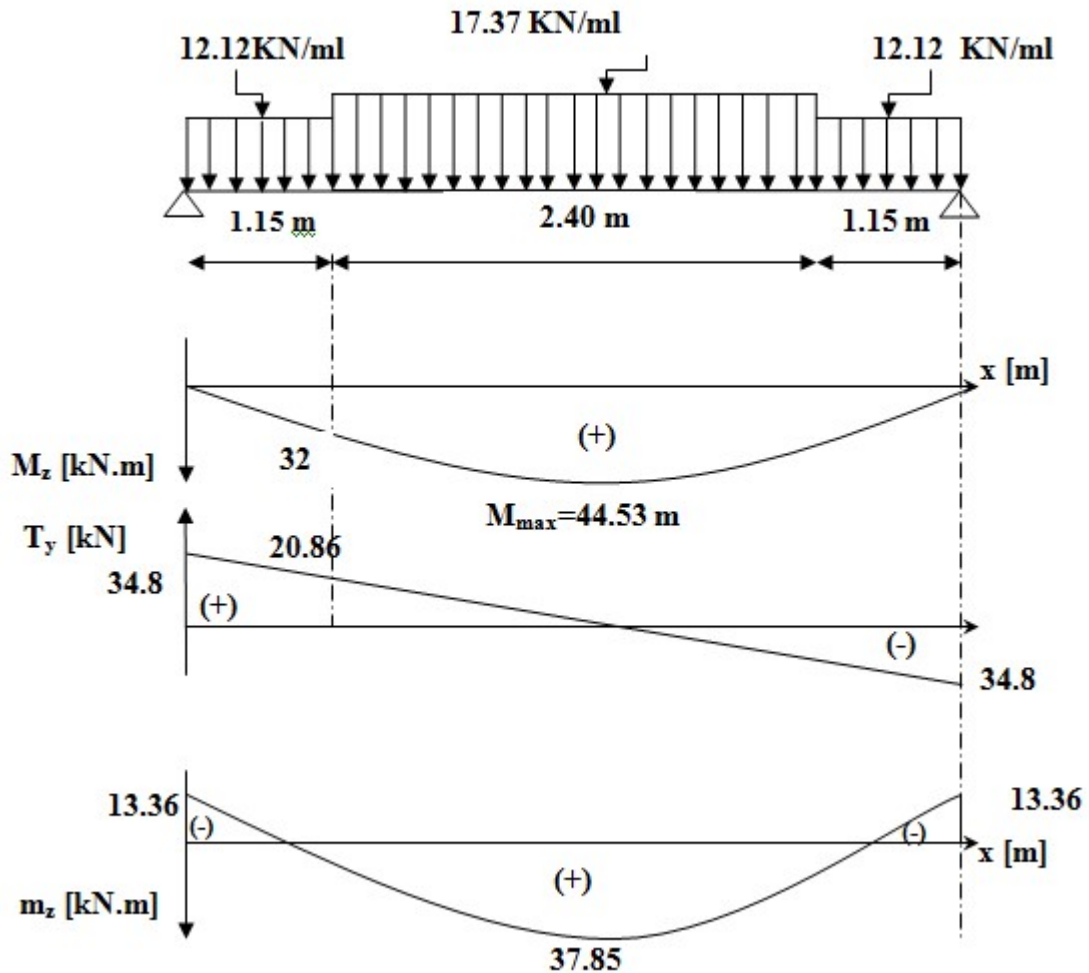
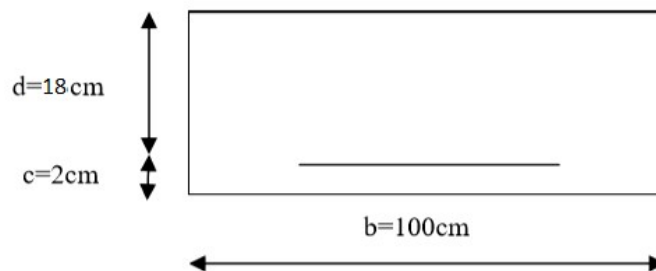


Figure III.3.1.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

❖ Calcul des armatures

Le ferrailage se fera pour une bande de un mètre de largeur de la section soumise à la flexion simple.



- **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{37.85 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0,082 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.082$: $\beta = 0.957$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{37.85 \times 10^6}{0.957 \times 180 \times 348} = 631.4 \text{ mm}^2 = 6.314 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 6\text{HA } 14 = 9.23 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 15 \text{ cm}$.

- ✓ **Armatures de répartition**

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 2.31 \text{ cm}^2$. Soit : $4\text{HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{13.36 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.029$: $\beta = 0.9855$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{13.36 \times 10^6}{0.9855 \times 180 \times 3} = 216.5 \text{ mm}^2 = 2.17 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 6\text{HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 15 \text{ cm}$.

- ✓ **Armatures de répartition**

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 1.18 \text{ cm}^2$. Soit : $4\text{HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

III.3.2.6. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art. A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23 b_o d \cdot \frac{f_{c28}}{f_o} = 0,23(100) (18) \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 9.23 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 4.71 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art. 5.1, 211)

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{34.8 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.193 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum \mu_i} \quad \text{Où :}$$

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

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 6 \times 3.14 \times 10 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34.8 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Influence de l'effort tranchant

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1, 312)**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 34.8 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 4.71 \text{ cm}^2 > 1 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

e. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi$$

Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$.

Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm}$.

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4l_s$

Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19.6 \text{ cm}$.

Finalement : La longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

f. Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42)

Pour des charges réparties seulement :

- ✓ **Armatures principales en travée** : $St = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.
- ✓ **Armatures principales aux appuis** : $St = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.
- ✓ **Armatures de répartition** : $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

III.3.2.7. Calcul à l'ELS

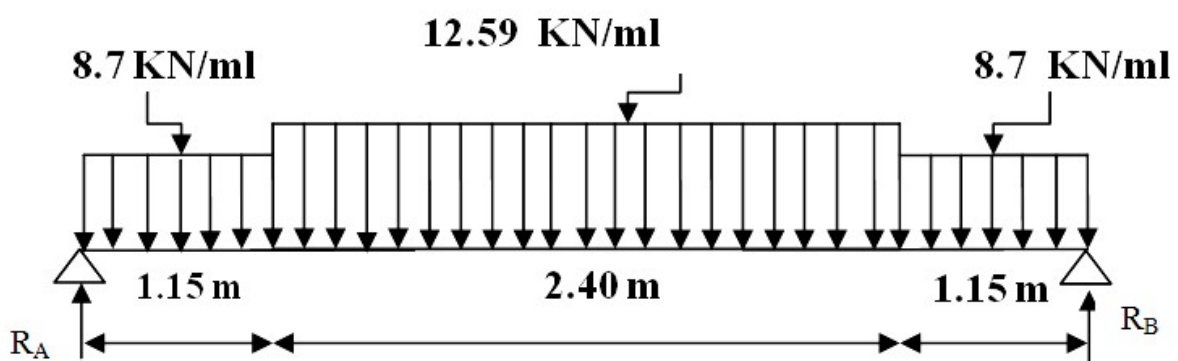


Figure III.3.1.5 : Schéma statique de calcul du 1^{er} type d'escalier à l'ELS

❖ Détermination des réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} [8.7 \times 1.15 + 12.59 \times 2.4 + 8.7 \times 1.15] = 25.1 \text{ kN (Symétrie).}$$

✓ **Tronçon $0 \leq x < 1.15 \text{ m}$**

$$T_y = -8.7 \cdot x + 25.1. \text{ Pour } \begin{cases} x = 0 ; & T_y = 25.1 \text{ kN.} \\ x = 1.15 ; & T_y = 15.1 \text{ kN.} \end{cases}$$

$$M_z = -8.7 \cdot x \frac{x^2}{2} + 25.1 \cdot x. \text{ Pour } \begin{cases} x = 0 ; & M_z = 0 \text{ kN.m.} \\ x = 1.15 ; & M_z = 23.11 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

✓ **Tronçon $1.15 \leq x < 2.35 \text{ m}$ (mi-travée).**

$$T_y = -12.59(x-1.15) - 8.7 \times 1.15 + 25.1. \text{ Pour } \begin{cases} x = 1.15 ; & T_y = 15.1 \text{ kN.} \\ x = 2.35 ; & T_y = 0 \text{ kN.} \end{cases}$$

$$M_z = -12.59x \frac{(x-1.15)^2}{2} - 8.9 (1.15) (x-0.575) + 25.1x. \text{ Pour } \begin{cases} x = 1.15 ; & M_z = 23.11 \text{ kN.m.} \\ x = 2.35 ; & M_z = 32.16 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

✓ **Tronçon $2.35 \leq x < 4.7 \text{ m}$**

Par symétrie, l'effort tranchant à l'appui B aura pour valeur : $T_y = -25.1 \text{ kN}$. Quant au moment fléchissant il sera nul ($M_z = 0 \text{ kN.m}$).

❖ **Calcul du moment maximal $M_{z\max}$**

L'effort tranchant est nul au point $x=2.35 \text{ m}$, d'où : $M_z(2.35) = M_{z\max} = 32.16 \text{ kN.m}$ (Déjà calculer).

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

En travée : $M_t = 0,85M_{z\max} = 27.34 \text{ kN.m}$.

Aux appuis : $M_a = -0,3M_{z\max} = -9.65 \text{ kN.m}$.

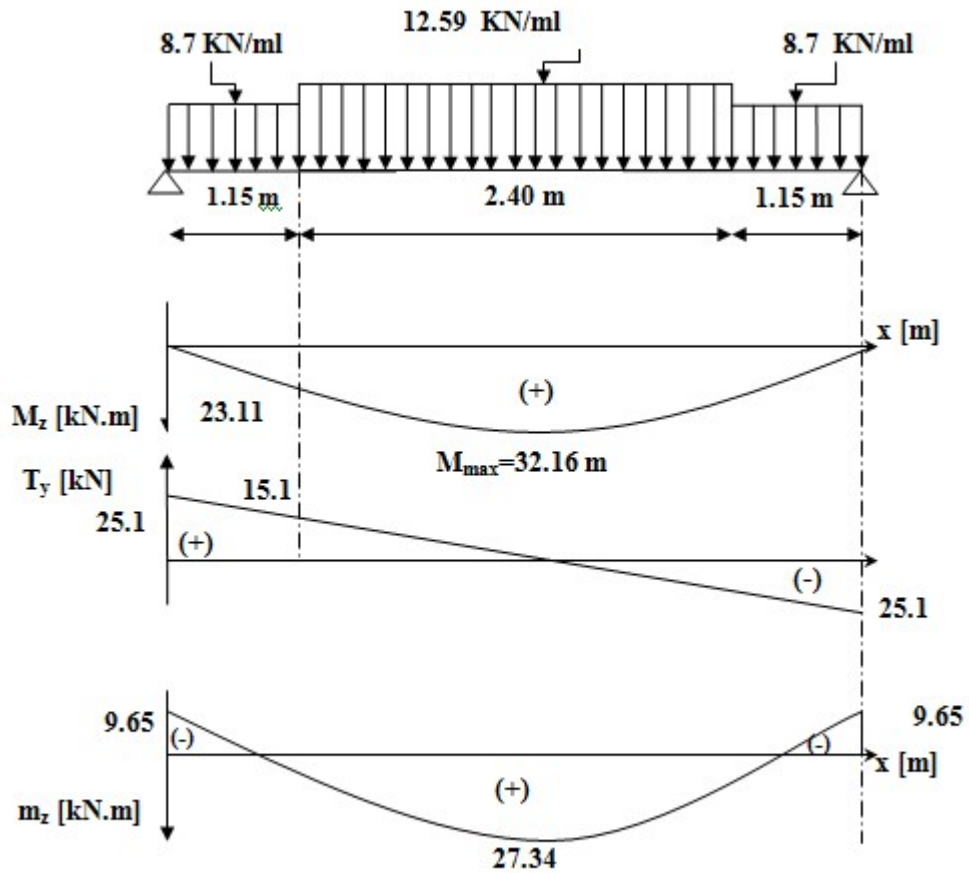


Figure III.3.1.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.3.2.8. Vérifications à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

a. En travée

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 9.23}{100 \cdot 18} = 0.513$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.513$: $\beta_1 = 0.905$; $K_1 = 37.63$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{27.34 \cdot 10^6}{0.905 \cdot 180 \cdot 6.78 \cdot 10^2} = 247.18$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{247.18}{37.63} = 6.57$$

$\sigma_{bc} = 6.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

b. Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 4.71}{100 \cdot 18} = 0.226$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.226$: $\beta_1 = 0.919$; $K_1 = 47.73$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{9.65 \cdot 10^6}{0.919 \cdot 180 \cdot 4.71 \cdot 10^2} = 123.87 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{123.87}{47.73} = 2.60 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

(Article A.4.5, 32 du BAEL 91)

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) [14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o} ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

D'où :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{470} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.043 < \frac{Mt}{10M_o} = \frac{27.34}{10 \times 27.34} = 0.1 \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{9.23}{100 \times 18} = 0.005 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Les conditions « $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ et $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot 0}$ » ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc nécessaire

❖ **Calcul de la flèche (BAEL 91/ Art B.6.5, 2)**

$$f_v = \frac{M_s \cdot I^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq f = \frac{l}{500} = \frac{4700}{500} = 9.4 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_s \cdot I^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \leq f = \frac{l}{500} = \frac{4700}{500} = 9.4 \text{ cm}$$

Avec :

M_s : Moment fléchissant maximal à l'ELS.

E_v : Module de déformation différé. ($E_v = 37003 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$).

E_i : Module de déformation instantanée ($E_i = 110003 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$).

I_{fv} , I_{fi} : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée tel que :

$$I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \quad \text{et} \quad I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

Avec :

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

Où :

$$V_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

$S_{ix'x}$: Moment statique par rapport à l'axe xx' , tel que :

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d = \frac{100 \cdot 20^2}{2} + 15 \times 9.23 \times 18 = 22492.1 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = B + n \cdot A = b \cdot h + n \cdot A = 100 \times 20 + 15 \times 9.23 = 2138.45 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{22492.1}{2138.45} = 10.52 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 20 - 10.52 = 9.48 \text{ cm}.$$

Donc :

$$I_0 = \frac{100}{3} [(10.52)^3 + (9.48)^3] + 15(9.48-2)^2 \cdot 9.23 = 74953.8 \text{ cm}^4.$$

Aussi :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{9.23}{100.18} = 0.005; \text{ Des abaques et pour une valeur de } \rho = 0.005 : \beta_1 = 0.985$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{27.34 \times 10^6}{0.985 \times 180 \times 92} = 167.1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \cdot 2.1}{0.005 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 4.2 \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.68$$

Et :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.005 \times 167.1 + 2.1} = 0.230$$

$$\Rightarrow I_{fv} = 1,1 \times \frac{74953.8}{1 + 1.68 \times 0.230} = 59470. \text{ cm}^2 \text{ et } I_{fi} = 1,1 \times \frac{74953.8}{1 + 4.2 \times 0.230} = 41937.5 \text{ cm}^2$$

Au final :

$$f_v = \frac{27.34 \cdot 10^6 \times (4700)^2}{10 \times 10818,86 \times 59470 \times 10^4} = 9.38 \text{ mm} < 9.4 \text{ mm. La flèche est vérifiée.}$$

$$f_i = \frac{27.34 \cdot 10^6 \times (4700)^2}{10 \times 32164.2 \times 41937.5 \times 10^4} = 4.47 \text{ mm} < 9.4 \text{ mm. La flèche est vérifiée.}$$

Conclusion

Le ferrailage retenu est le suivant :

En travée

Armatures principales : 6HA 14/ml (St= 15 cm).

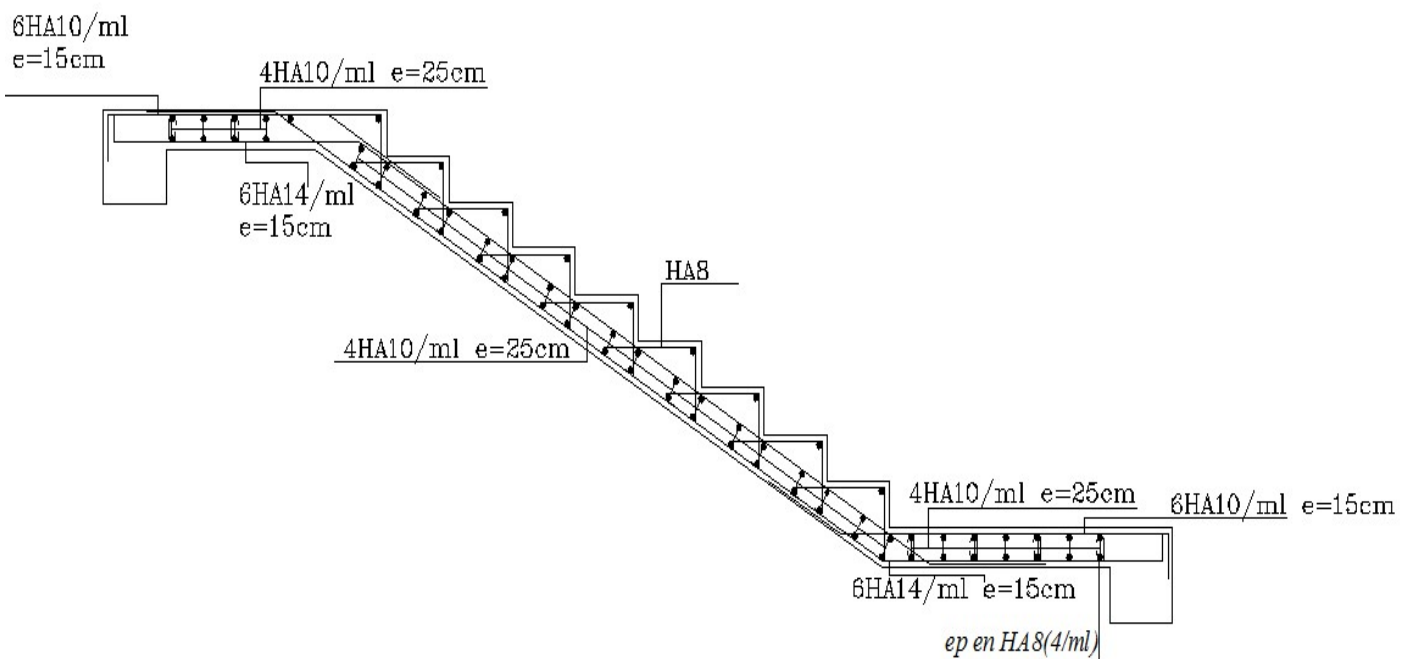
Armatures de répartition : 4HA 10/ml (St= 25 cm).

Aux appuis

Armatures principales : 6HA 10/ml (St= 15 cm).

Armatures de répartition : 4HA 10/ml (St= 25 cm).

Ferrailage d'escalier (type 1)



III.3.2. La poutre palière

III.3.2.1. Introduction

C'est une poutre rectangulaire d'une longueur de 3.70 m (Entre nus d'appuis) partiellement encastrée dans les poteaux (Semi-encastrée).

Elle est soumise à l'effet de son poids propre, du poids du mur extérieur (Double cloison) et de l'effort tranchant engendré par l'escalier (Réaction au point A).

III.3.2.2. Pré-dimensionnement :

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

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

➤ Hauteur

$$\text{D'où : } 24.67 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm.}$$

➤ Largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

➤ Vérification des conditions du RPA 99 (article 7.5.1)

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

$h/b = 1.667 \leq 4$. La condition est vérifiée.

Les dimensions retenues pour la poutre palière sont les suivantes: **30x35 cm²**.

III.3.2.3. Détermination des charges et surcharges

- Poids propre de la poutre palière : $G_1 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ kN/ml}$.
- Poids du mur extérieur : $G_2 = (1.53 - 0.35) \times 2.4 = 2.83 \text{ kN/ml}$. (0.35 m : Hauteur de la poutre secondaire).
- Réaction au point A à l'ELU : $R_{A-ELU} = Q_u = 34.8 \text{ kN/ml}$.
- Réaction au point A à l'ELS : $R_{A-ELS} = Q_s = 27.34 \text{ kN/ml}$.

III.3.2.4. Combinaisons de charges

➤ À l'ELU

$$q_u = 1.35 (G_1 + G_2) + Q_u = 1.35 (2.63 + 2.83) + 34.8 = 42.17 \text{ kN/ml.}$$

➤ À l'ELS

$$q_s = (G_1 + G_2) + Q_s = (2.63 + 2.83) + 27.34 = 32.8 \text{ kN/ml.}$$

III.3.2.5. Calcul à l'ELU

a) Détermination des efforts internes

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{42.17 \times 3.70}{2} = 78.01 \text{ kN.}$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{42.17 \times 3.70^2}{8} = 72.16 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- ✓ **En travée :** $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 72.16 = 61.34 \text{ kN.m.}$
- ✓ **Aux appuis :** $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 72.16 = -21.65 \text{ kN.m.}$

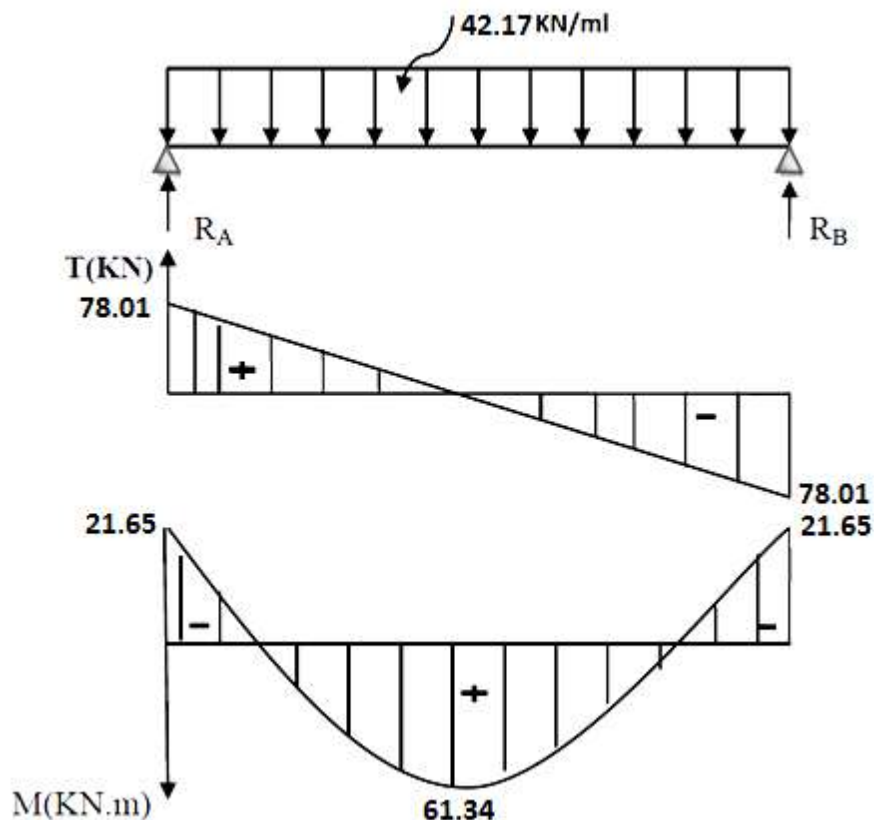


Fig.III.3.2.1 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

b) Calcul des armatures➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{61.34 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0,132 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.132$: $\beta = 0.929$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{61.34 \times 10^6}{0.929 \times 330 \times 348} = 574.96 \text{ mm}^2 = 5.75 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 6HA 12 = 6.78 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 15 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21.65 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.047 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.047$: $\beta = 0.9755$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21.65 \times 10^6}{0.9755 \times 330 \times 348} = 193.26 \text{ mm}^2 = 1.93 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 3HA 10 = 2.35 \text{ cm}^2$.

III.3.2.6. Vérifications à l'ELU**a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art. A.4.2.1)**

$$A_{min} = 0.23 b_o d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23(30)(33) \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > 1.20 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 1.20 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art. 5.1, 211)

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{78.01 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.788 \text{ MPa} \longrightarrow \tau_u = 0.788 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_l} \quad \text{Où :}$$

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

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{78.01 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 226.08} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi$$

Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm.}$ (Aux appuis).

Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.}$ (En travée).

Si L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14$ cm.

Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8$ cm.

Enfin : La longueur **$L_c = 20$ cm.**

e. Influence de l'effort tranchant

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1, 312)**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 78.01 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 2.35 \text{ cm}^2 > 2.24 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Sur le béton (BAEL 91 / Art. A.5.1, 313)**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_c}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \frac{2 \times 78.01 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 330} = 1.31 \text{ MPa} < \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

f. Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2)

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min (1 ; 3 ; 1,2) = 1 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\phi 8$ ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$).

g. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)

$$S_{t \max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (29.7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm}$$

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

h. Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22)

« Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e la quantité $\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t}$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (ou N/mm²) » D'où :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_{t \min} \leq \frac{0.4 \cdot b_o \cdot S_t}{f_e} = \frac{0.4 \cdot 30 \cdot 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

i. Exigences du RPA 99 (Art. 7.5.2)**1. Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1)**

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

$$A_l = 6HA 12 + 3HA 10 = 6.78 + 2.35 = 9.13 \text{ cm}^2.$$

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_l = 9.13 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 5.25 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

2. Armatures transversales (Art. 7.5.2.2)✓ **Armatures transversales minimales**

$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

✓ **Zone nodale (appuis)**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (8.75 ; 12) = 8.75 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm.}$$

✓ **Zone courante(travée)**

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

III.3.2.7. Calcul à l'ELS➤ **Détermination des efforts internes**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{32.8 \times 3.70}{2} = 60.68 \text{ kN.}$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{32.8 \times 3.70^2}{8} = 56.13 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 56.13 = 47.71 \text{ kN.m.}$

Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 56.13 = -16.83 \text{ kN.m.}$

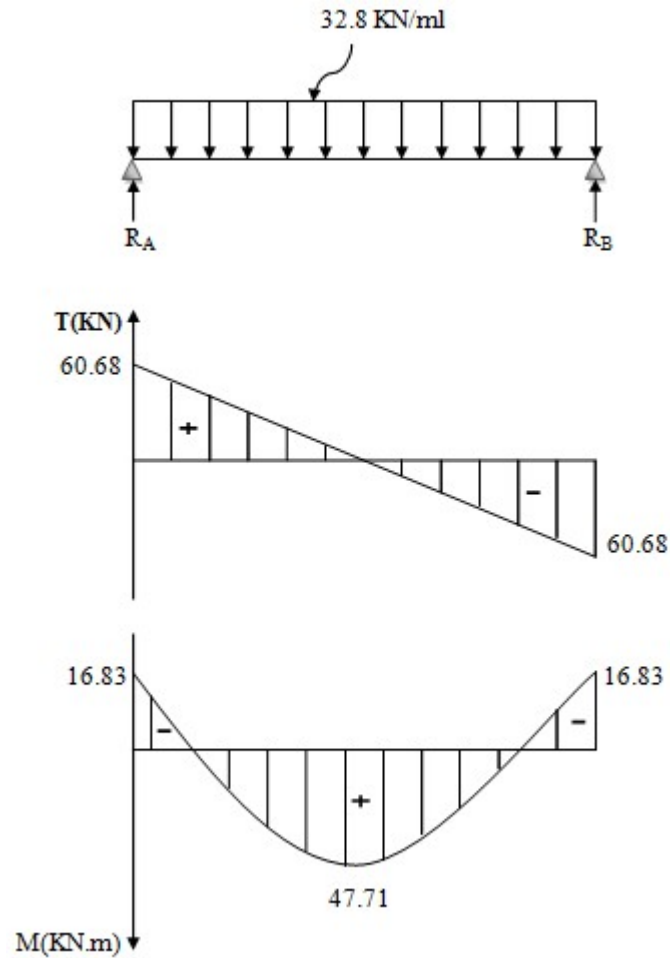


Fig.III.3.2.2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III.3.2.8. Vérifications à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

a. En travée

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{30 \times 33} = 0.684$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.684$: $\beta_1 = 0.879$; $K_1 = 26.32$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{47.71 \times 10^6}{0.879 \times 330 \times 6.78 \times 10^2} = 242.49 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{242.59}{26.32} = 9.21 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 9.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

b. Sur appuis

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{30 \times 33} = 0.237$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.237$: $\beta_1 = 0.922$; $K_1 = 49.10$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{15.94 \times 10^6}{0.922 \times 330 \times 2.35 \times 10^2} = 222.93 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{222.93}{49.10} = 4.54 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5, 32 du BAEL 91**).

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) [14] :

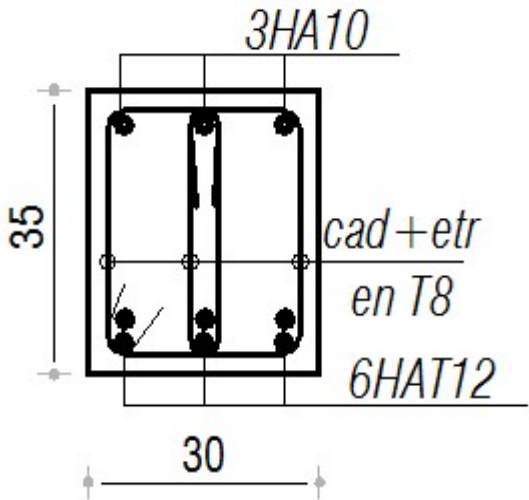
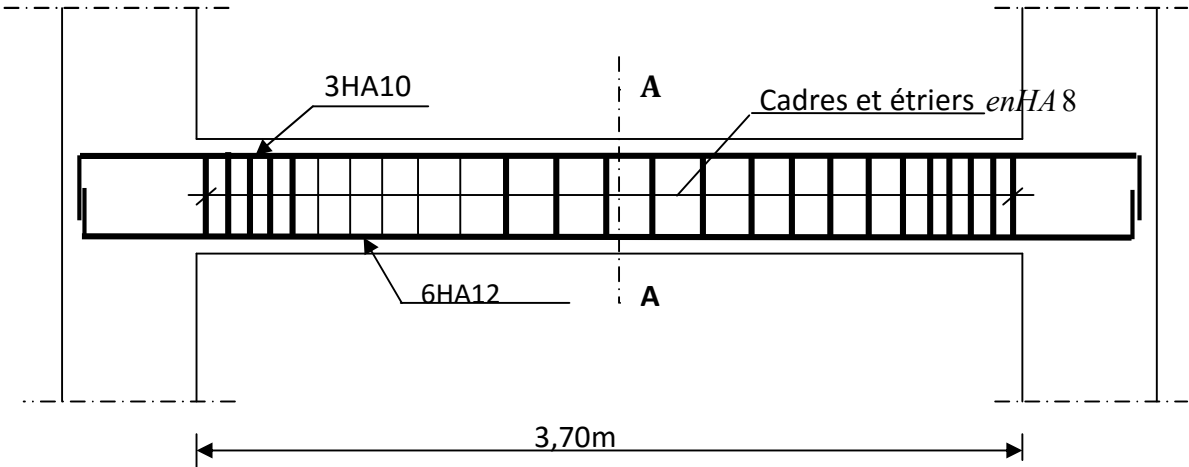
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o} ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

D'où :

- $\frac{h}{L} = \frac{35}{370} = 0.095 > \frac{1}{16} = 0.0625$. La condition est vérifiée.
- $\frac{h}{L} = 0.094 > \frac{Mt}{10M_o} = \frac{47.71}{10 \times 56.13} = 0.085$ La condition est vérifiée.
- $\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6.78}{30 \times 3} = 0.0068 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ La condition est vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée)

Ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A

III.3. 3. Calcul de l'escalier de l'étage de service (type2) :**III.3.3.1 Pré-dimensionnement :**

Notre bâtiment contient des escaliers à trois volées droites. Le dimensionnement des marches et contre marches sera fait à l'aide de la formule de Blondel.

a) Calcul du nombre de marches et contre marches :**Formule de BLONDEL**

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm.} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h : \text{ hauteur de la contre marche} \\ g : \text{ largeur de la marche (giron)} \end{array} \right.$$

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm.}$$

- **Hauteur des contre marches**

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm ; Donc : } h = 18 \text{ cm}$$

- **Nombre de marches**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{246}{18} = 14 \text{ contre marches. Donc le nombre de marches est : } M = n-1 = 13 \text{ marches.}$$

Les marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 :** 13 contre marches soit 12 marches.
- **Volée 2 :** 5 contre marches soit 4 marches.
- **Volée 3 :** 8 contre marches soit 7 marches.

- **Le giron**

$$60 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 60 \text{ cm} \leq g+36 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad 24 \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

On prendra $g = 30 \text{ cm}$

b) Pentés de l'escalier :

- **Volée 1 :**

La hauteur de la volée est de $18 \times 13 = 234 \text{ cm}$.

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{234}{360} = 0.65 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 33.02^\circ$$

- **Volée 2 :**

La hauteur de la volée est de $18 \times 5 = 90$ cm.

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{90}{120} = 0.75 \quad \Rightarrow \alpha = 36.87^\circ$$

- **Volée 3 :**

La hauteur de la volée est de $18 \times 8 = 144$ cm.

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{144}{210} = 0.69 \quad \Rightarrow \alpha = 34.60^\circ$$

C) Epaisseur de la paille :- **Volée 1 :**

L_{rv} : longueur réelle de la volée

$$L_{rv} = \frac{3.60}{\cos(\alpha)} = \frac{3.60}{\cos 33.02} \Rightarrow L = 4.29 \text{ m}$$

$$L_0 = L_{rv} + L_p = 4.29 + 1.20 = 5.49 \text{ m}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{549}{30} \leq e_p \leq \frac{549}{20} \Rightarrow 18.3 \text{ cm} \leq e_p \leq 27.45 \text{ cm}$$

$$e_p = 25 \text{ cm.}$$

- **Volée 2 :**

L_{rv} : longueur réelle de la volée

$$L_{rv} = \frac{1.20}{\cos(\alpha)} = \frac{1.20}{\cos 36.87} \Rightarrow L = 1.5 \text{ m}$$

$$L_0 = L_{rv} + L_p = 1.20 + 1.5 + 1.55 = 4.25 \text{ m}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{425}{30} \leq e_p \leq \frac{425}{20} \Rightarrow 14.17 \text{ cm} \leq e_p \leq 21.25 \text{ cm}$$

$$e_p = 20 \text{ cm.}$$

- **Volée 3 :**

L_{rv} : longueur réelle de la volée

$$L_{rv} = \frac{2.10}{\cos(\alpha)} = \frac{2.10}{\cos 34.60} \Rightarrow L = 2.56 \text{ m}$$

$$L_0 = L_{rv} + L_p = 2.56 + 1.20 = 3.76 \text{ m}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{376}{30} \leq e_p \leq \frac{376}{20} \Rightarrow 12.53 \text{ cm} \leq e_p \leq 18.8 \text{ cm}$$

$$e_p = 15 \text{ cm.}$$

On choisira une épaisseur $e_p = 25 \text{ cm}$.

III.3.3.2 Détermination des charges:

a. Charges permanentes :

a.1. Le palier

Tableau III.3.3.1 : Détermination du poids propre du palier

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (KN /m ³)	G (KN /ml)
Poids propre du palier	0.25	25	6.25
Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\Sigma G_i = G_{\text{palier}}$			7.45

a.2. Les volées

La volée 1 :

Tableau III.3.3.2 : Détermination du poids propre de la volée

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (KN /m ³)	G (KN /ml)
Poids propre de la pailleasse	$\frac{1 \times 0.25}{\cos(33.02)}$	25	7.45
Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
Carrelage vertical	0.01	20	0.20
Mortier de pose vertical	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Garde corps	-	-	0.20
$\Sigma G_i = G_{\text{Volée}}$			11.62

La volée 2 :

Tableau III.3.3.3 : Détermination du poids propre de la volée

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (KN /m ³)	G (KN /ml)
Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.13
Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
Carrelage vertical	0.01	20	0.20
Mortier de pose vertical	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Garde corps	-	-	0.20
$\Sigma G_i = G_{\text{Volée}}$			11.98

La volée 3 :

Tableau III.3.3.4 : Détermination du poids propre de la volée

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (KN /m ³)	G (KN /ml)
Poids propre de la pailleasse	$\frac{1 \times 0.25}{\cos(34.60)}$	25	7.59
Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
Carrelage vertical	0.01	20	0.20
Mortier de pose vertical	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Garde corps	-	-	0.20
$\Sigma G_i = G_{\text{Volée}}$			11.76

b. Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR :

Palier $Q=2.5 \times 1=2.5 \text{ KN/m}^2$

Paillasse: $Q=2.5 \times 1=2.5 \text{ KN/m}^2$

III.3.3.3. Calcul à l'ELU**➤ La volée 1:****a. Combinaisons de charges**

Volée : $Q_{U1} = 1,35(11.62) + 1,5(2,5) = 19.44 \text{ KN/ml}$.

Palier : $Q_{U2} = 1,35(7.45) + 1,5(2,5) = 13.81 \text{ KN/ml}$.

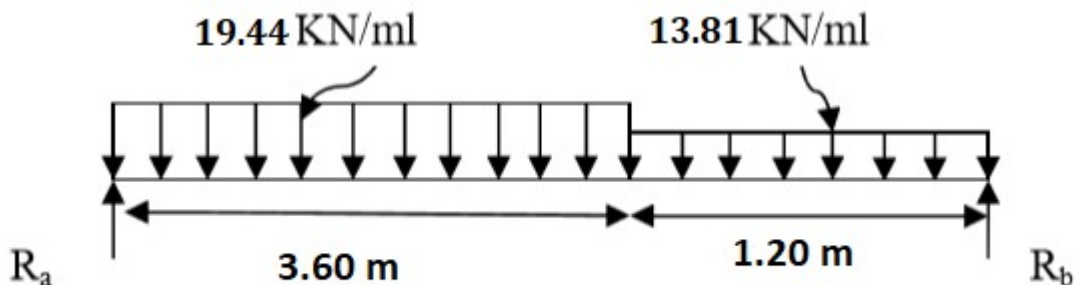


Figure III.3.3.1: Schémat statique à l'ELU

b. Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0 \longrightarrow R_a + R_b - Q_{U1} \times 3.60 - Q_{U2} \times 1.20 = 0$$

$$R_a + R_b = 86.55 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/a = 0 \longrightarrow R_b \times 4.8 - Q_{U2} \times 1.20 \times 4.2 - Q_{U1} \times 3.60 \times 1.8 = 0$$

$$R_a = 45.81 \text{ KN} \quad R_b = 40.74 \text{ KN}$$

c. Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.60 \text{ m}$

$N_x = 0$

- Effort tranchant T_y :

$F/y=0 \longrightarrow R_a - T_y - 19.44X = 0 \longrightarrow T_y = R_a - 19.44X$

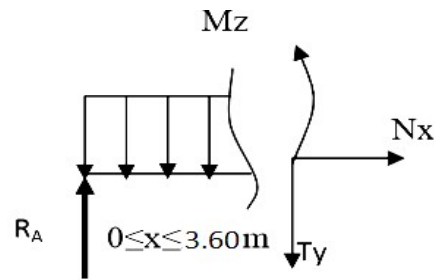
$T_y = 45.81 \text{ KN}$ pour $X = 0 \text{ m}$ $T_y = -24.17 \text{ KN}$ pour $X = 3.60 \text{ m}$

- Moment fléchissant :

$\Sigma M/i = 0 \longrightarrow M_z(x) - R_a X + 19.44 \frac{X^2}{2} = 0$

$M_z(x) = 45.81X - 19.44 \frac{X^2}{2}$

$M_z = 0$ pour $X = 0$ $M_z = 38.94 \text{ KN.m}$ pour $X = 3.60 \text{ m}$



2^{eme} tronçon: $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

- Effort tranchant T_y :

$F/y=0 \longrightarrow R_b + T_y - 13.81X = 0 \longrightarrow T_y = 13.81X - R_b$

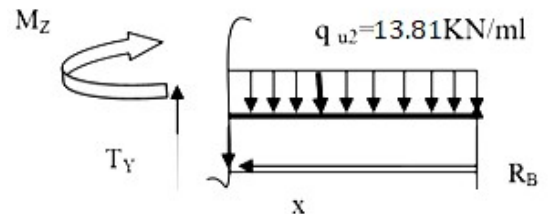
$T_y = -40.74 \text{ KN}$ pour $X = 0 \text{ m}$ $T_y = -24.17 \text{ KN}$ pour $X = 1.20 \text{ m}$

- Moment fléchissant :

$\Sigma M/i = 0 \longrightarrow -M_z(x) + R_b X - 13.81 \frac{X^2}{2} = 0$

$M_z(x) = 40.74X - 13.81 \frac{X^2}{2}$

$M_z = 0$ pour $X = 0$ $M_z = 38.94 \text{ KN.m}$ pour $X = 1.20 \text{ m}$



Calcul du moment maximal M_{zmax}

Pour le **1^{er} tronçon** ($0 \leq x \leq 3.60 \text{ m}$)

$M_z(x)$ max lorsque T_y est nul

$T_y = 45.81 - 19.44X = 0 \longrightarrow x = 2.35 \text{ m}$

$M_{zmax} = 53.97 \text{ KN.m}$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

En travée : $M_t = 0,85M_{zmax} = 45.87 \text{ KN.m}$.

Aux appuis : $M_a = -0,3M_{zmax} = -16.19 \text{ KN.m}$.

Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU

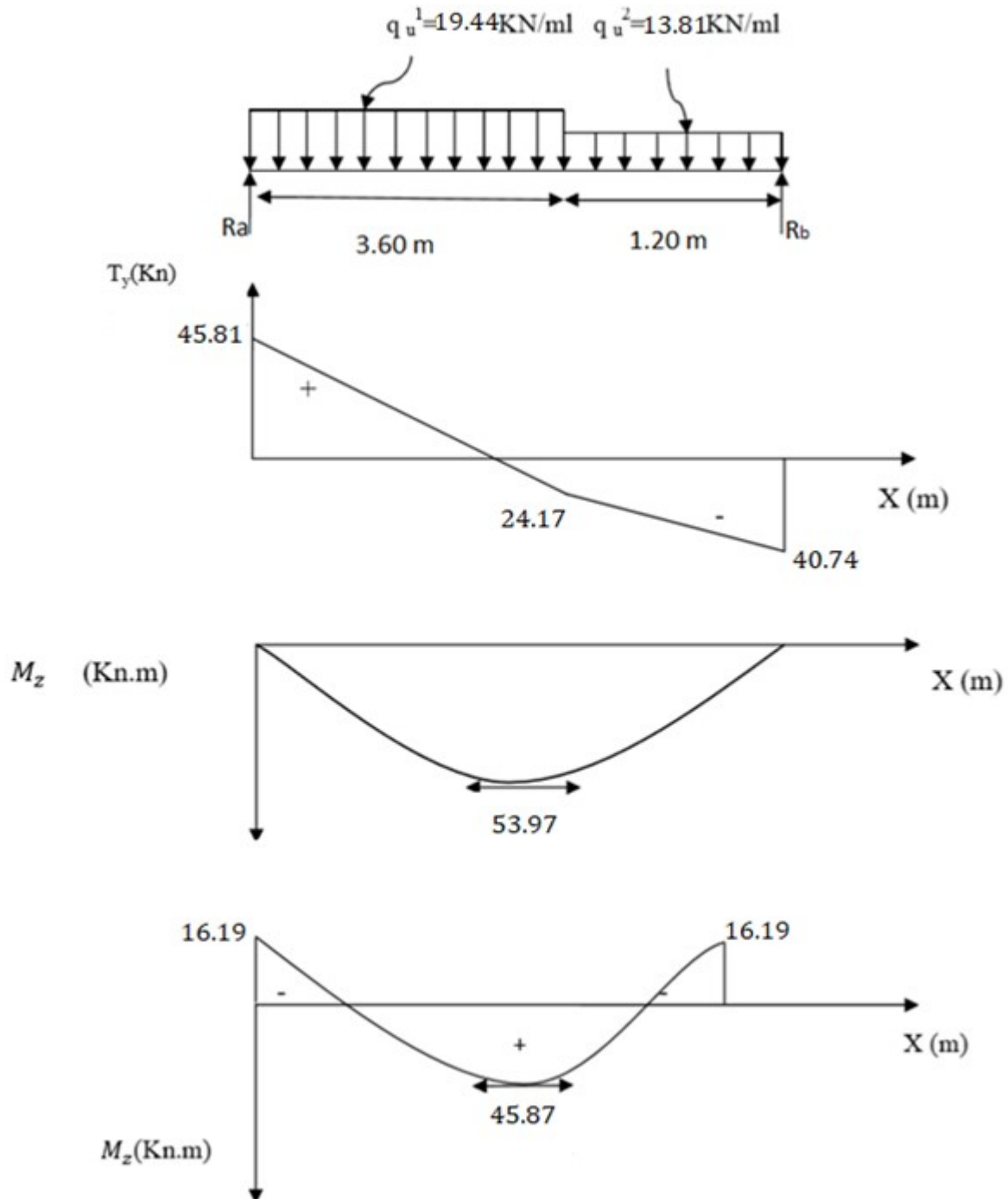


Figure III.3.3.2 : Diagrammes des efforts internes T et M à l'ELU

d. Calcul des armatures

Le ferrailage se fera pour une bande de un mètre de largeur de la section soumise à la flexion simple.

