وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبدالحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M…… /GCA/2019

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE

MASTERACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction

Thème

ETUDE D'UNE TOUR (Sous-sol+R+10) EN BETON ARME

Présenté par :

BENTALEB NAMIRA

EULDJ FATIMA ZAHRA

Soutenu le : 11/ 07 / 2019 devant le jury composé de :

Président : M^{R} ZELMAT YASSINE

Examinateur : M^{r} BELARIBI OMAR

Encadrant : M^{r} REZIGHA AHMED

Année Universitaire : 2018 / 2019

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail a :

- Mes chers parents pour leur encouragement et leur soutien moral et financier ;
- Toute ma famille et mes amis (es) ;
- A tout mes enseignants ;
- Tous ceux qui ont participés de loin ou de prés à la réalisation de ce travail ;

EULDJ FATIMA ZOHRA

BENTALEB NAMIRA

Remerciement

ON rend grâce à dieu de nous avoir donné le courage et la volonté d'avoir réalisé ce travail.

Je tiens à remercier mon encadreur **Mr REZIGA AHMED** pour son aide et ces conseils judicieux durant cette année.

Mes vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de m'avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.

Ma gratitude et mes chaleureux remerciements s'adressent également à tous les enseignants de génie civil.

En fin, je remercie tous ceux et celles qui m'ont aidé de loin ou de prés pour l'élaboration de ce travail.

SOMMAIRE

Chapitre I : Introduction et Présentation du projet

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

Chapitre III : Etude de planchers

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Chapitre V : Etude d'ascenseur

Chapitre VI : Etude sismique

Chapitre VII : Etude des portiques

Chapitre VIII : Etude des voiles

Chapitre IX : Etude de l’infrastructure

Liste des figures

Chapitre I : Introduction et Présentation du projet

Chapitre II : Pré-dimensionnements et descente des charges.

Chapitre III : Etude des planchers

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Chapitre V : Etude de l'ascenseur :

Chapitre VI : Etude sismique.

Chapitre VII : Etude des éléments structuraux

Chapitre VIII : Etude des voiles

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges.

Chapitre III : Pré-dimensionnements et descente des charges.

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux.

Chapitre V : Etude de l'ascenseur :

Chapitre VI : Etude sismique

Chapitre VII : Etude des éléments structuraux

Chapitre VIII : Etude des voiles

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

NOTATIONS

A' :	Aire d'une section d'acier comprimée
A :	Aire d'une section d'acier tendue.
A_t :	Aire d'une section d'acier transversale.
B :	Aire d'une section de béton comprimée.
B_o :	Aire d'une section homogène.
E_i :	Module de déformation instantané du béton.
E_v :	Module de déformation différé du béton.
E_s :	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
M_u :	Moment ultime.
M_{ser} :	Moment de service.
T_u :	Effort tranchant ultime.
a, b :	Dimensions transversales d'un poteau.
b, h :	Dimensions transversales d'une poutre.
h_o :	Hauteur de la table de compression
d :	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
f_{c28} :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
f_{t28} :	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
f_e :	Limite élastique de l'acier.
L_f :	Longueur de flambement.
n :	Coefficient d'équivalence acier – béton.
L_x :	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
L_y :	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
B_r :	Section réduite du poteau.
M :	Moment résistant de la table (section en Té).
M_o :	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
M_t :	Moment fléchissant maximal en travée
M_a :	Moment fléchissant maximal en appui.
N_u :	Effort normal ultime
N_{ser} :	Effort normal de service
I_o :	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène

I_f :	Moment d'inertie fictif
F :	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G :	Charge permanente
P :	Surcharge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u :	Chargement ultime
q_{ser} :	Chargement de service
Δf_t :	Flèche totale
L :	Portée de la travée
δ_t :	Espacement des armatures transversales
α :	Coefficient sans dimension rapport $\frac{y}{d}$
γ_b :	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
γ_s :	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
η :	Coefficient de fissuration relatif à une armature
λ :	Elancement mécanique d'une pièce.
μ :	Moment réduit ultime (sans dimensions)
ρ :	Rapport entre deus dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$
σ_b :	Contrainte de compression du béton
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier
τ_u :	Contrainte tangentielle conventionnelle.
υ	Coefficient de poisson

Introduction et Présentation du projet

I.1- Introduction :

Le présent projet consiste à étudier une tour **(R+10+sous-sol)** en béton armé, d'un centre multifonctionnel (habitation, commerces et parking).

Il sera implanté à "**Oran**", qui est considéré comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), selon la carte de zonage sismique dans le **RPA99 version2003** et sera classé suivant son utilisation comme étant du **groupe d'usage 2** (ouvrages courants ou d'importance moyenne).

Notre tour se compose d'un sous-sol, d'un Réez de chaussé à usage commercial, et le reste des étages sont à usage d'habitation.

Ce bâtiment est constitué de 03 appartements pour chaque étage, avec une cage d'escalier et une cage d'ascenseur pour la relation entre les niveaux.

I.2- Caractéristiques générales :

I.2.1- Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

Dimension en hauteur :

- la hauteur totale du bâtiment est : 37.40 m.
- la hauteur du 1er au 10ème étage est : 3.06 m.
- la hauteur de niveau sous- sol est : 3.06 m.
- la hauteur de niveau de RDC est : 3.74m.

Dimension en plan :

- la longueur totale du bâtiment en plan est : 24.80 m.
- la largeur totale du bâtiment en plan est : 13 m.

I.3 Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :

Les règles de calcul B.A.E.L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal a 300kg/m2.

I.4 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (efforts normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions obtenus grâce à des méthodes appropriées.

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un model élastique et linéaire. On emploie les procèdes de la mécanique des structure à partir des combinaisons d'actions. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques, on prend en compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non fissurées et sans armatures.

I.5-Les matériaux :

Pour pouvoir dimensionner des éléments en béton armé, il est indispensable de connaître le comportement des matériaux acier et béton et d'être capable de le modéliser.

I.5.1-Béton :

Le béton est un mélange complexe avec des proportions de granulats et des liants. (ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable**.**

Béton = ciment + gravier + sable + l'eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL , et tous les règlement applicables en Algérie

- ciment utilisé ………………… CPJ (dosage 350 kg / m^3)
- Sable ……………………….. ……. 400 litres / m^3 ($D_S \leq$ 0,5 mm)
- gravier ……………. …………… 800 litres m^3 ($D_g \leq$ 25 mm)
- l'eau de gâchage …………. .. 160 à 180 litres / m^3

- la résidence caractéristique du béton à la compression est de 28MPa(f_{c28} = 25MPa)
- la résidence du même béton à la traction est donnée par la formule :

$f_{t28} = 0,6 + 0,06\ fc_{28} \Rightarrow f_{t28} = 2.28$ MPa

I.5.2-Acier :

- le module longitudinal de l'acier est : Es = 2×10^5MPa = 2×10^6 bars
- La contrainte de calcul est : $\sigma_s = \dfrac{fe}{\gamma_s}$

Avec : fe : limite d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour la situation accidentelle} \\ 1{,}15 & \text{pour la situation durable et transitoire} \end{cases}$$

- Les aciers utilisés en béton armé sont :

❖ **les ronds lisses (R. L)** : on utilise les nuances Fe 235 , et les diamètres sont : $\phi6$ et $\phi8$

❖ **Acier à haute adhérence (HA)** : de nuance FeE 400, les diamètres utilisées sont les suivants : 8, 10, 12, 14, 16 et 20

❖ **les treillis soudés (TS)** : de nuance TLE 520 ; on utilise TS $\phi4$ avec une ouverture des mailles = (15 × 15) cm².