- **En travée**

$$M_t = 45.87 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{45.87 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14.2} = 0,061 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.061$: $\beta = 0.9675$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{50.77 \times 10^6}{0.9675 \times 230 \times 348} = 655.6 \text{ mm}^2 = 6.55 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 15 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition**

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 2.30 \text{ cm}^2$. Soit : 4 HA 10 = 3.14 cm^2 . Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

- **Aux appuis**

$$M_a = 16.19 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16.19 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.022$: $\beta = 0.989$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{16.19 \times 10^6}{0.989 \times 230 \times 348} = 204.52 \text{ mm}^2 = 2.04 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 3\text{HA} 10 = 2.35 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 30 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition**

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 0.58 \text{ cm}^2$. Soit : 4HA 8 = 2.01 cm^2 . Avec un espacement : $St = 25\text{cm}$.

➤ La volée 2:

a. Combinaisons de charges

$$\text{Palier : } Q_{U1} = 1,35(7,45) + 1,5(2,5) = 13,81 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Volée : } Q_{U2} = 1,35(11,98) + 1,5(2,5) = 19,92 \text{ KN/ml.}$$

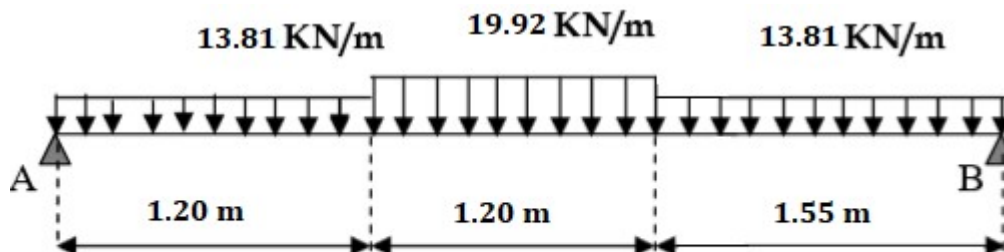


Figure III.3.3.3 : Schéma statique de la volée 2 à l'ELU

b. Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0 \longrightarrow R_a + R_b - Q_{U1} \times 1,20 - Q_{U2} \times 1,20 - Q_{U1} \times 1,55 = 0$$

$$R_a + R_b = 61,88 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/a = 0 \longrightarrow R_b \times 3,95 - Q_{U1} \times 1,55 \times 3,175 - Q_{U2} \times 1,20 \times 1,8 - Q_{U2} \times 1,20 \times 0,6 = 0$$

$$R_a = 31,26 \text{ KN} \quad R_b = 30,62 \text{ KN}$$

c. Calcul des efforts internes :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$

$$N_x = 0$$

- Effort tranchant T_y :

$$F/y = 0 \longrightarrow R_a - T_y - 13,81X = 0 \longrightarrow T_y = R_a - 13,81X$$

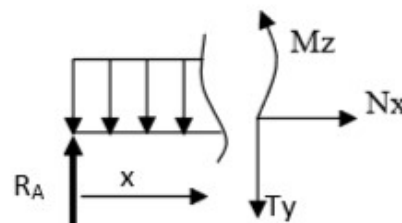
$$T_y = 31,26 \text{ KN} \text{ pour } X = 0 \text{ m} \quad T_y = 14,69 \text{ KN} \text{ pour } X = 1,20 \text{ m}$$

- Moment fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \longrightarrow M_z(x) - R_a X + 13,81 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M_z(x) = 31,26X - 13,81 \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 0 \text{ pour } X = 0 ; M_z = 27,57 \text{ KN.m pour } X = 1,20 \text{ m.}$$



Tronçon 2 : $1.20 \leq x \leq 2.40$ m

$N_x = 0$

- Effort tranchant T_y :

$F/y=0 \rightarrow R_a - T_y - 13.81 \times 1.20 - 19.92(X-1.2) = 0 \rightarrow T_y = R_a - 16.57 - 19.92(X-1.20)$

$T_y = 14.69$ KN **pour** $X = 1.20$ m $T_y = - 9.21$ KN **pour** $X = 2.40$ m

- Moment fléchissant :

$\Sigma M/i = 0 \rightarrow M_z(x) - R_a X + 13.81 \times 1.20 (X-0.6) + 19.92 \frac{(X-1.20)^2}{2} = 0$

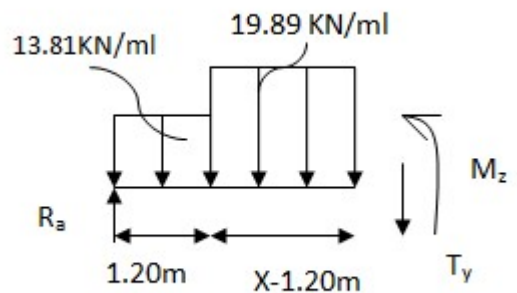
$M_z(x) = 31.26X + 9.94 - 16.57X - 19.92 \frac{(X-1.20)^2}{2}$

$M_z = 27.57$ **pour** $X = 1.20$ m ; $M_z = 30.85$ KN.m **pour** $X = 2.40$ m.

Le moment max à l'état limite ultime :

$T_y = R_a - 16.57 - 19.92(X-1.20) = 0 \rightarrow x = 1.94$ m

$M_{z \max} = 32.98$ KN.m



Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.55$ m

$N_x = 0$

- Effort tranchant T_y :

$F/y=0 \rightarrow R_b + T_y - 13.81X = 0 \rightarrow T_y = - R_b + 13.81X$

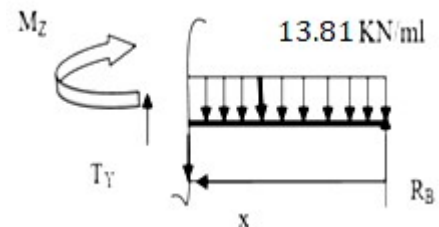
$T_y = - 30.62$ KN **pour** $X = 0$ m $T_y = - 9.21$ KN **pour** $X = 1.55$ m

- Moment fléchissant :

$\Sigma M/i = 0 \rightarrow - M_z(x) + R_b X - 13.81 \frac{X^2}{2} = 0$

$M_z(x) = 30.62X - 13.81 \frac{X^2}{2}$

$M_z = 0$ **pour** $X = 0$ m ; $M_z = 30.87$ KN.m **pour** $X = 1.55$ m.



En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

En travée : $M_t = 0,85M_{zmax} = 28.033 \text{ KN.m}$.

Aux appuis : $M_a = -0,3M_{zmax} = -9.894 \text{ KN.m}$.

Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU

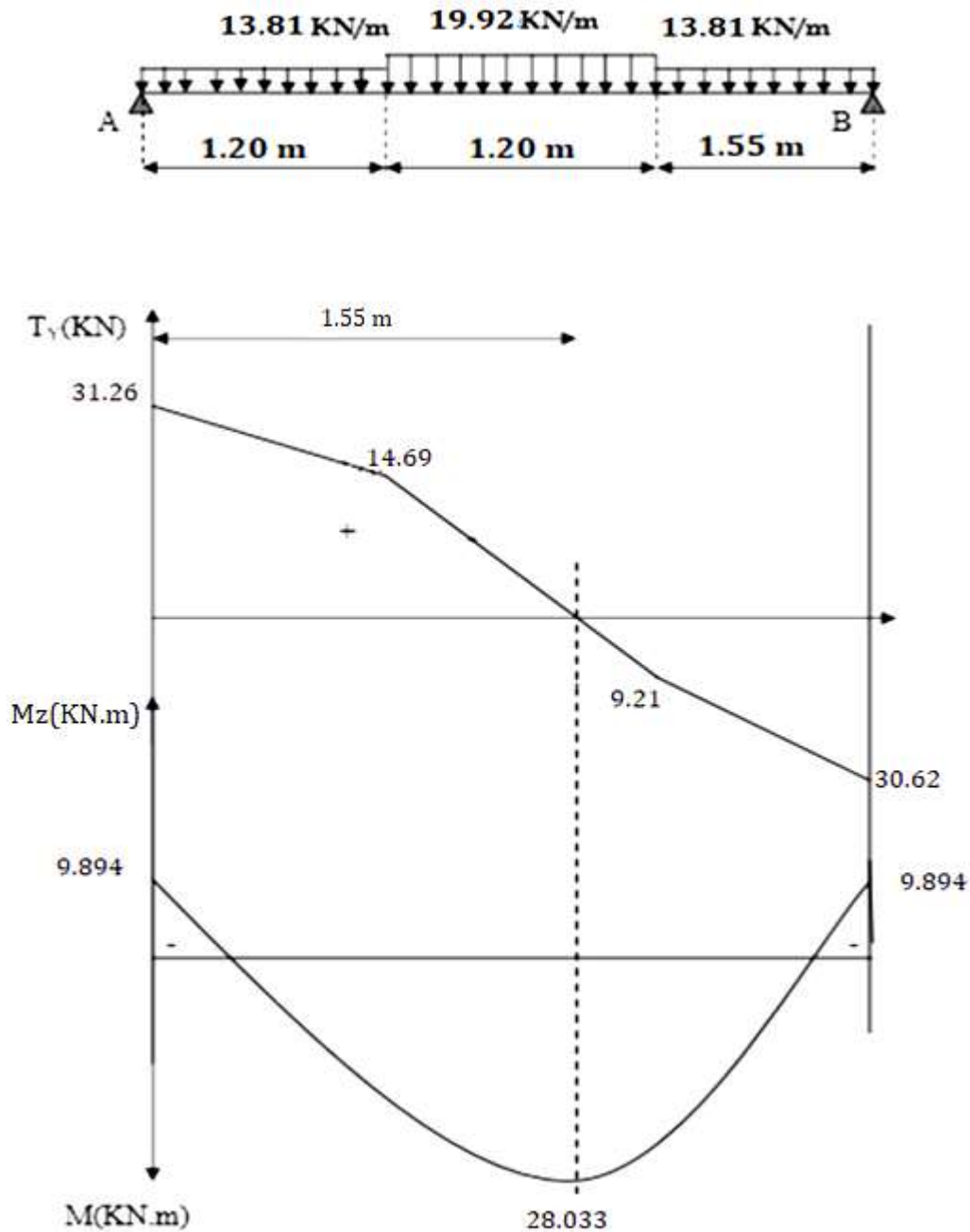


Figure III.3.3.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

d. Calcul des armatures

Le ferrailage se fera pour une bande de un mètre de largeur de la section soumise à la flexion simple.

- **En travée**

$$M_t = 28.033 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{28.033 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14.2} = 0,037 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.037$: $\beta = 0.9815$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{28.033 \times 10^6}{0.9815 \times 230 \times 348} = 356.8 \text{ mm}^2 = 3.56 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 4\text{HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

- ✓ **Armatures de répartition**

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 1.13 \text{ cm}^2$. Soit : $4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

- **Aux appuis**

$$M_a = 9.894 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.894 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14.2} = 0.013 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.013$: $\beta = 0.9935$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{9.894 \times 10^6}{0.9935 \times 230 \times 348} = 124.42 \text{ mm}^2 = 1.24 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 3\text{HA } 10 = 2.35 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 30 \text{ cm}$.

- ✓ **Armatures de répartition**

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 0.785 \text{ cm}^2$. Soit : $4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

➤ La volée 3:

a. Combinaisons de charges

Palier : $Q_{U1} = 1,35(7,45) + 1,5(2,5) = 13,81 \text{ KN/ml}$.

Volée : $Q_{U2} = 1,35(11,76) + 1,5(2,5) = 19,62 \text{ KN/ml}$.

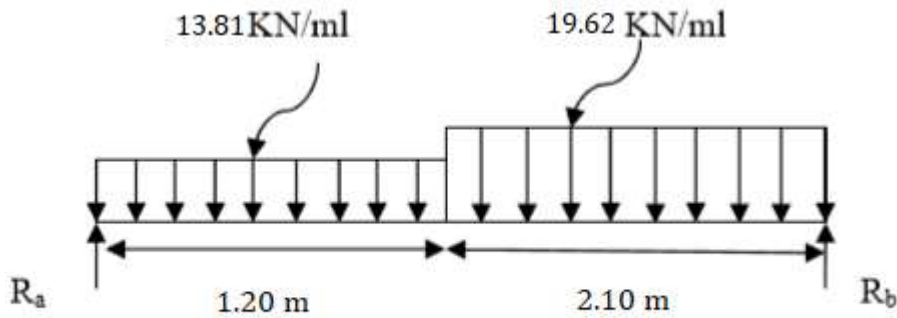


Figure III.3.3.5 : Schéma statique à l'ELU

b. Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0 \longrightarrow R_a + R_b - Q_{U1} \times 1,20 - Q_{U2} \times 2,10 = 0$$

$$R_a + R_b = 57,77 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/a = 0 \longrightarrow R_b \times 3,3 - Q_{U2} \times 2,10 \times 2,25 - Q_{U1} \times 1,20 \times 0,6 = 0$$

$$R_a = 26,66 \text{ KN} \quad R_b = 31,11 \text{ KN}$$

c. Calcul des efforts internes :

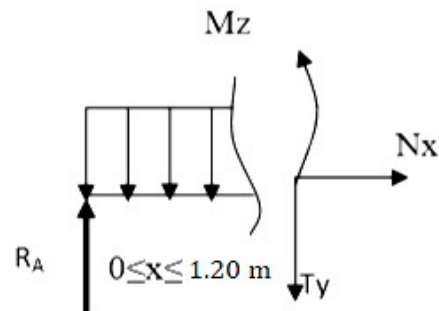
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$

$$N_x = 0$$

- Effort tranchant T_y :

$$F/y = 0 \longrightarrow R_a - T_y - 13,81X = 0 \longrightarrow T_y = R_a - 13,81X$$

$$T_y = 26,66 \text{ KN pour } X = 0 \text{ m} \quad T_y = 10,09 \text{ KN pour } X = 1,20 \text{ m}$$



- Moment fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \longrightarrow Mz(x) - R_a X + 13.81 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$Mz(x) = 26.66X - 13.81 \frac{x^2}{2}$$

$$Mz = 0 \text{ pour } X = 0 \qquad Mz = 22.05 \text{ KN.m pour } X = 1.20 \text{ m}$$

2^{eme} tronçon: $0 \leq x \leq 2.10 \text{ m}$

- Effort tranchant T_y :

$$F/y=0 \longrightarrow R_b + T_y - 19.62X = 0 \longrightarrow T_y = 19.62X - R_b$$

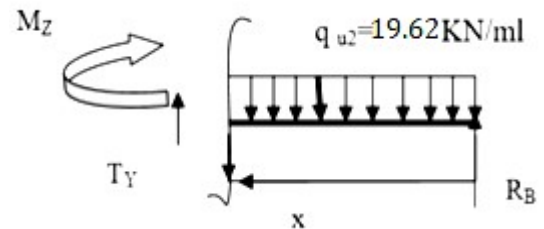
$$T_y = -31.11 \text{ KN pour } X = 0 \text{ m} \qquad T_y = 10.09 \text{ KN pour } X = 2.10 \text{ m}$$

- Moment fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \longrightarrow -Mz(x) + R_b X - 19.62 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$Mz(x) = 31.11X - 19.62 \frac{x^2}{2}$$

$$Mz = 0 \text{ pour } X = 0 \qquad Mz = 22.07 \text{ KN.m pour } X = 2.10 \text{ m}$$



Calcul du moment maximal M_{zmax}

Pour le **2^{eme} tronçon** ($0 \leq x \leq 2.10 \text{ m}$)

$Mz(x)$ max lorsque T_y est nul

$$T_y = 19.62X - 31.11 = 0 \longrightarrow x = 1.58 \text{ m}$$

$$Mz_{max} = 24.66 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

En travée : $M_t = 0,85 M_{zmax} = 20.96 \text{ KN.m}$.

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_{zmax} = -7.39 \text{ KN.m}$.

Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant a l'ELU

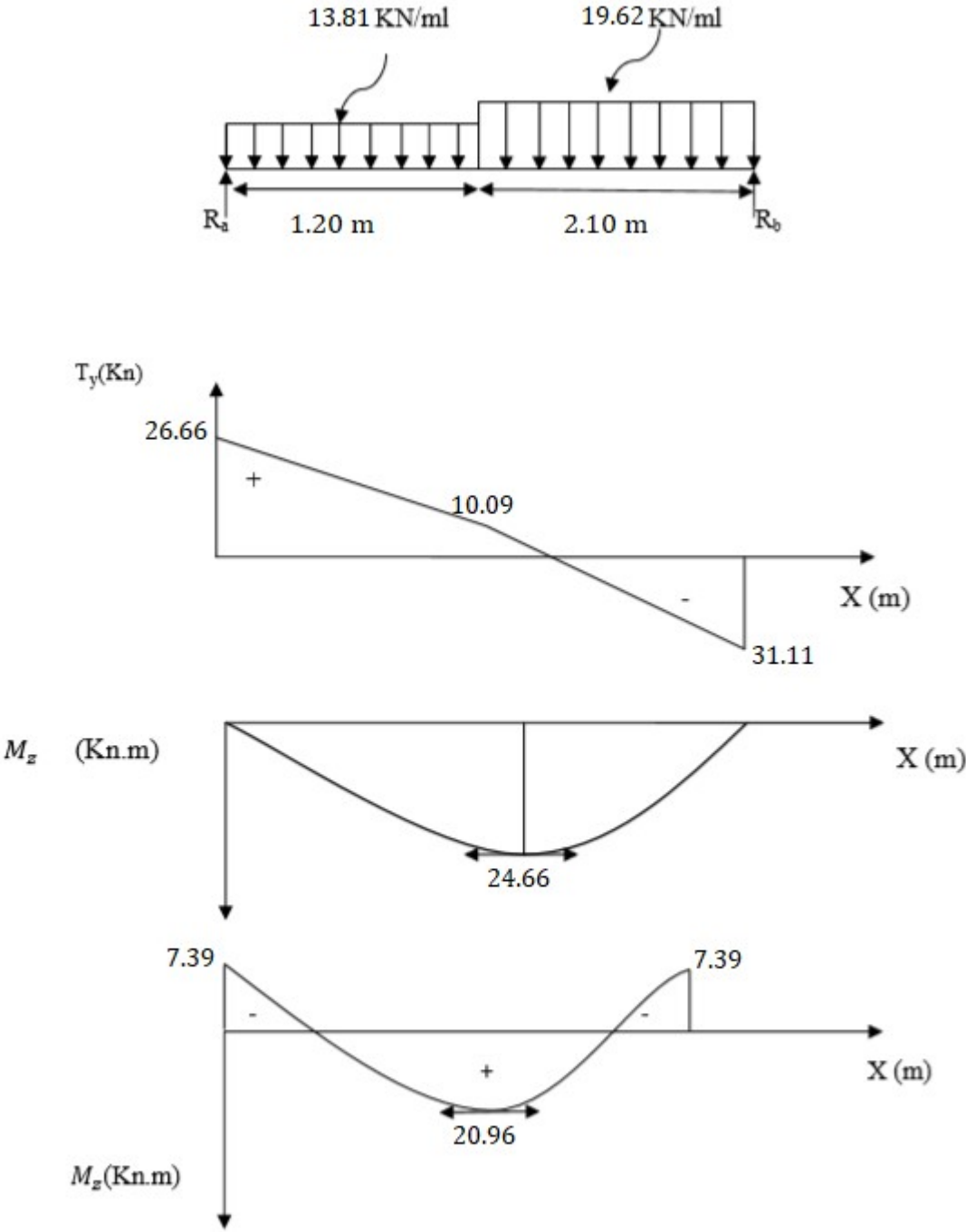


Figure III.3.3.6 : Diagrammes des efforts internes T et M à l'ELU

d. Calcul des armatures

Le ferrailage se fera pour une bande de un mètre de largeur de la section soumise à la flexion simple.

- **En travée**

$$M_t = 20.96 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.96 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14.2} = 0,028 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.028$: $\beta = 0.986$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{20.96 \times 10^6}{0.986 \times 230 \times 348} = 265.58 \text{ mm}^2 = 2.65 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 4\text{HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

- ✓ **Armatures de répartition**

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 0.785 \text{ cm}^2$. Soit : $4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

- **Aux appuis**

$$M_a = 7.39 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.39 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14.2} = 0.009 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.009$: $\beta = 0.9955$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{7.39 \times 10^6}{0.9955 \times 230 \times 348} = 92.7 \text{ mm}^2 = 0.93 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 3\text{HA } 10 = 2.35 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 30 \text{ cm}$.

- ✓ **Armatures de répartition**

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 0.587 \text{ cm}^2$. Soit : $4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

III.3.3.4. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 b_{\text{od}} \cdot \frac{f_{c28}}{f_o} = 0,23(100) (18) \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Volée 1 :

En travée : $A_t = 9.23 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

Volée 2 :

En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

Volée 3 :

En travée : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art. 5.1, 211)

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad \text{Avec } T_u : \text{effort tranchant maximal.}$$

$$\text{Volée 1 : } \tau_u = \frac{45.81 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.199 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

$$\text{Volée 2 : } \tau_u = \frac{31.26 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.136 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

$$\text{Volée 3 : } \tau_u = \frac{31.11 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.135 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

Où :

. Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

. $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9d \sum U_l} \quad \text{Où :}$$

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

Volée 1 :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{45.81 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 94.2} = 2.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Volée 2 :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.26 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 94.2} = 1.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Volée 3 :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.11 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 94.2} = 1.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Les conditions sont vérifiées, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Influence de l'effort tranchant

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1, 312)**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e}$$

Volée 1 :

$A_{st \text{ adopté}} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 45.81 \times 10^3}{400 \times 1^2} = 1.32 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Volée 2 :

$A_{st \text{ adopté}} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 31.26 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.89 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Volée 3 :

$A_{st \text{ adopté}} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 31.11 \times 10^3}{400 \times 1^2} = 0.89 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Les conditions sont vérifiées. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Au niveau des appuis intermédiaires (BAEL 91 / Art. 5.1, 321)**

« Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9.V_u.d$, on doit prolonger au-delà du bord d'appuis (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$V_u = \frac{M_u}{0.9d}$$

Volée 1 :

$$0.9V_u.d = 0.9 \times 45.81 \times 0.23 = 9.48 \text{ KN.m.}$$

$$M_u = 45.87 \text{ KN.m.}$$

Donc :

$$0.9V_u.d = 9.48 \text{ KN.m} < M_u = 45.87 \text{ KN.m.} \text{ La condition est vérifiée}$$

Volée 2 :

$$0.9V_u.d = 0.9 \times 31.26 \times 0.23 = 6.47 \text{ KN.m.}$$

$$M_u = 28.033 \text{ KN.m.}$$

Donc :

$$0.9V_u.d = 6.47 \text{ KN.m} < M_u = 28.033 \text{ KN.m.} \text{ La condition est vérifiée}$$

Volée 3 :

$$0.9V_u.d = 0.9 \times 31.11 \times 0.23 = 6.44 \text{ KN.m.}$$

$$M_u = 20.96 \text{ KN.m.}$$

Donc :

$$0.9V_{u,d} = 6.44 \text{ KN.m} < M_u = 20.96 \text{ KN.m.}$$

La condition est vérifiée et les armatures calculées sont suffisantes.

- **Sur le béton (BAEL 91 / Art. A.5.1, 313)**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Volée 1 :

$$\frac{2 \times 45.81 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 230} = 1.11 \text{ MPa} < \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

Volée 2 :

$$\frac{2 \times 31.26 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 230} = 0.755 \text{ MPa} < \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

Volée 3 :

$$\frac{2 \times 31.11 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 230} = 0.751 \text{ MPa} < \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

e. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi$$

Volée 1:

Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm.}$

Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm.}$

Volée 2 :

Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm.}$

Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.}$

Volée 3 :

Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm.}$

Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm.}$

Les règles du BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

Volée 1 :

Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14$ cm.

Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19.6$ cm.

Volée 2 :

Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14$ cm.

Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16.8$ cm.

Volée 3 :

Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14$ cm.

Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14$ cm.

- Finalement : La longueur **$L_c = 20$ cm.**

f. Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42)

Pour des charges réparties seulement :

Volées 1 et 3:

- **Armatures principale :**

En travée volée 1 : $St = 15$ cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.

En travée volée 3 : $St = 25$ cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.

Aux appuis : $St = 30$ cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.

- **Armatures de répartition :**

En travée : $St = 25$ cm < min (4h ; 45 cm) = 45 cm. La condition est vérifiée.

Aux appuis : $St = 25$ cm < min (4h ; 45 cm) = 45 cm. La condition est vérifiée.

Volée 2 :

- **Armatures principale :**

En travée : $St = 25$ cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.

Aux appuis : $St = 30$ cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.

- **Armatures de répartition :**

En travée : $St = 25$ cm < min (4h ; 45 cm) = 45 cm. La condition est vérifiée.

Aux appuis : $St = 25$ cm < min (4h ; 45 cm) = 45 cm. La condition est vérifiée.

III.3.3.5. Calcul à l'ELS

➤ La volée 1:

a. Combinaisons de charges

Volée : $Q_{U1} = (11.62) + (2,5) = 14.12 \text{ KN/ml}$.

Palier : $Q_{U2} = (7.45) + (2,5) = 9.95 \text{ KN/ml}$.

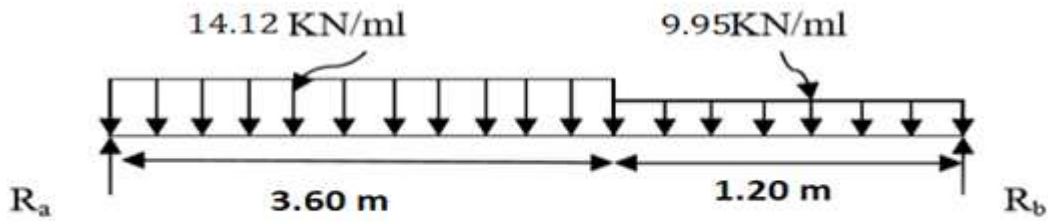


Figure III.3.3.7 : Schéma statique à l'ELU

Le calcul à l'ELS se fait de la même façon qu'à l'ELU.

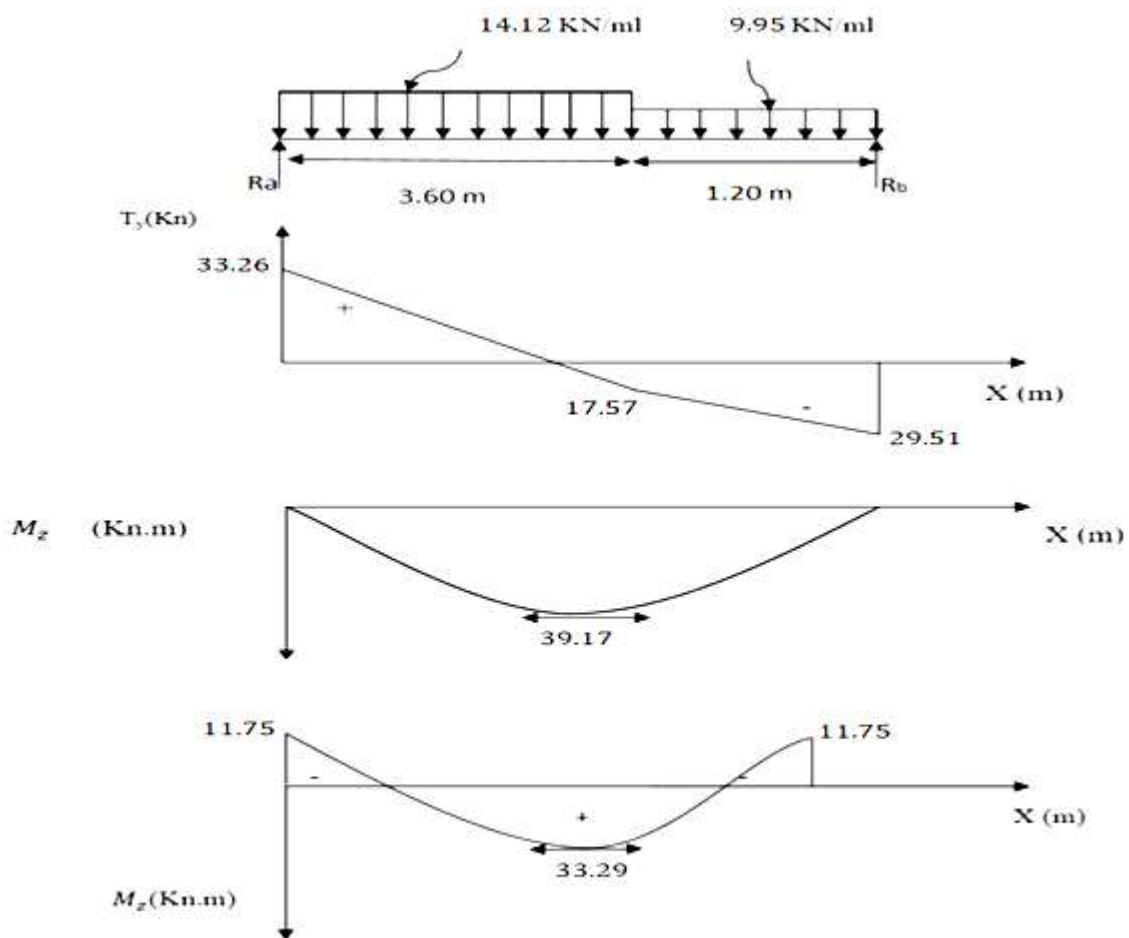


Figure III.3.3.8 : Diagrammes des efforts internes T et M à l'ELS

➤ La volée 2:

a. Combinaisons de charges

Palier : $Q_{U1} = (7.45) + (2,5) = 9.95 \text{ KN/ml}$.

Volée : $Q_{U2} = (11.98) + (2,5) = 14.48 \text{ KN/ml}$.

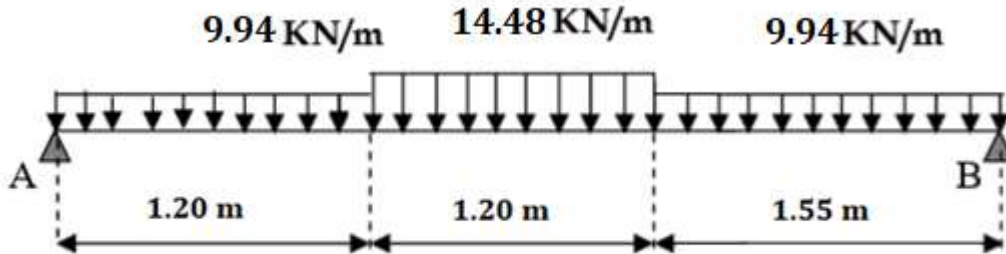


Figure III.3.3.9 : Schéma statique de la volée 2 à l'ELS

Le calcul à l'ELS se fait de la même façon qu'à l'ELU.

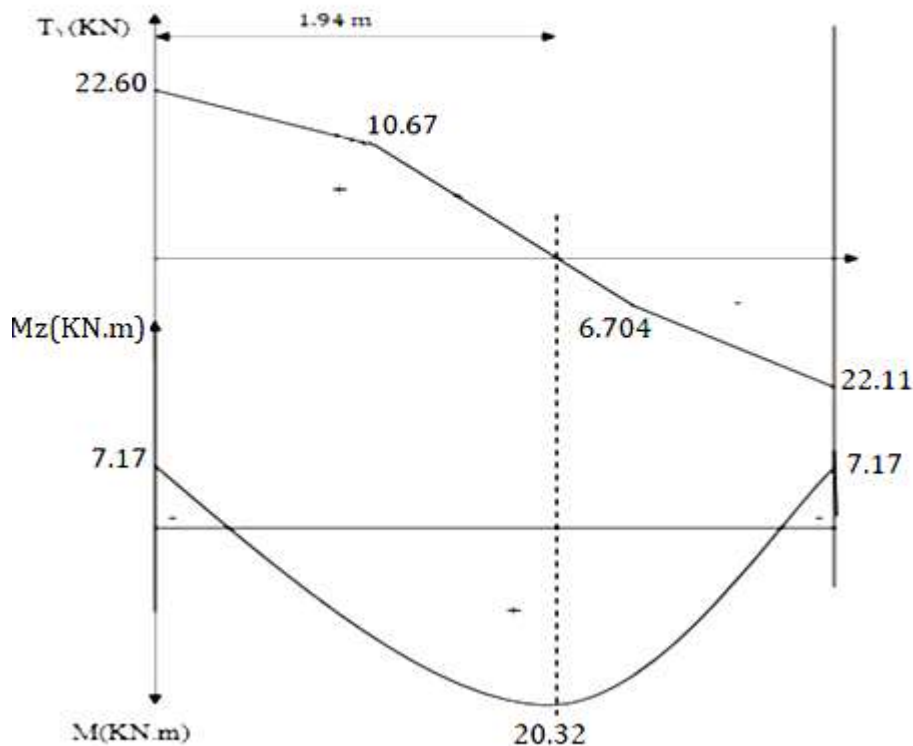
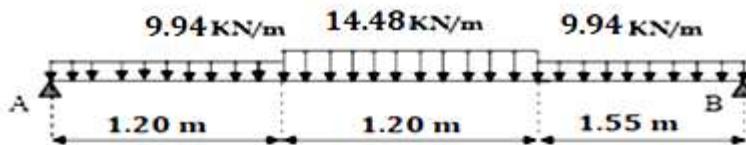


Figure III.3.3.10 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

➤ La volée 3:

a. Combinaisons de charges

Palier : $Q_{U1} = (7.45) + (2,5) = 9.95 \text{ KN/ml}$.

Volée : $Q_{U2} = (11.76) + (2,5) = 14.26 \text{ KN/ml}$.

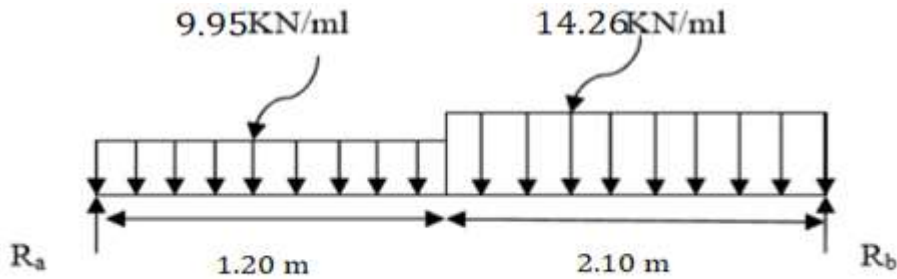


Figure III.3.3.11 : Schéma statique à l'ELS

Le calcul à l'ELS se fait de la même façon qu'à l'ELU.

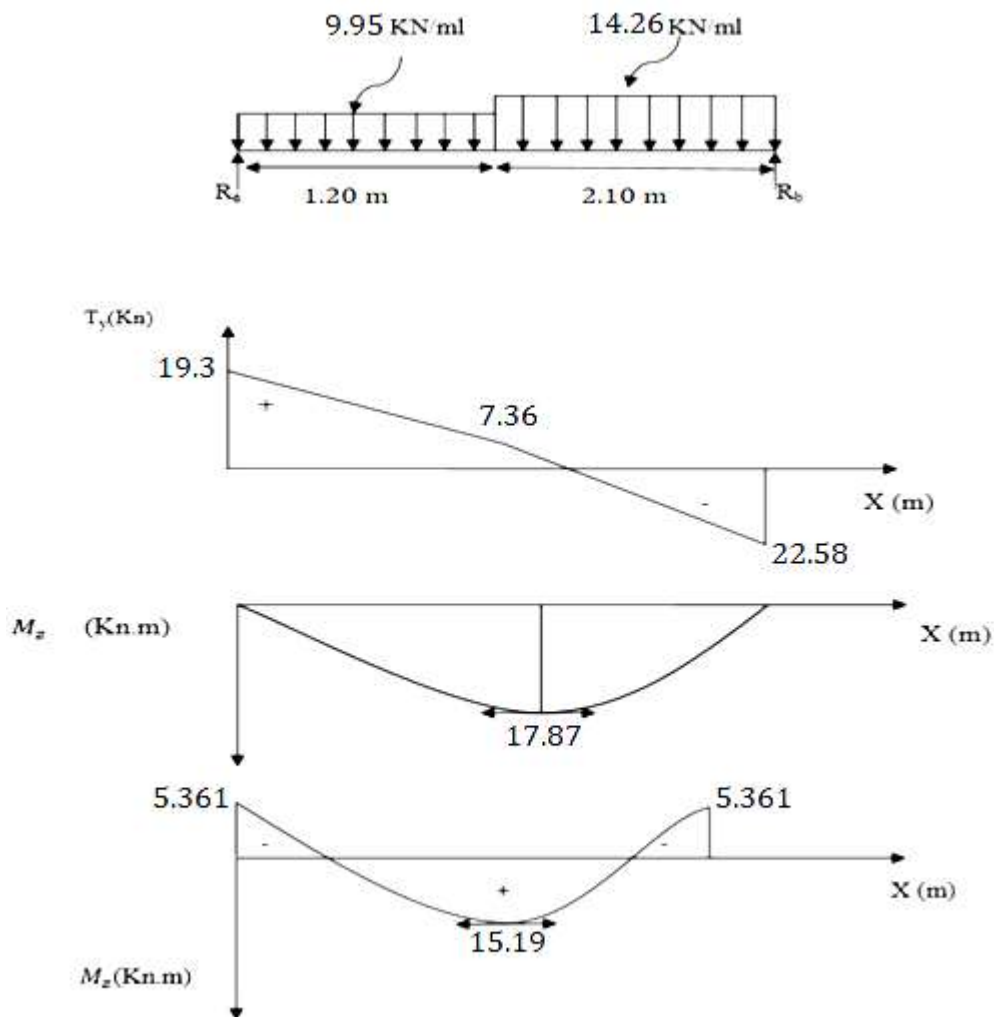


Figure III.3.3.12 : Digrammes des efforts internes T et M à l'ELS

III.3.2.8. Vérifications à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

➤ La volée 1:

a. En travée

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times} = 0.401$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.401$: $\beta_1 = 0.9027$; $K_1 = 36.391$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{45.87 \times 10^6}{0.9027 \times 230 \times 9.23 \times 10^2} = 239.36 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{239.36}{36.391} = 6.57 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

b. Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{100 \times} = 0.102$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.102$: $\beta_1 = 0.9465$; $K_1 = 78.45$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{45.87 \times 10^6}{0.9465 \times 230 \times 2.35 \times 10^2} = 896.6 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{896.6}{78.45} = 11.42 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 11.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

Contrainte dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 239.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **La volée 2:**

a. En travée

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 230} = 0.196$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.196$: $\beta_1 = 0.9283$; $K_1 = 55.41$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{28.033 \times 10^6}{0.9283 \times 230 \times 4.52 \times 10^2} = 290.45 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{290.45}{55.41} = 5.24 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

b. Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{100 \times 230} = 0.102$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.102$: $\beta_1 = 0.9465$; $K_1 = 78.45$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{28.033 \times 10^6}{0.9465 \times 230 \times 2.35 \times 10^2} = 547.96 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{547.96}{78.45} = 6.98 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

Contrainte dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 290.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **La volée 3:**

a. En travée

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100} = 0.137$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.137$: $\beta_1 = 0.939$; $K_1 = 66.97$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{20.96 \times 10^6}{0.939 \times 230 \times 3.14 \times 10^2} = 309.07 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{309.07}{66.97} = 4.62 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

b. Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{100 \times 23} = 0.102$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.102$: $\beta_1 = 0.9465$; $K_1 = 78.45$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{20.96 \times 10^6}{0.9465 \times 230 \times 2.35 \times 10^2} = 409.71 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{409.71}{78.45} = 5.22 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

Contrainte dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 309.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

(Article A.4.5, 32 du BAEL 91).

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) [14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo} \quad ; \quad \frac{As}{bod} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

➤ **La volée 1:**

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

➤ **La volée 2 :**

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{395} = 0.051 < \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

➤ **La volée 3 :**

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{330} = 0.061 < \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Conclusion : on doit vérifier la flèche pour les trois volées.

• **Calcul de la flèche (BAEL 91/ Art B.6.5, 2)**

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq f = \frac{l}{500}$$

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \leq f = \frac{l}{500}$$

Avec :

M_s : Moment fléchissant maximal à l'ELS.

E_v : Module de déformation différé. ($E_v = 37003 \sqrt[3]{25} = 10818,86$ MPa).

E_i : Module de déformation instantanée ($E_i = 110003 \sqrt[3]{25} = 32164,2$ MPa).

I_{fv} , I_{fi} : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de longueur et courte durée tel que :

$$I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_o}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \quad \text{Et} \quad I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

Avec :

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

Où :

$$V_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

$S_{ix'x}$: Moment statique par rapport à l'axe xx' .

B_0 : surface de la section homogénéisée.

➤ **La volée 1:**

$$\text{➤ } f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq f = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \leq f = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d = \frac{100 \cdot 25^2}{2} + 15 \times 9,23 \times 23 = 34434,35 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = B + n \cdot A = b \cdot h + n \cdot A = 100 \times 25 + 15 \times 9,23 = 2638,45 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{34434,35}{2638,45} = 13,05 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 25 - 13,05 = 11,95 \text{ cm}.$$

Donc :

$$I_0 = \frac{100}{3} [(13.05)^3 + (6.95)^3] + 15(11.95-2)^2 \times 9.23 = 144671.48 \text{ cm}^4.$$

Aussi :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t2}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{9.23}{100.23} = 0.004; \text{ Des abaques et pour une valeur de } \rho = 0.004 : \beta_1 = 0.985$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{33.29 \times 10^3}{0.985 \times 23 \times 9.23} = 159.20 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.004 \left(2 + \frac{3 \times 1}{100}\right)} = 5.25 \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.1$$

Et :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 1}{4 \times 0.004 \times 159.20 + 2.1} = 0.209$$

$$\Rightarrow I_{fv} = 1,1 \times \frac{144671.48}{1 + 2.1 \times 0.209} = 110597.42 \text{ cm}^2 \text{ et } I_{fi} = 1,1 \times \frac{144671.48}{1 + 5.25 \times 0.209} = 75879.66 \text{ cm}^2$$

Au final :

$$f_v = \frac{33.29 \times 10^3 \times (480)^2}{10 \times 10818,86 \times 110597.42} = 0.64 \text{ cm}^2 < 0.96 \text{ cm. La flèche est vérifiée.}$$

$$f_i = \frac{33.29 \times 10^3 \times (480)^2}{10 \times 32164,2 \times 75879.66} = 0.314 \text{ cm}^2 < 0.94 \text{ cm. La flèche est vérifiée.}$$

➤ **La volée 2:**

$$\Rightarrow f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq f = \frac{l}{500} = \frac{395}{500} = 0.79 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \leq f = \frac{l}{500} = \frac{394}{500} = 0.79 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$V1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} \Rightarrow V2 = h - V1$$

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d = \frac{100 \cdot 25^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 23 = 32809.4 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = B + n \cdot A = b \cdot h + n \cdot A = 100 \times 25 + 15 \times 4.52 = 2567.8 \text{ cm}^2.$$

$$V1 = \frac{32809.4}{2567.8} = 12.77 \text{ cm} \Rightarrow V2 = 25 - 12.77 = 12.23 \text{ cm}.$$

Donc :

$$I_0 = \frac{100}{3} [(12.77)^3 + (12.23)^3] + 15(12.23 - 2)^2 \times 4.52 = 137486.05 \text{ cm}^4.$$

Aussi :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t2}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{4.52}{100 \cdot 23} = 0.002; \text{ Des abaques et pour une valeur de } \rho = 0.002 : \beta_1 = 0.985$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{20.32 \times 10^3}{0.985 \times 23 \times 4.52} = 198.44 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.002 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 10.5 \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 4.2$$

Et :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002 \times 198.44 + 2.1} = 0.0033$$

$$\Rightarrow I_{fv} = 1,1 \times \frac{137486.05}{1 + 4.2 \times 0.0033} = 149167.19 \text{ cm}^2 \text{ et } I_{fi} = 1,1 \times \frac{137484.05}{1 + 10.5 \times 0.0033} = 146167.74 \text{ cm}^2$$

Au final :

$$f_v = \frac{20.32 \times 10^3 \times (395)^2}{10 \times 10818,86 \times 149167.19} = 0.19 \text{ cm}^2 < 0.79 \text{ cm}. \text{ La flèche est vérifiée.}$$

$$f_v = \frac{20.32 \times 10^3 \times (395)^2}{10 \times 32164.2 \times 146167.74} = 0.07 \text{ cm}^2 < 0.79 \text{ cm}. \text{ La flèche est vérifiée.}$$

➤ La volée 3:

$$\text{➤ } f_v = \frac{M_S \cdot I^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq f = \frac{l}{500} = \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } f_i = \frac{M_S \cdot I^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \leq f = \frac{l}{500} = \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$V1 = \frac{S_{ix'x'}}{B_0} \Rightarrow V2 = h - V1$$

$$S_{ix'x'} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d = \frac{100 \cdot 25^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 23 = 32333.3 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = B + n \cdot A = b \cdot h + n \cdot A = 100 \times 25 + 15 \times 3.14 = 2547.1 \text{ cm}^2.$$

$$V1 = \frac{32333.3}{2547.1} = 12.69 \text{ cm} \Rightarrow V2 = 25 - 12.69 = 12.31 \text{ cm}.$$

Donc :

$$I_0 = \frac{100}{3} [(12.69)^3 + (12.31)^3] + 15(12.31 - 2)^2 \times 3.14 = 135305.12 \text{ cm}^4.$$

Aussi :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{3.14}{100 \cdot 23} = 0.001; \text{ Des abaques et pour une valeur de } \rho = 0.001: \beta_1 = 0.985$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{15.17 \times 10^3}{0.985 \times 23 \times 3.14} = 213.25 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.001 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 21 \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 8.4$$

Et :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.001 \times 213.25 + 2.1} = -0.244$$

$$\Rightarrow I_{fv} = 1,1 \times \frac{135305.12}{1+8.4x-0.18} = -290694.59 \text{ cm}^2 \text{ et } I_{fi} = 1,1 \times \frac{135305.12}{1+21x-0.244} = -36090.1 \text{ cm}^2$$

Au final :

$$f_v = \frac{20.96 \times 10^3 \times (330)^2}{10 \times 10818,86x - 2907491.46} = -0.007 \text{ cm}^2 < 0.66 \text{ cm. La flèche est vérifiée.}$$

$$f_v = \frac{20.96 \times 10^3 \times (330)^2}{10 \times 32164.2x - 53537.99} = -0.13 \text{ cm}^2 < 0.66 \text{ cm. La flèche est vérifiée.}$$

Conclusion

Le ferrailage retenu est le suivant :

➤ **La volée 1:**

En travée :

. **Armatures principales :** 6HA 14/ml (St= 15 cm).

. **Armatures de répartition :** 4HA 10/ml (St= 25 cm).

Aux appuis :

. **Armatures principales :** 3HA 10/ml (St= 30 cm).

. **Armatures de répartition :** 4HA 8/ml (St= 25 cm).

➤ **La volée 2:**

En travée :

. **Armatures principales :** 4HA 12/ml (St= 25 cm).

. **Armatures de répartition :** 4HA 8/ml (St= 25 cm).

Aux appuis :

. **Armatures principales :** 3HA 10/ml (St= 30 cm).

. **Armatures de répartition :** 4HA 8/ml (St= 25 cm).

➤ La volée 3:

En travée :

. Armatures principales : 4HA 10/ml (St= 25 cm).

. Armatures de répartition : 4HA 8/ml (St= 25 cm).

Aux appuis :

. Armatures principales : 3HA 10/ml (St= 30 cm).

. Armatures de répartition : 4HA 8/ml (St= 25 cm).

III.3. 4. Calcul de la poutre palière du l'escalier de l'étage de service :

Etant donné que l'escalier a 02 paliers de repos, la poutre palière sera brisée, partiellement encastree dans les poteaux.

III.3.4.1 Pré-dimensionnement :

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

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

➤ Hauteur

$$\text{D'où : } 24.67 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm.}$$

➤ Largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

➤ Vérification des conditions du RPA 99 (article 7.5.1)

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

$h/b = 1.667 \leq 4$. La condition est vérifiée.

Les dimensions retenues pour la poutre palière sont les suivantes: **30x35 cm²**.

III.3.4.2. Détermination des charges et surcharges

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et au poids du mur extérieur.

- Poids propre de la poutre

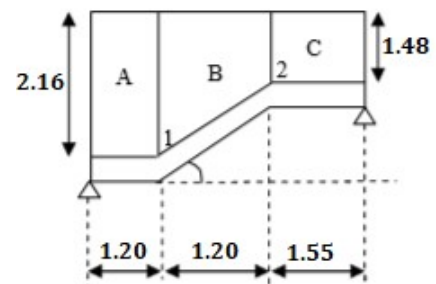
$$\text{Partie A et C : } 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Partie B : } 25 \times 0.35 \times 0.3 \times \frac{1}{\cos(36.87)} = 3.28$$

- Chargement du aux réactions du palier

$$\text{Partie A et C : } T_u = 45.81 \text{ KN/ml, } T_s = 33.26 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Partie B : } 0$$



- Chargement du au poids du mur extérieur

Partie A: $2.4 \times 2.16 = 5.18 \text{ KN/ml}$.

Partie B: Chargement trapézoïdal.

Point 1 : 5.18 KN/ml . Point 2 : 3.55 KN/ml .

Partie C: $2.4 \times 1.48 = 3.55 \text{ KN/ml}$.

III.3.4.3. Combinaisons de charges

	ELU : $1.35G + 1.5Q \text{ (KN/ml)}$	ELS : $G+Q \text{ (KN/ml)}$
Partie A	$1.35 (2.625+5.18) + 45.81 = 56.35$	$(2.625+5.18) + 33.26 = 41.065$
Partie B	Point 1 : $1.35 (3.28+5.18) = 11.42$ Point 2 : $1.35 (3.28+3.55) = 9.22$	Point 1 : $(3.28+5.18) = 8.46$ Point 2 : $(3.28+3.55) = 6.83$
Partie C	$1.35 (3.28+3.55) + 45.81 = 55.03$	$(3.28+3.55) + 33.26 = 40.09$

III.3.4.4. Calcul à l'ELU

a) Détermination des efforts internes

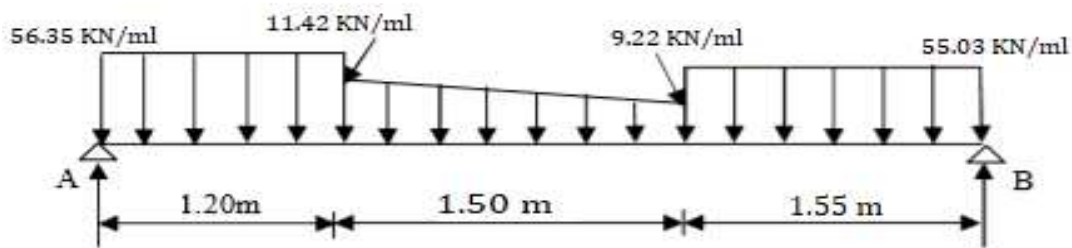


Figure III.3.4.1 Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU.

Réactions d'appuis

$$\Sigma F = 0$$

$$R_a + R_b = 56.35 \times 1.20 + \frac{11.42 - 9.22}{2} \times 1.50 + 9.22 \times 1.50 + 55.03 \times 1.55 = 168.39 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$R_b \times 4.25 - 55.03 \times 1.55 \times 3.475 - 9.22 \times 1.50 \times 1.95 - \frac{11.42 - 9.22}{2} \times 1.50 \times 1.70 - 56.35 \times 1.2 \times 0.6 = 0$$

$$R_b = 86.29 \text{ KN}$$

$$R_a = 82.10 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$

$N_x = 0$

- Effort tranchant T_y :

$F/y=0 \longrightarrow R_b + T_y - 55.03X = 0 \longrightarrow T_y = - R_b + 55.03X$

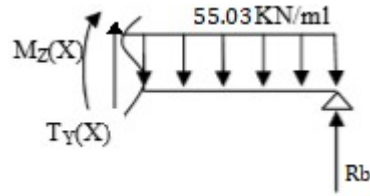
$T_y = - 86.29 \text{ KN}$ pour $X = 0 \text{ m}$ $T_y = - 0.99 \text{ KN}$ pour $X = 1.55 \text{ m}$

- Moment fléchissant :

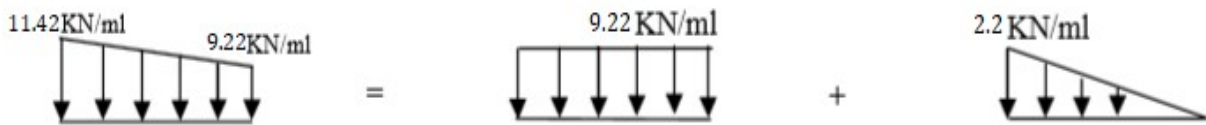
$\Sigma M/i = 0 \longrightarrow M_z(x) - R_b X + 55.03 \frac{X^2}{2} = 0$

$M_z(x) = 86.29 X - 55.03 \frac{X^2}{2}$

$M_z = 0$ pour $X = 0$ $M_z = 67.64 \text{ KN.m}$ pour $X = 1.55 \text{ m}$



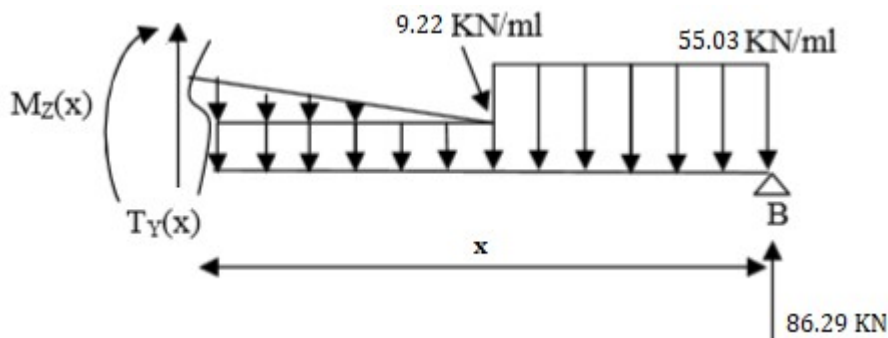
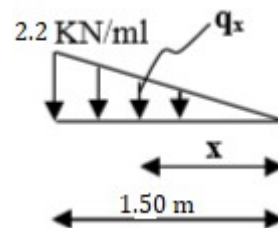
2^{ème} tronçon : $1.55 \text{ m} \leq x \leq 3.05 \text{ m}$



- Détermination de la charge q en fonction de x

A partir des triangles semblables nous avons :

$\frac{x}{q_x} = \frac{1.50}{2.2} \longrightarrow q_x = 1.46X$



- Effort tranchant T_y :

$$T_y + R_b - 55.03 \times 1.55 - 9.22(X - 1.55) - 1.46x \frac{(X-1.55)^2}{2} = 0$$

$$T_y = 0.73(X - 1.55)^2 + 9.22X - 15.285$$

$$T_y = -0.99 \text{ KN pour } X = 1.55 \text{ m} \quad T_y = 14.48 \text{ KN pour } X = 3.05 \text{ m}$$

- Moment fléchissant :

$$M_z(x) = -0.243(X - 1.55)^3 - 4.61(X - 1.55)^2 + X + 66.10$$

$$M_z = 67.65 \text{ KN.m pour } X = 1.55 \text{ m} \quad M_z = 57.94 \text{ KN.m pour } X = 3.05 \text{ m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$N_x = 0$$

- Effort tranchant T_y :

$$F/y=0 \longrightarrow R_a - T_y - 56.35X = 0 \longrightarrow T_y = R_a - 56.35X$$

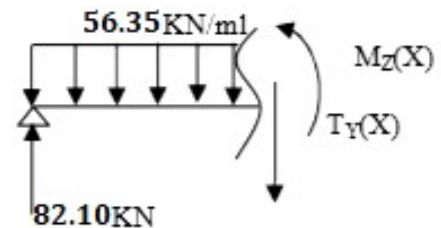
$$T_y = 82.10 \text{ KN pour } X = 0 \text{ m} \quad T_y = 14.48 \text{ KN pour } X = 1.20 \text{ m}$$

- Moment fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \longrightarrow -M_z(x) + R_a X - 56.35 \frac{X^2}{2} = 0$$

$$M_z(x) = 82.10 X - 56.35 \frac{X^2}{2}$$

$$M_z = 0 \text{ pour } X = 0 \quad M_z = 57.94 \text{ KN.m pour } X = 1.20 \text{ m}$$



Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \longrightarrow 0.73(X - 1.55)^2 + 9.22X - 15.285 = 0 \longrightarrow x = 1.66 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{max} = 67.70 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

En travée : $M_t = 0,85 M_{zmax} = 57.54 \text{ KN.m}$.

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_{zmax} = -20.31 \text{ KN.m}$.

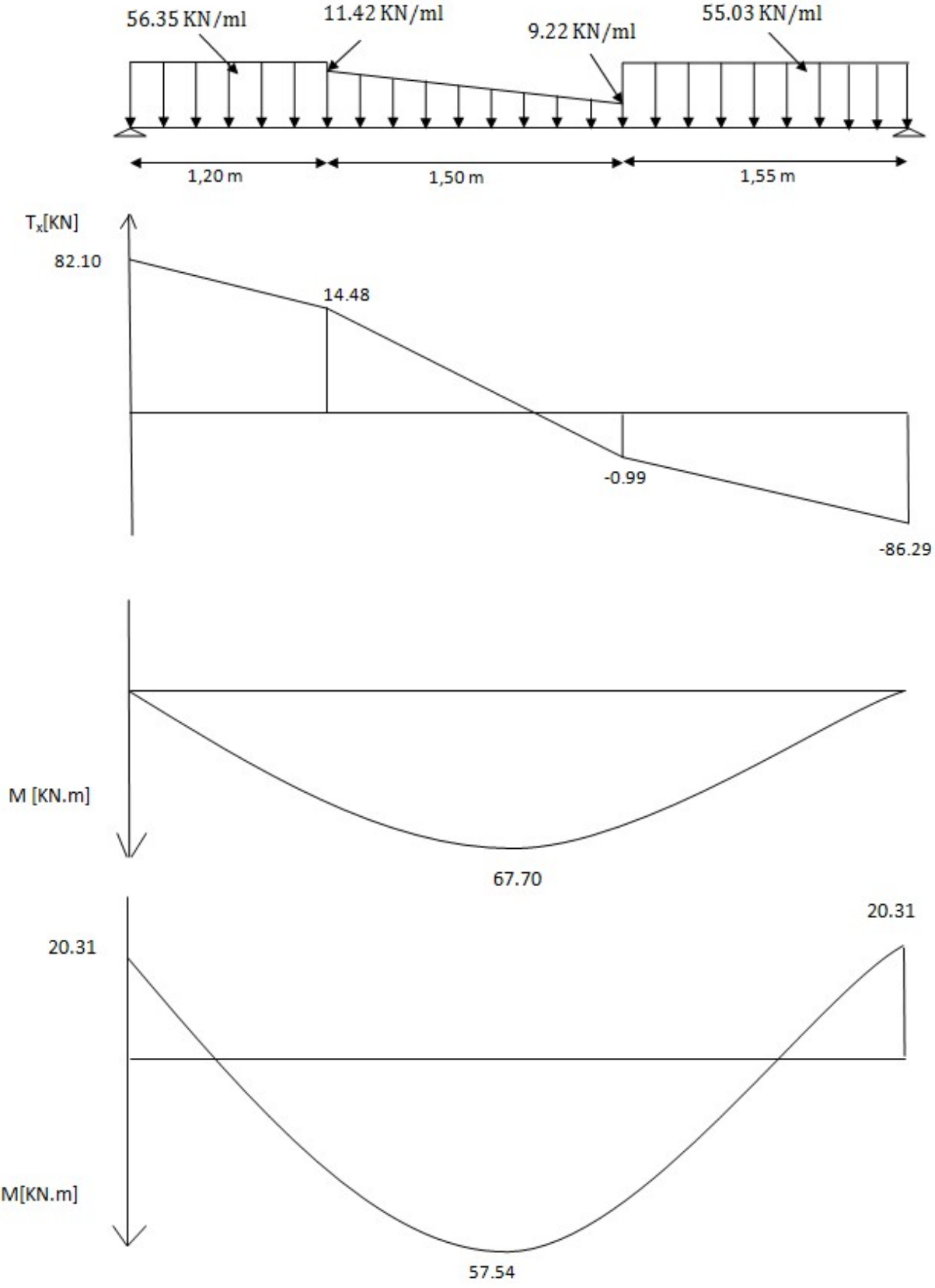


Figure III.3.4.2 : diagrammes des efforts internes à l'ELU

d. Calcul des armatures

Le ferrailage se fera pour une bande de un mètre de largeur de la section soumise à la flexion simple.

- **En travée :**

$$M_t = 57.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{57.54 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0,124 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.124$: $\beta = 0.934$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{57.54 \times 10^6}{0.934 \times 330 \times 34} = 536.45 \text{ mm}^2 = 5.36 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 15 \text{ cm}$.

- **Aux appuis**

$$M_a = 20.31 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.31 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.044 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.044$: $\beta = 0.978$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{20.31 \times 10^6}{0.978 \times 330 \times 34} = 180.8 \text{ mm}^2 = 1.80 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 3\text{HA} 12 = 3.39 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 30 \text{ cm}$.

III.3.2.6. Vérifications à l'ELU**a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art. A.4.2.1)**

$$A_{min} = 0.23 b_o d \cdot \frac{f_{c28}}{f_o} = 0,23(30)(33) \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > 1.20 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.20 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art. 5.1, 211)

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{86.29 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.872 \text{ MPa} \longrightarrow \tau_u = 0.872 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

Où :

. Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

. $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_l} \quad \text{Où :}$$

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

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{86.29 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 2.57 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi$$

Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.}$

Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.}$

Ls dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8$ cm.

Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8$ cm.

Finalement : La longueur $L_c = 20$ cm.

e. Influence de l'effort tranchant

Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1, 312)

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 86.29 \times 10^3}{400 \times 1^2} = 2.48 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 3.39 \text{ cm}^2 > 2.48 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- Sur le béton (BAEL 91 / Art. A.5.1, 313)

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_c}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \frac{2 \times 86.29 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 330} = 1.45 \text{ MPa} < \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

f. Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2)

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min (1 ; 3 ; 1,4) = 1 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\phi 8$ ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$).

g. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)

$$S_{t \max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (29.7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm}$$

h. Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22)

« Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e la quantité $\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t}$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (ou N/mm²) » D'où :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_{t \min} \leq \frac{0.4 \cdot b_o \cdot S_t}{f_e} = \frac{0.4 \cdot 30 \cdot 29.7}{400} = 0.891 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

i. Exigences du RPA 99 (Art. 7.5.2)

1. Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1)

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

$$A_l = 6HA 12 + 3HA 12 = 6.78 + 3.39 = 10.17 \text{ cm}^2.$$

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_l = 10.17 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 5.25 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

2. Armatures transversales (Art. 7.5.2.2)

Armatures transversales minimales

- Zone nodale

$$St \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (8.75 ; 12) = 8.75 \text{ cm.} \Rightarrow St = 7 \text{ cm.}$$

- Zone courante

$$St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm.} \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

$A_{t \min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

III.3.2.7. Calcul à l'ELS

a) Détermination des efforts internes

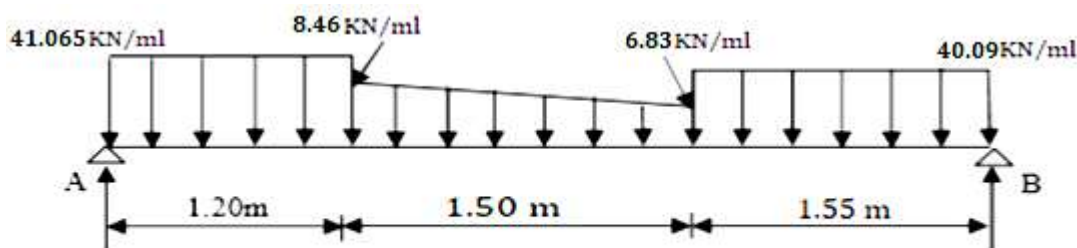


Figure III.3.4.3 Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS

Réactions d'appuis

$$\Sigma F = 0$$

$$R_a + R_b = 41.065 \times 1.20 + \frac{8.46 - 6.83}{2} \times 1.50 + 6.83 \times 1.50 + 40.09 \times 1.55 = 122.477 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$R_b \times 4.25 - 40.09 \times 1.55 \times 3.475 - 6.83 \times 1.50 \times 1.95 - \frac{8.46 - 6.83}{2} \times 1.50 \times 1.70 - 41.065 \times 1.2 \times 0.6 = 0$$

$$R_b = 62.95 \text{ KN}$$

$$R_a = 59.527 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$

$$N_x = 0$$

- Effort tranchant T_y :

$$F/y=0 \longrightarrow R_b + T_y - 40.09X = 0 \longrightarrow T_y = - R_b + 40.09X$$

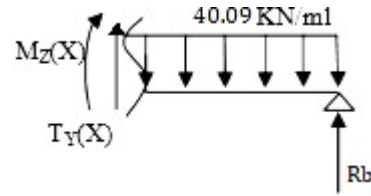
$$T_y = - 62.95 \text{ KN pour } X = 0 \text{ m} \quad T_y = - 0.81 \text{ KN pour } X = 1.55 \text{ m}$$

- Moment fléchissant :

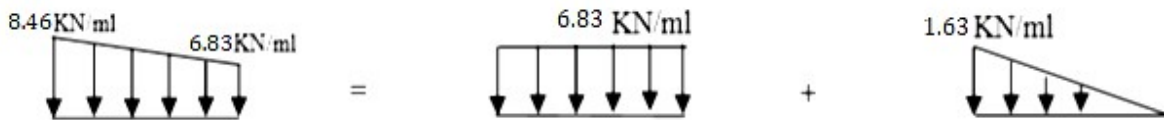
$$\Sigma M/i = 0 \longrightarrow M_z(x) - R_b X + 40.09 \frac{X^2}{2} = 0$$

$$M_z(x) = 62.95 X - 40.09 \frac{X^2}{2}$$

$$M_z = 0 \text{ pour } X = 0 \quad M_z = 49.41 \text{ KN.m pour } X = 1.55 \text{ m}$$



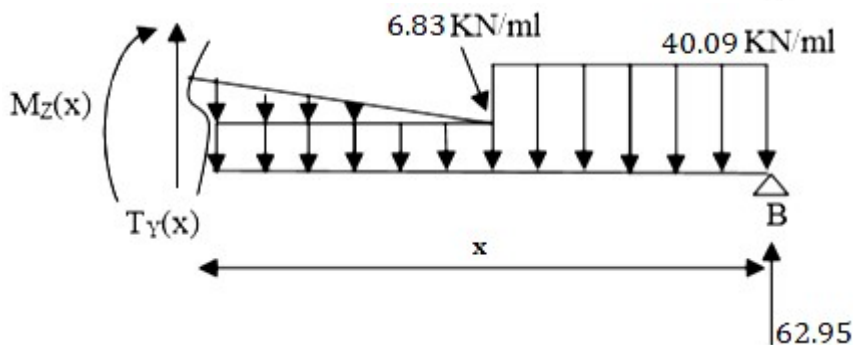
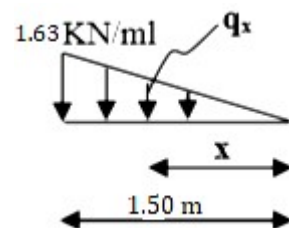
2^{ème} tronçon : $1.55 \text{ m} \leq x \leq 3.05 \text{ m}$



- Détermination de la charge q en fonction de x

A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{1.50}{1.63} \longrightarrow q_x = 1.09X$$



- Effort tranchant T_y :

$$T_y + R_b - 40.09 \times 1.55 - 6.83(X - 1.55) - 1.09 \times \frac{(X-1.55)^2}{2} = 0$$

$$T_y = 0.545(X - 1.55)^2 + 6.83X - 11.397$$

$$T_y = -0.81 \text{ KN pour } X = 1.55 \text{ m} \quad T_y = 10.66 \text{ KN pour } X = 3.05 \text{ m}$$

- Moment fléchissant :

$$M_z(x) = -0.181(X-1.55)^3 - 3.415(X-1.55)^2 + 0.81X + 48.16$$

$$M_z = 49.42 \text{ KN.m pour } X = 1.55 \text{ m} \quad M_z = 42.34 \text{ KN.m pour } X = 3.05 \text{ m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$N_x = 0$$

- Effort tranchant T_y :

$$F/y=0 \longrightarrow R_a - T_y - 41.06X = 0 \longrightarrow T_y = R_a - 41.06X$$

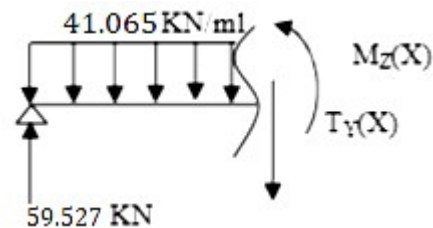
$$T_y = 59.527 \text{ KN pour } X = 0 \text{ m} \quad T_y = 10.26 \text{ KN pour } X = 1.20 \text{ m}$$

- Moment fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \longrightarrow -M_z(x) + R_a X - 41.06 \frac{X^2}{2} = 0$$

$$M_z(x) = 59.527 X - 41.06 \frac{X^2}{2}$$

$$M_z = 0 \text{ pour } X = 0 \quad M_z = 41.87 \text{ KN.m pour } X = 1.20 \text{ m}$$



Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \longrightarrow 0.545(X-1.55)^2 + 5.14X - 10.08 = 0 \longrightarrow x = 1.66 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{max} = 49.46 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

En travée : $M_t = 0,85 M_{zmax} = 42.04 \text{ KN.m}$.

Aux appuis : $M_a = -0,3M_{zmax} = -14.83 \text{ KN.m}$.

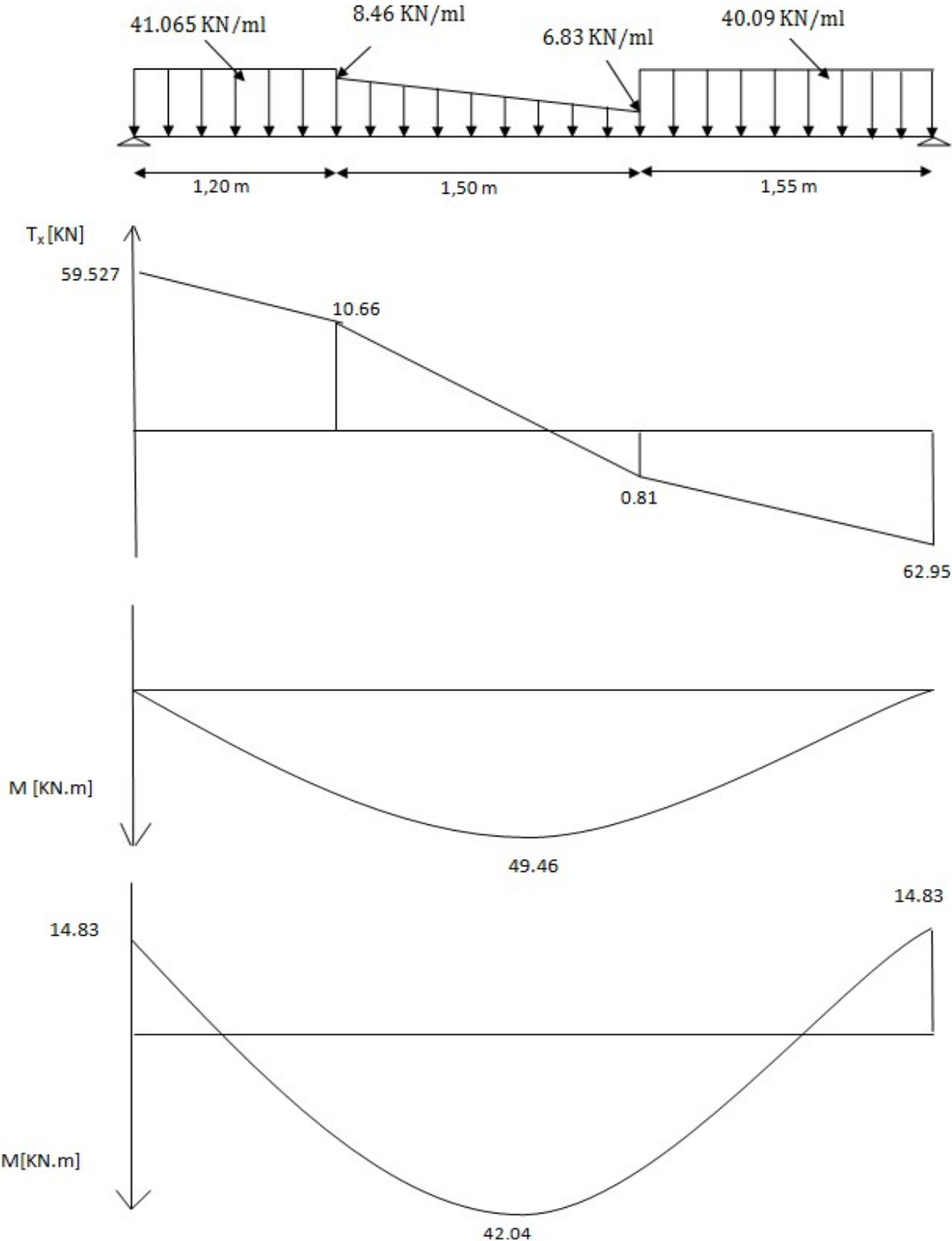


Figure III.3.4.4 : diagrammes des efforts internes à l'ELS

III.3.2.8. Vérifications à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

a. En travée

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{30 \times 33} = 0.684$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.684$: $\beta_1 = 0.879$; $K_1 = 26.32$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{42.04 \times 10^6}{0.879 \times 330 \times 6.78 \cdot 10^2} = 213.76 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{213.76}{26.32} = 8.12 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

b. Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.342$: $\beta_1 = 0.909$; $K_1 = 39.95$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{14.83 \times 10^6}{0.909 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 145.83 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{145.83}{39.95} = 3.65 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5, 32 du BAEL 91**).

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_o d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

D'où :

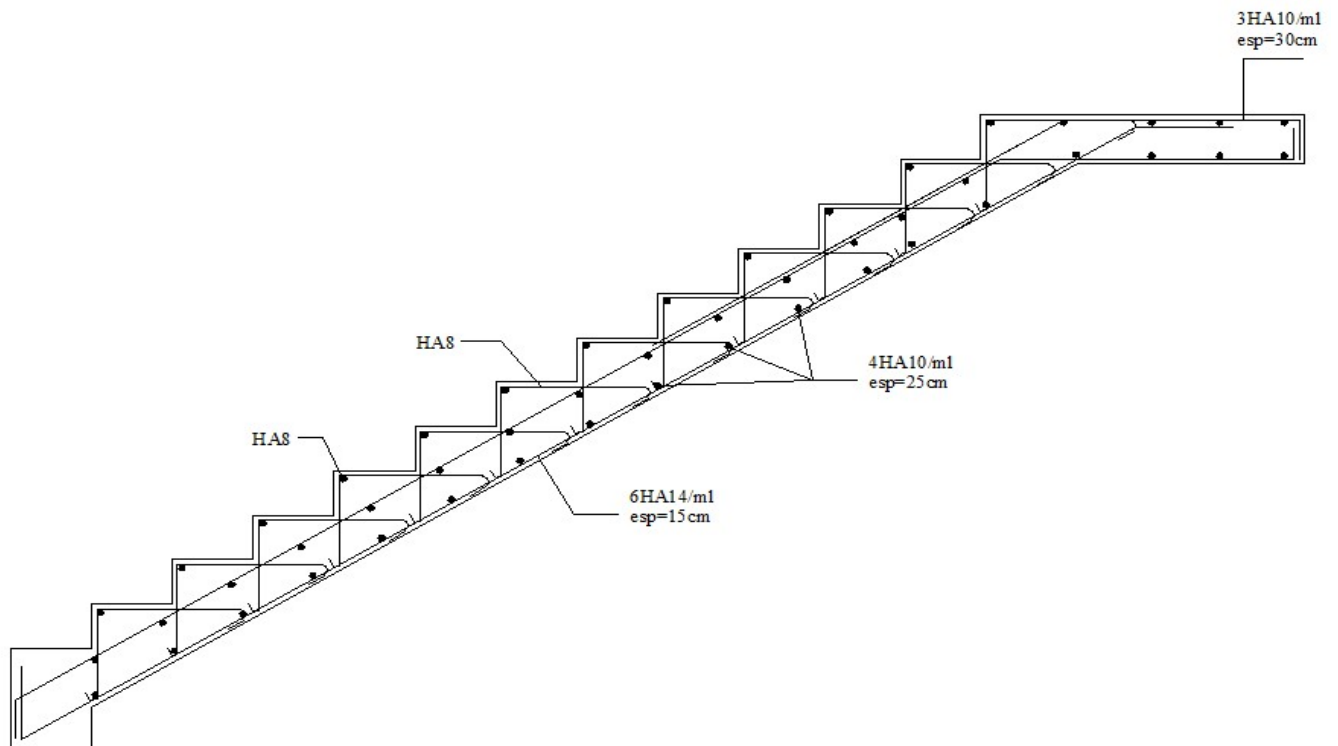
$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{35}{425} = 0.082 > \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{h}{L} = 0.082 > \frac{Mt}{10M_o} = \frac{42.04}{10 \times 49.46} = 0.080 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{A_s}{b_o d} = \frac{6.78}{30 \times 3} = 0.0068 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

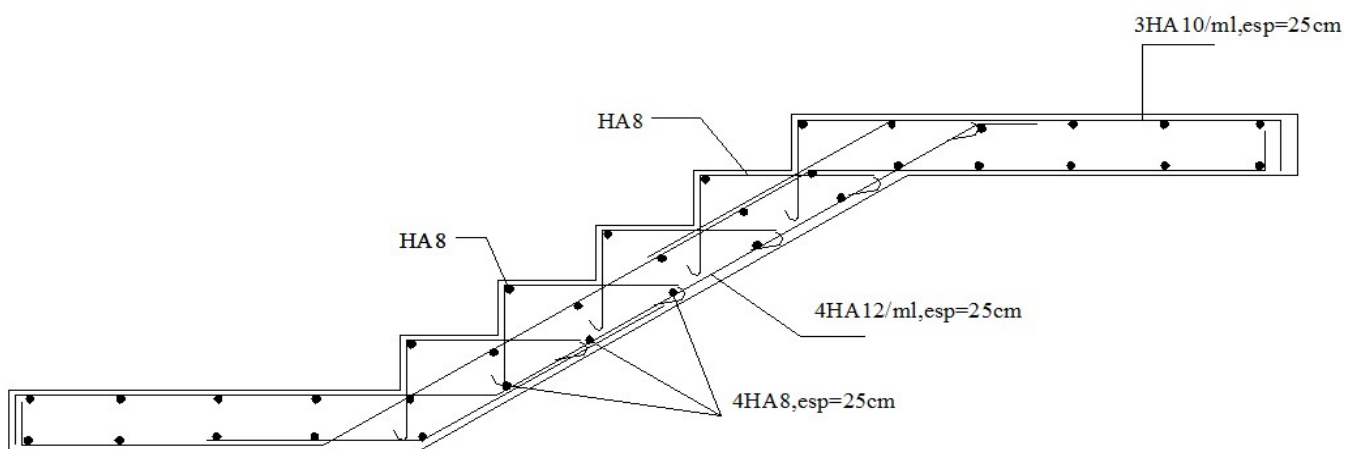
Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée)

Ferrailage d'escalier (type 2)

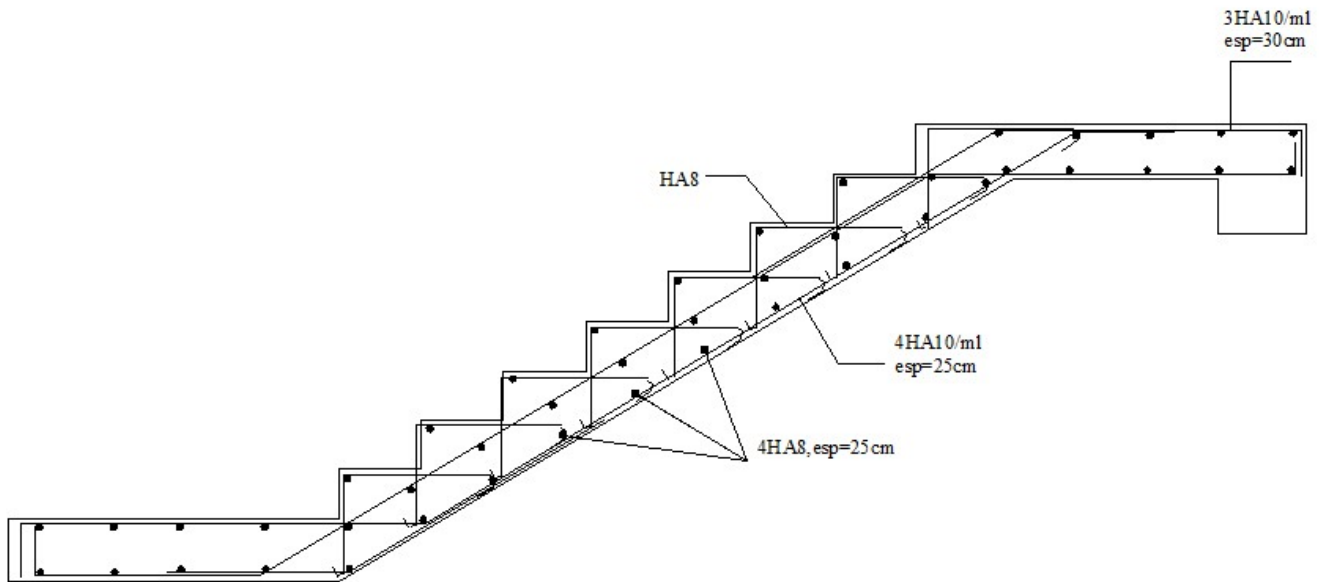


Plan de ferrailage de la Volée 1

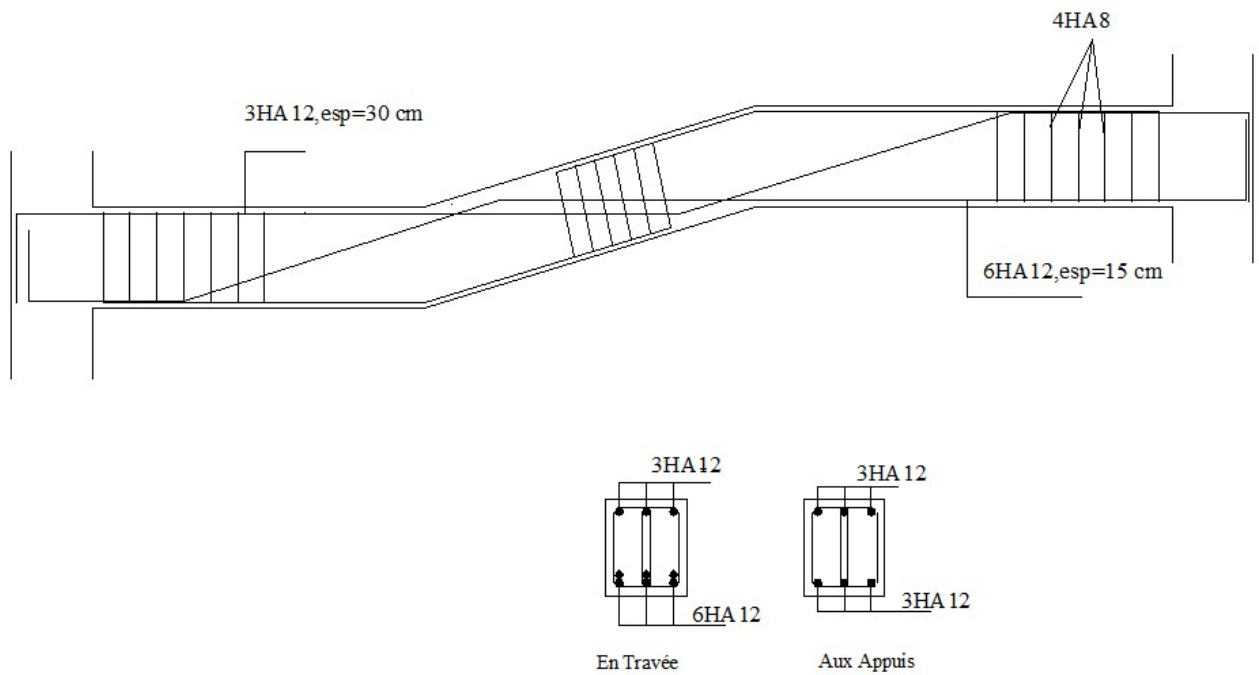
Plan de ferrailage de la Volée 2



Plan de ferrailage de la Volée 3



Ferrailage de la poutre brisé



III.4. La dalle de la salle machine :

III.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès aux personnes, se déplaçant le long de guide verticaux.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions (1.55x2.40) m² appuyée sur son pourtour (3 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle (UxV) engendré par le système de levage. Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 9 tonnes (90 kN).

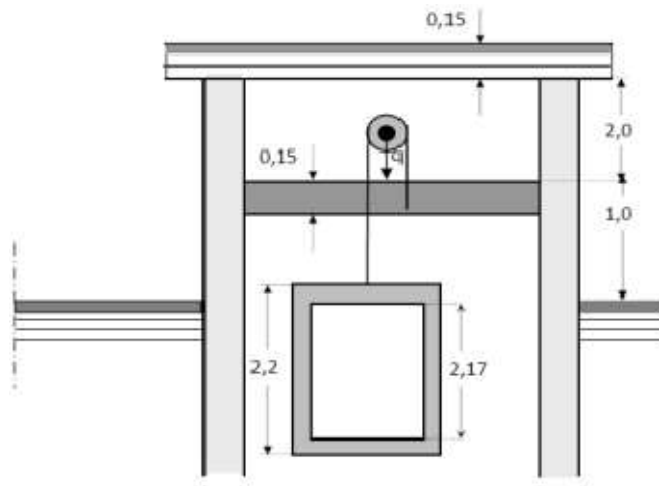


Fig .III.4.1. Schéma de la cage d'ascenseur

III.4.2. Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} \quad \Longrightarrow \quad h_t \geq 155/30$$

$$h_t \geq 5.16 \text{ cm}$$

$$h_t^{\min} = 15 \text{ cm (donnée par le RP 99 Version 2003)}$$

$$\text{Soit : } h_t = 15 \text{ cm}$$

Calcul du ρ :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.55}{2.40} = 0.64$$

$$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.64 < 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.4.3. Détermination des sollicitations

Le calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments suivant le sens de la petite et de la grande portée

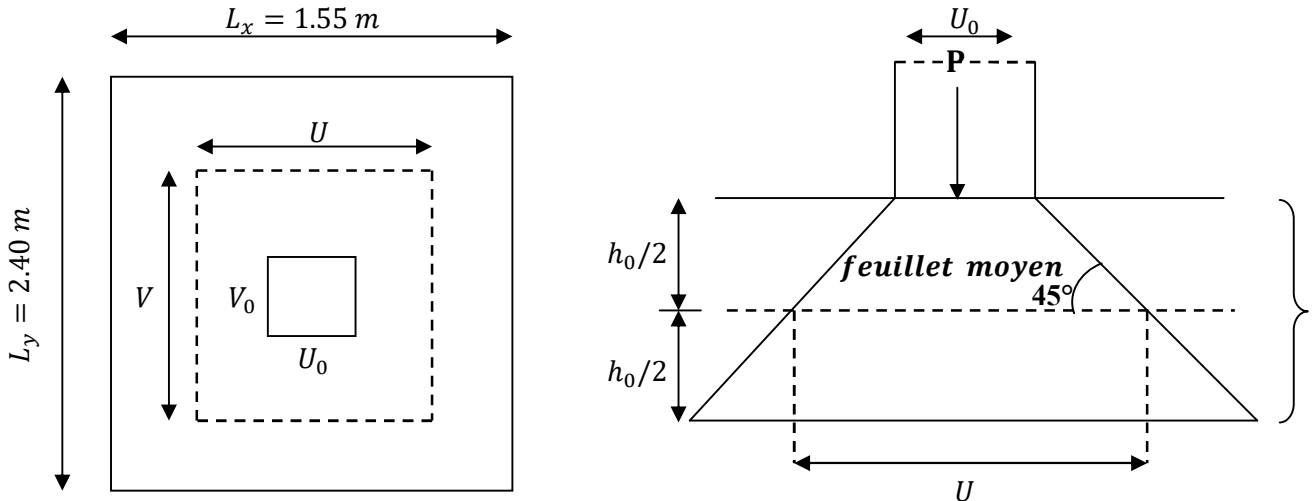


Fig.III.4.2. Rectangle d'impact au niveau du feuillelet moyen.