I.6- Conception de la structure :

I.6.1-Superstructure:

La structure de notre construction est considérée comme étant une structure mixte (portiques auto stable + voiles de contreventement).

Selon l'article 2.5.4 du RPA99/version2003 : les ouvrages doivent en général comporter :

- **les contreventements qui doivent être disposés de façon à :**

✓ Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité ;

✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations et

✓ Minimiser les effets de torsion.

- **Les planchers dans notre structure sont deux types :**

✓ Dalle pleine au niveau de sous-sol.

✓ Plancher à corps creux dans les autres niveaux.

- **<u>Les circulations verticales dans notre structure sont assurées par :</u>**

✓ Ascenseur : Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par des murs voiles.

✓ Escaliers : Dans notre structure on a un escalier à paillasses porteuses.

- **<u>Maçonneries :</u>**

- **<u>Murs extérieurs</u>** : ils seront composés en double parois

✓ Briques creuses extérieures d'épaisseur 15 cm ;

✓ L'âme d'air d'épaisseur 5 cm qui joue un rôle d'isolant thermique et acoustique et

✓ Briques creuses intérieur d'épaisseur 10 cm.

Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur.

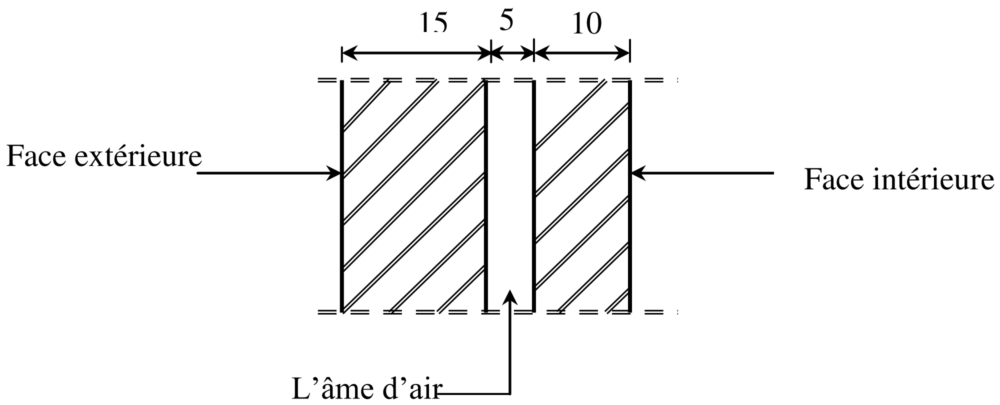


Figure I: Coupe transversale d'un mur de façade

- **<u>Mus intérieurs :</u>** seront composés de briques creuses d'épaisseur de 10 cm, les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur.

Pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure

II.1- Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Planchers, Poutres, Poteaux et Voiles) est une étape importante et représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

Sollicitations verticales, Sollicitations horizontales

II.2- Pré-dimensionnement des poutres:

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes:

❖ Critère de flèche**:**

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

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre et

b : Largeur de la poutre.

❖ Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- b $\geq$ 20cm ;
- h $\geq$ 30cm et
- $\frac{h}{b} \leq 4$.

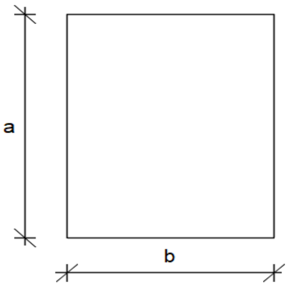


Figure.II.1: Section transversale d'une poutre

II.2.1-Poutres principales: L_{max}= 370 cm.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$$

$$\Rightarrow 24.67cm \leq h \leq 37cm$$

On prendra **: b=30cm ; h=35cm**

Donc : la section de la poutre principale est de dimension **(30 × 35) cm²**.