$(U_0 \times V_0)$: Surface de contact de la charge avec la dalle.

$(U \times V)$: Surface d'impact au niveau du feuillelet moyen

h_0 : Hauteur de la dalle

e : Épaisseur de revêtement

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

$$\left\{ \begin{array}{l} V = U_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi \cdot e\right) \\ U_0 = V_0 = 80 \text{ cm} \end{array} \right. \xrightarrow{\text{Rerevetement en béton } (\zeta = 1)} \left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2e_0 + h_0 \\ V = V_0 + 2e_0 + h_0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2e_0 + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = V_0 + 2e_0 + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ A' L'ELU :

- $P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$; (charge concentrée du système de levage)
- $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{ KN/ml}$ (charge uniformément répartie)

➤ **A' I' ELS :**

$$\begin{cases} P_s = P = 90 = 90 \text{ KN} \\ q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

1. Calcul des moments :

a) **Moment du au système du levage**

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau.

$$M_x = (M_1 + M_2 \cdot \nu) \times P_u$$

$$M_y = (M_2 + M_1 \cdot \nu) \times P_u$$

M_1 et M_2 : Coefficient donnés par les tables de PIGEAUD en fonction de :

$$(\rho_x \text{ Et les rapports : } \frac{u}{L_x} ; \frac{V}{L_y})$$

$$\nu : \text{Coefficient de poisson Avec } \begin{cases} \nu = 0 \text{ à } ELU \\ \nu = 0,2 \text{ à } ELS \end{cases}$$

P_u : Intensité de la charge concentrée

U, V : Coté du rectangle sur lequel la charge « P » s'applique

$$\begin{cases} \rho = 0.64 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{155} = 0.67 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{240} = 0.43 \end{cases}$$

➤ Les valeurs de M_1 et M_2 sont données dans sous tableaux de PIGEAUD relatif

à $\rho = 0.64$

$$\longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0.100 \\ M_2 = 0.050 \end{cases}$$

➤ **A' L'ELU : ($v = 0$)**

$$M_{xU} = (M_1 + M_2 \cdot v) \times P_u = (0.100 + 0) \times 121.5 = 12.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{yU} = (M_2 + M_1 \cdot v) \times P_u = (0.050 + 0) \times 121.5 = 6.075 \text{ KN.m}$$

➤ **A' L'ELS : ($v = 0.2$)**

$$M_{xS} = P_s \cdot (M_1 + 0.2M_2) = 90 \times (0.100 + 0.2 \times 0.050) = 9.9 \text{ kN.m.}$$

$$M_{yS} = P_s \cdot (M_2 + 0.2M_1) = 90 \times (0.050 + 0.2 \times 0.100) = 6.3 \text{ kN.m}$$

b) Moment du au poids propre de la dalle pleine

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

- Sens L_x : (Petite portée)

$$M_x = u_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2$$

- Sens L_y : (Grande portée)

$$M_y = u_y \cdot (M_{xU})$$

u_x et u_y : Sont donnés en fonction de rapport ρ_x et le coefficient de poisson ν

$$\text{On a } \begin{cases} \rho = 0.64 \\ \nu = 0 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} u_x = 0.076 \\ u_y = 0.356 \end{cases}$$

➤ **A' l'ELU**

$$\begin{cases} M_{xU'} = u_x \cdot q_u \cdot (L_x)^2 = 0.076 \times 8.04 \times (1.55)^2 = 1.468 \text{ KN.m} \\ M_{yU'} = u_y \cdot (M_{xU}) = 0.356 \times (1.468) = 0.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{xU'} = 1.468 \text{ KN.m} \\ M_{yU'} = 0.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ A' l'ELS

$$M_{xS'} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.076 \times 5.85 \times 1.55^2 = 1.068 \text{ kN.m.}$$

$$M_{yS'} = \mu_y \cdot M_{xS'} = 0.356 \times 1.068 = 0.38 \text{ kN.m}$$

c) Suppression des moments :

➤ A' l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{Xu} + M_{xU'} \\ M_y = M_{yU} + M_{yU'} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 12.15 + 1.468 = 13.61 \text{ kN.m} \\ M_y = 6.075 + 0.52 = 6.59 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ A' l'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{xS} + M_{xS'} \\ M_y = M_{yS} + M_{yS'} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 9.9 + 1.068 = 10.96 \text{ kN.m} \\ M_y = 6.3 + 0.38 = 6.68 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

2. Correction des moments :

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée et de (-0.3) aux appuis.

Donc :

➤ A' l'ELU

✓ En travée

$$M_{tx} = 0.85 \times 13.61 = 11.57 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 6.59 = 5.60 \text{ kN.m.}$$

✓ Aux appuis

$$M_{ax} = -0.3 \times 13.61 = -4.08 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ay} = -0.3 \times 6.59 = -1.98 \text{ kN.m.}$$

➤ A' l'ELS

✓ En travée

$$M_{tx} = 0.85 \times 10.96 = 9.32 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 6.68 = 5.68 \text{ kN.m.}$$

✓ Aux appuis

$$M_{ax} = - 0.3 \times 10.96 = - 3.29 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ay} = - 0.3 \times 6.68 = - 2.01 \text{ kN.m.}$$

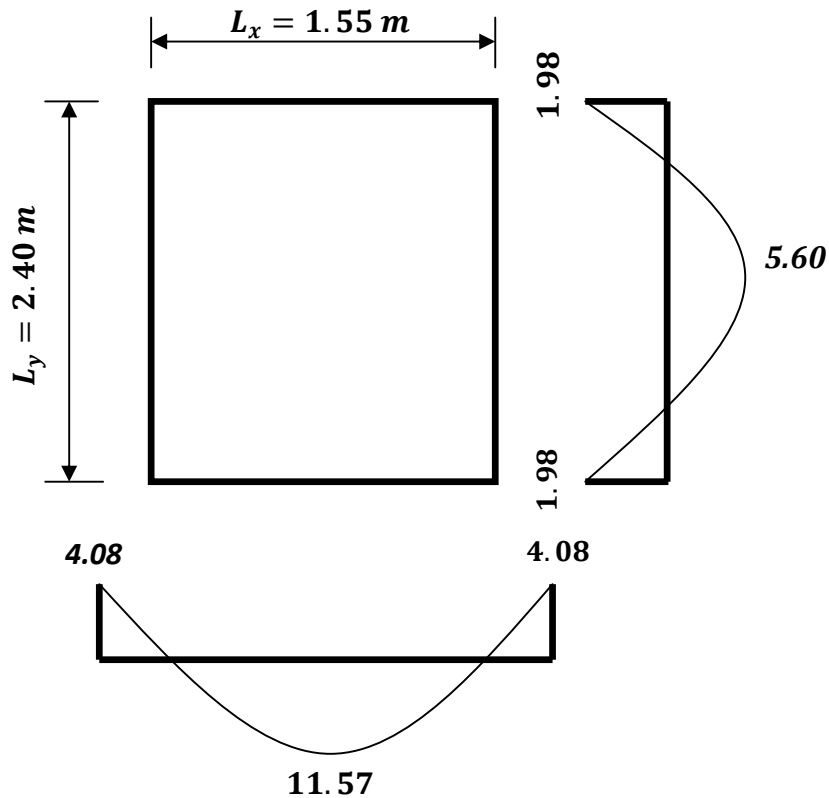


Fig.III.4.3.Diagramme des moments a ELU

III.4.4.Ferraillage :

Le calcul se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur

❖ Sens X-X:

• Aux appuis :

$$\text{Calcul } \mu_b: \mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{4.08 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.017$$

On a : $\mu_b = 0.017 < \mu_l = 0.392$ \implies SSA

$\mu_b = 0.017 \implies \beta = 0.991$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.08 \times 10^6}{0.991 \times 130 \times 348} = 91 \text{ mm}^2 = 0.91 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8}$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

- En travée :

$$\text{Calcul } \mu_b: \quad \mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.57 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.048$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.048 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.048 \longrightarrow \beta = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.57 \times 10^6}{0.975 \times 130 \times 348} = 262.30 \text{ mm}^2 = 2.62 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA10}$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Sens Y-Y :

- Aux appuis :

$$\text{Calcul } \mu_b: \quad \mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.98 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.008$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.008 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.008 \longrightarrow \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.98 \times 10^6}{0.996 \times 130 \times 348} = 43.94 \text{ mm}^2 = 0.439 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8}$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

- En travée

$$\text{Calcul } \mu_b: \quad \mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.60 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.023 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.023 \longrightarrow \beta = 0.9885$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.60 \times 10^6}{0.9885 \times 130 \times 348} = 125.22 \text{ mm}^2 = 1.25 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA10}$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.5.Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton (Art.B.7.4/BAEL 91) :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

Avec :

ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

➤ Sens x-x

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.64}{2} (100 \times 15) \Rightarrow A_{s \min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

➤ Sens y-y

$$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0 \Rightarrow A_y \geq \rho_0 (b.h) = 0.0008 \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{y, \min} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

Tableau III-4-1-vérification de la condition de Non Fragilité.

	$A_{s \min} (\text{cm}^2)$	$A_{app} (\text{cm}^2)$	$A_{trav} (\text{cm}^2)$	Vérifications
Sens x-x :	1.41	4HA8	4HA10	ok
Sens y-y :	1.20	4HA8	4HA10	ok

b) Diamètre maximale des armatures (BAEL 91 modifié 99/Art A.7.2.1) :

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

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

$\phi_{\text{adopté}} = 10\text{mm} < 15\text{mm} \implies$ Condition vérifiée

c) Espacements des barres (BAEL 91 / Art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

Direction la plus sollicitée (x-x) :

$St = 25\text{ cm} \leq \min(2h ; 25\text{ cm}) = 25\text{ cm}$. La condition est vérifiée.

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) :

$St = 25\text{ cm} < \min(3h ; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$. La condition est vérifiée.

d) Poinçonnement (BAEL 91 / Art. A.5.2,42)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$P_u \leq P_c = 0,045\mu_c h^{f_{c28}} / \gamma_b$$

P_u : Charge de calcul à L'ELU

μ_c : Périmètre de contour

h : Epaisseur totale de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420\text{ cm}$$

$$P_c = \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25000}{1.5} = 472.5\text{ KN}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 121.5\text{ KN} \\ P_c = 472.5\text{ KN} \end{array} \right. \implies P_u < P_c \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

e) Justification des armatures d'effort tranchant: (BAEL 91 / Art. A.5.2,2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Dans le cas où $a < b$ ($a=U$ et $b=V$) :

➤ **Au milieu de U :**

$$V_u = \frac{P}{2a + b} = \frac{P}{2U + V}$$

Avec : $P = 90 \times 1.35 = 121.5\text{ KN}$

$$V_U = \frac{121.5}{2 \times 0.8 + 0.80} = 50.62 \text{ KN}$$

➤ **Au milieu de V :**

$$V_V = \frac{P}{3a} = \frac{P}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 0.80} = 50.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{50.62 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.389 \text{ MPa} \leq 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16$$

⇒ **Condition vérifiée.**

III.4.6. Vérification à L'ELS :

1) Etat limite de compression du béton

➤ **Sens x-x**

✓ **Aux appuis :**

On a $M_a = 3.29 \text{ kN.m}$

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \longrightarrow K_1 = 63.12 \text{ et } \beta_1 = 0.936$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3.29 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 134.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{134.51}{63.12} = 2.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travée :**

$M_t = 9.32 \text{ kN.m}$.

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \Rightarrow K_1 = 48.65 \text{ et } \beta_1 = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{9.32 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 247.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{247.90}{48.65} = 5.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y :**

✓ **Aux appuis :**

On a $M_a = 2.01 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \Rightarrow K_1 = 63.12 \text{ et } \beta_1 = 0.936$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{2.01 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 82.18 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{82.18}{63.12} = 1.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travée :**

$M_t = 5.68 \text{ kN.m}$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \Rightarrow K = 48.65 \text{ et } \beta_1 = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{5.68 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 247.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{247.90}{48.65} = 5.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et au milieu agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5,32 du BAEL 91**).

3) Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/ Art. B.7.5**).

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

H : hauteur de la dalle

M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction L_x

M_x : Moment isostatique dans la direction de x-x pour une bande de largeur égale à 1m

A_x : Section d'armature par une bande de largeur égale à 1m

d : La hauteur utile de la bande

b : La largeur de la bande égale à 1m

$$1) \frac{h}{L_x} = \frac{15}{155} = 0.0967 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0.85M_x}{20M_x} = 0.0425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

III.4.7. Conclusion

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

➤ **Sens x-x**

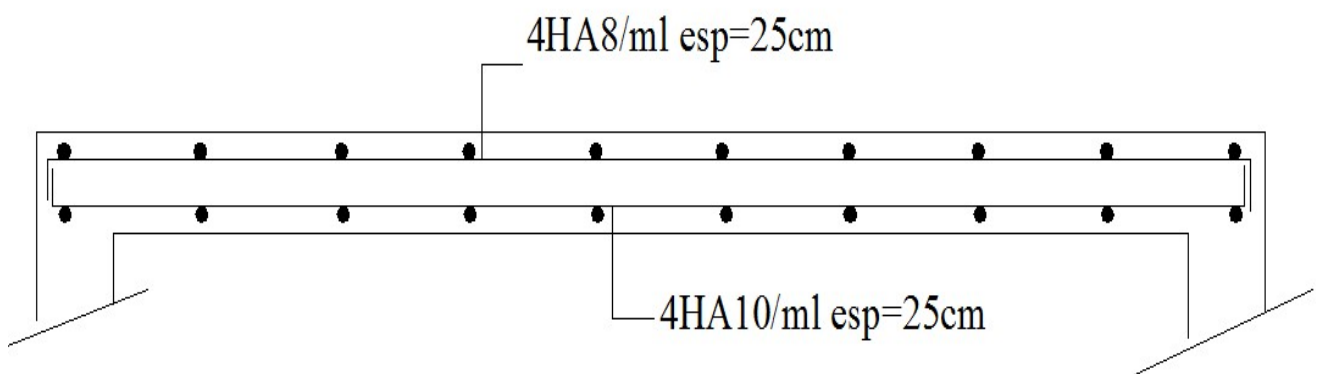
En travée : 4HA 10/ml (St= 25cm).

Aux appuis : 4HA 8/ml (St= 25 cm).

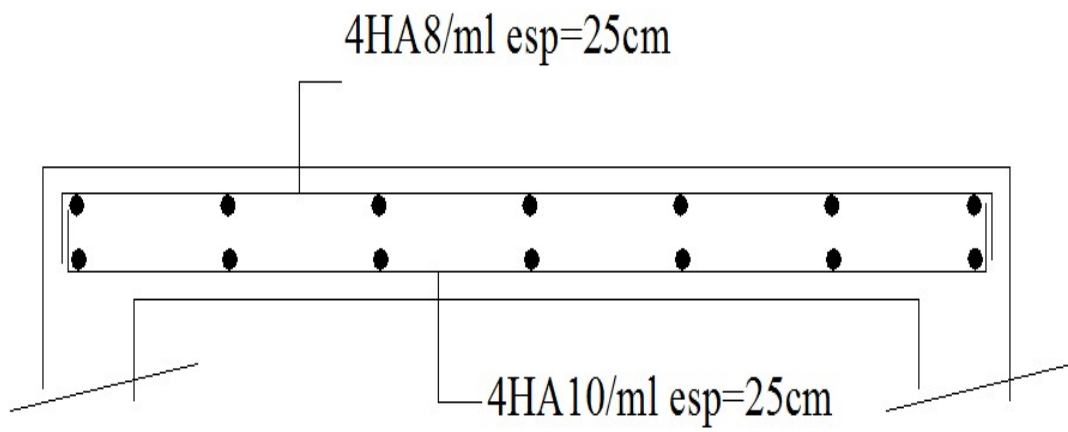
➤ **Sens y-y**

En travée : 4HA 10/ml (St= 25 cm).

Aux appuis : 4HA 8/ml (St= 25 cm)

Plan de ferrailage de la dalle salle machine

ferrailage de la dalle salle machine sens Y-Y



ferraillage de la dalle salle machine sens X-X

III.5. Etude de la charpente :

III.5.1.Introduction :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés à 20.33° et 22.59° et reposant de part et d'autre sur des murs de pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons et liteaux) puis vérifier leurs résistances sous différentes sollicitations.

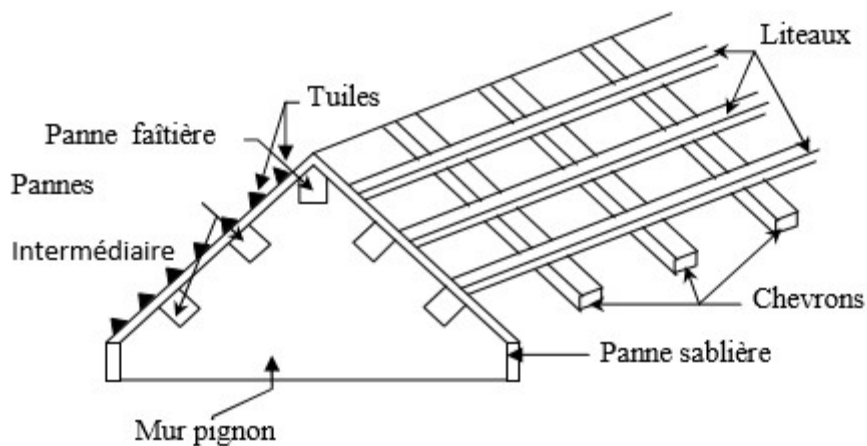


Fig.III.5.1 :Détail de la charpente

III.5.2. Détermination des charges et surcharges

➤ Charges permanentes :

Poids des tuiles et des liteaux..... 0.40KN/m^2

Poids des pannes et des chevrons ... 0.10KN/m^2

$$G = 0.50\text{KN/m}^2$$

➤ Surcharges d'exploitations :

Poids de la neige..... $Q = 1\text{KN/m}^2$

III.5.3.Combinaisons des charges:

A l'E.L.U : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = (1.35 \times 0.50) + (1.5 \times 1) = 2.175\text{KN/m}^2$$

A l'E.L.S: $q_s = G + Q$

$$q_s = 0.50 + 1 = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

III.5.4. Détermination des efforts revenant à chaque élément :

a. Efforts revenant aux pannes :

Espacement des pannes : $1.2 \text{ m} \leq e_p \leq 1.8 \text{ m}$

On prend : **$e_p = 1.50 \text{ m}$**

Portée des pannes : $l_p = 4.30 \text{ m}$

$$q_p = q_u \times e_p$$

$$q_p = 2.175 \times 1.50 = 3.262 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 3.262 \text{ KN/ml}$$

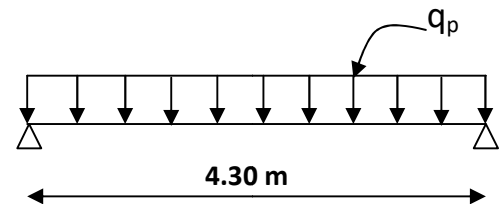


Schéma de chargement de la panne.

b. Efforts revenant aux chevrons :

Espacement des chevrons : $0.2 \text{ m} \leq e_c \leq 0.6 \text{ m}$

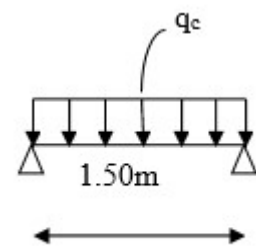
On prend : **$e_c = 0.50 \text{ m}$**

Portée des chevrons : $l_c = 1.50 \text{ m}$

$$q_c = q_u \times e_c$$

$$q_c = 2.175 \times 0.50 = 1.087 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = 1.087 \text{ KN/ml}$$



c. Efforts revenant aux liteaux :

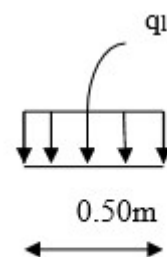
Espacement des liteaux : $e_l = 0.32 \text{ m}$

Portée des liteaux : $l_l = 0.50 \text{ m}$

$$q_l = q_u \times e_l$$

$$q_l = 2.175 \times 0.32 = 0.696 \text{ KN/ml}$$

$$q_l = 0.696 \text{ KN/ml}$$



III.5.5. Détermination des sections :**III.5.5.1. Calcul des pannes :**

La panne est considérée comme poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p comme le montre le schéma suivant :

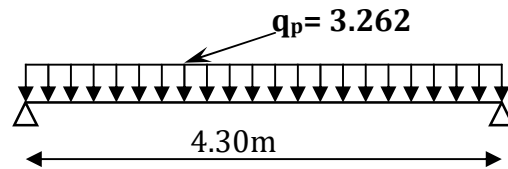


Fig. III.5.2. Schéma de chargement de la panne

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie I et d'après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire $\overline{\sigma}_f$ dans ce bois travaillant en flexion déviée est de :

$$\overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Art 3.12. CB71)}$$

A - Vérification de la contrainte admissible :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_f = \frac{M_{fx}}{I_{xx}} v + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} v \leq \overline{\sigma}_f$$

σ_f : Contrainte dans le bois

M_{fx} : Moment fléchissant dans le sens (x-x)

I_{xx} : Inertie de la panne dans le sens (x-x)

v : distance entre le centre de gravité de la section et la fibre la plus sollicitée

M_{fy} : Moment fléchissant dans le sens (y-y)

I_{yy} : Inertie de la panne dans le sens (y-y)

$\overline{\sigma}_f$: Contrainte limite admissible dans le bois.

➤ **Calcul des moments de flexion**

1^{er} cas : $\alpha = 22.59^\circ$

✓ **Suivant xx'**

$$q_{px} = q_p \times \sin \alpha$$

$$q_{px} = 3.262 \times \sin 22.59^\circ = 1.25 \text{ kN/ml}$$

$$M_{fx} = \frac{l^2}{8} q_{px} = \frac{4.30^2}{8} \times 1.25 = 2.89 \text{ KN.m}$$

✓ **Suivant yy'**

$$q_{py} = q_p \times \cos\alpha$$

$$q_{py} = 3.262 \times \cos 22.59^\circ = 3.01 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fy} = \frac{l^2}{8} q_{py} = \frac{4.30^2}{8} \times 3.01 = 6.95 \text{ KN.m}$$

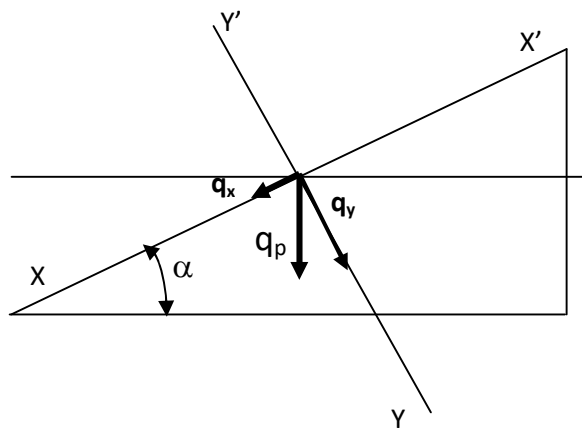


Fig.III.5.3. Schéma statique de la panne

- **Choix de la section des pannes :**

Soit une section de $(15 \times 25) \text{ cm}^2$

- ✓ **Calcul des modules de résistances :**

$$W_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^3}{12} \times \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \times 25^2}{6} = 1562.5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{hb^3}{12} \times \frac{2}{b} = \frac{hb^2}{6} = \frac{25 \times 15^2}{6} = 937.5 \text{ cm}^3$$

Vérification :

$$\sigma_f = \frac{2.89 \times 10^4}{1562.5} + \frac{6.95 \times 10^4}{937.5} = 92.63 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 92.63 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ KN/cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2^{eme} cas : $\alpha=20.33^\circ$ ✓ **Suivant xx'**

$$q_{px} = q_p \times \sin\alpha$$

$$q_{px} = 3.262 \times \sin 20.33^\circ = 1.13 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fx} = \frac{l^2}{8} q_{px} = \frac{4.30^2}{8} \times 1.13 = 2.61 \text{ KN.m}$$

✓ **Suivant yy'**

$$q_{py} = q_p \times \cos\alpha$$

$$q_{py} = 3.262 \times \cos 20.33^\circ = 3.05 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fy} = \frac{l^2}{8} q_{py} = \frac{4.30^2}{8} \times 3.05 = 7.04 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des modules de résistances :**

$$W_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^3}{12} \times \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \times 25^2}{6} = 1562.5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{hb^3}{12} \times \frac{2}{b} = \frac{hb^2}{6} = \frac{25 \times 15^2}{6} = 937.5 \text{ cm}^3$$

Vérification :

$$\sigma_f = \frac{2.61 \times 10^4}{1562.5} + \frac{7.04 \times 10^4}{937.5} = 91.79 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 91.79 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ KN/cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La section choisie pour les pannes est bonne.

B - Vérification de la flèche pour les pannes : (Art 4.962/CB71)

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par la formule :

$$\bar{f} = \frac{l_p}{300} \quad \text{avec } l_p: \text{ la portée de la panne}$$

$$\bar{f} = \frac{430}{300} = 1.43 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot l_p^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2}$$

Avec :

E_F : Module de déformation de la flèche.

$$E_F = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$$

Ce qui donne :

Pour $\alpha=22.59^\circ$

$$f = \frac{5 \times 92.63 \times 430^2}{48 \times 131080.128 \times 25/2} = 1.08 \text{ cm}$$

$$f = 1.08 < \bar{f} = 1.43 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

Pour $\alpha=20.33^\circ$

$$f = \frac{5 \times 91.79 \times 430^2}{48 \times 131080.128 \times 25/2} = 1.07 \text{ cm}$$

$$f = 1.07 < \bar{f} = 1.43 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

Conclusion : la section de la panne choisie **(15x25)cm²** est admise.

III.5.5.2. Calcul des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis, comme le montre le schéma ci-après.

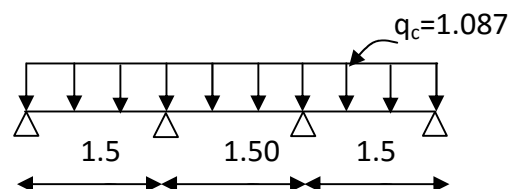


Fig.III.5.4.Schéma de chargement du chevron

La section du chevron est de **(5.5 x 7.5) cm²**.

A - Vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifiée que :

$$\sigma_f = \frac{M_f.V}{I} \leq \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

- **Détermination des moments fléchissant :**

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité de ceux-ci. Les moments en travée ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

Aux appuis : $M_{fa} = 0,80 M_0$

En travée : $M_{ft} = 0,66 M_0$

Avec : $M_0 = \frac{q_c L_c^2}{8}$

d'où : $M_0 = \frac{1.087 \times 1.5^2}{8} = 0.30 \text{ KN.m}$

Ce qui donne :

$$M_{fa} = 0.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ft} = 0.198 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des modules de résistance :**

$$\frac{I_y}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5.50 \times 7.50^2}{6} = 51.563 \text{ cm}^2$$

Donc on aura ;

Aux appuis : $\sigma_{fa} = \frac{0.24 \times 10^4}{51.563} = 46.54 \text{ daN/cm}^2$

En travée : $\sigma_{ft} = \frac{0.198 \times 10^4}{51.563} = 38.39 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma = (\sigma_a; \sigma_t) = (46.54 ; 38.39) < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

B - Vérification de la flèche admissible pour les chevrons :

selon le règlement CB71, la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de (chevrons, liteaux et tuiles), est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{l_c}{200} \quad \text{avec } l_c : \text{La portée de la pièce (chevrons)}$$

$$\bar{f} = \frac{150}{200} = 0.75 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est : $f = \frac{5 \cdot \sigma \cdot l_c^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}}$

Avec :

E_F : Module de déformation de la flèche.

$$E_F = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$$

Aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \times 46.54 \times 150^2}{48 \times 131080.128 \times 7.5/2} = 0.22 \text{ cm} < \bar{f} = 0.75 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$f_t = \frac{5 \times 38.39 \times 150^2}{48 \times 131080.128 \times 7.5/2} = 0.18 \text{ cm} < \bar{f} = 0.75 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, soit **(5.50x 7.50) cm²**.

III.5.5.3. Calcul des liteaux :

Le dimensionnement et l'étude des liteaux se fait de la même manière que la panne.

On choisie une section de (30x40) mm².

A-Vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que : $\sigma_f = \frac{M_{fx}}{I_{xx}} \nu + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} \nu \leq \bar{\sigma}_f$

➤ **Calcul des moments de flexion**

1^{er} cas : $\alpha = 22.59^\circ$

✓ **Suivant xx'**

$$q_{lx} = q_l \times \sin \alpha$$

$$q_{lx} = 0.696 \times \sin 22.59^\circ = 0.267 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fx} = \frac{l^2}{8} q_{lx} = \frac{0.5^2}{8} \times 0.267 = 0.008 \text{ KN.m}$$

✓ **Suivant yy'**

$$q_{ly} = q_p \times \cos \alpha$$

$$q_{ly} = 0.696 \times \cos 22.59^\circ = 0.642 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fy} = \frac{l^2}{8} q_{ly} = \frac{0.5^2}{8} \times 0.642 = 0.020 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des modules de résistances :**

$$W_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^3}{12} \times \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{hb^3}{12} \times \frac{2}{b} = \frac{hb^2}{6} = \frac{4 \times 3^2}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

Vérification :

$$\sigma_f = \frac{0.008 \times 10^4}{8} + \frac{0.020 \times 10^4}{6} = 43.33 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 43.33 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ KN/cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2eme cas : $\alpha = 20.33^\circ$

✓ **Suivant xx'**

$$q_{lx} = q_l \times \sin \alpha$$

$$q_{lx} = 0.696 \times \sin 20.33^\circ = 0.241 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fx} = \frac{l^2}{8} q_{lx} = \frac{0.5^2}{8} \times 0.241 = 0.007 \text{ KN.m}$$

✓ **Suivant yy'**

$$q_{ly} = q_l \times \cos \alpha$$

$$q_{ly} = 0.696 \times \cos 20.33^\circ = 0.652 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fy} = \frac{l^2}{8} q_{ly} = \frac{0.5^2}{8} \times 0.652 = 0.020 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des modules de résistances :**

$$W_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^3}{12} \times \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{hb^3}{12} \times \frac{2}{b} = \frac{hb^2}{6} = \frac{4 \times 3^2}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

Vérification :

$$\sigma_f = \frac{0.007 \times 10^4}{8} + \frac{0.020 \times 10^4}{6} = 42.08 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 42.08 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ KN/cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La section choisie pour les liteaux est bonne.

B-Vérification de la flèche : (Art 4.962/ CB71)

$$\bar{f} = \frac{l_1}{200} \quad \text{avec } l_1 : \text{La portée de la pièce (litage).}$$

$$\bar{f} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

Pour $\alpha = 22.59^\circ$

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_c^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2} \leq \bar{f}$$

$$f = \frac{5 \times 43.33 \times 50^2}{48 \times 131080.128 \times 4/2} = 0.043 \text{ cm} < \bar{f} = 0.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour $\alpha = 20.33^\circ$

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_c^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2} \leq \bar{f}$$

$$f = \frac{5 \times 42.08 \times 50^2}{48 \times 131080.128 \times 4/2} = 0.041 \text{ cm} < \bar{f} = 0.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : la section choisie **(3 × 4)cm²** est admise

III.5.6. Assemblage de la charpente :

Nous optons pour un assemblage cloué utilisé en pratique, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles. Les assemblages cloués sont utilisés dans les ouvrages importants, comportant de charges considérables.

Pour éviter que le bois ne fonde, il faut que le diamètre des cloués soit en fonction de son épaisseur ;

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{7} \\ e > 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Pour le bois tendue (Art 4.62-123CB71)}$$

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9} \\ e > 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{11} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Pour le bois dur et sec}$$

Avec :

e : épaisseur du bois le plus mince à assembler.

d : diamètre des clous.

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide, car les trous s'élargissent par dessiccation de bois.

Il ne faut pas galvaniser.

Pour la charpente de bâtiment que nous avons calculé, le bois utilisé est le sapin.

Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est :

$$d = \frac{4}{9} = 0.44 \text{ cm.}$$

Sachant que :

e : épaisseur des liteaux (4cm).

Remarque : L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par gouttières qui seront prévues sur les rives de bâtiment.

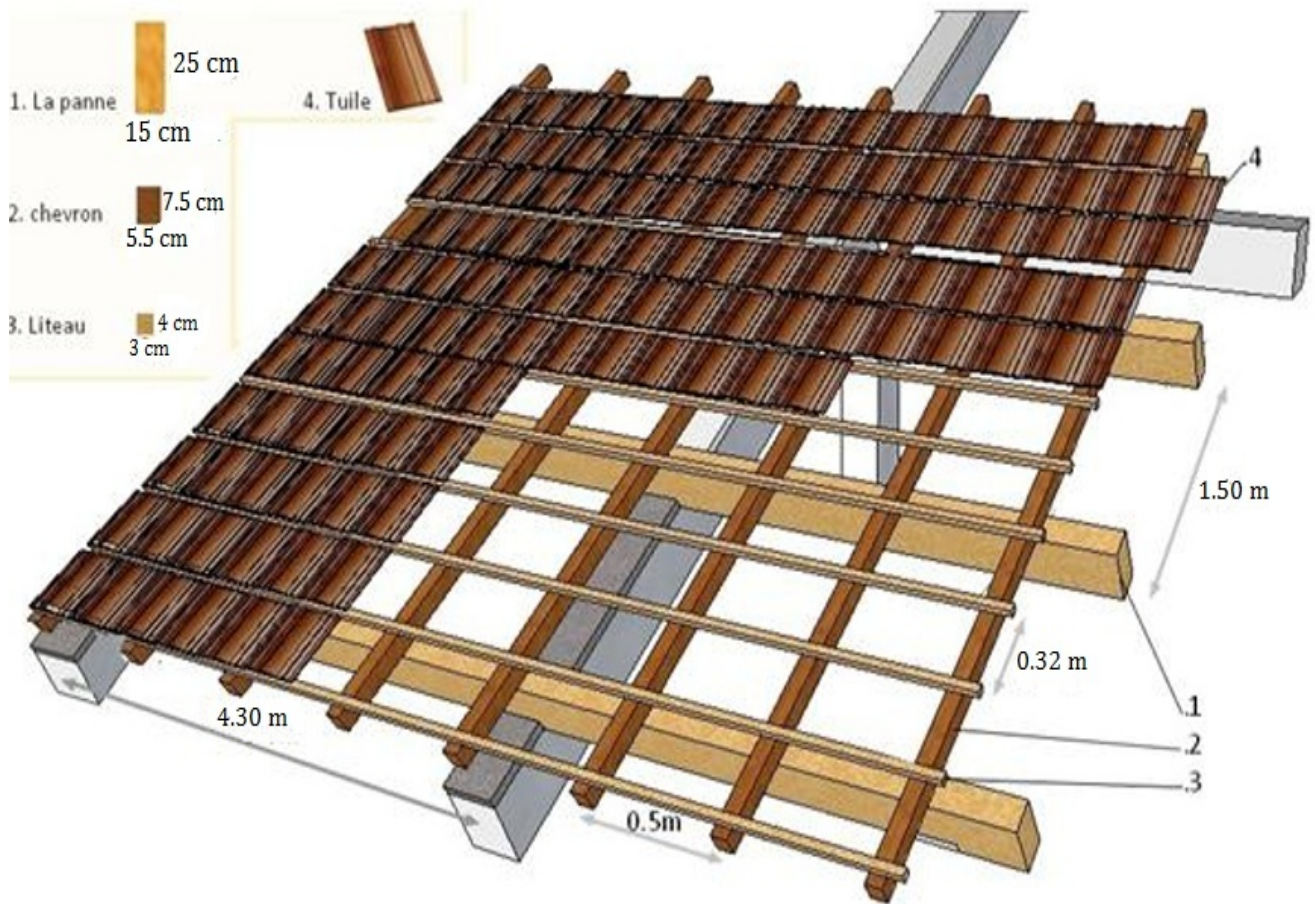


Fig III.5. 5 : Représentation de charpente en bois

III.6. Etude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie Constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.6.1) Pré-dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **Hauteur de la poutre**

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10$$

Avec L_{\max} : la portée libre maximale entre nus d'appui dans le sens considéré.

$$\frac{430}{15} = 28.66 \leq h_t \leq \frac{430}{10} = 43$$

Ce qui donne $28.66 \leq h_t \leq 43$

on prend : **$h_t = 30 \text{ cm}$**

- **Largeur de la poutre**

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

$$0,4 \times 30 = 12 \leq b \leq 0,7 \times 30 = 21 \implies \text{on prend : } \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$$

III.6.2) Vérification des exigences du (Art7.5.1 RPA99/V2003) :

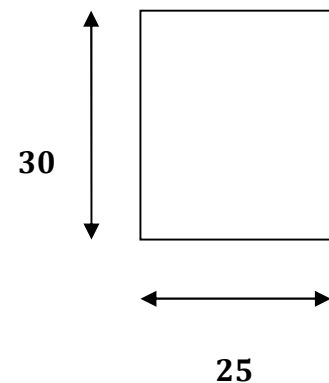
$$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4$$

} **condition vérifiée.**

Section adoptée : **$(25 \times 30) \text{ cm}^2$**



III.6.3) Calcul des charges et surcharges :

- **Les charges permanentes**

- Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.25 \times 25 = 1.875 \text{ kN/ml}$
- Poids du mur extérieur : $(3.06 - 0.3) \times 2.4 = 6.624 \text{ kN/ml}$
- poids du plancher : $5.73 \times \left(\frac{0.65}{2}\right) = 1.862 \text{ kN/ml}$

$$\mathbf{G_t = 10.361 \text{ kN/ml.}}$$

- **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.487 \text{ kN/ml}$$

$$Q=0.487\text{KN/ml}$$

III.6.4) Combinaisons des charges :

- **ELU** : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 10.361 + 1.5 \times 0.487 = 14.71 \text{ kN/ml}$.
- **ELS**: $q_s = G + Q = 10.361 + 0.487 = 10.84 \text{ kN/ml}$.

III.6.5) Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis

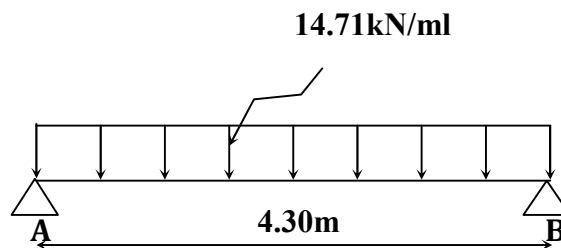


Figure III.6.1 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

III.6.6) Calcul des efforts internes :

ELU

- **Les moments fléchissant :**

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{14.71 \times 4.30^2}{8} = 33.99 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

0.85 M_{\max} en travées

0.30 M_{\max} aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

En travée : $M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 33.99 = 28.89 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = M_b = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 33.99 = -10.19 \text{ kN.m}$

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{14.71 \times 4.30}{2} = 31.62 \text{ KN}$$

- **Les efforts tranchant :**

$$T_A = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{14.71 \times 4.30}{2} = 31.62 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q \cdot L}{2} = \frac{-14.71 \times 4.30}{2} = -31.62 \text{ kN}$$

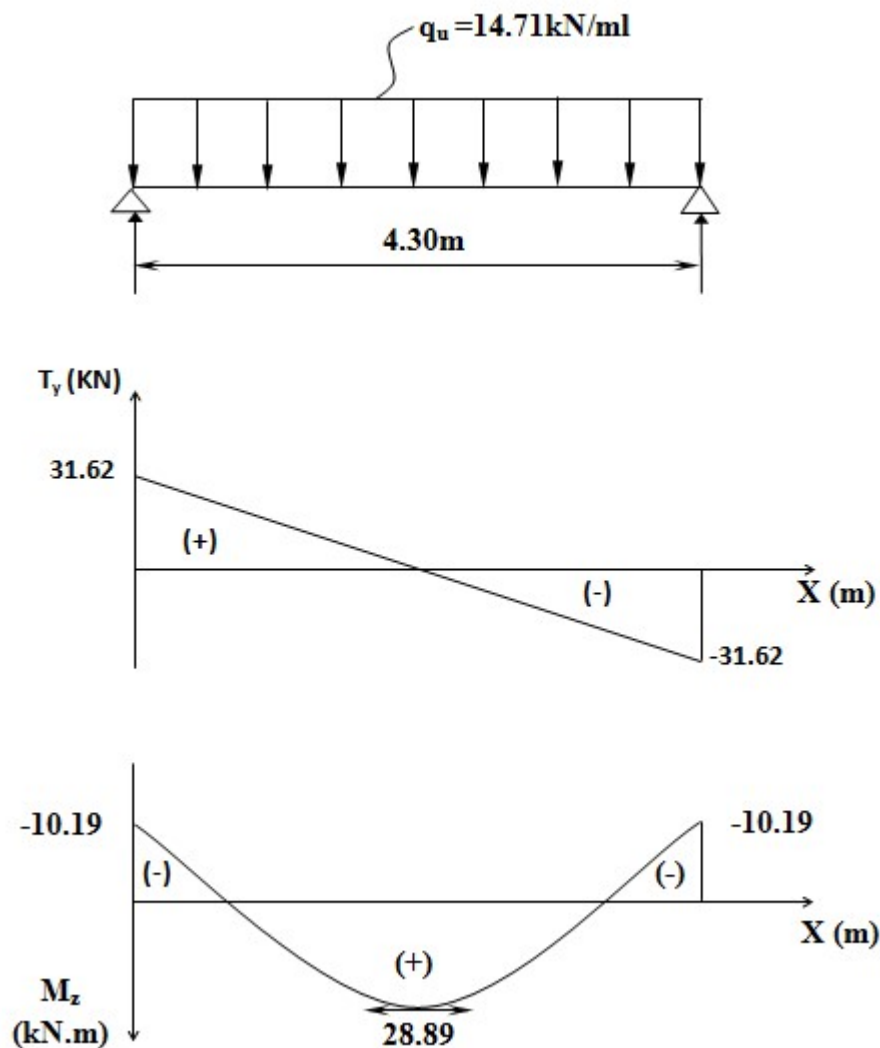


Figure III.6.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

$b=25\text{cm}$, $c=3\text{cm}$, $d=27\text{cm}$

✓ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28.89 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,112 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,112 \Rightarrow \beta = 0,940$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28.89 \times 10^6}{0,940 \times 270 \times 348} = 3.27\text{cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA14 = 4,62 cm²

✓ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.19 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,039 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \mu = 0,039 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.19 \times 10^6}{0,980 \times 270 \times 348} = 1,10 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,36 cm²**

III.6.7) Vérification à L'ELU :

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 25 \times 27 \frac{2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Sur appuis : $A_a = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,82 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

En travée : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,82 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1,211) :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{31.62 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,468 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$ (Pour la fissuration peu nuisible).

$$\tau_u = 0.468 < \bar{\tau}_u = 3.33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :
1) dans le béton : (Art A.5.1, 313/BAEL91)**

$$T_U \leq 0,4b.d.0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_U = 31.62 < 0,4 \times 25 \times 27 \times 0,9 \left(\frac{2,5}{1,5} \right) = 405 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Sur les aciers :(BAEL91 modifié 99 Art A.5.1,321)

$$A_a > \frac{1,15}{f_e} (T_U + \frac{M_U}{0,9.d})$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} (31.62 \times 10^3 + \frac{-10.19}{0,9 \times 27} \times 10^5) \times 10^{-2} = -0,909$$

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > -0.909 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi = 1,5 \text{ pour acier H.A}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{31.62 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 3 \times 3,14 \times 14} = 0.98 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.98 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la longueur de scellement : (Art A.6.1.221/BAEL 91)**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{se}}$$

l_s = longueur de scellement droit

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

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm}$ $l_s = 35,27 \times 1,4 = 49,37 \text{ cm}$.

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

En appui : $L_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 49,37 = 19.74 \text{ cm}$.

Soit : $L_c = 20 \text{ cm}$

- **Les armatures transversales : (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left(1,4 ; \frac{30}{35} = 0,85 ; \frac{25}{10} = 2,5 \right) = 0,85 \text{ cm}$$

Soit :

$$\emptyset_t = 8 \text{ mm} \leq 8,5 \text{ mm}$$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier donc :

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1,22)**

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 27 ; 40) = \min (24,3 ; 40) = 24,3 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } S_t = 20 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,60 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armature transversale (Exigence du RPA version 2003 (Art 7.5.2.2)) :**

D'après le R.P.A 2003, l'espacement est donné selon deux zones :

- ✓ **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\}$$

$$S_t \leq \min (7,5 ; 16,8 ; 30) = 7,5 \Leftrightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

- ✓ **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad , \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon le R.P.A (2003), la section d'armatures transversales doit vérifier :

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

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

III.6.8) Vérification à l'ELS :

Calcul à l'ELS : $q_s = 10.84 \text{ kN/m}$

1) Calcul des efforts :

a) Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{10.84 \times 4.30}{2} = 23.30 \text{ kN}$$

b) Les moments :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{10.84 \times 4.30^2}{8} = 25 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

Aux appuis :

$$M_a = -0.3 \times 25 = -7.50 \text{ kN.m}$$

Aux travées :

$$M_t = 0.85 \times 25 = 21.25 \text{ kN.m}$$

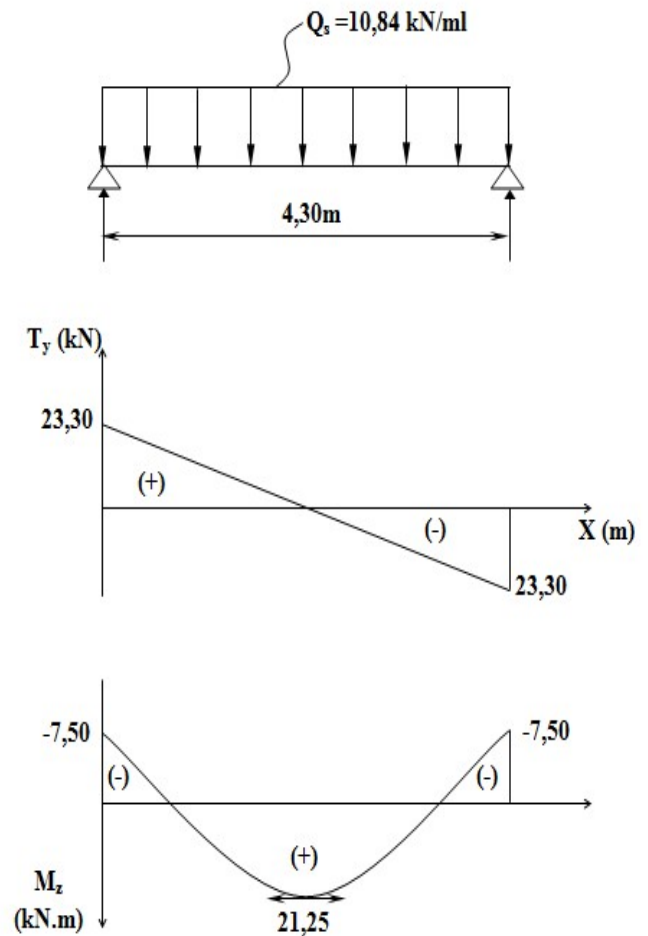


Figure III.6.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

2) Vérification de la résistance du béton à la compression : (Art A.4.5 ,3/BAEL 91)

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

➤ Aux appuis :

$$M_a = -7,50 \text{ kN.m} \quad ; \quad A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 27} = 0,350 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,908 \quad ; \quad K_1 = 39,35$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{7,50 \times 10^6}{0,908 \times 270 \times 236} = 129,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / k_1 = 129,62 / 39,35 = 3,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **En travée**

$$M_t = 21,25 \text{ kN.m} \quad ; \quad A_t = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 27} = 0,684 \Rightarrow \beta_1 = 0,879 \quad ; \quad k_1 = 26,15$$

$$\sigma_b = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{21,25 \times 10^6}{0,879 \times 270 \times 462} = 193,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / k_1 = 193,80 / 26,15 = 7,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

3) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 modifiée 99/Art A.4.5.33)

La fissuration étant préjudiciable avec $\eta = 1,6$ (pour les acier en HA)

on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 193,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

4) Vérification de la flèche : (Art B.6.5, 2 /BAEL91) :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{430} = 0.069 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.069 < \frac{Mt}{10M_o} = \frac{21.25}{10 \times 25} = 0.085 \quad \text{La condition est non vérifiée}$$

$$\frac{As}{\text{bod}} = \frac{4.62}{25 \times 27} = 0.0068 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

Tel que : $f < \bar{f}$

Avec :

$$f = \frac{M \times L^2}{E_v \times I} \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

E_v : Module de déformation différé.

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

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15.A.(V_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad y_2 = h - y_1$$

S_x : Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S/_{xx} = \frac{b.h^2}{2} + 15A.d = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 4,62 \times 27 = 13121,7 \text{ cm}^3$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (25 \times 30) + (15 \times 4,62) = 819,3 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{13121,7}{819,3} = 16,01$$

$$v_2 = h - y_1 = 30 - 16,01 = 13,99$$

$$I = \frac{25 \times (16,01^3 + 13,99^3)}{3} + 15 \times 4,62 \times (13,99 - 2)^2 = 66977,64 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{25 \times 10^6 (4300)^2}{10818,86 \times 10 \times 66977,64 \times 10^4} = 6,3 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} = 8,6 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Aux travées : 3 HA14 = 4.62 cm²
- ✓ Aux appuis : 3 HA10 = 2.36 cm²

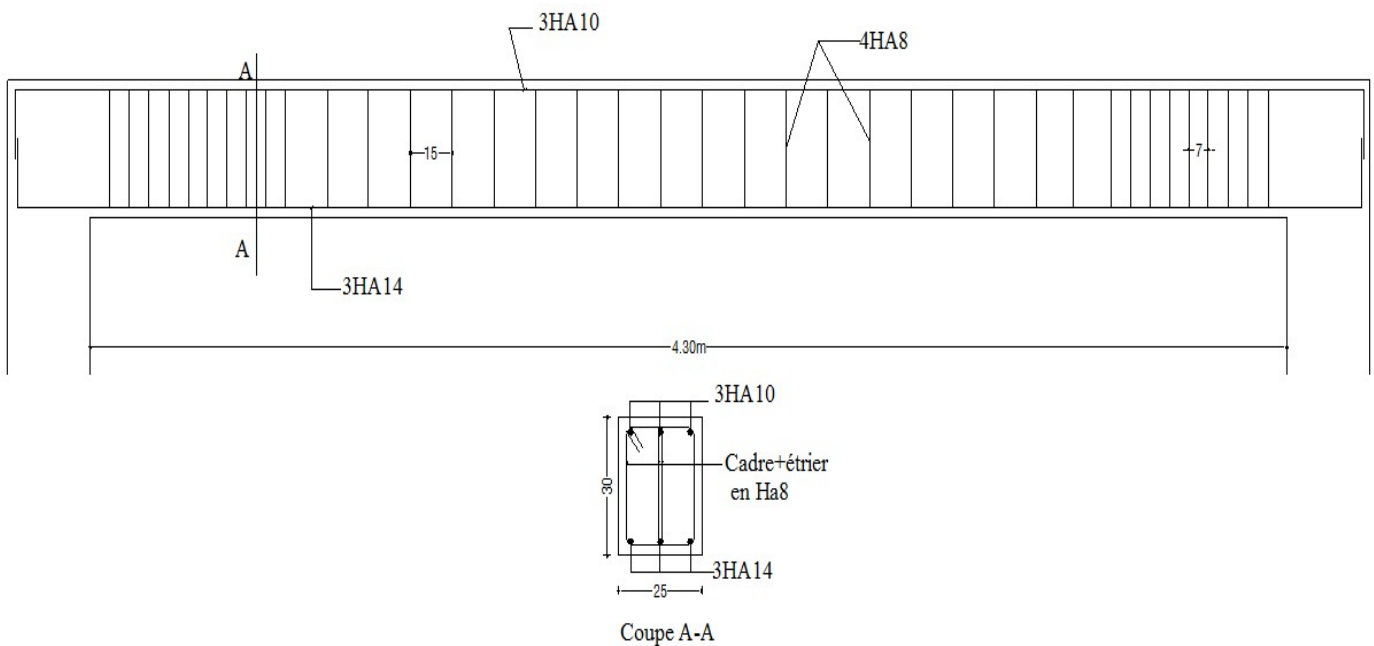


Figure III.6.4 : Ferrailage de la poutre de chaînage

IV. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la stabilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : **ETABS, ROBOT, SAP** .etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS Version 9.6.0**

IV.1 :Description du logiciel ETABS :

- ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les modes de vibration.....etc.
- Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations. En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus,

ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment(plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD,SAP2000).

IV.2 :Choix de la Méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien «RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autre les conditions de hauteur les conditions complémentaires

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique sont satisfaites car le bâtiment est régulier en plan et en élévation et ($h=38.33m < 65m$)

IV.3 : Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales choisies par le projecteur ; dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

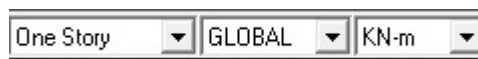
IV.4 :Etapas de modélisation :

a) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

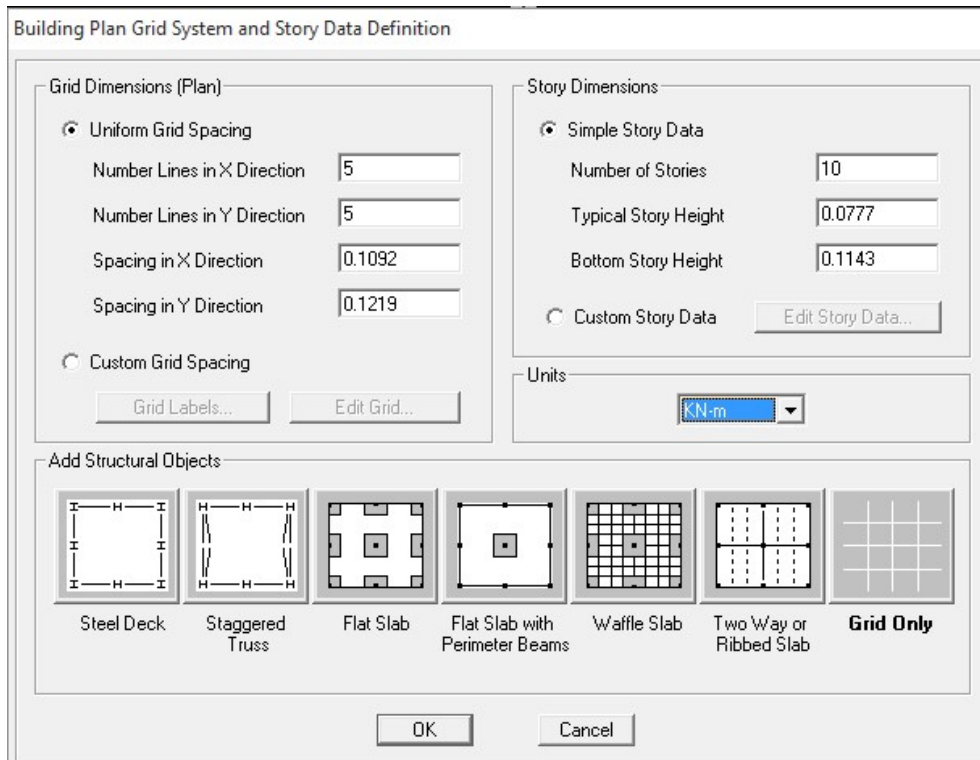
- **Choix des unités :**

On choisit l'unité de système c'est : KN-m



- **Géométrie de base**

- ✓ Le nombre de portiques suivant x-x.
- ✓ Le nombre de portique suivant y-y.
- ✓ Le nombre des étages.

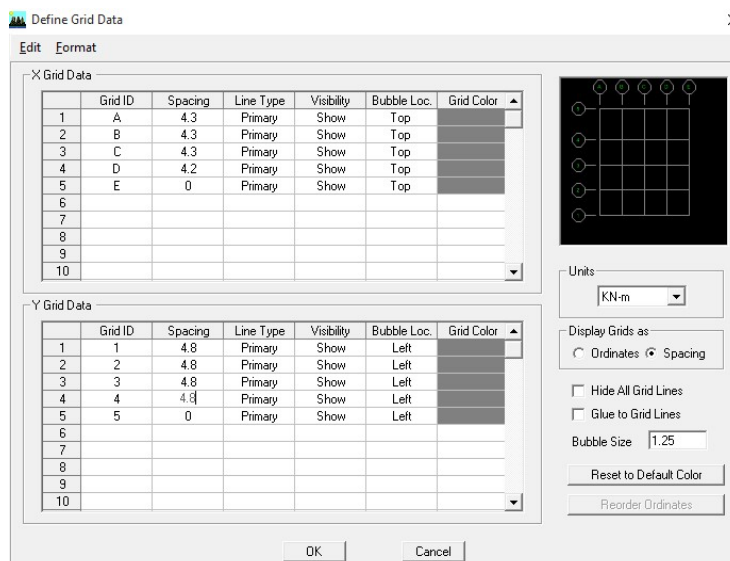


Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

➤ **Modification de la géométrie de base:**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

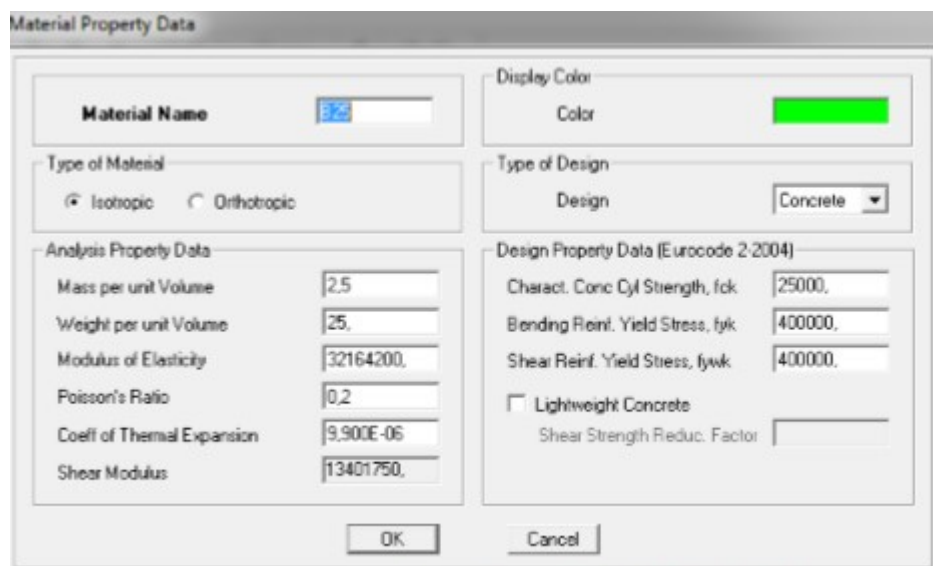
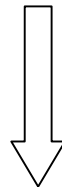
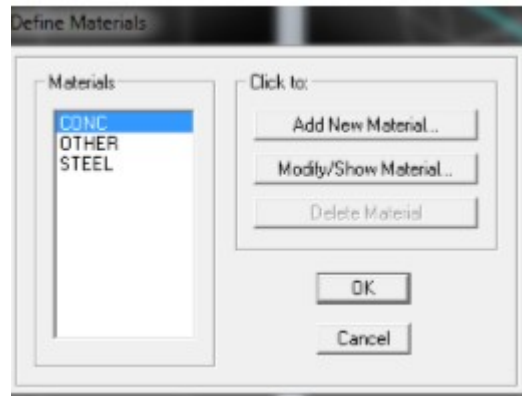
- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**
- Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**



b) Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en L'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** on sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



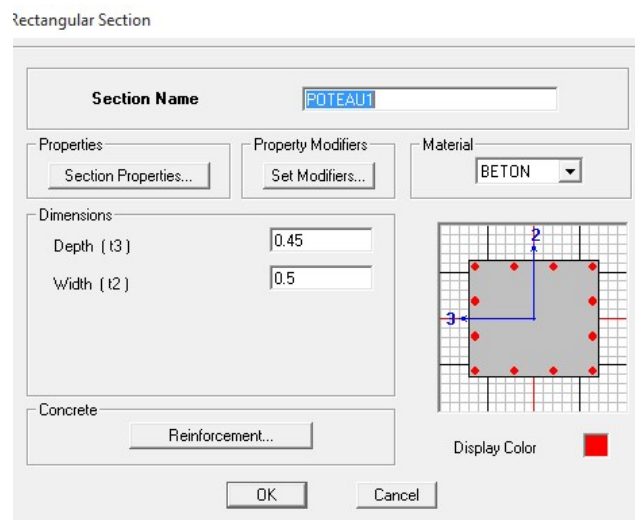
Material Name		Display Color	
CONC		Color	
Type of Material		Type of Design	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design	
Analysis Property Data		Design Property Data (Eurocode 2:2004)	
Mass per unit Volume	2,5	Charact. Cono Cyl Strength, fck	25000,
Weight per unit Volume	25,	Bending Reinf. Yield Stress, fyk	400000,
Modulus of Elasticity	32164200,	Shear Reinf. Yield Stress, fywk	400000,
Poisson's Ratio	0,2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	13401750,		
OK		Cancel	

c) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (dans notre cas les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires)

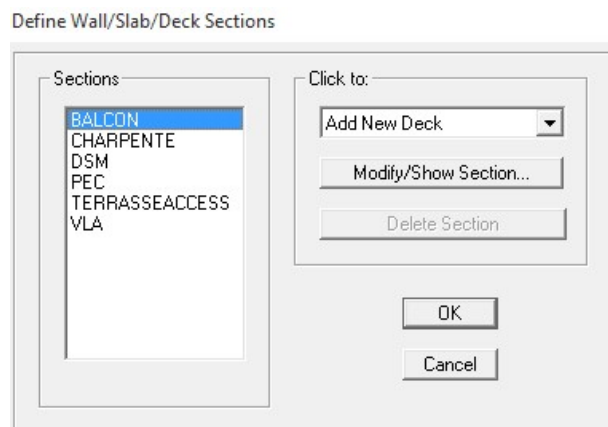


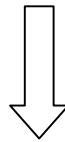
L'option **Reinforcement** permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS. Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu **Define et Wall/slab**, on clique sur **Add new Wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.





Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Display Color ■

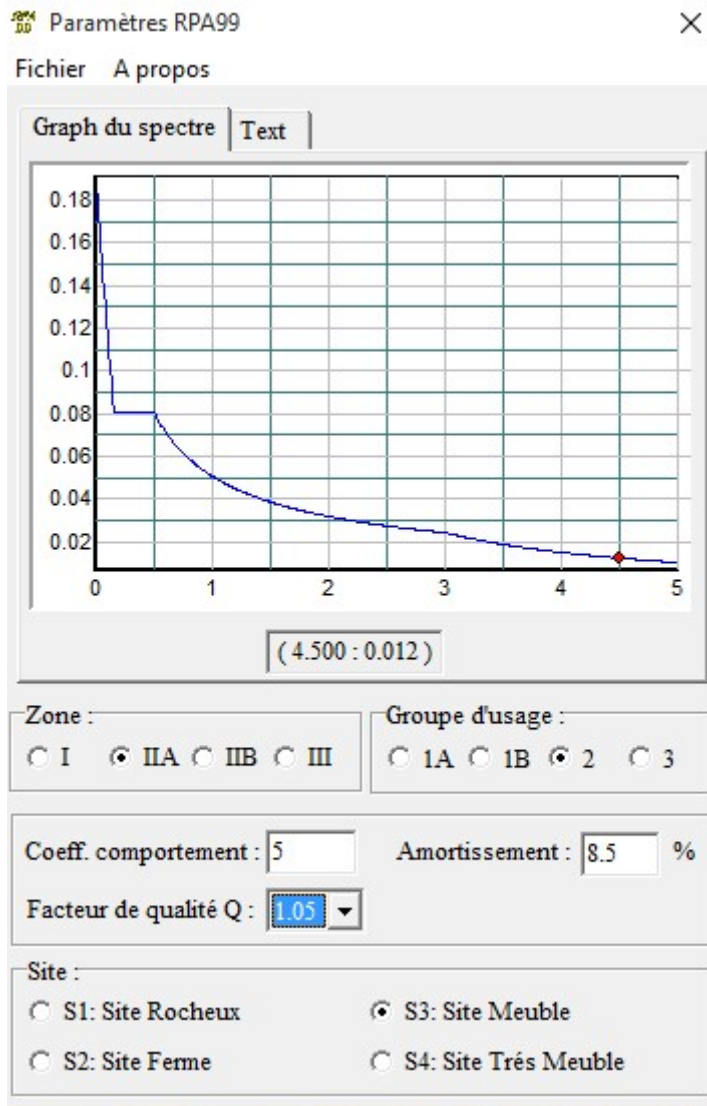
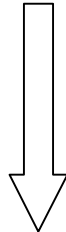
d) Quatrième étape :

Charge dynamique (E) Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse dans le logiciel RPA99 Après avoir introduit les données dans ce logiciel on injecte le spectre dans ETABAS

✓ **CARACTERISTIQUES DU SPECTRE DE REPONSE :**

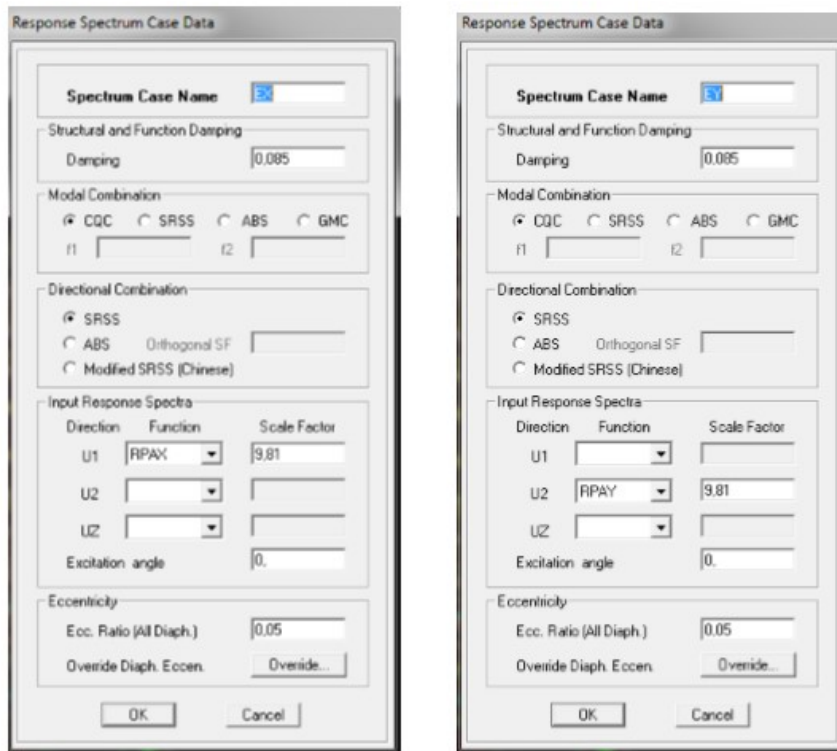
Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
La Zone	IIa	ANNEXE1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	1.05	Tableau 4.2.3
Amortissement	8.5%	Tableau 4.2
Le site	S3	Tableau 3.2



- ✓ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme) pour cela on clique sur :
Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

Dans la partie Input réponse spectrale, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



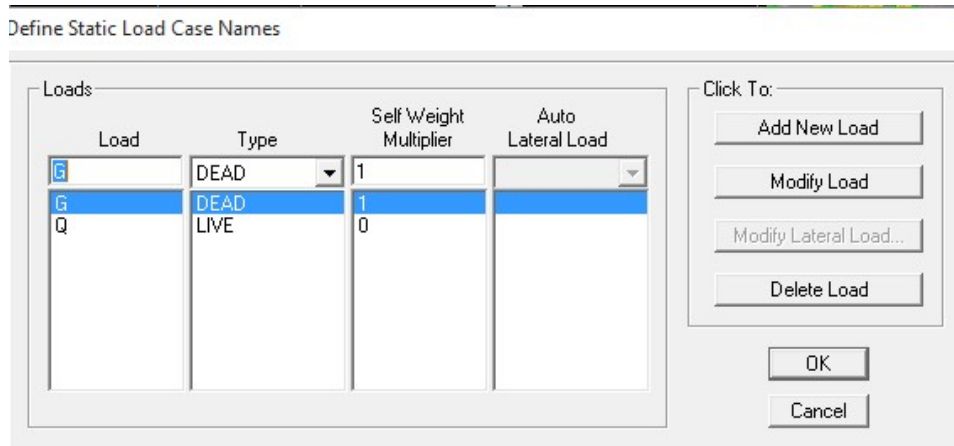
✓ Définir les charges :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharge d'exploitation Q , pour les définir on clique sur :

Define —————> **Static Load Cases**






E) Cinquième étape : chargement

Pour le chargement des poutres principales j'ai utilisée la méthode bardage

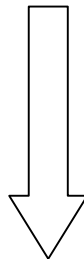
Le bardage : c'est un panneau virtuelle qui n'épissure ni matériaux(leur utilité est la répartition des charges sur les éléments porteur)

Material Property Data

Material Name	AUTHER	Display Color	Color	
Type of Material		Type of Design		
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design		
		Concrete		
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)		
Mass per unit Volume	0	Specified Conc Comp Strength, f'c	25000.	
Weight per unit Volume	0	Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000.	
Modulus of Elasticity	32164200.	Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000.	
Poisson's Ratio	0.2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete		
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor		
Shear Modulus	13401750.			
OK		Cancel		

- Pour le Chargement les poutres secondaire ,on utilise cette icone  après la sélection
- Pour l'application des charges sur les panneaux (les dalles plein, les planchers) on utilise cette icône 

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed**



Frame Distributed Loads

Load Case Name: Units:

Load Type and Direction: Forces Moments
Direction:

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1	2	3	4
Distance	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0.25"/>	<input type="text" value="0.75"/>	<input type="text" value="1."/>
Load	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="0."/>

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load:

OK Cancel

F) Sixième étape : Introduction des combinaisons d'action

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

❖ Combinaison aux états limites :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Poids : $G + 0.2Q$

$G + Q + \bar{E}_X$

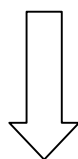
$G + Q + \bar{E}_Y$

$0.8G + \bar{E}_X$

$0.8G + \bar{E}_Y$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load combination** → **add New combo.**



Load Combination Data

Load Combination Name: ELU

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1.35
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5

Add
Modify
Delete

OK Cancel

Pour reprendre les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions

Select Output

Select

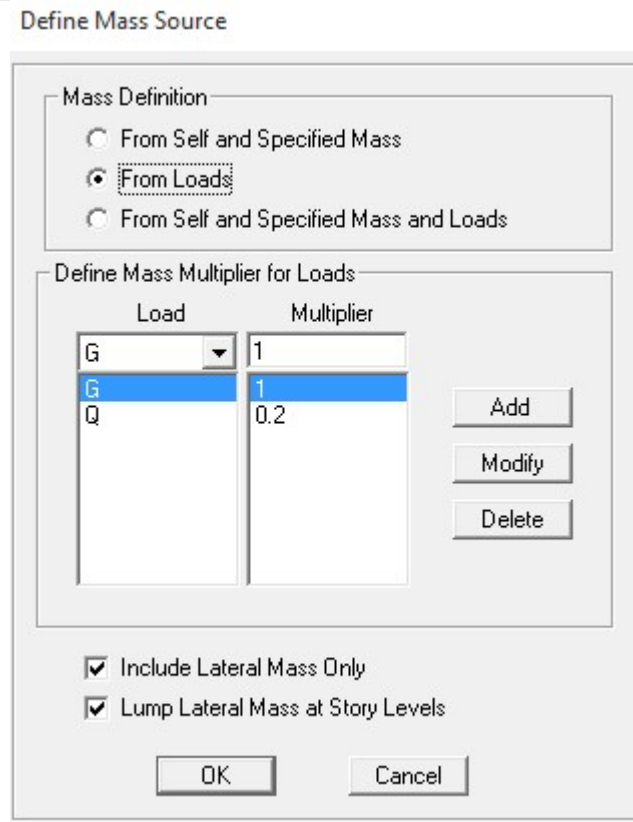
- 08GEX Combo
- 08GEXM Combo
- 08GEY Combo
- 08GEYM Combo
- ELS Combo
- ELU Combo
- EX Spectra
- EY Spectra
- G Static Load
- GQEX Combo
- GQEXM Combo

OK
Cancel
Clear All

❖ **Masse source :**

On donne la valeur 1 pour la charge permanente G.

On donne la valeur 0,2 pour la charge d'exploitation Q



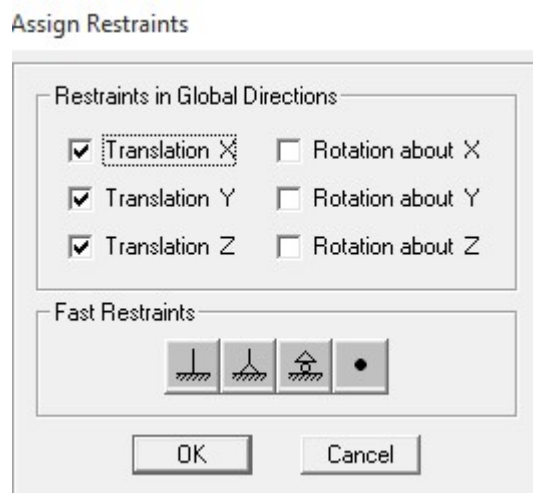
G) Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes, maillage)

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

❖ APPUIS :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la Base puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Restraints**

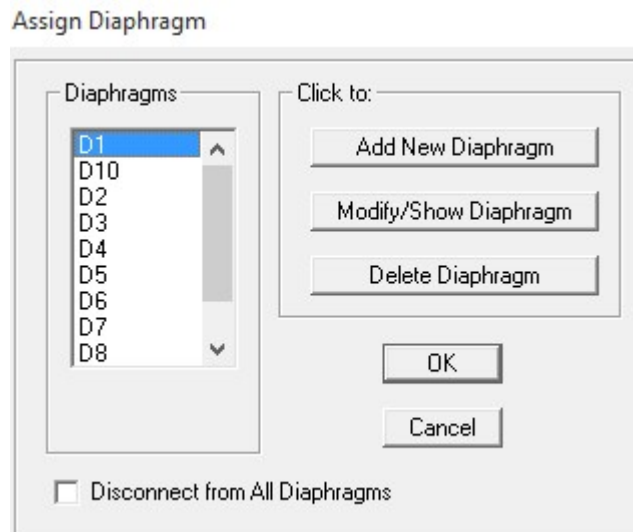


❖ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragme** → **Add New Diaphragm**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

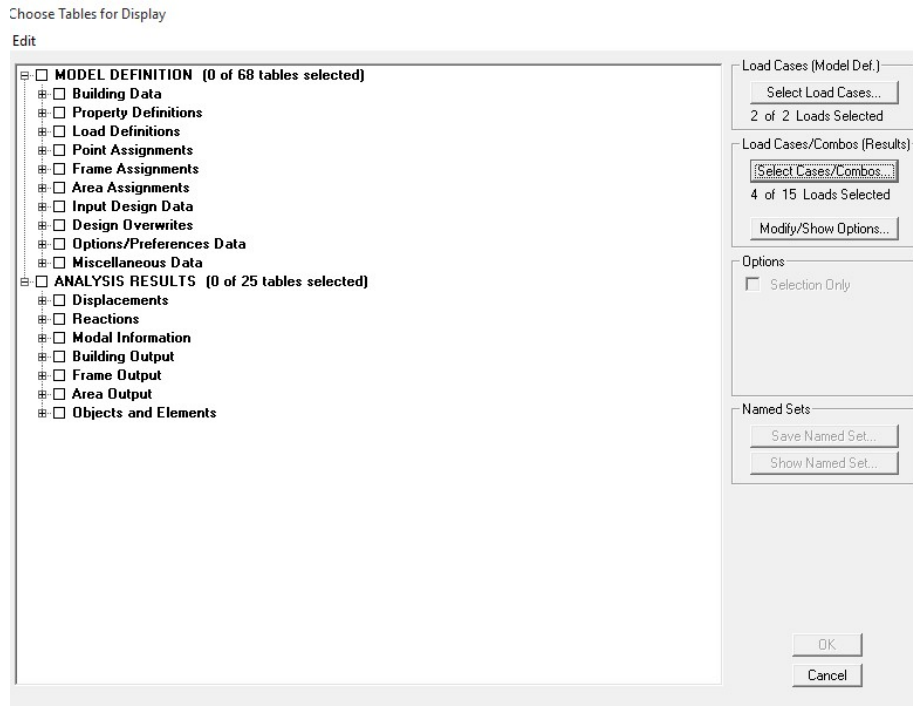
H) Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**. ou bien on clique sur **f5**

Visualisation des résultats :

✓ **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal participating ratios** ».



Modal Participating Mass Ratios

Edit View

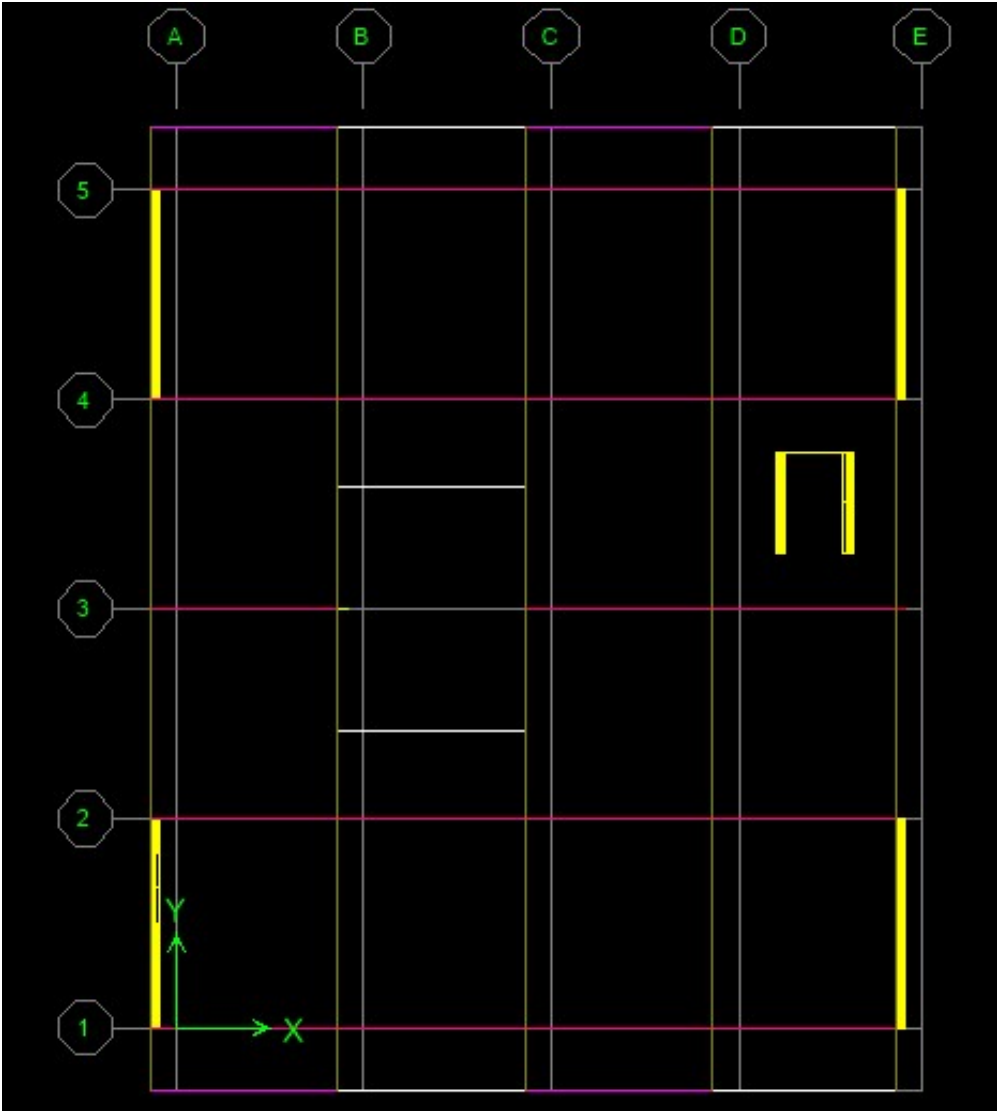
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.971015	76.3927	0.0000	0.0000	76.3927	0.0000	0.0000	0.0001
	2	0.648000	0.0000	71.7099	0.0000	76.3927	71.7100	0.0000	98.0913
	3	0.595867	0.0204	0.1634	0.0000	76.4131	71.8734	0.0000	0.2291
	4	0.266695	13.8819	0.0000	0.0000	90.2950	71.8734	0.0000	0.0000
	5	0.139638	0.0081	17.1927	0.0000	90.3031	89.0661	0.0000	1.2754
	6	0.134473	0.1586	1.6927	0.0000	90.4617	90.7587	0.0000	0.1234
	7	0.120784	2.5080	0.0107	0.0000	92.9697	90.7694	0.0000	0.0007
	8	0.105639	1.9731	0.0002	0.0000	94.9428	90.7696	0.0000	0.0000
	9	0.091772	0.0000	0.7699	0.0000	94.9428	91.5395	0.0000	0.1047
	10	0.074932	0.0003	0.0001	0.0000	94.9431	91.5396	0.0000	0.0000
	11	0.062087	2.0160	0.0003	0.0000	96.9591	91.5399	0.0000	0.0000
	12	0.058596	0.0030	3.6936	0.0000	96.9620	95.2335	0.0000	0.1091
	13	0.055930	0.0078	0.8557	0.0000	96.9699	96.0892	0.0000	0.0283
	14	0.040378	1.4454	0.0000	0.0000	98.4153	96.0892	0.0000	0.0000

Remarque :

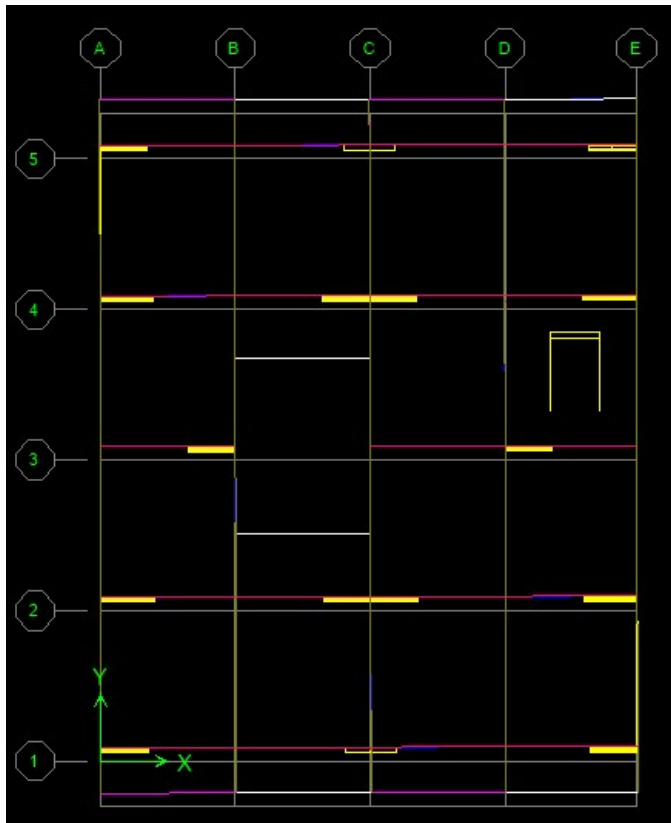
Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,97$ sec. Les 6 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90%(selon l'article 4.34.a du RPA99 version 2003)

Modes des vibrations :

Mode 1 : translation x-x



Mode2 :translation Y-Y



Mode 3 : rotation



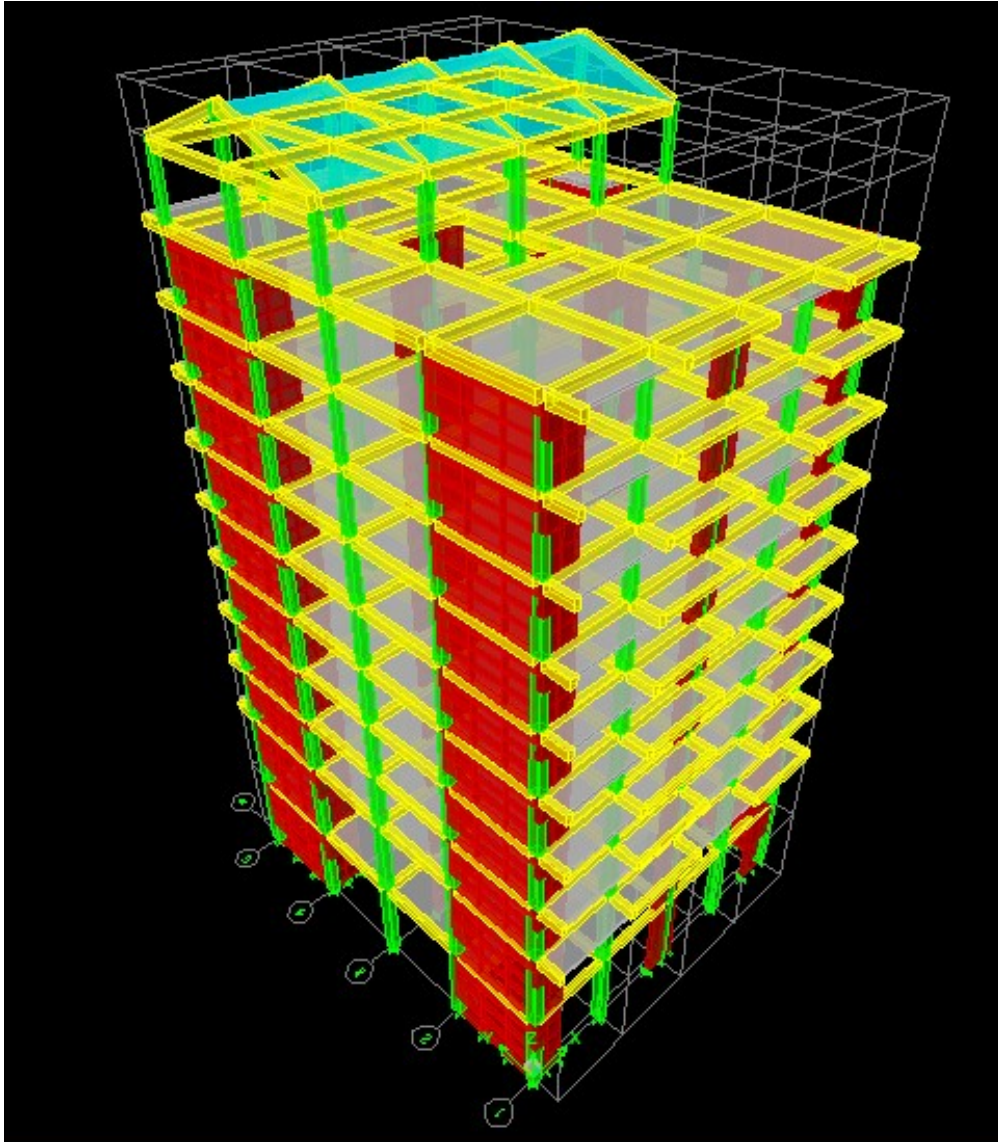


Fig IV.1 : Vue en 3 dimensions de la structure

➤ **Etudes de contreventement et Calcul de coefficient de comportement R :**

Pour avoir le pourcentage de l'effort vertical revenant le système portique voile

la méthode est:

1-sélectionné les neudes de bases

2-display - show table → la combinaison poids

3- Analysis results → réaction – on calcule la \sum de $Fz = 100\%$

Pour avoir le pourcentage de l'effort revenant à le system voile :

1-sélectionné juste les neudes de bases des voiles

2-display -show table → la combinaison poids

3- Analysis results → réaction - on calcule la \sum de Fz =X%

$$\sum \text{de Fz}(\text{total}) = 46600.49\text{KN} = 100\%$$

$$\sum \text{de Fz}(\text{voile}) = 16310\text{KN} = X\%$$

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

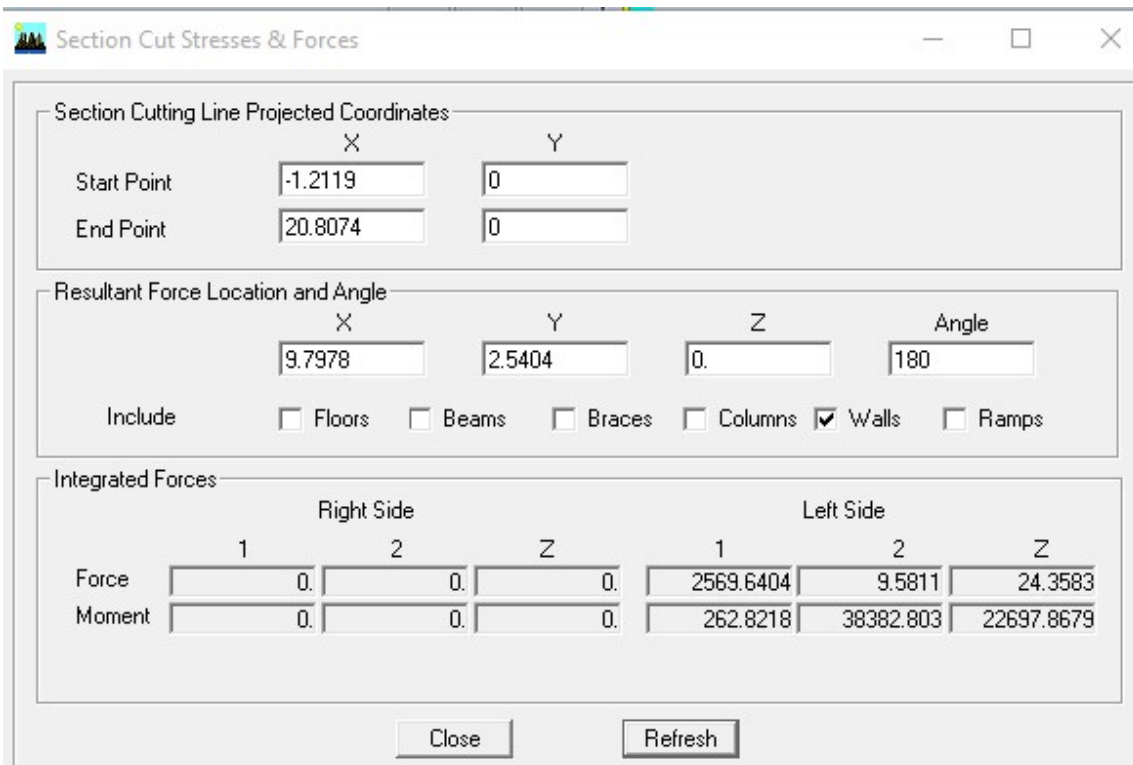
$$X\% = \frac{16310 \times 10}{46600.49} = 35\%$$

Donc : Effort repris par les voiles=35%

Effort repris par les portiques=65%

Pour avoir le pourcentage de l'effort horizontal revenant à le system portique voile la méthode :

Pour extraire l'effort horizontale de chaque niveau, on se positionne sur **la vue en 2D** Puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **XZ** dans Display on clique sur **show deformed shepe** et on choisi la combinaison **EX(sens x-x)** ainsi la combinaison **EY(sens y-y)** après on trace une droit transversale les élément du niveau considéré.