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- b=30cm $\geq$ 20cm
- h=35cm $\geq$ 30cm
- $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4$

$\Rightarrow$ condition vérifiées

II.2.2 Poutres secondaires : L_{max}= 310cm

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10}$$

$$\Rightarrow 20.70cm \leq h \leq 31cm$$

On prendra **: b=30cm ; h=30cm**

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimension **(30×30) cm^2**

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- b=30cm $\geq$ 20cm
- h=30 cm $\geq$ 30cm
- $\frac{h}{b} = \frac{30}{30}$=1.00 $\leq$ 4

$\Rightarrow$ Conditions vérifiées

Poutres	**Poutres principales (b×h) en cm²**	**Poutres secondaires (b×h) en cm²**
Dimension	**(30x35) cm²**	**(30x30) cm²**

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des sections des poutres

II.3- Pré-dimensionnement des planchers:

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

II.3.1- Plancher à corps creux:

Plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et de corps creux, on utilise des planchers à corps creux (corps creux utilisé comme coffrage perdu) qui sont économiques et présentent une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig.II.2.)

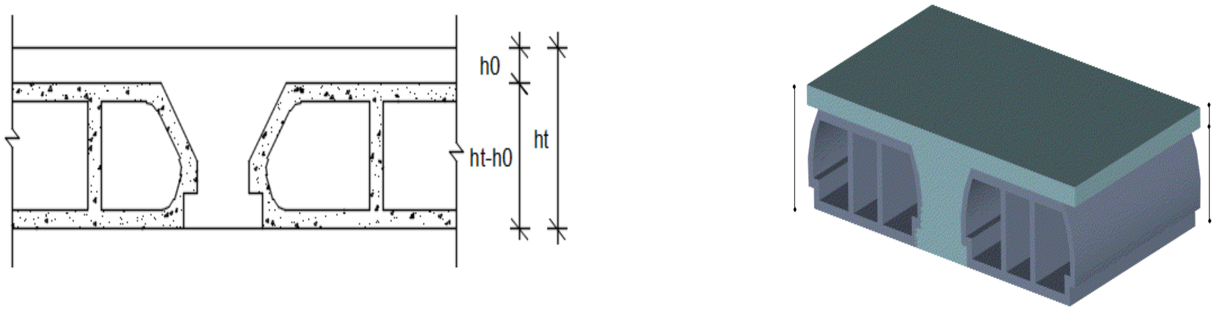


Figure.II.2: plancher à corps creux.

Avec :

h_t : Epaisseur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

(h-h_0) : Epaisseur du corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante:

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$ **[BAEL91 / 7.6.8, 424]**

Avec : **L :** La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

On a : L_{max}=(370-30) cm= 340 cm

L = 340cm $\Rightarrow$ 13.6 cm $\leq$ ht $\leq$ 17cm $\Rightarrow$ On prendra: h_t = (16+4) cm = 20cm.

II.3.2- Plancher à dalle pleine :

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dus au séisme.

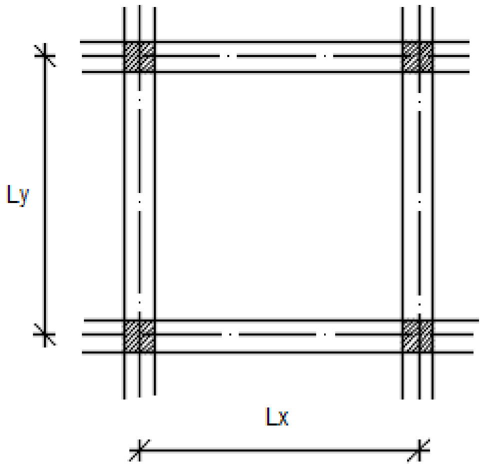


Figure.II.3: Dimensions d'un panneau de dalle.