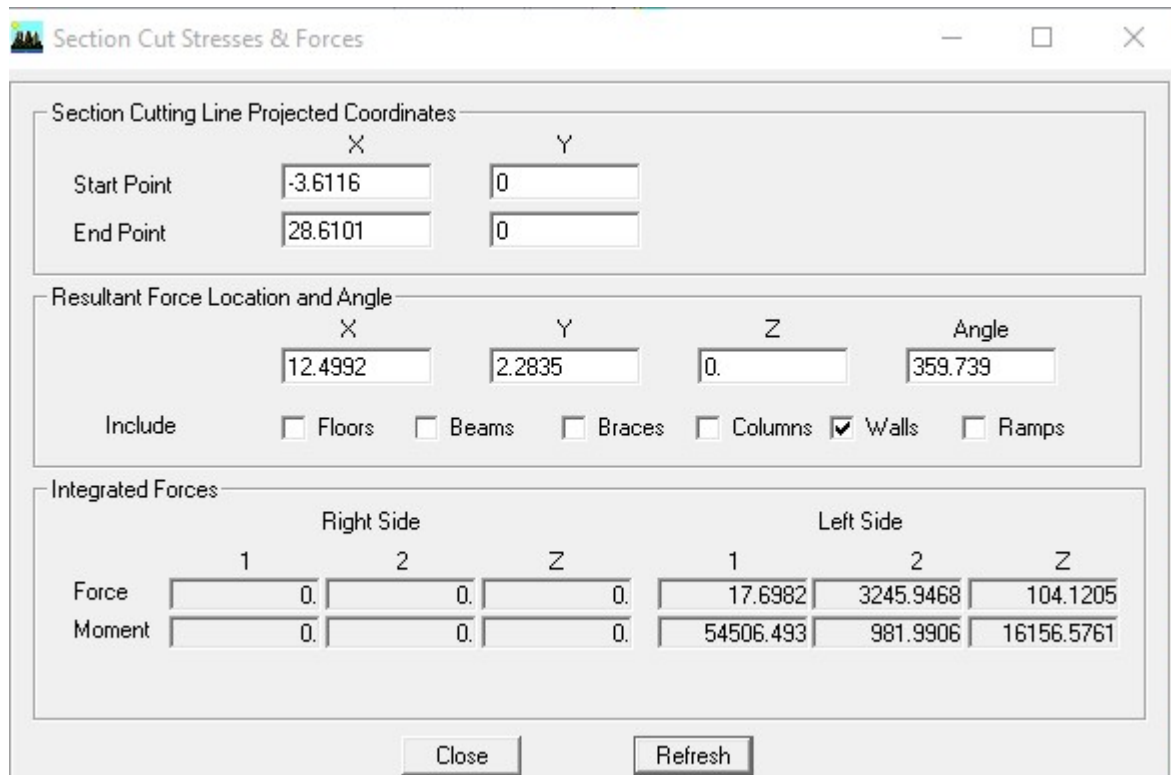


Fig IV.2: Effort horizontale repris par les voiles selon EX et EY

✓ **Suivant EX :**

Niveau	Ensemble	Voile	Pourcentage %
0.00	2885.2235	2569.2141	89.04
4.5	2888.8202	2573.4715	89.08
9	2829.2702	2424.8248	85.70
12.06	2680.1964	1979.289	73.84
15.12	2503.1015	1940.186	77.51
18.18	2293.693	1700.9085	74.15
21.24	2053.18	1447.7245	70.51
24.38	1469.7776	1028.99	70
27.36	1096.973	837.998	76.39
30.42	643.382	401.1537	62.35

Le pourcentage total de l'effort horizontal suivant x-x est : **76.85%**

✓ **Suivant EY :**

Niveau	Ensemble	Voile	Pourcentage %
0.00	3568.8916	3245.9468	90.95
4.5	3573.1397	3397.2377	95.07
9	3501.9392	3254.3944	92.93
12.06	3331.0368	2991.5371	89.80
15.12	3133.0478	2748.1882	87.71
18.18	2894.3903	2469.9978	85.33
21.24	2608.6966	2142.2765	82.12
24.38	2270.5929	1921.1926	84.61
27.36	1881.0261	1510.2455	80.28
30.42	812.9171	583.9088	71.82

Le pourcentage total de l'effort horizontal suivant y-y est : **86.06%**

Conclusion :

Le système est constitué de voiles et de portiques. Et dans notre cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et plus de 75% dues aux charges horizontales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

on déduit que le bâtiment classé dans le système contreventement **par des voiles porteurs** et le coefficient de comportement global de la structure **R** égale à **3.5**.

➤ **Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :**

Définition : Est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

a) Le site : d'après le rapport de sol de notre structure, on constate que le site meuble S3. (**Article 3.3.1 de RPA**).

b) La zone : zone IIa à **TIZI-OUZOU** moyenne sismicité.

c) **Le groupe d'usage** : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).

d) **Amortissement** : Nous avons un contreventement par voiles porteurs, donc on prend, $\xi(\%) = 10 \%$. (Tableau 4.2 de RPA).

e) **Calcul du facteur de qualité Q** : (Tableau 4.4 de RPA)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q :

❖ **Sens longitudinale** :

<i>Critère</i>	Non observé
<i>Régularité en plan</i>	0
<i>Régularité en élévation</i>	0
<i>Conditions minimales sur les fils de contreventement</i>	0
<i>Redondance en plan</i>	0
<i>Contrôle de la qualité des matériaux suivi de chantier</i>	0
Q (Somme)	1.00

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q dans le sens longitudinale .

❖ Sens transversal :

<i>Critère</i>	Non observé
<i>Régularité en plan</i>	0
<i>Régularité en élévation</i>	0
<i>Conditions minimales sur les fils de contreventement</i>	0
<i>Redondance en plan</i>	0
<i>Contrôle de la qualité des matériaux suivi de chantier</i>	0
Q (Somme)	1.00

Tableau IV.2: Valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal.

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de Q à introduire est la plus défavorable

Q = 1.00

➤ Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumés dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
La Zone	Ila	ANNEXE1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Coefficient de comportement R	3.5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	1	Tableau 4.2.3
Amortissement	10%	Tableau 4.2
Le site	S3	Tableau 3.2

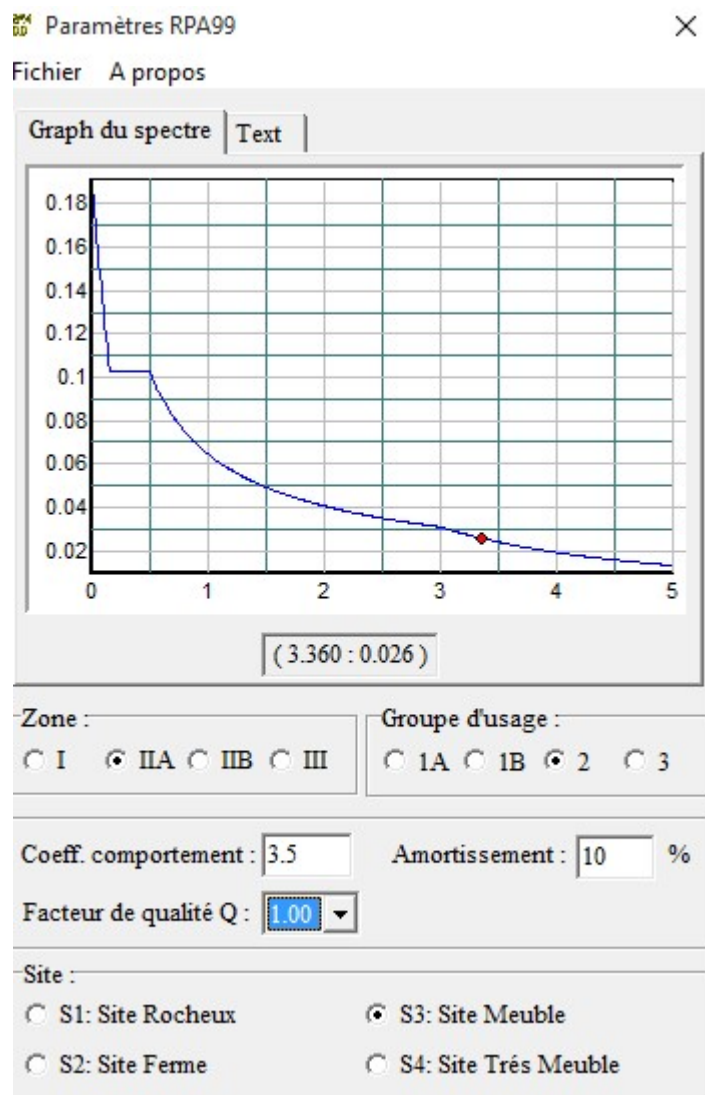


Fig.IV.3 : Spectre de réponse de calcul.

IV.5 : Vérifications des exigences de RPA 99 modifier 2003 :

IV.5.1 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure :

La résultante des forces sismiques à la base, V_t 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 pour une valeur de la période, fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $VD \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;) dans le rapport $0.8V_t / VD$

Soit : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T$ (Art.4.2.3 RPA 99/V2003).

- **A : coefficient d'accélération** donne par le tableau 4.1 de RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau IV.3 Coefficient d'accélération de la zone

Donc : **A=0.15**

- **R: facteur de comportement** dépendant de type du système de contreventement de la structure. ,dans notre cas, on a une structure en béton armé à contreventée par des voiles porteurs, **R = 3,5**.
 - **Q** : Facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux...).
- défini par : $Q = 1 + \Sigma P_a$

Q = 1,00 pour le sens longitudinal.

Q = 1,00 pour le sens transversal.

W_T=46600.49KN (poids totale de la structure déterminé de l'ETABS)

- **D** : Facteur **d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \left[\frac{3,0}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$: Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importation des remplissages, il est donné par le **tableau (4.2.RPA 99/version 2003)**

Nous avons un contreventement par voiles porteurs, donc on prend, $\xi = 10 \%$.

D'où $\eta = 0,76 > 0,7$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{3/4}$$

Où :

h_N : hauteur du bâtiment mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement donné par le tableau **(Art.4.6 RPA 99/V2003)**.

$$C_T = 0,05, h_N = 38,33\text{m.}$$

$$\text{On aura : } T = 0,05 \times (38,33)^{3/4} = 0,77 \text{ s.}$$

La valeur T doit être majeure de $1,3 T_{\text{empirique}}$

$$1,3 \times T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,77 = 1,001\text{s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,97\text{s} < 1,3 T_{\text{empirique}} = 1,001\text{s} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$T_2 = 0,5 \text{ s} < T = 0,77 < 3 \text{ s}$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,50}{0,77} \right)^{2/3} \longrightarrow D = 1,42$$

Résumé des résultats de calcul obtenus :

Paramètres	Résultats
A	0.15
D	1.42
Q	1.05
W	46600.49
R	3.5

Tableau. IV.4 : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt.

$$\text{Sens longitudinal : } V_L = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \times 1,42 \times 1}{3,5} \times 46600,49$$

$$\text{Donc : } V_L = 2835,97 \text{ kN}$$

$$\text{Sens transversal : } V_T = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \times 1,42 \times 1}{3,5} \times 46600,49$$

$$\text{Donc : } V_T = 2835,97 \text{ kN}$$

Vérification :

-Sens x-x :

$$V_{\text{etabs}} = 2885,67 \text{ kN} > 0,8 \times 2835,97 \text{ kN} = 2268,77 \text{ kN}$$

-Sens y-y :

$$V_{\text{etabs}} = 3568,94 \text{ kN} > 0,8 \times 2835,97 = 2268,77 \text{ kN}$$

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié.

IV.5. Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique. Fi (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

<i>Niveau</i>	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% H (m)	<i>vérification</i>
COMBLE	0,0283	3.5	0,0990	0,007	0,0485	CV
9	0,0263	3.5	0,0920	0,0084	0,0306	CV
8	0,0239	3.5	0,0836	0,0084	0,0306	CV
7	0,0215	3.5	0,0752	0,0084	0,0306	CV
6	0,0189	3.5	0,0661	0,0091	0,0306	CV
5	0,0161	3.5	0,0563	0,0098	0,0306	CV
4	0,0133	3.5	0,0465	0,0098	0,0306	CV
3	0,0104	3.5	0,0364	0,0101	0,0306	CV
2	0,0075	3.5	0,0262	0,0094	0,0306	CV
1	0,0048	3.5	0,0168	0,0116	0,045	CV
RDC	0,0015	3.5	0,0052	0,0052	0,045	CV

Tableau IV.5: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens Longitudinal.

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% H (m)	vérification
COMBLE	0,0169	3.5	0,0591	0,0042	0,0485	CV
9	0,0157	3.5	0,0549	0,0063	0,0306	CV
8	0,0139	3.5	0,0486	0,0063	0,0306	CV
7	0,0121	3.5	0,0423	0,0063	0,0306	CV
6	0,0103	3.5	0,0360	0,0066	0,0306	CV
5	0,0084	3.5	0,0294	0,006	0,0306	CV
4	0,0067	3.5	0,0234	0,0059	0,0306	CV
3	0,0050	3.5	0,0175	0,0053	0,0306	CV
2	0,0035	3.5	0,0122	0,0045	0,0306	CV
1	0,0022	3.5	0,0077	0,0053	0,045	CV
RDC	0.0007	3.5	0.0024	0.0024	0,045	CV

Tableau IV.6: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

Conclusion :

Tous les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas le 1% de la hauteur de ces derniers pour les deux modèles.

IV.5.3: Déplacements maximum :

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H}{500} = \frac{38.33}{500} = 0,076m$$

f : la flèche admissible,

H : la hauteur totale du bâtiment.

- Sens longitudinal :

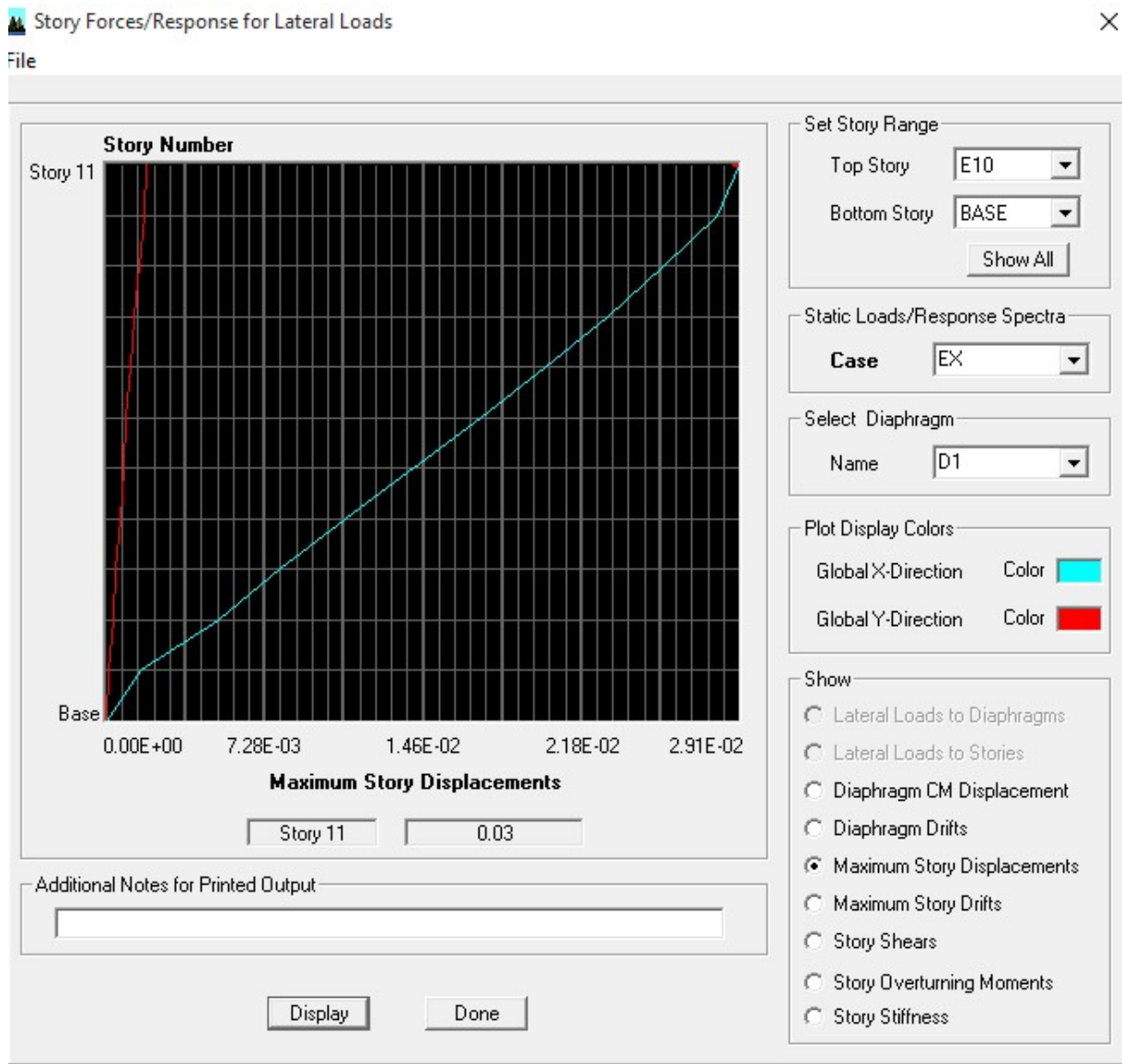


Fig IV.4 : Déplacement maximal dans le sens x-x

$\delta_{max} = 0.03 \leq f = 0.076 \longrightarrow$ Condition vérifié

- Sens transversal :

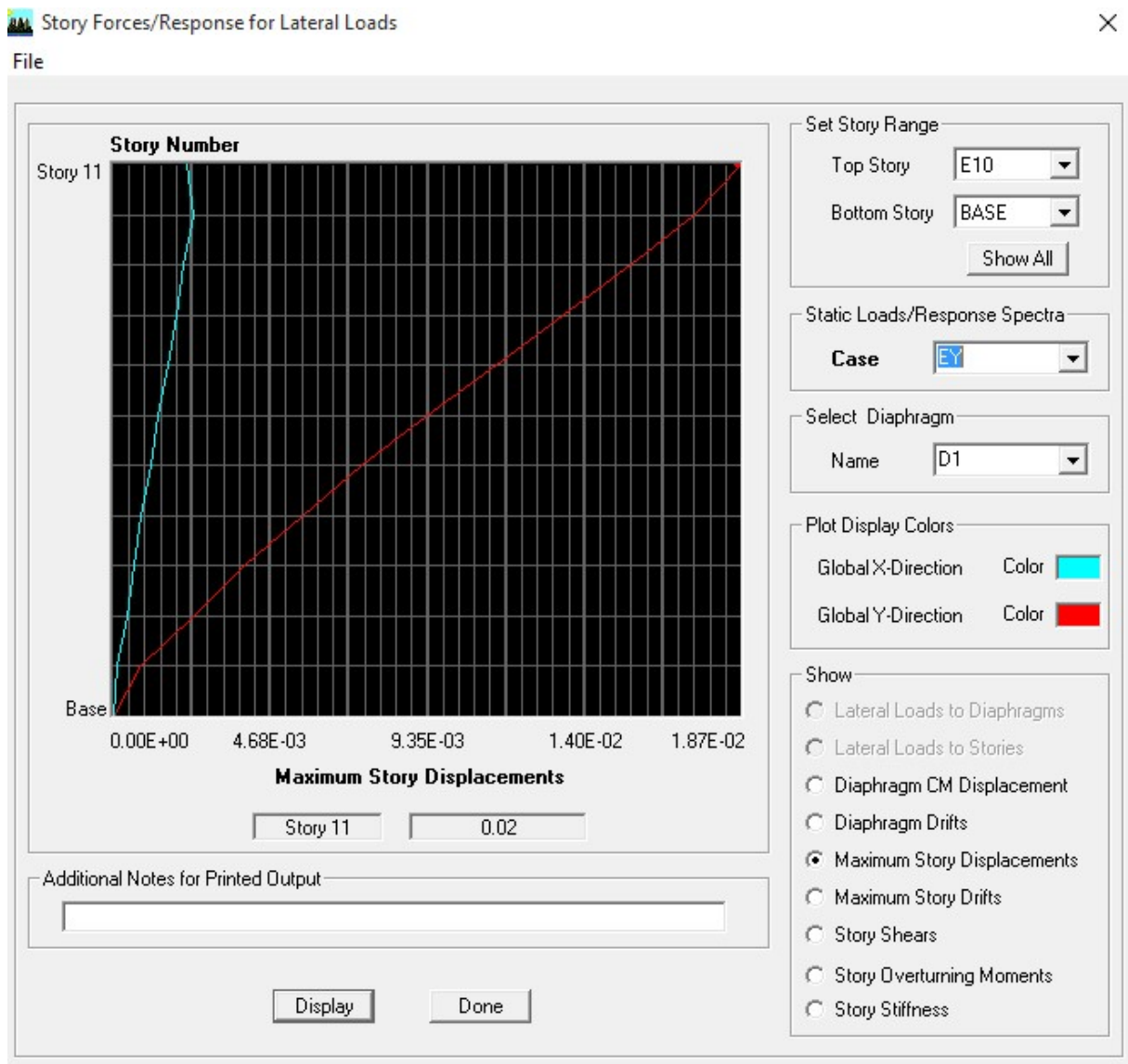


Figure IV.5 : Déplacement maximal dans le sens y-y

$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = 0.076 \longrightarrow$ Condition vérifié

IV.5.4 : Nombre de mode à considérer : (Art 4.3.4 de RPA)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.971015	76.3927	0	0	76.3927	0	0
2	0.648	0	71.7099	0	76.3927	71.71	0
3	0.595867	0.0204	0.1634	0	76.4131	71.8734	0
4	0.266695	13.8819	0	0	90.295	71.8734	0
5	0.139638	0.0081	17.1927	0	90.3031	89.0661	0
6	0.134473	0.1586	1.6927	0	90.4617	90.7587	0
7	0.120784	2.508	0.0107	0	92.9697	90.7694	0
8	0.105639	1.9731	0.0002	0	94.9428	90.7696	0
9	0.091772	0	0.7699	0	94.9428	91.5395	0
10	0.074932	0.0003	0.0001	0	94.9431	91.5396	0
11	0.062087	2.016	0.0003	0	96.9591	91.5399	0
12	0.058596	0.003	3.6936	0	96.962	95.2335	0
13	0.05593	0.0078	0.8557	0	96.9699	96.0892	0
14	0.040378	1.4454	0	0	98.4153	96.0892	0

Note : La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 6** et la période fondamentale $T=0.97s$.

IV.5.5 : Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 4.3.7**), dans le cas où il est procédé à une analyse bidimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle -additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : **CM** : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit que : $CM-CR \leq 5\% LY$

$$CM-CR \leq 5\% LY$$

Soit :

{ CM : centre de masse.
CR : centre de rigidité

<i>Etage</i>	<i>Diaphragme</i>	<i>XCCM</i>	<i>XCR</i>	<i>/CM-CR/</i>	<i>5%L_Y</i>	<i>vérification</i>
<i>RDC</i>	D1	8.446	9.212	<i>/-0.766/</i>	0,985	CV
<i>E1</i>	D2	8.641	8.839	<i>/-0.198/</i>	0,985	CV
<i>E2</i>	D3	8.599	8.607	<i>/-0.008/</i>	0,985	CV
<i>E3</i>	D4	8.600	8.539	0,061	0,985	CV
<i>E4</i>	D5	8.600	8.511	0,089	0,985	CV
<i>E5</i>	D6	8.600	8.500	0,100	0,985	CV
<i>E6</i>	D7	8.600	8.497	0,103	0,985	CV
<i>E7</i>	D8	8.600	8.499	0,101	0,985	CV
<i>E8</i>	D9	8.600	8.505	0,095	0,985	CV
<i>E9</i>	D10	8.498	8.509	<i>/-0.011/</i>	0,985	CV
<i>Comble</i>	D11	8.565	8.554	0,011	0,985	CV

Tableau IV.7 : Excentricité de chaque étage suivant le sens X-X

<i>Etage</i>	<i>Diaphragme</i>	<i>YCCM</i>	<i>YCR</i>	<i>/CM-CR/</i>	<i>5%L_Y</i>	<i>vérification</i>
<i>RDC</i>	D1	10.328	10.024	0.304	0,985	CV
<i>E1</i>	D2	9.576	9.969	/-0.393/	0,985	CV
<i>E2</i>	D3	9.502	9.852	/-0.350/	0,985	CV
<i>E3</i>	D4	9.501	9.797	/-0.296/	0,985	CV
<i>E4</i>	D5	9.501	9.759	/-0.258/	0,985	CV
<i>E5</i>	D6	9.500	9.731	/-0.231/	0,985	CV
<i>E6</i>	D7	9.500	9.712	/-0.212/	0,985	CV
<i>E7</i>	D8	9.499	9.700	/-0.201/	0,985	CV
<i>E8</i>	D9	9.498	9.694	/-0.195/	0,985	CV
<i>E9</i>	D10	10.127	9.695	0.432	0.985	CV
<i>Comble</i>	D11	14.4	13.658	0.742	0,985	CV

Tableau IV.8 : Excentricité de chaque étage suivant le sens Y-Y

IV.5.6 : Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Art 7.4.3.1 (La formule : 7.2) de RPA

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

N_d = 1567.97 KN (Tirer des résultats de l'logiciel de l'ETABS).

B_c : l'aire de la section de béton (section brute).

f_{c28} = 25 MPa : la résistance caractéristique du béton.

Application:

$$\frac{1567.97 \times 10^3}{(450 \times 500) \times 25} = 0,27 \leq 0,30 \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

IV.5.7 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

V_K : Effort tranchant de l'étage k ;

h_K : Hauteur de l'étage K ;

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau.

NIV.	$P_K(KN)$	Sens X-X			Sens Y-Y			vérification $\theta_K < 0.10$
		$\Delta_k X$ (m)	$V_k H_K$	θ_{KX}	$\Delta_k Y$ (m)	$V_k H_K$	θ_{KY}	
Comble	913.41	0,007	345.562	0.018	0.0042	429.370	0.0089	CV
9	5292.43	0,0084	1968.957	0.022	0.0063	2487.963	0.013	CV
8	9702.13	0,0084	3356.758	0.024	0.0063	4315.120	0.014	CV
7	14178.77	0,0084	4497.526	0.026	0.0063	5755.951	0,015	CV
6	18655.41	0,0091	5455.827	0.031	0.0066	6948.280	0,016	CV
5	23208.55	0,0098	6283.863	0.036	0.006	7974.696	0,019	CV
4	27761.69	0,0098	7015.968	0.038	0.0059	8852.212	0,018	CV
3	32314.83	0,0101	7655.018	0.042	0.0053	9578.718	0,017	CV
2	36954.04	0,0094	8196.699	0.042	0.0045	10184.506	0,016	CV
1	42208.16	0,0116	12718.665	0.038	0.0053	15754.59	0,014	CV
RDC	46600.49	0.0052	12985.515	0.018	0.0024	16060.23	0.0069	CV

Tableau IV.9 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

On constate que $\theta_k X$ et $\theta_k Y$ sont inférieurs à « **0.1** ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

✓ **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normaux au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectué toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

V - Ferrailage des poutres :

V-1- Introduction:

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferrailages sont imposées par le RPA99 version 2003 et le BAEL91, de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure devra résister.

Les combinaisons exigées par le RPA 99 et le BAEL 91 sont

- $1,35G+1,5Q$ à l'ELU.
- $G+Q$à l'ELS.
- $G+Q \pm E$RPA 99 version 2003.
- $0,8G \pm E$RPA 99 version 2003.

V-2- Recommandations du RPA version 2003 pour le ferrailage des poutres :

V-2-1 Armatures longitudinales

	0.5%bh (cm ²)	4%bh en zone courante (cm ²)	6%bh en zone de recouvrement (cm ²)
Poutre principale (30×40)	6	48	72
Poutre secondaire (30×35)	5.25	42	63

Tableau V.1 : Section des armatures longitudinales

La longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ en zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

V-2-2 Armatures transversales

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{max} = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \emptyset \right) \text{ en zone nodale et en travée}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement}$$

Avec :

Ø : 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.

Remarque : Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferraillage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

V-3-Etape de calcul des armatures longitudinales :

Armatures longitudinales : elles seront déterminer en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme sui :

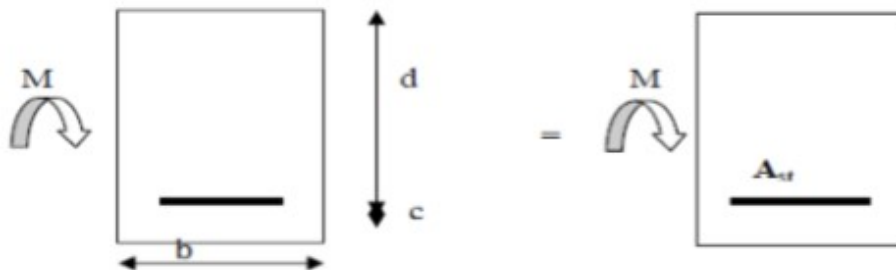
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$

Pour le FeE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \implies$ Les armatures comprimée ne sont pas nécessaires $\implies A_{sc}=0$



$$A_{sc} = \frac{M_y}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\gamma_s = 1.5 \implies$ Cas générale

$\gamma_s = 1.15 \implies$ Cas accidentelle

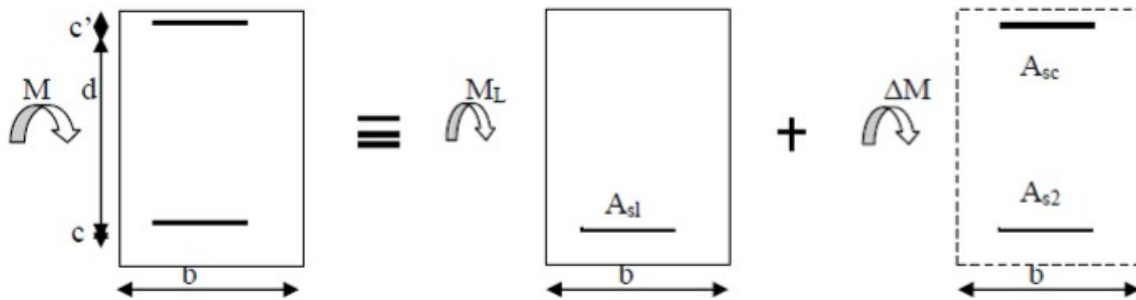
Fe = 400 MPa A_{st} : section d'acier tendu

d : La distance entre la fibre extrême exprimée et les aciers tendus

2^{émé} cas :

$\mu > \mu_1 = 0.392 \implies$ la section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta L \times d} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

Remarque :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b (MPa)	f_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.16	1.15	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

V-4- Ferraillages des poutres à l'ELU :

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

Ferrailage des poutres principales :

✓ Aux appuis:

Niveau	M_t (KN.m)	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	$A_{adopté}$
RDC au 1er étage	78.928	0.128	SSA	0.932	6.41	6	3T16+ 3T14 (chap)	10.65
2ème au 4ème étage	105.801	0.172	SSA	0.905	8.84	6	3T16+ 3T14 (chap)	10.65
5ème au 7ème étage	114.146	0.186	SSA	0.896	9.63	6	3T16+ 3T14 (chap)	10.65
8ème au 9ème étage	115.735	0.188	SSA	0.895	9.77	6	3T16+ 3T14 (chap)	10.65
Comble	45.148	0.073	SSA	0.962	3.54	6	3T16+ 3T14 (chap)	10.65

Tableau V.2 : Ferrailage des poutres principal aux appuis

✓ En travée :

Niveau	M_t (KN.m)	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	$A_{adopté}$
RDC au 1er étage	51.63	0.084	SSA	0.956	4.08	6	3HA16	6.03
2ème au 4ème étage	54.294	0.088	SSA	0.954	4.30	6	3HA16	6.03
5ème au 7ème étage	50.166	0.082	SSA	0.957	3.96	6	3HA16	6.03
8ème au 9ème étage	52.503	0.085	SSA	0.955	4.15	6	3HA16	6.03
Comble	25.039	0.04	SSA	0.980	1.93	6	3HA16	6.03

Tableau V.3 : Ferrailage des poutres principal en travée

Ferrailage des poutres secondaire :✓ **Aux appuis:**

Niveau	M_t (KN.m)	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	$A_{adopté}$
RDC au 1er étage	66.003	0.142	SSA	0.923	6.22	5.25	3HA16+ 3HA12 (chap)	9.42
2ème au 4ème étage	75.696	0.163	SSA	0.910	7.24	5.25	3HA16+ 3HA12 (chap)	9.42
5ème au 7ème étage	74.07	0.160	SSA	0.912	7.07	5.25	3HA16+ 3HA12 (chap)	9.42
8ème au 9ème étage	65.342	0.141	SSA	0.923	6.16	5.25	3HA16+ 3HA12 (chap)	9.42
Comble	35.97	0.06	SSA	0.969	3.23	5.25	3HA16+ 3HA12 (chap)	9.42

Tableau V.4 : Ferrailage des poutres secondaire aux appuis✓ **En travée :**

Niveau	M_t (KN.m)	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	$A_{adopté}$
RDC au 1er étage	48.304	0.104	SSA	0.945	4.45	5.25	3HA16	6.03
2ème au 4ème étage	55.275	0.119	SSA	0.936	5.14	5.25	3HA16	6.03
5ème au 7ème étage	52.393	0.113	SSA	0.939	4.85	5.25	3HA16	6.03
8ème au 9ème étage	38.405	0.392	SSA	0.956	3.49	5.25	3HA16	6.03
Comble	34.351	0.057	SSA	0.970	3.08	5.25	3HA16	6.03

Tableau V.5 : Ferrailage des poutres secondaire en travée

V-5- Vérification a l'ELU :**A. Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art. A.4.2.1)**

$$A_s > A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{c28}}{f_o}$$

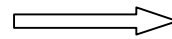
✓ Poutres principales (30 x 40)

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{c28}}{f_o} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2$$

✓ Poutres secondaires (30 x 35)

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{c2}}{f_o} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

D'où : pp \longrightarrow $A_s = 6.03 \text{ cm}^2 > 1.38 \text{ cm}^2$



Conditions vérifié

Ps \longrightarrow $A_s = 6.03 \text{ cm}^2 > 1.20 \text{ cm}^2$

B. Justification sous sollicitation d'effort tranchant:(BAEL91.Art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \quad \text{Avec } T_u : \text{effort tranchant maximal à l'ELU}$$

✓ Poutres principales : $\tau_u = \frac{115.29 \times 10^3}{300 \times 380} = 1.01 \text{ MPa}$

✓ Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{29.91 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.302 \text{ MPa}$

La fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

✓ Poutres principales : 1.01 MPa < 3.33 MPa Conditions vérifié

✓ Poutres secondaires : 0.302 MPa < 3.33 MPa Conditions vérifié

C. Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

- Influence sur le béton :

$$T_u \leq 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma b}$$

✓ Poutres principales : $T_u = 115.29 \text{ KN} < 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.38 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 684 \text{ KN}$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } T_u = 29.91 \text{ KN} < 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.33 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 594 \text{ KN}$$

- **Influence sur les armatures :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un effort égale à : $(T_u - \frac{Mu}{0.9d})$

$$\text{D'où : } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u - \frac{Mu}{0.9d})$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } 115.29 - \frac{115.735}{0.9 \times 0.38} = -223.12 < 0$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } 29.91 - \frac{75.696}{0.9 \times 0.33} = -224.95 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

D. Vérification de la contrainte d'adhérence acier - béton (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_l} \quad \text{Où :}$$

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

✓ Poutres principales :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = (3 \times 16 + 3 \times 14) \times 3.14 = 282.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{115.29 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 282.6} = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \quad \text{Conditions vérifiées}$$

✓ Poutres secondaires

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = (3 \times 16 + 3 \times 12) \times 3.14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.91 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 263.76} = 0.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \quad \dots \dots \quad \text{Conditions vérifiées}$$

E. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour $\phi = 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Pour $\phi = 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour $\phi = 16$: $l_s = 56.44 \text{ cm}$

Les règles du BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée, mesurée hors crochet, soit au moins égale à $0,4 \cdot l_s$ pour les aciers à haute adhérence. $l_c = 0,4 l_s$

Pour $\phi = 12$: $l_c = 16.93 \text{ cm}$

Pour $\phi = 14$: $l_c = 19.75 \text{ cm}$

Pour $\phi = 16$: $l_c = 22.58 \text{ cm}$

F. Armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1\right)$$

$$\phi \leq \min\left(\frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 1.6\right) = 1.14 \text{ cm} \quad \phi \leq 1.14 \text{ cm} \quad \text{On prend } \phi = 8 \text{ mm}$$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

G. Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42)

1) Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12 \phi; 30 \text{ cm}\right)$$

✓ Poutre principales de (30x40) : $S_t = 10 \text{ cm}$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ Poutre secondaire de (30x35) : $S_t = 8.75 \text{ cm}$

Soit $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Poteaux (30 x 35) :**

Etage 8et9 : h=3.06 m

$$h' = \max \left(\frac{306-35}{6}; 30; 35; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

$$L' = 2xh$$

h : hauteur de la poutre.

- $L' = 2x40 = 80[\text{cm}]$: poutre principale de (30x40)

- $L' = 2x35 = 70[\text{cm}]$: poutre secondaire de (30x35)

V.6. Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite de résistance du béton à la compression :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte limite admissible $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ **AVEC :**

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\beta_1 \text{ et } k_1 \text{ en fonction de : } \rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$$

Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Niveau	M_{Smax}	A_s	ρ	β_1	k_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs	
RDC au 1er étage	53.086	10.65	0.934	0.8641	21.806	151.80	6.96	15	CV	Appuis
	37.472	6.03	0.528	0.8906	30.941	184.94	5.97	15	CV	travée
2ème au 4ème étage	58.472	10.65	0.934	0.8641	21.806	166.86	7.65	15	CV	Appuis
	34.145	6.03	0.528	0.8906	30.941	167.31	5.40	15	CV	travée
5ème au 7ème étage	65.351	10.65	0.934	0.8641	21.806	186.87	8.56	15	CV	Appuis
	35.423	6.03	0.528	0.8906	30.941	173.58	5.61	15	CV	travée
8ème au 9ème étage	69.282	10.65	0.934	0.8641	21.806	198.11	9.08	15	CV	Appuis
	38.124	6.03	0.528	0.8906	30.941	186.81	6.03	15	CV	travée
Comble	21.746	10.65	0.934	0.8641	21.806	62.18	2.85	15	CV	Appuis
	9.382	6.03	0.528	0.8906	30.941	45.97	1.48	15	CV	travée

Tableau V.6 : Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS

Niveau	M_{Smax}	A_s	ρ	β_1	k_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs	
RDC au 1er étage	13.63	9.42	0.951	0.8615	21.833	50.89	2.33	15	CV	Appuis
	6.646	6.03	0.609	0.8847	28.392	37.75	1.32	15	CV	travée
2ème au 4ème étage	18.621	9.42	0.951	0.8615	21.833	69.53	3.18	15	CV	Appuis
	7.746	6.03	0.609	0.8847	28.392	43.99	1.54	15	CV	travée
5ème au 7ème étage	22.238	9.42	0.951	0.8615	21.833	83.03	3.80	15	CV	Appuis
	8.649	6.03	0.609	0.8847	28.392	49.12	1.73	15	CV	travée
8ème au 9ème étage	23.42	9.42	0.951	0.8615	21.833	87.45	4.00	15	CV	Appuis
	8.712	6.03	0.609	0.8847	28.392	49.48	1.71	15	CV	travée
Comble	24.83	9.42	0.951	0.8615	21.833	21.833	4.24	15	CV	Appuis
	24.15	6.03	0.609	0.8847	28.392	28.392	4.83	15	CV	travée

Tableau V.7 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissures:**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire

- **Etat limite de déformation du béton: (Article B.6.5-3 du BAEL 9)**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite \bar{f}

Pour L= 5 m $\Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500}$

- **Sens des poutres principales :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm}$

- **Sens des poutres secondaires :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$

L : portée mesurée entre nus d'appuis

La plus grande flèche tirée par le logiciel ETABS est :

- **poutres principales :** $f = 0,288 \text{ cm} < \bar{f} = 0,96$

- **poutres secondaires :** $f = 0,391 \text{ cm} < \bar{f} = 0,86$

\Rightarrow **Donc la condition de la flèche est vérifiée.**

Conclusion :

	Armature longitudinale	Armature transversale
Poutres principales	Appuis : 3HA16+3HA14(chap)	Zone nodale : cad+etr T8
	Travée : 3HA16	Zone courante : cad+etr T8
Poutre secondaires	Appuis : 3HA16+3HA12(chap)	Zone nodale : cad+etr T8
	Travée : 3HA16	Zone courante : cad+etr T8

VI - Ferrailage des poteaux :

VI-1- Introduction:

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

<i>Situation :</i>	<i>Fe (MPa)</i>	<i>fc28 (Mpa)</i>	γ_b	γ_s	<i>f_{bu} (MPa)</i>	<i>σ_s (MPa)</i>
<i>Durable</i>	400	25	1.5	1.15	14.2	348
<i>Accidentelle</i>	400	25	1.15	1	18.48	400

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux

VI-2- Recommandations de l'RPA :

✓ Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1) :

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence (HA), droites et sans crochets et avoir un diamètre minimal est supérieur ou égal à 12 mm.

a) La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ (zone IIa)

b) La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

c) Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

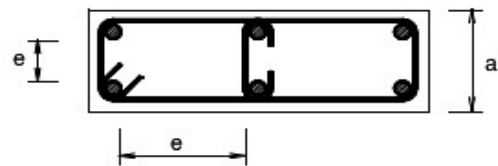
d) Le pourcentage minimal est 0,8 % ($b \times h$) on (zone IIa).

Poteau :(45x50) : $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 50 = 18 \text{ cm}^2$

Poteau :(40x45) : $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 45 = 14.4 \text{ cm}^2$.

Poteau :(35x 40) : $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 40 = 11.2 \text{ cm}^2$.

Poteau :(30x 35) : $A_{min} = 0.008 \times 30 \times 35 = 8.4 \text{ cm}^2$.



e) Le pourcentage maximum est :

1) 4 % (zone courante)

Poteau :(45x50) : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$

Poteau :(40x45) : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2$.

Poteau :(35x 40) : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$.

Poteau :(30x 35) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$.

2) 6 % (zone de recouvrement)

Poteau :(45x50) : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 50 = 135 \text{ cm}^2$

Poteau :(40x45) : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2$.

Poteau :(35x 40) : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$.

Poteau :(30x 35) : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$.

f) Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

✓ Armatures transversales

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- ✓ Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
 - Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7 .4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \quad \text{si l'élançement géométrique } \lambda g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \quad \text{si l'élançement géométrique } \lambda g < 5 \end{array} \right.$$

λg : L'élançement géométrique du poteau

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

✓ **En zone nodal** $S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm})$

✓ **En zone courante** $S_t \leq 15 \emptyset$

Avec \emptyset : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0.3 \% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ A_{\min} = 0.8 \% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes} \quad \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

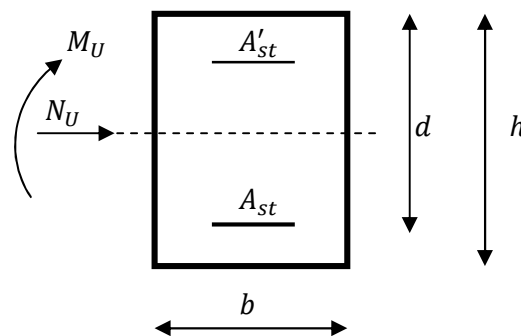
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset_{\min}$

VI-3- Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

✓ **Calcul du centre de pression :** $e = \frac{M_u}{N_u}$

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)



1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d-c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

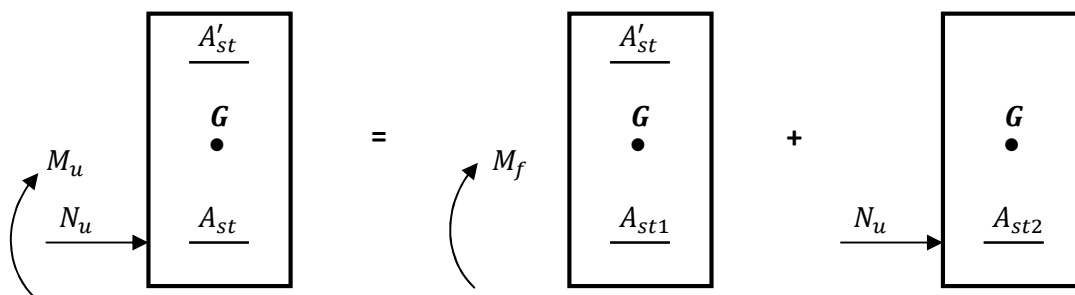


Fig -VI-1 : section d'un poteau à SPC

✓ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \implies$ La section est simplement armée (SSA) $\implies \beta$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0,23 bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

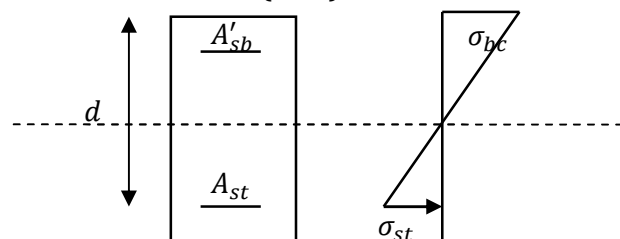
Si : $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_l bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée



$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$, $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

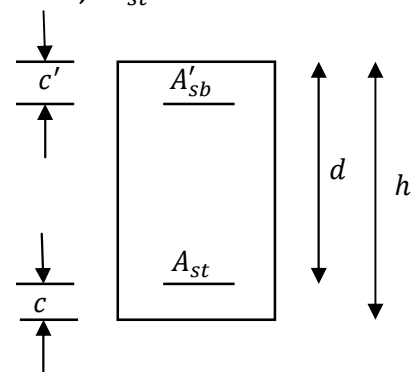
1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

➤ **Si :** $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

Avec :
$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



2^{eme} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

➤ **Si :** $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

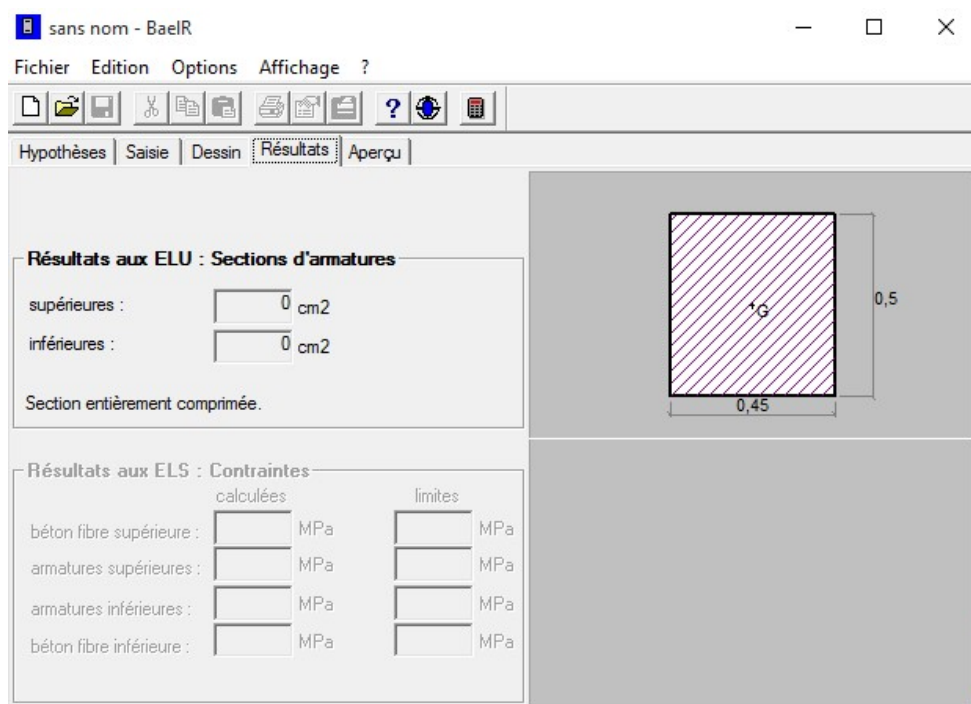
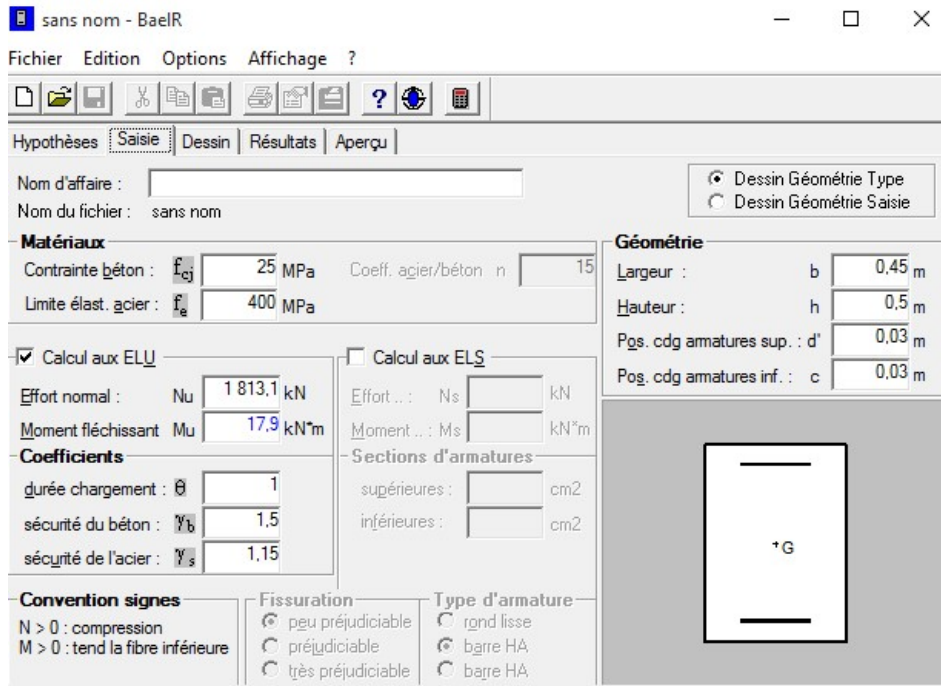
➤ **Si :** $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B : Aire de la section du béton seul

σ_{st} : Contrainte de l'acier

Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts



VI-4- Ferrailage des poteaux

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel <ETABS>

Et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel <SOCOTEC>

Zone	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	$e = \frac{M_u}{N_u}$ (m)	$\frac{h}{2} - c$ (m)	obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Zone I (45x50)	N _{max} - M _{corr}	-1813.1 (ELU)	M ₂ = 17.895	0.0098	0.22	SEC	0	0	18
			M ₃ = -3.064	0.0016	0.22	SEC	0	0	18
	N _{min} - M _{corr}	683.03 (ACC)	M ₂ = 1.721	0.0025	0.22	SEC	0	0	18
			M ₃ = 0.656	0.0009	0.22	SEC	0	0	18
	N _{corr} - M _{max}	-490.26 (ACC) -1167.8 (ACC)	M ₂ = 74.658	0.152	0.22	SEC	0	0	18
			M ₃ = -138.7	0.118	0.22	SEC	0	0	18
Zone II (40x45)	N _{max} - M _{corr}	-1198.7 (ELU)	M ₂ = 3.839	0.0032	0.195	SEC	0	0	14.4
			M ₃ = -24.21	0.020	0.195	SEC	0	0	14.4
	N _{min} - M _{corr}	184.94 (ACC)	M ₂ = 0.981	0.0053	0.195	SEC	0	0	14.4
			M ₃ = -0.371	0.0020	0.195	SEC	0	0	14.4
	N _{corr} - M _{max}	-262.34 (ACC) -623.2 (ACC)	M ₂ = 76.098	0.290	0.195	SPC	0	2.07	14.4
			M ₃ = -125.3	0.201	0.195	SPC	0	2.34	14.4
Zone III (35x40)	N _{max} - M _{corr}	-646.33 (ELU)	M ₂ = 2.601	0.004	0.17	SEC	0	0	11.2
			M ₃ = -28.91	0.044	0.17	SEC	0	0	11.2
	N _{min} - M _{corr}	26.82 (ACC)	M ₂ = -0.046	0.0017	0.17	SEC	0	0	11.2
			M ₃ = 1.028	0.0038	0.17	SEC	0	0	11.2
	N _{corr} - M _{max}	-116.79 (ACC) -336.8 (ACC)	M ₂ = 68.779	0.588	0.17	SPC	0	3.36	11.2
			M ₃ = -100	0.296	0.17	SPC	0	3.19	11.2
Zone IV (30x35)	N _{max} - M _{corr}	-447.51 (ACC)	M ₂ = 2.333	0.0052	0.145	SEC	0	0	8.4
			M ₃ = -4.885	0.0109	0.145	SEC	0	0	8.4
	N _{min} - M _{corr}	138.18 (ACC)	M ₂ = 0.619	0.004	0.145	SEC	0	0	8.4
			M ₃ = 2.372	0.017	0.145	SEC	0	0	8.4
	N _{corr} - M _{max}	23.32 (ACC) -106.64 (ACC)	M ₂ = 52.067	2.232	0.145	SPC	0	4.54	8.4
			M ₃ = -69.80	0.654	0.145	SPC	0	4.5	8.4

Tableau VI.2 Ferraillage des poteaux à l'ELU dans les deux sens.

Remarque :

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrillés avec les sections minimales réglementaires

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
(45x50)	18	4HA20 + 4HA16	20.6
(40x45)	14.4	8HA16	16.08
(35x40)	11.2	8HA14	12.31
(30x35)	8.4	8HA14	12.31

Tableau VI.3 : Choix des armatures longitudinales

VI-5- Vérification à l'ELU :✓ **Longueur de recouvrement :**

Zone I : $L_r = 40 \phi_l = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$ $L_r = 80 \text{ cm}$

Zone II : $L_r = 40 \phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ $L_r = 80 \text{ cm}$

Zone III : $L_r = 40 \phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ $L_r = 70 \text{ cm}$

Zone IV : $L_r = 40 \phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ $L_r = 70 \text{ cm}$

✓ **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

-Pour les **HA14** : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 80 \text{ cm}$

-Pour les **HA16** : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 90 \text{ cm}$

-Pour les **HA20** : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.54 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 90 \text{ cm}$

✓ **Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

- **Poteaux (45 x 50) :**

RDC et 1^{er} étage : $h = 4.50$ m

$$h' = \max \left(\frac{4.50 - 0.35}{6}; 45; 50; 60\text{cm} \right) = 69\text{cm}$$

- **Poteaux (40 x 45) :**

Etage 2,3 et 4 : $h = 3.06$ m

$$h' = \max \left(\frac{3.06 - 0.35}{6}; 40; 45; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

- **Poteaux (35 x 40) :**

Etage 5,6 et 7 : $h = 3.06$ m

$$h' = \max \left(\frac{3.06 - 0.35}{6}; 35; 40; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

- **Poteaux (30 x 35) :**

Etage 8 et 9 : $h = 3.06$ m

$$h' = \max \left(\frac{3.06 - 0.35}{6}; 30; 35; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

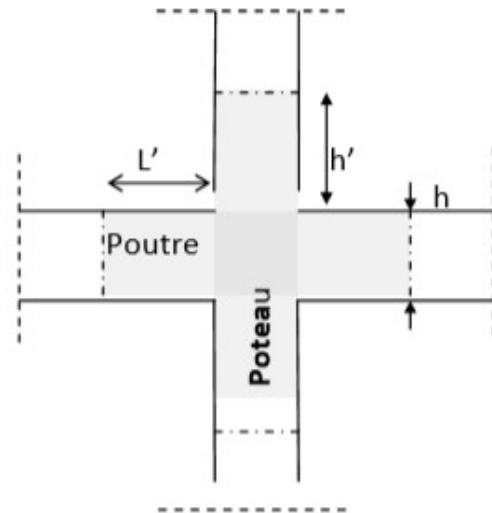
✓ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- ✓ Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- ✓ Empêcher le déplacement transversal du béton. Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Les armatures transversales sont déterminées grâce à la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho \cdot V_u \cdot S_t}{h_1 \cdot f_e}$$



Où :

V_u : Effort tranchant de calcul (Donné par le logiciel ETABS).

$f_e = 400$ MPa.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élançement géométrique λ_g ($\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$)

- **Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en 8.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

- **Espacement des armatures transversales : Selon le RPA 99/Version 2003**

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l = 21 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

- **Détermination de « λ_g » et de « ρ_a » :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} ; \text{ où :}$$

Pour $h = 4.50 \text{ m}$ on a : $l_f = 0.7l_o = 0.7(4.50 - 0.40) = 2.87 \text{ m}$

Pour $h = 3.06 \text{ m}$ on a : $l_f = 0.7l_o = 0.7(3.06 - 0.40) = 1.86 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élançement géométrique dans la direction considérée } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ dans le cas contraire} \end{array} \right.$$

	Section (m)	$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$	ρ_a
RDC - 1ere étage	0,45 x 0,50	6.37	2.5
2 au 9 ème étages	0,40 x 0,45	4.65	3.75
	0,35 x 0,40	5.31	2.5
	0.30 x 0.35	6.20	2.5

Tableau VI.4 : Valeurs de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.

• Détermination de la section minimale des armatures transversales

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_{t \min} = 0.3 \% St \times a$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_{t \min} = 0.8 \% St \times a$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes

	Section	λ_g	$A_{t \min}/S_t.b_1$ [%]	$A_{t \min}$ [cm ²]	
RDC - 1ere étage	45x50	6.37	0.3	Zone nodale t= 10 cm	1,35
				Zone courante t=15 cm	2.00
2 au 9 éme étages	40x45	4.65	0.31	Zone nodale t = 10 cm	1.24
				Zone courante t= 15 cm	1.86
	35x40	5.31	0.3	Zone nodale t= 10 cm	1.05
				Zone courante t = 15cm	1.57
	30x35	6.20	0.3	Zone nodale t= 10 cm	0.90
				Zone courante t = 15cm	1.80

Tableau VI.5 : Sections minimales des armatures transversales.

conclusion	NIVEAU	SECTION (cm ²)	longitudinal	transversales
Zone I	RDC -1ere étage	45x50	4HA20 + 4HA16	4HA8
Zone II	2.3.4 étages	40x45	8HA16	
Zone III	5.6.7 étages	35x40	8HA14	
Zone IV	8.9 étages	30x35	8HA14	

Tableau VI.6 : Ferraillage des poteaux adopte dans les deux sens.

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

Tu : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile (d = h-c)

- Calcul de la contrainte dans le béton:

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Calcul de la contrainte admissible dans le béton:

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ \lambda_g \geq \frac{l_f}{h} \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g: \text{L'élancement géométrique du poteau.}$$

Poteau	V _u (KN)		b (cm)	d (cm)	λ _g	ρ _b	τ _b [MPa]		τ̄ _{bu} [MPa]	Obs
	V ₂	V ₃								
45x50			45	48	6.37	0.075	0.12	0.15	1.875	CV
	27.21	33.66								
40x45	25.34	27.35	40	43	4.65	0.04	0.14	0.16	1	CV
35x40	24.42	20.45	35	38	5.31	0.075	0.18	0.15	1.875	CV
30x35	19.78	19.13	30	33	6.20	0.075	0.20	0.19	1.875	CV

Tableau VI.7 : vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton.

VI-6- Vérification à l'ELS :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \quad \text{Où } e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (Kn.m)	e _s M _u /N _s	A _{min} (cm ²)	A _{adopter}	OBS
ZONE I 45X50	N _{max} _M _{corr}	-1319.22	M ₂ =12.985	0.0098	6.59	20.6	CV
			M ₃ =-2.223	0.0016	6.21		CV
	N _{min} _M _{corr}	-279.36	M ₂ =1.308	0.0046	6.34		CV
			M ₃ =-2.18	0.0078	6.24		CV
	N _{corr} _M _{max}	-1205.02	M ₂ =25.234	0.0209	7.27		CV
	N _{corr} _M _{max}	-1029.06	M ₃ =-20.833	0.020	7.21		CV
ZONE II 40X45	N _{max} _M _{corr}	-871.78	M ₂ =2.83	0.0032	5.00	16.08	CV
			M ₃ =-17.578	0.020	5.86		CV
	N _{min} _M _{corr}	-142.35	M ₂ =0.996	0.006	5.11		CV
			M ₃ =-1.08	0.007	5.16		CV
	N _{corr} _M _{max}	-457.03	M ₂ =-18.528	0.04	7.90		CV
	N _{corr} _M _{max}	-596.23	M ₃ =-26.89	0.058	13.27		CV
ZONE III 35X40	N _{max} _M _{corr}	-470	M ₂ =1.932	0.0041	3.90	12.31	CV
			M ₃ =-20.983	0.044	7.71		CV
	N _{min} _M _{corr}	-64.44	M ₂ =0.647	0.010	4.13		CV
			M ₃ =-0.632	0.0098	4.12		CV
	N _{corr} _M _{max}	-271.32	M ₂ =-17.75	0.065	3.76		CV
	N _{corr} _M _{max}	-354.82	M ₃ =-26.247	0.073	2.09		CV
ZONE IV 30X35	N _{max} _M _{corr}	-245.63	M ₂ =4.923	0.020	3.61	12.31	CV
			M ₃ =0.192	0.0007	2.80		CV
	N _{min} _M _{corr}	37.8	M ₂ =1.266	0.033	4.84		CV
			M ₃ =4.128	0.109	0.77		CV
	N _{corr} _M _{max}	-37.95	M ₂ =-17.715	0.466	0.92		CV
	N _{corr} _M _{max}	-101.65	M ₃ =-21.209	0.208	0.511		CV

Tableau VI.8 .Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens

b. Vérification des contraintes :

✓ **Contrainte du béton : [BAEL 91A.4.5.2]** $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

Les résultats de la vérification sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

Section	Sollicitation	N _S (KN)	M _S (Kn.m)	$\sigma_{b \text{ sup}}$ MPa	$\sigma_{b \text{ inf}}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
ZONE I	N _{max} _M _{corr}	-1319.22	M ₂ =12.985	5.02	4.18	15	CV
			M ₃ =-2.223	4.53	4.67	15	CV
	N _{min} _M _{corr}	-279.36	M ₂ =1.308	1.02	0.93	15	CV
			M ₃ =-2.18	0.9	1.05	15	CV
	N _{corr} _M _{max}	-1205.02	M ₂ =25.234	5.02	3.38	15	CV
N _{corr} _M _{max}	-1029.06	M ₃ =-20.833	2.91	4.27	15	CV	
ZONE II	N _{max} _M _{corr}	-871.78	M ₂ =2.83	3.95	3.69	15	CV
			M ₃ =-17.578	3.01	4.63	15	CV
	N _{min} _M _{corr}	-142.35	M ₂ =0.996	0.67	0.58	15	CV
			M ₃ =-1.08	0.57	0.67	15	CV
	N _{corr} _M _{max}	-457.03	M ₂ =-18.528	1.37	3.85	15	CV
N _{corr} _M _{max}	-596.23	M ₃ =-26.89	1.37	3.85	15	CV	
ZONE III	N _{max} _M _{corr}	-470	M ₂ =1.932	2.8	2.54	15	CV
			M ₃ =-20.983	1.23	4.11	15	CV
	N _{min} _M _{corr}	-64.44	M ₂ =0.647	0.41	0.32	15	CV
			M ₃ =-0.632	0.32	0.41	15	CV
	N _{corr} _M _{max}	-271.32	M ₂ =-17.75	0.32	2.76	15	CV
N _{corr} _M _{max}	-354.82	M ₃ =-26.247	0.21	3.82	15	CV	
ZONE IV	N _{max} _M _{corr}	-245.63	M ₂ =4.923	2.2	1.26	15	CV
			M ₃ =0.192	1.75	1.71	15	CV
	N _{min} _M _{corr}	37.8	M ₂ =1.266	0	0	15	CV
			M ₃ =4.128	0	0	15	CV
	N _{corr} _M _{max}	-37.95	M ₂ =-17.715	0	2.23	15	CV
N _{corr} _M _{max}	-101.65	M ₃ =-21.209	0	2.97	15	CV	

Tableau VI.9. Vérification de la contrainte du béton.

✓ **Contrainte de l'acier :**

On vérifie que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Section	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (Kn.m)	$\sigma_{a\ sup}$ MPa	$\sigma_{a\ inf}$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	OBS
ZONE I	N _{max} _M _{corr}	- 1319.22	M ₂ =12.985	74.6	63.4	348	CV
			M ₃ =-2.223	68	70	348	CV
	N _{min} _M _{corr}	-279.36	M ₂ =1.308	15.2	14	348	CV
			M ₃ =-2.18	13.7	15.5	348	CV
N _{corr} _M _{max}	- 1205.02	M ₂ =25.234	73.9	52.2	348	CV	
N _{corr} _M _{max}	- 1029.06	M ₃ =-20.833	44.9	62.8	348	CV	
ZONE II	N _{max} _M _{corr}	-871.78	M ₂ =2.83	59	55.6	348	CV
			M ₃ =-17.578	46.7	67.8	348	CV
	N _{min} _M _{corr}	-142.35	M ₂ =0.996	9.95	8.76	348	CV
			M ₃ =-1.08	8.71	10	348	CV
	N _{corr} _M _{max}	-457.03	M ₂ =-18.528	18.9	41.2	348	CV
N _{corr} _M _{max}	-596.23	M ₃ =-26.89	23	55.3	348	CV	
ZONE III	N _{max} _M _{corr}	-470	M ₂ =1.932	41.7	38.3	348	CV
			M ₃ =-20.983	21.6	58.4	348	CV
	N _{min} _M _{corr}	-64.44	M ₂ =0.647	6.05	4.92	348	CV
			M ₃ =-0.632	4.93	6.04	348	CV
N _{corr} _M _{max}	-271.32	M ₂ =-17.75	7.56	38.6	348	CV	
N _{corr} _M _{max}	-354.82	M ₃ =-26.247	7.23	53.2	348	CV	
ZONE IV	N _{max} _M _{corr}	-245.63	M ₂ =4.923	31.8	20.2	348	CV
			M ₃ =0.192	26.2	25.7	348	CV
	N _{min} _M _{corr}	37.8	M ₂ =1.266	-11.8	-18.9	348	CV
			M ₃ =4.128	-3.79	-26.9	348	CV
	N _{corr} _M _{max}	-37.95	M ₂ =-17.715	-37.1	26.8	348	CV
N _{corr} _M _{max}	-101.65	M ₃ =-21.209	-27.1	37.8	384	CV	

Tableau VI.10. Vérification de la contrainte de l'acier

C. Etat limite de fissures : Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

VII - Ferrailage des voiles :

VII -1- Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

VII-2- Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

ELU : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

RPA.99/modifié 2003 :

$0,8G \pm E$

$G + Q \pm E$

VII-3- Ferrailage des voiles pleins :

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d)

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : RDC+1^{er} étage
- **Zone II** : 2^{eme}+3^{eme} +4^{eme} étage
- **Zone III** : 5^{eme}+6^{eme} et 7^{eme} étage
- **Zone IV** : 8^{eme} et 9^{eme} étage

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

Groupe I : VL1

Groupe II : VL2 ; VL4

Groupe III : VL 3

Groupe IV : VT1 ; VT2 ; VT3 ; VT4

Groupe V : VL5

Groupe VI : VT5 ; VT6

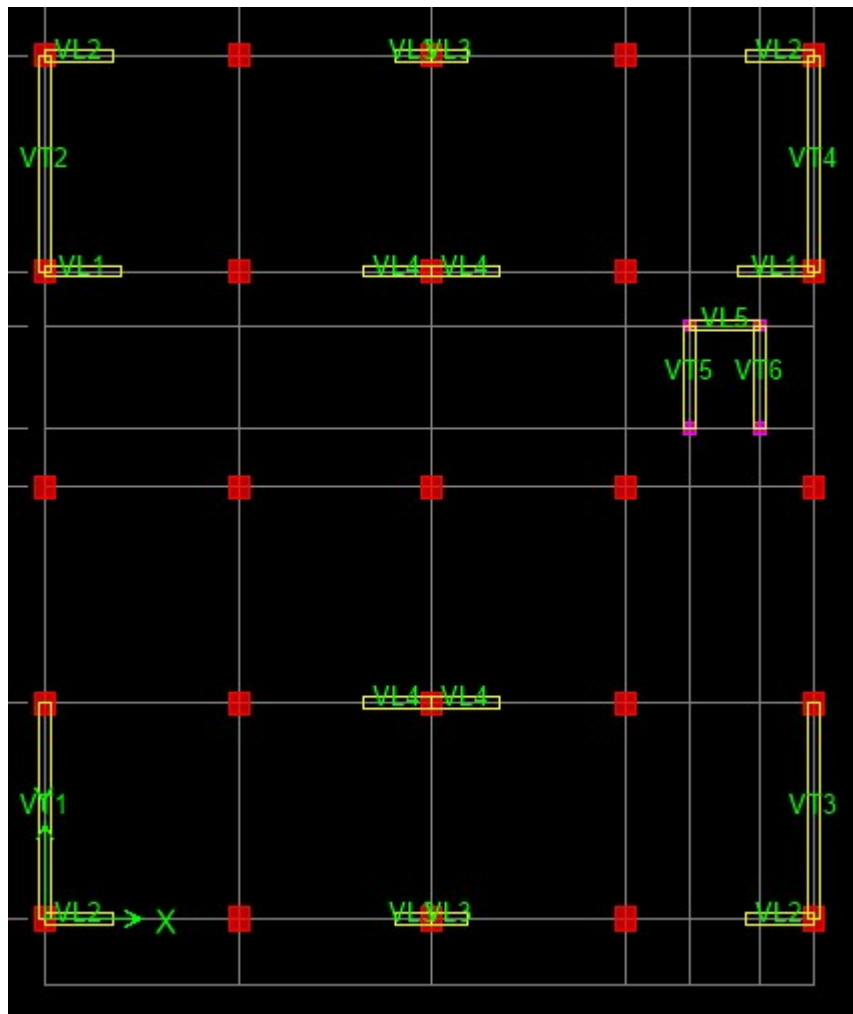


Fig VII.1 : Disposition des voiles dans la structure.

➤ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \quad B: \text{La section horizontale du voile } (B = e.L).$$

I : Moment d'inertie du voile.

V, V' : Bras de levier (la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée) $\left(V = V' = \frac{L}{2} \right)$.

L : La longueur du voile.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_c}{3}\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})} . L$

L_T : Longueur de la zone tendue $L_T = (L - L_c)$

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

a) Armatures verticales :

• **Section entièrement comprimée :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right]$$

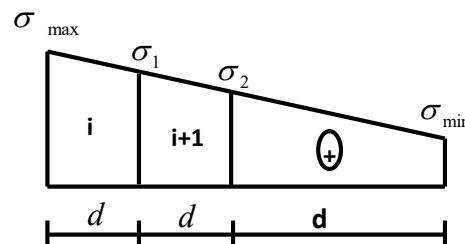


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Avec : e : épaisseur du voile.

Détermination des armatures :

$$\left[A_i = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$

B : section du voile

$\sigma_s (2\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons courantes : $\sigma_s (2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\sigma_s (2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

• **Section partiellement comprimée :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

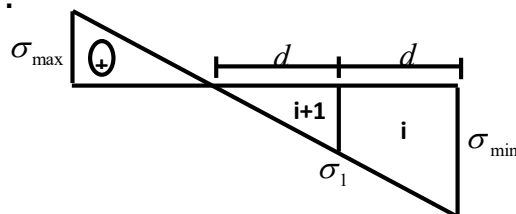


Figure VII.3 : Diagramme des contraintes D'une (S.P.C).

Détermination des armatures :

$\sigma_s (10\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10‰).

Combinaisons courantes : $\sigma_s (10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\sigma_s (10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

• **Section entièrement tendue :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

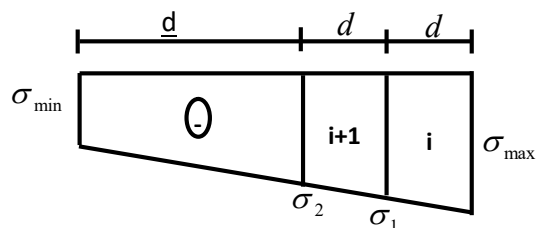


Figure VII.4 : Diagramme des contraintes D'une (S.E.T).

Détermination des armatures :

$$\left[A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

$\sigma_s (2\text{‰})$ = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons courantes : $\sigma_s (2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles : $\sigma_s (2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

b) Armatures minimales :

Compression du béton :

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ainsi que : $0,20\% \leq \frac{A_{min}}{B_c} \leq 0,5\%$ **[Art A.8.1, 21 /BAEL 91 modifié 99]**

Avec : B : section du béton comprimée.

Traction simple :

$$A_{min} \geq \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}$$

B_t : La section horizontale du béton tendu. **B = d. e**

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. $A_{min} \geq 0,20\% B_t$

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales. La section de ces armatures est :

- D'après le RPA99 :

$A_H = 0.15 \% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H = 0.10 \% B$ En zone courante.

- D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_V}{4}$

Avec :

AH: section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

d) 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'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{T}}{f_e}$$

Avec :

\bar{T} : L'effort tranchant majoré à la base du voile. $\bar{T} = 1,4.T$

T : L'effort tranchant au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

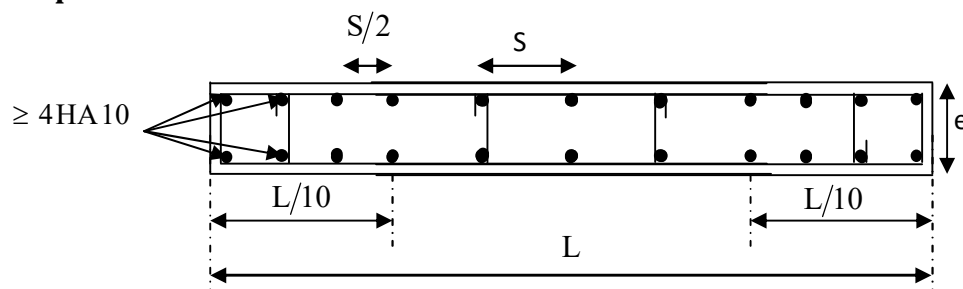
i) Dispositions constructives :

Figure VII.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

- **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 :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{max} = \frac{e}{10} = 25 \text{ mm}$$

VII-4-Vérification :

- **Vérification à L'ELS :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15.A} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} \end{array} \right.$$

N_{ser} : Effort normal appliqué sous la combinaison à l'ELS. $N_{ser} = G + Q$

B : Section du béton.

A : Section d'armatures verticales adoptée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par les conditions

suivantes :
$$\tau_b = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,4.T}{b.d}$$

$$T = 1,4 T_{u \text{ calcul}}$$

Avec :

b : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,20.f_{c28}$$

D'après le BAEL 91 : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} . f_{c28} ; 4MPa \right\} \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII-5- Exemple de calcule :

A titre d'exemple, soit à ferrailer le voile transversale VL1 au niveau de la zone I.

➤ Caractéristiques géométriques :

$$L = 1,7m \quad ; \quad e = 0,25m$$

$$I_x = 0,102cm^4 \quad ; \quad V = V' = 0.85m$$

$$B = 0,425m^2$$

➤ Les contraintes :

- $\sigma_{\max} = 240.14 \text{ KN} / \text{m}^2$
 - $\sigma_{\min} = -3978.12 \text{ KN} / \text{m}^2$
- > la section est partiellement comprimée.

$$L_c = \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) \cdot L = \left(\frac{240.14}{240.14 + 3978.12} \right) \times 1.70 = 0.10 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.7 - 0.10 = 1.60 \text{ m}$$

D'ou : $d = \frac{L_t}{2} = \frac{1.60}{2} = 0.80 \text{ m}$

- **Longueur d'extrémité :**

$$L/10 = 1.70/10 = 0.17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

- **Calcul de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \cdot (L_t - d)}{L_t} = \frac{3978.12 \times (1.6 - 0.80)}{1.6} = 1986.06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{3978.12 + 1986.06}{2} \times 0.80 \times 0.25 = 596.71 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{1986.06}{2} \times 0.80 \times 0.25 = 198.90 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

Armatures vertical :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{596.71}{40} = 14.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{198.90}{40} = 4.98 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left(0.20\%B ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec : $B = d \times e = 80 \times 25 = 2000 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left(0.20\% \times 2000 = 3.48 ; \frac{2000 \times 2.1}{400} = 10.5 \right)$$

$$A_{min} = 10.5 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 429.89}{400 \times 10^{-1}} = 16.55 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 14.91 + \frac{16.55}{4} = 19.05 \text{ cm}^2 \right.$$

$$\left\{ A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 4.98 + \frac{16.55}{4} = 9.12 \text{ cm}^2 \right.$$

- **Le ferrailage adopté :**

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique :

- 1ere bande : 14HA14 = 21.54 cm²/d **soit**: 7HA14 /nappe .avec espacement de 11cm.
- 2ème bande : 8HA14 = 12.31 cm²/d **soit**: 4HA14/nappe avec espacement de 18cm

- **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le RPA : $A_H = 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 25 \times 170 = 6.38 \text{ cm}^2$

Selon le BAEL : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{14.91 + 4.98}{4} = 4.97 \text{ cm}^2$

On prend : 6HA12 / ml / nappe $\xrightarrow{\text{soit}}$ $A_H = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{nappe}$

Avec un espacement de 15cm.

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. **Soit** : 04 épingles de HA8 / m²

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

RPA99-modifié2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 429.89 \times 10}{0,9 \times 170 \times 25} = 1.573 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.573 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

BAEL91 :

$$b_o = e = 25\text{cm} \quad d = 0,9 \times 1,70 = 1.53\text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,15} \times 25\text{MPa} ; 4\text{MPa} \right\} = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{429.89 \times 10}{25 \times 153} = 1.124\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.124\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\bar{\sigma}_s = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{4116.28 \times 10^3}{250 \times 1700 + 15 \times 33.85 \times 10^2} = 8.66\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 8.66\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

N.B :

La même procédure de calcul à suivre pour le ferrailage du restes des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal.

Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m)	0.375	0.375	0.375	0.375	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	284.74	338.69	557.05	1300.16	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5629.46	-5016.9	-3827.21	-3014.13	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	650.35	594.6	457.23	276.6	
	L _t (m)	1.43	1.41	1.31	1.05	
	L _c (m)	0.07	0.09	0.19	0.45	
	d (m)	0.714	0.703	0.655	0.524	
	σ_1 [KN/m ²]	2814.730	2508.480	1913.605	1507.065	
	N (kN)	N ₁	753.53	660.89	469.82	296.13
		N ₂	251.176	220.298	156.606	98.709
	A _v (cm ²)	A _{v1}	18.84	16.52	11.75	7.40
		A _{v2}	6.28	5.51	3.92	2.47
	A _{vi} (cm ²)		25.04	22.89	17.60	10.65
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _v i/4	25.10	22.25	16.15	10.07
		A2=A _{v2} +A _v i/4	12.54	11.23	8.32	5.13
	A _{min} (cm ²)		9.37	9.22	8.59	6.88
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	28.14	28.14	21.54	15.84
Bonde 2		16.08	16.08	12.28	9.04	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 7HA16	2 x 7HA16	2 x 7HA14	2 x 7HA12
		Bonde 2	2 4HA16	2 x 4HA16	2 x 4HA14	2 x 4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	18 cm	18 cm	18 cm	18 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		5.62	5.62	5.62	5.62
	A _H /nappe (cm ²)		6.28	5.50	3.91	3.00
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/ nappe	7HA12/ nappe	7HA12/ nappe	7HA12/ nappe
	esp =15cm		A= 7.92cm ²	A= 7.92cm ²	A= 7.92cm ²	A= 7.92cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	1.927	1.762	1.355	0.820
		τ_b (MPa)	2.698	2.466	1.897	1.147
	ELS	N _s (kN)	5556.59	4528.09	3140.33	1536.3
σ_b (MPa)		12.43	10.13	7.36	3.68	

Tableau VII-1 : Ferrailage du voile longitudinal (VL2 ; VL4)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.8	4.8	4.8	4.8		
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25		
	B (m)	1.2	1.2	1.2	1.2		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2302.74	1710.98	1085.5	529.99		
	σ_{min} [KN/m ²]	-3548.56	-2782.3	-1899	-1314.12		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	1219.4	1104.45	1067.5	1005.89		
	L _t (m)	2.91	2.97	3.05	3.42		
	L _c (m)	1.89	1.83	1.75	1.38		
	d (m)	1.455	1.486	1.527	1.710		
	σ_1 [KN/m ²]	1774.280	1391.170	949.553	657.060		
	N (kN)	N ₁	968.42	775.29	543.75	421.40	
		N ₂	322.807	258.431	181.25	140.467	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	24.21	19.38	13.59	10.54	
		A _{v2}	8.07	6.46	4.53	3.51	
	A _{vi} (cm ²)		46.95	42.52	41.10	38.73	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} + A _{vi} /4	34.69	29.10	23.30	19.83	
		A2=A _{v2} + A _{vi} /4	19.39	16.79	14.62	13.07	
	A _{min} (cm ²)		18.11	18.59	19.21	21.63	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	36.18	36.18	25.12	25.12	
		Bonde 2	27.14	27.14	27.14	27.14	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 16HA12	2 x 16HA12	2 x 16HA10	2 x 16HA10
			Bonde 2	2x 12HA12	2 x 12HA12	2 x 12HA12	2 x 12HA12
S _t (cm)		Bonde1	9 cm	9 cm	9 cm	9 cm	
		Bonde 2	12 cm	12 cm	12 cm	12 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		9.98	9.98	9.98	9.98		
A _H /nappe (cm ²)		8.07	6.46	4.53	3.51		
Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA12/n appe	12HA12/n appe	12HA12/n appe	12HA12/ nappe		
esp =20cm		A= 13.57cm ²	A= 13.57cm ²	A= 13.57cm ²	A= 13.57cm ²		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²					
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.508	0.424	0.296	0.204	
		τ_b (MPa)	0.711	0.594	0.415	0.286	
	ELS	N _s (kN)	2671.9	2008.96	1266.74	544.64	
		σ_b (MPa)	2.10	1.60	1.02	0.44	

Tableau VII-2 : Ferrailage du voile transversal (VT1 ; VT2 ; VT3 ; VT4)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.55	1.55	1.55	1.55	
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m)	0.3875	0.3875	0.3875	0.3875	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	-542.5	-367.27	-166.46	-160.8	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-1163.01	-910.83	-571.21	-202.31	
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET	
	V _u (KN)	899.45	643.89	419.34	401.5	
	L _t (m)	1.55	1.55	1.55	1.55	
	L _c (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	
	d (m)	0.775	0.775	0.775	0.775	
	σ_1 [KN/m ²]	581.505	455.415	285.605	101.155	
	N (kN)	N ₁	169.00	132.35	83.00	29.40
		N ₂	56.333	44.118	27.668	9.799
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4.22	3.31	2.08	0.73
		A _{v2}	1.41	1.10	0.69	0.24
	A _{vi} (cm ²)		34.63	24.79	16.14	15.46
	A (cm ²)	A1=A _{v1} + A _{vi} /4	12.88	9.51	6.11	4.60
		A2=A _{v2} + A _{vi} /4	10.07	7.30	4.73	4.11
	A _{min} (cm ²)		10.17	10.17	10.17	10.17
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18.46	18.46	18.46	18.46
Bonde 2		12.30	12.30	12.30	12.30	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 6HA14	2 x 6HA14	2 x 6HA14	2 x 6HA14
		Bonde 2	2 x 4HA14	2 x 4HA14	2 x 4HA14	2 x 4HA14
	S _t (cm)	Bonde1	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5.81	5.81	5.81	5.81
	A _H /nappe (cm ²)		3.85	2.83	1.96	1.96
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12/ nappe	6HA12/ nappe	6HA12/ nappe	6HA12/ Nappe
esp =15cm		A= 6.78cm ²	A= 6.78cm ²	A= 6.78cm ²	A= 6.78cm ²	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	2.579	1.846	1.202	1.151
		τ_b (MPa)	3.611	2.585	1.683	1.612
	ELS	N _s (KN)	357.92	266.83	179.67	78.67
σ_b (MPa)		0.84	0.64	0.44	0.19	

Tableau VII-3 : Ferrailage du voile longitudinal (VL5)

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.4	2.4	2.4	2.4	
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m)	0.6	0.6	0.6	0.6	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	-464.53	-278.02	630.33	2004.92	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3978.12	-3603.5	-3660.23	-3410.15	
	Nature de la section	SET	SET	SPC	SPC	
	V _u (kN)	928.57	896.2	567.8	340.7	
	L _t (m)	2.40	2.40	2.05	1.51	
	L _c (m)	0.00	0.00	0.35	0.89	
	d (m)	1.200	1.200	1.024	0.756	
	σ_1 [KN/m ²]	1989.060	1801.750	1830.115	1705.075	
	N (kN)	N ₁	895.08	810.79	702.56	483.20
		N ₂	298.359	270.263	234.188	161.066
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22.38	20.27	17.56	12.08
		A _{v2}	7.46	6.76	5.85	4.03
	A _{vi} (cm ²)		35.75	34.50	21.86	13.12
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	31.31	28.90	23.03	15.36
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	16.40	15.38	11.32	7.31
	A _{min} (cm ²)		15.75	15.75	13.44	9.92
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	33.86	33.86	33.86	33.86
Bonde 2		18.46	18.46	18.46	18.46	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 11HA14	2 x 11HA14	2 x 11HA14	2 x 11HA14
		Bonde 2	2 x 6HA14	2 x 6HA14	2 x 6HA14	2 x 6HA14
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		9.00	9.00	9.00	9.00
	A _H /nappe (cm ²)		7.46	6.75	5.85	4.02
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14/ nappe	6HA14/ nappe	6HA14/ nappe	6HA14/ nappe
	esp =15cm		A= 9.23cm ²	A= 9.23cm ²	A= 9.23cm ²	A= 9.23cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	1.720	1.660	1.051	0.631
		τ_b (MPa)	2.407	2.323	1.472	0.883
	ELS	N _s (KN)	928.57	896.2	567.8	340.7
σ_b (MPa)		1.36	1.31	0.86	0.53	

Tableau VII-4 : Ferrailage du voile transversal (VT5;VT6)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.7	1.7	1.7	1.7		
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25		
	B (m)	0.425	0.425	0.425	0.425		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	240.14	304.83	630.33	2004.92		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3978.12	-3603.5	-3410.15	-3000.66		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	429.89	380.21	260.43	120.41		
	L _t (m)	1.60	1.57	1.43	1.02		
	L _c (m)	0.10	0.13	0.27	0.68		
	d (m)	0.802	0.784	0.717	0.510		
	σ_1 [KN/m ²]	1989.060	1801.750	1705.075	1500.330		
	N (kN)	N ₁	597.92	529.51	458.71	286.68	
		N ₂	199.306	176.505	152.902	95.560	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14.95	13.24	11.47	7.17	
		A _{v2}	4.98	4.41	3.82	2.39	
	A _{vi} (cm ²)		16.55	14.64	10.03	4.64	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _v i/4	17.11	16.90	13.97	8.33	
		A2=A _{v2} +A _v i/4	8.46	8.07	6.33	3.55	
	A _{min} (cm ²)		9.13	10.29	9.42	6.69	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	21.54	21.54	15.84	10.98	
		Bonde 2	12.31	12.31	12.31	9.04	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 7HA14	2 x 7HA14	2 x 7HA12	2 x 7HA10
			Bonde 2	2 x 4HA14	2 x 4HA14	2 x 4HA14	2 x 4HA12
S _t (cm)		Bonde1	11 cm	11 cm	11 cm	11 cm	
		Bonde 2	18 cm	18 cm	18 cm	18 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6.38	6.38	6.38	6.38		
A _H /nappe (cm ²)		6.03	4.62	4.62	2.36		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12/ nappe	6HA12/ nappe	6HA12/ nappe	6HA12/ nappe		
esp =15cm		A= 6.78cm ²	A= 6.78cm ²	A= 6.78cm ²	A= 6.78cm ²		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²					
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	1.124	0.994	0.681	0.315	
		τ_b (MPa)	1.573	1.392	0.953	0.441	
	ELS	N _s (kN)	4116.28	3553.02	2715.43	1277.79	
		σ_b (MPa)	8.66	7.61	5.82	2.85	

Tableau VII-5 : Ferrailage du voile longitudinal (VL1)

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	1		
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25		
	B (m)	0.25	0.25	0.25	0.25		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	-486.28	-384.33	-186.66	-134.91		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6978.22	-5364.4	-3660.23	-1992.26		
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET		
	V _u (kN)	505.9	501.9	450.23	299.6		
	L _t (m)	1.00	1.00	1.00	1.00		
	L _c (m)	0.00	0.00	0.00	0.00		
	d (m)	0.500	0.500	0.500	0.500		
	σ_1 [KN/m ²]	3489.110	2682.200	1830.115	996.130		
	N (kN)	N ₁	654.21	502.91	343.15	186.77	
		N ₂	218.069	167.638	114.382	62.258	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16.36	12.57	8.58	4.67	
		A _{v2}	5.45	4.19	2.86	1.56	
	A _{vi} (cm ²)		19.48	19.32	17.33	11.53	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	21.22	17.40	12.91	7.55	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	10.32	9.02	7.19	4.44	
	A _{min} (cm ²)		6.56	6.56	6.56	6.56	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24.12	18.46	13.56	9.42	
		Bonde 2	12.06	9.24	9.24	6.78	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x6HA16	2 x6HA14	2 x6HA12	2 x6HA10
			Bonde 2	2 x3HA16	2 x3HA14	2 x3HA14	2 x3HA12
S _t (cm)		Bonde1	8 cm	8 cm	8 cm	8 cm	
		Bonde 2	16 cm	16 cm	16 cm	16 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande			3.75	3.75	3.75	3.75	
A _H /nappe (cm ²)			6.03	4.62	3.39	2.36	
Choix des barres/nappe (cm ²)			6HA12/nappe	6HA12/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe	
ep =15cm			A=6.78 cm²	A=6.78 cm²	A=4.71 cm²	A=4.71 cm²	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²					
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	2.248	2.231	2.001	1.332	
		τ_b (MPa)	3.148	3.123	2.801	1.864	
	ELS	N _s (kN)	3527.79	2944.42	2029.44	966.51	
		σ_b (MPa)	11.59	10.10	7.14	3.52	

Tableau VII-6 : Ferrailage du voile longitudinal (VL3)

VIII-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** : résultante de l'action de 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 fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

1-Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

2-Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sol ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VIII-2) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du 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.

VIII-3) 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.

VIII-4) Dimensionnement :**VIII-4-1) Semelle isolé :**

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 :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{45} = K = 1,1 \Rightarrow A \neq B \quad (\text{Poteau rectangulaire}).$$

$$\text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{K \bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple: $N_{ser} = 1238,02 \text{ kN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN} / \text{m}^2$ \Rightarrow

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{K \bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1297,7}{1,1 \times 200}} = 2,37 \text{ m} \quad A \geq \sqrt{\frac{KN_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1,1 \times 1238,02}{200}} = 2,60 \text{ m}$$

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.

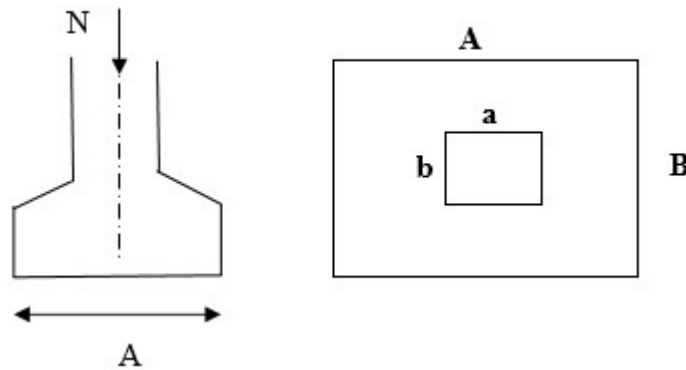


Figure VIII-1 : Semelle isolée.

VIII-4-2) Semelle filantes :

a) 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 ($\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{kN/m}^2 = 0,200\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} . L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci - dessous

Voile	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VT1	847.93	4.8	0.883	4.238
VT2	869.94	4.8	0.906	4.348
VT3	815.28	4.8	0.849	4.075
VT4	752.45	4.8	0.783	3.758
VT5	259.25	2.4	0.540	1.296
VT6	250.69	2.4	0.522	1.252
				S_t = 18.967

Tableau VIII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voile	$N_{ser}(kN)$	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	1330.55	1.7	3.91	6.65
VL2	1181.56	1.5	3.93	5.9
VL3	1754.07	1	8.77	8.77
VL4	2113.69	1.5	7.04	10.56
VL5	351.32	1.55	1.13	1.75
				S_t = 33.63

Tableau VIII-2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens sens longitudinal).

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **S_v = 52.59 m².**

b) 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.

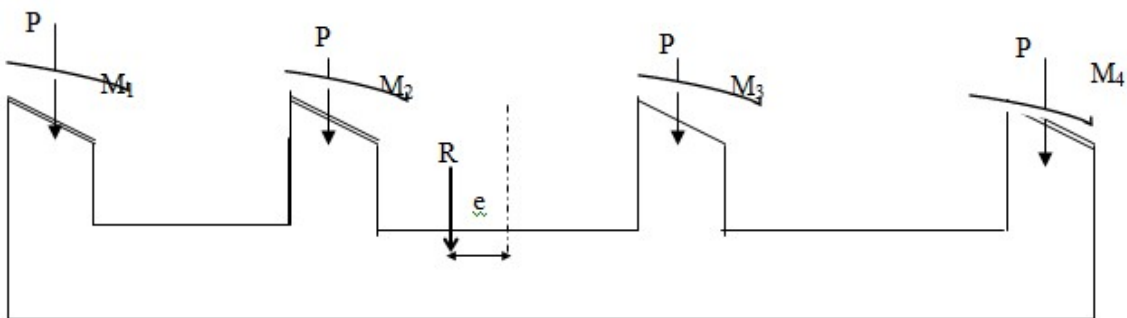


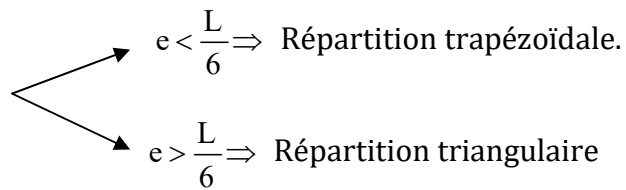
Figure VIII-2: Semelles filante sous poteaux.

❖ **Etape de calcul :**

— Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Application :

On fera le calcul sur le portique transversal (D-D)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$N_s(\text{kN})$	$e_i(\text{m})$	$N_s \times e_i(\text{kN.m})$	M_i
1	1224.08	-1.52	-1860.60	-2.291
2	1238.02	-1.54	-1906.55	-2.276
3	1449.62	-0.94	-1362.64	-1.349
4	1148.78	3.40	3905.85	-5.062
5	1283.96	-8.90	-11427.24	13.063
	$R = \sum N_i = 6344.46$		$\sum = -12651.18$	$\sum = 2.085$

Tableau VIII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-12651.18 + 2.085}{6344.46} = -1.9 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{19.70}{6} = 3.28 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6344.46}{19.70} \times \left(1 + \frac{6x - 1.9}{19.70}\right) = 135.68 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6344.46}{19.70} \times \left(1 - \frac{6x - 1.9}{19.70}\right) = 508.41 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6344.46}{19.70} \times \left(1 + \frac{3x - 1.9}{19.70}\right) = 228.87 \text{ kN / ml}$$

❖ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{228,87}{200} = 1,14 \text{ m} \text{ on prend } B = 1,30 \text{ m}$$

On aura donc, $S_p = 1,30 \times 19,70 = 25.61 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 25.61 \times 5 = 128,05 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 128,05 + 52,59 = 180.64 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 19.70 \times 17.55 = 345.74 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{180.64}{345.74} = 0,52$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente plus que 50% de la surface totale

Conclusion :

Les semelles filantes 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(nervuré)

VIII.5) Calcul du radier général (nervuré) :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation .
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.

VIII.5.1) Pré dimensionnement du Radier :**🏗️ Sous voile :****1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

2) Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,6 \leq h \leq 0,96$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs ($L_{\max}=4.8\text{m}$)

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **$h = 90\text{cm}$** .

🏗️ Sous poteaux :**➤ Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

Soit **$h_d = 30 \text{ cm}$**

➤ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$$

Soit $h_n = 80 \text{ cm}$

La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 56 \text{ cm}$$

On prend $b_n = 50 \text{ cm}$

VIII.5.2) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.8\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,989 \text{ m}$$

On prend : $h_n = 100 \text{ cm}$

• **Largeur des nervures « b_n »**

Elle est déterminée a l'aide de la relation suivant :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 100 = 40cm \leq b_n \leq 0,7 \times 1000 = 70 \text{ cm}$$

On prend $b_n=50cm$

• **Hauteur de la dalle flottante « h_d »**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{480}{50} = 9.6cm \leq h_d \leq \frac{480}{40} = 12cm$$

On prend $h_d=10cm$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- $h_n=100cm$ Hauteur de la nervure.
- $h_d= 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle
- $b_{ner} = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.
- $h_d=10cm$ Hauteur de la dalle flottante

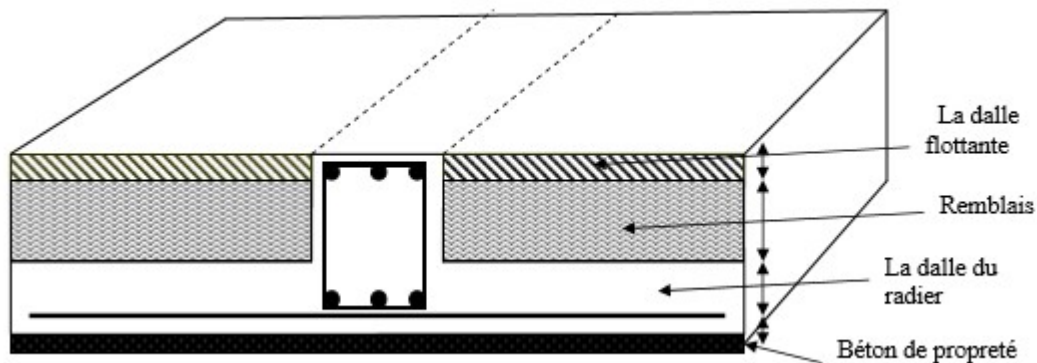


Figure VIII-3 : La coupe verticale d'un radier générale

VIII.5.3) Détermination des sollicitations de calcul :

Poids de la structure :

Charges permanentes $G = 53777.5KN$ d'après ETABS

Charges d'exploitation $Q = 6248.9 \text{ KN}$

Combinaisons d'actions :

À l'ELU: $N_u = 1,35 G + 1,5Q$

$$N_u = 1,35 \times 53777.5 + 1,5 \times 6248.9 = 81972.97 \text{ KN}$$

À l'ELS: $N_s = G + Q$

$$N_s = 53777.5 + 6248.9 = 60026.4 \text{ KN}$$

VIII.5.4) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{81972.97}{1,33 \times 200} = 308.16 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{60026.4}{1,33 \times 200} = 225.66 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où: } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 308.16 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 345.74 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 308.16 \text{ m}^2$$

Remarque :

Donc, 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 du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

$$S_{\text{débord}} = (19.70 \times 0.5 \times 2) + (17.55 \times 0.5 \times 2) = 37.25 \text{ m}^2$$

Donc : la surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 345.74 + 37.25 = 382.9 \text{ m}^2$

VIII.5.5) Détermination des efforts à la base du radier :

1) Charges permanentes :

Poids du bâtiment $G_{\text{bat}} = 53777.5 \text{ kN}$

❖ **poids du radier :**

Remarque: G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante.

✚ Poids de la dalle :

$$P_1 = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 382.9 \times 0.3 \times 25 = 2871.75 \text{ kN}$$

✚ Poids des nervures :

$$P_2 = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_2 = 0.5 \times (1 - 0.3) \times 19.70 \times 5 + 0.5 \times (1 - 0.3) \times 17.55 \times 5 \times 25 = 1629.687 \text{ kN}$$

✚ Poids du remblai :

$$P_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_r$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = (1 \times 19.70 \times 5) + (1 \times 17.55 \times 5) = 186.3 \text{ m}^2$$

$$P_3 = (382.9 - 186.3) \times (1 - 0.3) \times 17 = 2339.54 \text{ kN}$$

✚ Poids de la dalle flottante :

$$P_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_4 = (382.9 - 186.3) \times 0.1 \times 25 = 491.5 \text{ kN}$$

$$G_{\text{rad}} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$G_{\text{rad}} = 2871.75 + 1629.687 + 2339.54 + 491.5$$

$$G_{\text{rad}} = 7332.47 \text{ kN}$$

2) Surcharge d'exploitation :

- Surcharge du bâtiment $Q_{\text{bat}} = 6248.9 \text{ kN}$
- Surcharge du radier $Q_{\text{rad}} = 382.9 \times 3.5 = 1340.15 \text{ kN}$

3) Poids total de la structure :

- $G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 7332.47 + 53777.5 = 61109.97 \text{ kN}$
- $Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{radier}} = 6248.9 + 1340.15 = 7589.05 \text{ kN}$

4) Combinaisons d'action :

$$\text{à l'ELU : } N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 61109.97 + 1.5 \times 7589.05 = 93882.03 \text{ kN}$$

$$\text{à l'ELS : } N_s = G + Q = 61109.97 + 7589.05 = 68699.02 \text{ kN}$$

VIII.5.6) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- **Centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont données par :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8.80\text{m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9.85\text{m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

- a) **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{17.55 \times 19.7^3}{12} = 11181.35 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{19.7 \times 17.55^3}{12} = 8873.93 \text{ m}^4$$

VIII.5.7) Vérification :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$b = 1\text{m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,3 = 0.27\text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{93882.03 \times 1}{382.9} \times \frac{4.8}{2} = 588.44 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{588.44}{1 \times 0,27} = 2179.40 \text{ kN} / \text{m}^2 = 2.17\text{MPa}$$

$$\tau_u = 2.17 < \bar{\tau}_u = 2.5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

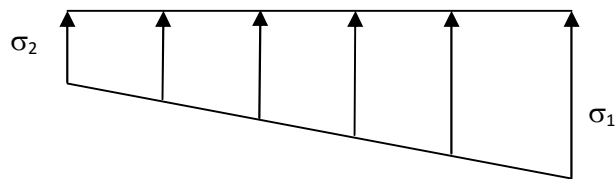
Avec : $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure .

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

Figure VIII-4 : Diagramme des contraintes

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

a) **Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 36550 + 3568.94 \times 1 = 40118.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = 44101.33 + 2885.67 \times 1 = 46987 \text{ kN.m}$$

✓ **ELU :**

Sens longitudinal :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{93882.03}{382.9} + \frac{40118.94}{8873.93} \times 8.8 = 284.97 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{93882.03}{382.9} - \frac{40118.94}{8873.93} \times 8.8 = 205.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 284.97 + 205.40}{4} = 265 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 265 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{93882.03}{382.9} + \frac{46987}{11181.35} \times 9.85 = 286.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{93882.03}{382.9} - \frac{46987}{11181.35} \times 9.85 = 203.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 286.4 + 203.7}{4} = 265.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 265.7 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

Sens longitudinal :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{68699.02}{382.9} + \frac{40118.94}{8873.93} \times 8.8 = 219.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{68699.02}{382.9} - \frac{40118.94}{8873.93} \times 8.8 = 139.63 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 219.20 + 139.63}{4} = 199 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 199 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{68699.02}{382.9} + \frac{46987}{11181.35} \times 9.85 = 220.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{68699.02}{382.9} - \frac{46987}{11181.35} \times 9.85 = 138.02 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 220.8 + 138.02}{4} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 200 \text{ KN/m}^2 = \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Du fait que les contraintes à la base du radier soient positives et représentent une répartition trapézoïdale, donc il n'y a pas risque de renversement du radier.

- **Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 /BAEL91)**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{(0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28})}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

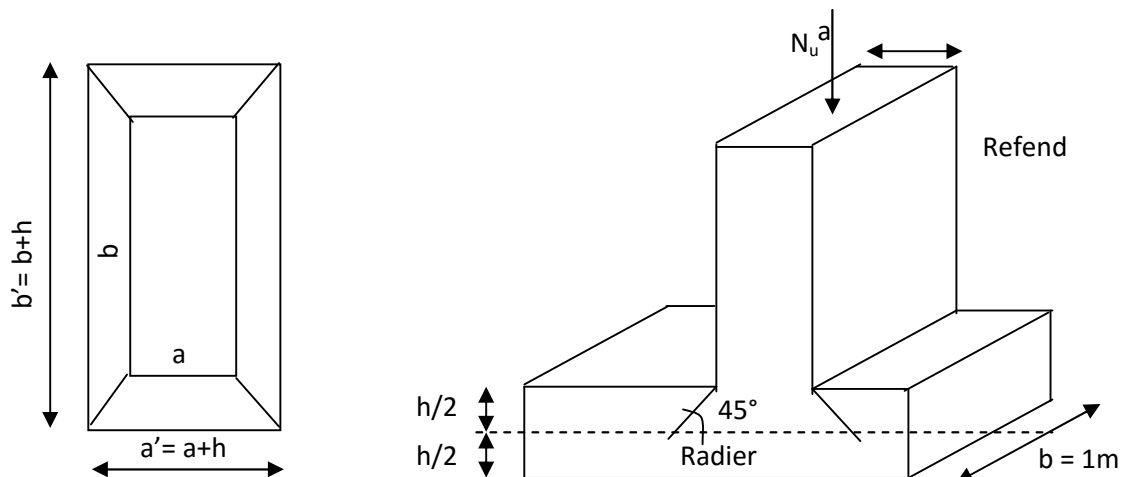


Figure VIII-5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

✓ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,50 + 2 \times 1) = 5.9 \text{ m}$$

$$N_u = 1640,50 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{(0,045 \times 5.9 \times 1 \times 25.10^3)}{1,5} = 4425 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

VIII.5.8) Ferrailage du radier :

Pour le calcul de ce radier, nous utilisons les méthodes exposées dans le BAEL.91/modifiée99.

- **Ferrailage de la dalle :**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastrée sur quatre côtés nous distinguons deux cas :

a- 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b- 2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on a adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

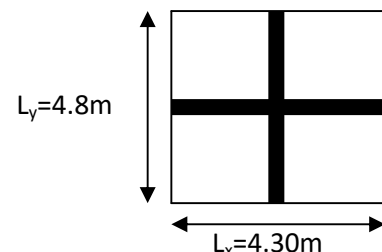
1- Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4.30 \text{ m} ; L_y = 4.8 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.30}{4.8} = 0.89$$

$$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.



$$ELU \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(265; 265.7) = 265.7 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(199; 200) = 200 \text{ kN} / \text{m}^2$$

L'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (265.7 - \frac{7332.47}{382.9}) \times 1 = 246.55 \text{ kN} / \text{m}^2$$

L'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (200 - \frac{7332.47}{382.9}) \times 1 = 180.85 \text{ kN} / \text{m}^2$$

2- Calcul a' L'ELU :

$$q_u = 246.55 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.89 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0.0468 \\ U_y = 0.759 \end{cases}$$

a) Calcul des moments M_{ox} et M_{oy} :

$$M_{ox} = u_x \times q_u l_x^2 = 0.0468 \times 246.55 \times (4.30^2) = 213.34 \text{ kN}$$

$$M_{oy} = u_y \times M_{ox} = 0.759 \times 213.34 = 161.92 \text{ kN}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75M_{oy}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement

Partiel alors :

- Moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

b) Ferrailage dans le sens x - x :

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0.5M_{ox} = 0.50 \times 213.34 = 106.67 \text{ kN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{106.67 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.103 < u_1 = 0.392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$u_u = 0.103 \rightarrow \beta = 0.946 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{106.67 \times 10^3}{0.946 \times 27 \times 348} = 12.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6 \text{ HA } 16 = 12.06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$; Sens de la petite portée

- **En travée :**

$$M_t = 0.75 \times 213.34 = 160 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{160 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.154 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0.154 \rightarrow \beta = 0.916 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{160 \times 10^3}{0.916 \times 27 \times 348} = 18.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6 \text{ HA } 16 + 6 \text{ HA } 14 = 21.29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$; Sens de la petite portée

c) Ferrailage dans le sens y - y :

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0.5M_{oy} = 0.50 \times 161.92 = 80.96 \text{ kN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{80.96 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.078 < u_1 = 0.392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$u_u = 0.078 \rightarrow \beta = 0.959 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{80.96 \times 10^3}{0.959 \times 27 \times 348} = 8.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA 14 = 10.77 cm² / ml

Avec : S_t = 15 cm < min (4h, 45 cm) ; Sens de la grande portée.

• **En travée :**

$$M_t = 0.75 \times 161.92 = 121.44 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{121.44 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.117 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0.117 \rightarrow \beta = 0.937 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{121.44 \times 10^3}{0.937 \times 27 \times 348} = 13.79 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA 16 = 14.07 cm² / ml

Avec : S_t = 15 cm < min (4h, 45 cm) ; Sens de la grande portée.

3) Calcul a LELS :

a) Calcul des moments M_{ox} et M_{oy}:

$$q_s = 180.85 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0.89 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0468 \\ \mu_y = 0.759 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{ox}, M_{oy}.

$$M_{ox} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0.0468 \times 180.85 \times (4.30)^2 = 156.49 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_u = 0.759 \times 156.49 = 118.77 \text{ kN.m}$$

Calcul des moments aux appuis et en travées dans les deux sens :

➤ **Sens xx :**

$$M_a = 0.5M_{ox} = 0.5 \times 156.49 = 78.24 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.75M_{ox} = 0.75 \times 156.49 = 117.36 \text{ kN.m}$$

Sens yy :

$$M_a = 0.5M_{oy} = 0.5 \times 118.77 = 59.38 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.75M_{oy} = 0.75 \times 118.77 = 89.07 \text{ kN.m}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot A_u} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M _s	A _u	ρ	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Obs.
X- X	Appuis	78.24	12.06	0.446	0.898	34.19	267.57	348	7.80	15	Vérifiée
	Travée	117.36	18.84	0.697	0.8785	26.15	262.62	348	10.01	15	Vérifiée
Y- Y	Appuis	59.38	10.77	0.398	0.903	36.55	226.13	348	6.01	15	Vérifiée
	Travée	89.07	14.07	0.521	0.891	31.59	263.14	348	8.10	15	Vérifiée

Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier

c) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

➤ **Sens x - x :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.89}{2} = 2.53 \text{ cm}^2 / ml$$

➤ Sens y - y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée } \begin{cases} A_{ut}^x = 21.29 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.53 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

VIII.6) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

1) Sollicitations de calcul :

• A L'ELU :

$$q_u = 246.55 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{246.55 \times 0.5^2}{2} = -30.81 \text{ KN.m}$$

• A L'ELS :

$$q_s = 180.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{180.85 \times 0.5^2}{2} = -22.606 \text{ KN.m}$$

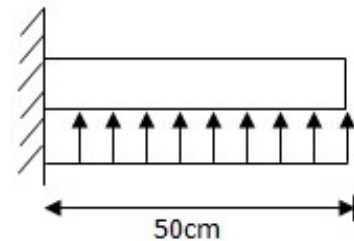


Fig. VIII -6 : Schéma statique du débord

2) Calcul des armatures :**a) Armature principal :**

$$b=1\text{m} ; d=27\text{cm} ; f_{bc}=14.2\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30.81 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,029 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu_u = 0,029 \rightarrow \beta_u = 0,9855$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30.81 \times 10^2}{0,9855 \times 27 \times 34,8} = 3.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } S_t = 25\text{cm.}$$

b) Armatures de répartition :

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

$$\text{Soit } A_r = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } S_t = 30\text{cm.}$$

3) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

4) Vérification à l'ELS :

1. Etat limite de compression du béton

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.167$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.167$: $\beta_1 = 0.933$; $K_1 = 60$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{22.606 \times 10^6}{0.933 \times 270 \times 4.52 \times 10^{-2}} = 198.53 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{198.53}{60} = 3.30 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée.

Contrainte dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 198.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débord}$.

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII.7) Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

1) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- Charge trapézoïdale :

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

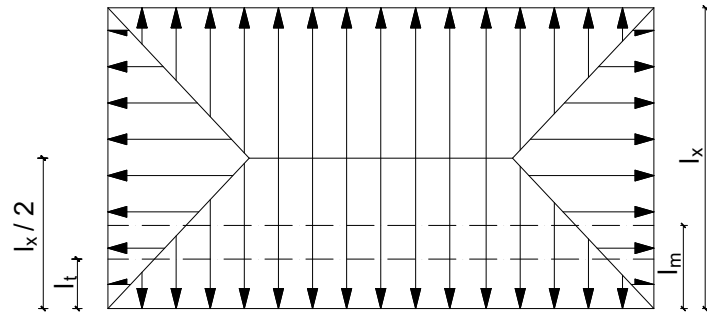


Figure VIII-7 : Répartition trapézoïdale

- Le Chargement simplifié

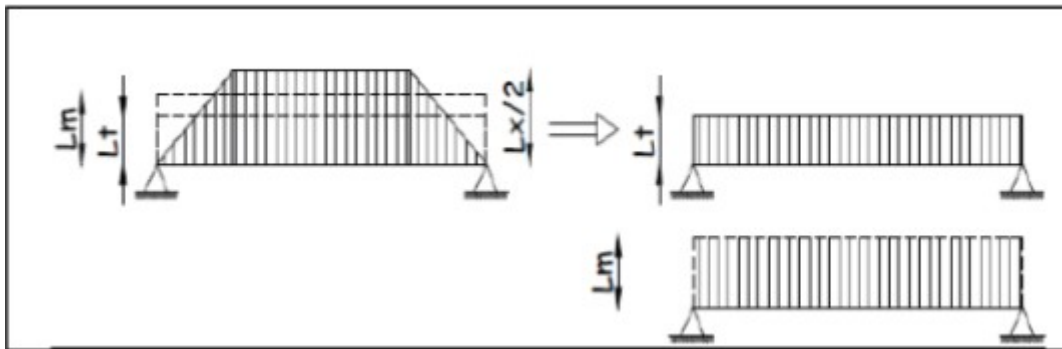


Figure VIII-8 : Présentation du chargement simplifié

- Charge triangulaire :

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

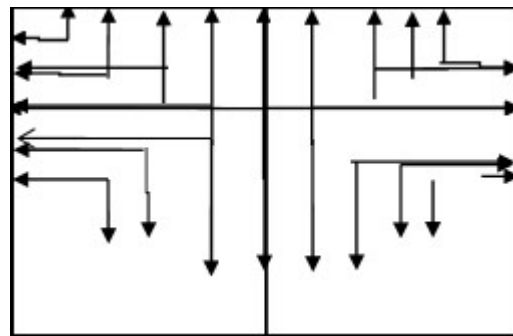


Figure VIII -9: Répartition triangulaire

2- Charges à considérer :

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= q_u \times l_m \\ Q_s &= q_s \times l_m \end{aligned} \right\}$$

Pour les moments fléchissant

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{array} \right\} \text{ Pour les efforts tranchants}$$

-Détermination des charges:

• **ELU :**

$$q_u = \sigma_m \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = 265.7 - \frac{7332.47}{382.9} - \frac{1629.687}{186.3} = 237.80 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS :**

$$q_s = \sigma_m \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = 200 - \frac{7332.47}{382.9} - \frac{1629.687}{186.3} = 172.10 \text{ KN/m}^2$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

VIII.7.1) Détermination des efforts et calcul des armatures:

A- Sens longitudinal (X-X) :

ELU : $q_u = 237.80 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = 172.10 \text{ KN/ml}$

1-ELU :

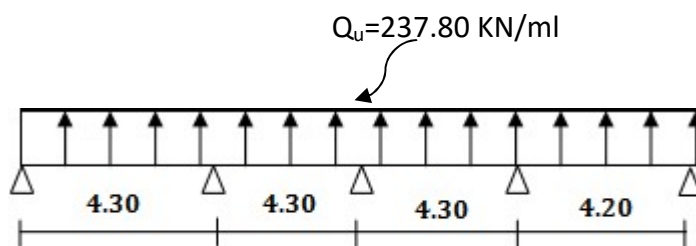


Figure VIII-10 : Le chargement à ELU.

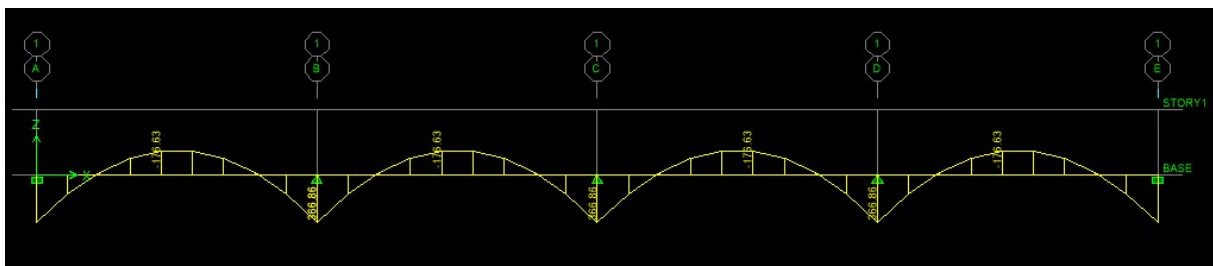


Figure VIII-11 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

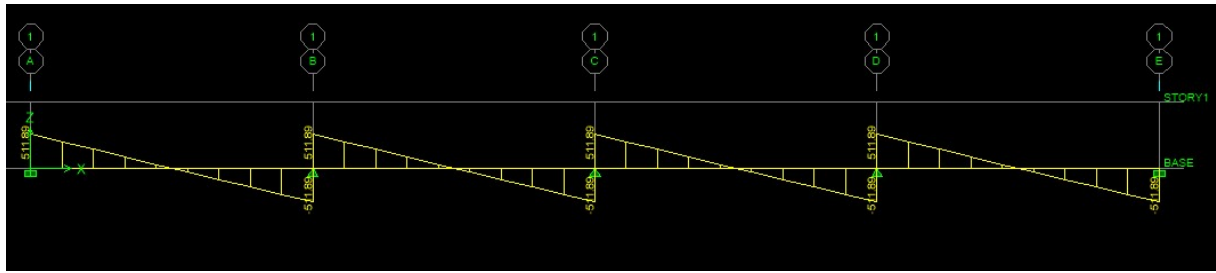


Figure VIII-12 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Le ferrailage se fera avec les moments M_{\max} aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Calcul des armatures:

$$M_t^{\max} = -176.635 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 366.857 \text{ kN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = 366.857 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{366.857 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0.057 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0.057 \rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{366.857 \times 10^3}{0.970 \times 95 \times 348} = 11.43 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16+4HA14 = 14.19 cm².**

- **En travée :**

$$M_t = -176.635 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{176.635 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0.027 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0.027 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{176.635 \times 10^3}{0.986 \times 95 \times 348} = 5.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4AH16+4HA12 = 12.56 cm².**

2- ELS :

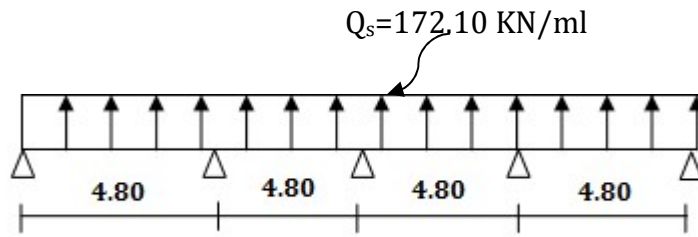


Figure VIII-13 : Le chargement à ELS.

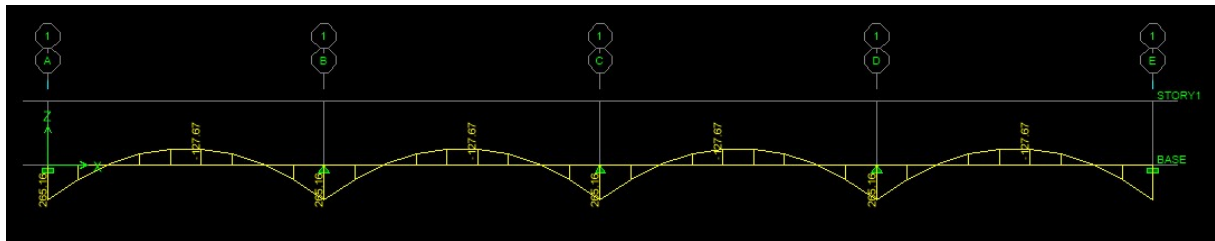


Figure VIII-14 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

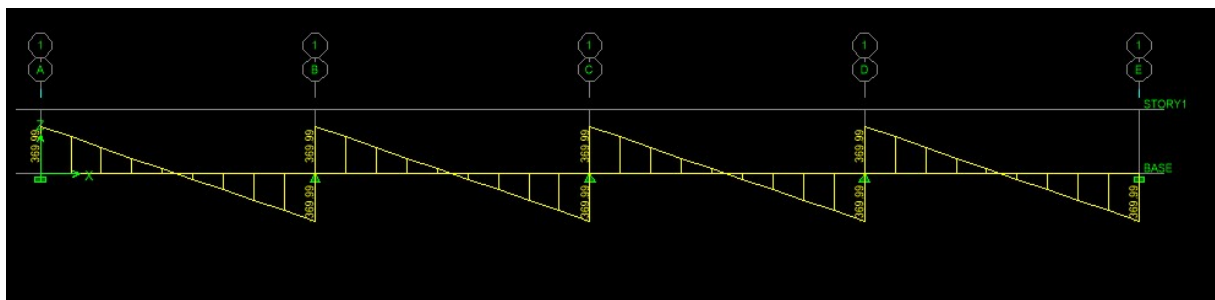


Figure VIII-15 : Diagramme des efforts tranchants à ELS

Vérification à l'ELS :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M_u	M_s	γ	μ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Obs.
X- X	Appuis	366.857	265.16	1.38	0.057	0.073	0.44	Vérifiée
	Travée	176.635	127.67	1.38	0.027	0.034	0.44	Vérifiée

Tableau VIII-5 : Vérification à l'ELS dans le sens longitudinal.

B- Sens transversale :

ELU : $q_u = 237.80 \text{ kN/m}$

ELS : $q_s = 172.10 \text{ kN/m}$

1- ELU :

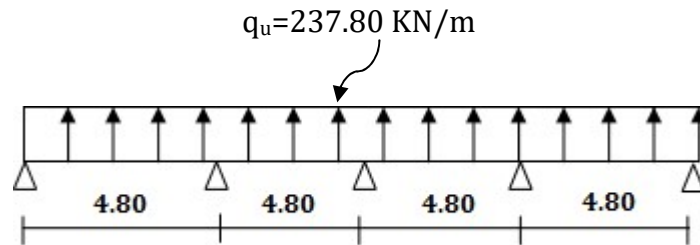


Figure VIII-16 : Le chargement à ELU.



Figure VIII-17 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

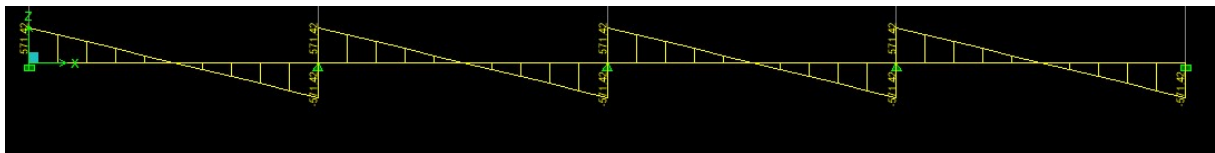


Figure VIII-18 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = -228.57 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 457.13 \text{ kN.m}$$

$b = 50 \text{ cm}$, $h = 100 \text{ cm}$, $d = 95 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

- **Aux appuis :**

$$M_a = 457.13 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{457.13 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14.2} = 0.071 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0.071 \rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{457.13 \times 10^3}{0.963 \times 95 \times 348} = 14.35 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16+4HA16= 16.08 cm².**

- **En travée :**

$$M_t = -228.57 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{228.57 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14.2} = 0.035 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0.035 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{228.57 \times 10^3}{0.982 \times 95 \times 348} = 7.04 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16+4HA14=14.19cm²/ml.**

2-ELS

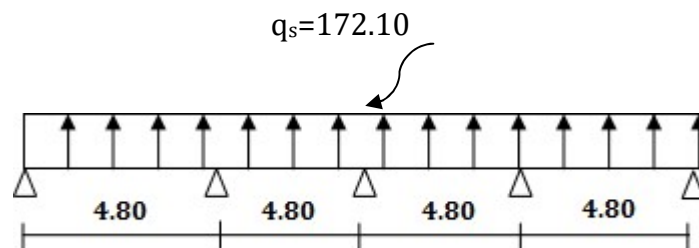


Figure VIII-19 : Le chargement à ELS.

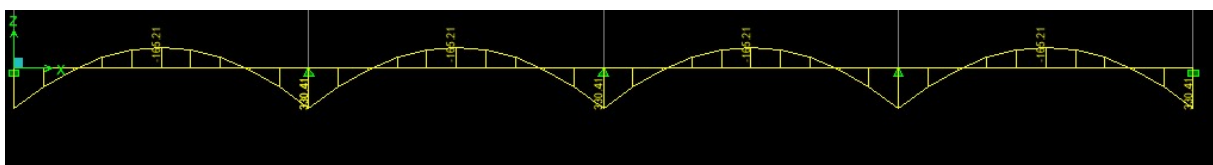


Figure VIII-20 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

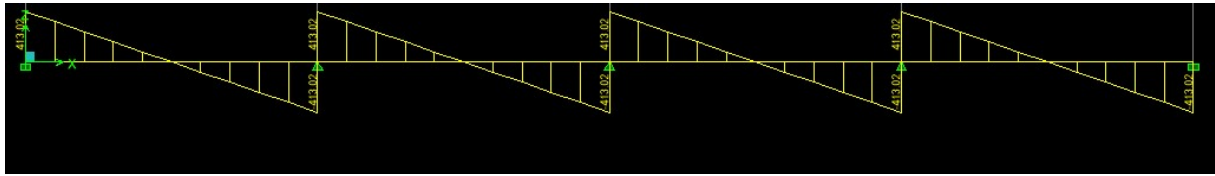


Figure VIII-21 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M_u	M_s	γ	μ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Obs.
Y- Y	Appuis	457.13	330.413	1.38	0.071	0.092	0.44	Vérifiée
	Travée	228.57	165.206	1.38	0.035	0.044	0.44	Vérifiée

Tableau VIII-6 : Vérification à l'ELS dans le sens transversal.

VIII.7.2) Vérification à l'ELU :**a) Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 5.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Armatures transversales :

- Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On prend : **2cadre en H8**

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25 ; 19.2\}$$

Soit $S_t = 10$ cm.

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 15$ cm.

c) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.art :A.5.1, 211):

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 511.89$ kN : Dans le sens longitudinal

$T_{u \max} = 571.42$ kN : Dans le sens transversal

$$\text{Sens X - X : } \tau_u = \frac{511.89 \times 10^3}{500 \times 950} = 1.07 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens Y - Y : } \tau_u = \frac{571.42 \times 10^3}{500 \times 950} = 1.20 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Armatures de peau (Art4.5.34/BAEL91)

Des armatures dénommées « **armatures de peau** » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \text{ m} \times 1} = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14=3.08 cm²**

VIII.8) Vérifications à l'ELS :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{366.857}{265.162} = 1.38$$

$$\alpha = 0.073 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{176.635}{127.671} = 1.38$$

$$\alpha = 0.034 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les

Contrainte dans le béton à l'ELS.

Conclusion

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique une partie des connaissances théorique acquises durant 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, et la maîtrise des logiciels utilisés dans le génie civil.

Ce travail nous à inciter à nous documenter davantage pour paraître à toutes difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier.

Enfin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera notre base à l'avenir pour commencer à exercer le métier de l'ingénieur en génie civil.

Bibliographie

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites :
 - Règlement du BAEL
 - Pratique du BAEL
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Logiciel utilisée

- ETABS 9.7
- Autocad
- Outil de capture
- Word
- Power point
- Excel
- Paint