➢ **Condition de résistance à la flexion(BAEL91) :**

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d est donnée par:

- **Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :**
  - $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ et
  - La charge doit être uniformément répartie.

$$\Rightarrow h_d = (\frac{1}{35} \div \frac{1}{30})L_x$$

- **Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens:**
  - $0.4 \leq \rho \leq 1$ et
  - La charge est uniformément répartie.
  - Ou bien dalle soumise à une charge concentrée

Quelque soit la valeur de ρ .

$$\Rightarrow h_d = (\frac{1}{50} \div \frac{1}{40})\ L_x$$

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$\begin{cases} L_x = 3.10m \\ L_y = 3.70m \end{cases} \qquad \rho = \frac{3.10}{3.70} = 0.84 \Rightarrow 0.4 \le 0.84 \le 1$$

Donc ; la dalle porte suivant les deux sens $\Rightarrow 5.6cm \le hd \le 7cm$ $\Longrightarrow$ h_d =7cm

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

➢ Condition d'isolation acoustique:

- Contre les bruits ariens : 2500 x $h_d \geq$ 350Kg/m^2 $\Longrightarrow$ h_d = 14cm.
- Contre les bruits d'impacts : 2500 x $h_d \geq$ 400Kg/m^2 $\Longrightarrow$ h_d = 16cm.

➢ Condition de sécurité en matière d'incendie:

- Pour une heure de coupe de feu $\Longrightarrow$ h_d = 7cm.
- Pour deux heures de coupe de feu $\Longrightarrow$ h_d = 11cm.
- Pour quatre heures de coupe de feu $\Longrightarrow$ h_d = 17.5cm.

Conclusion : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur pour la dalle pleine: **h_d= 16cm**.

II.4- Descente de charges :

II.4.1- Plancher terrasse inaccessible:

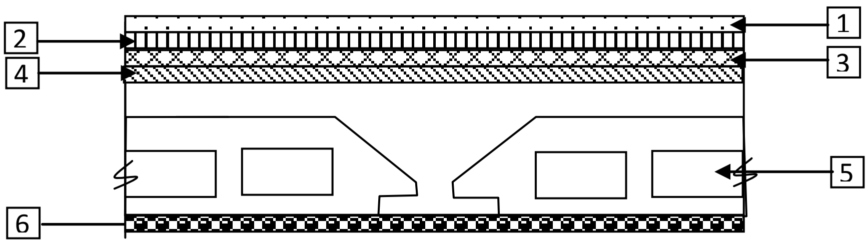


Figure.II.4 *:* Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

➢ Charges permanentes :

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ(kg/m^3)	G(kg/m^2)
1. Gravier roulé de protection	0.05	**1700**	**85**
2. Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3. Forme de pente en béton	0.1	2200	220
4. Isolation thermique en liège	0.04	400	16
5. Plancher à Corps creux	16+4	/	320
6. Enduit au ciment	0.02	1000	20
Charges permanentes			**⇒G=673kg/m^2**

Tableau. II.2 : Décente de charge du plancher terrasse

- Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible ⇒ **Q = 100 daN/m².**

II.4.2- Plancher étage courant:

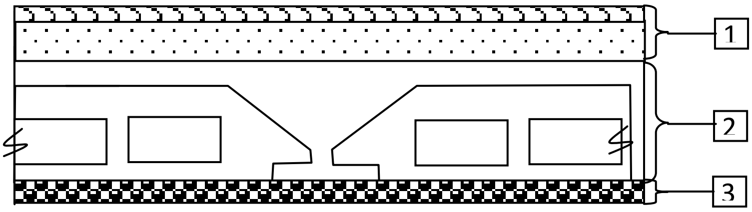


Figure.II.5 : Coupe transversale du plancher étage courant

- **Charges permanentes:**

Matériaux	Epaisseur(m)	$\rho(kg/m^3)$	$G(kg/m^2)$
1-Carrelage mortier de pose sable	0.02	2200 2000 1800	44 40 36
2-plancher à corps creux	16+4	/	320
3-Enduit au ciment	0.02	1000	20
4-cloisons intérieurs	0.1	1000	100
Charges permanentes			**⇒G=560kg/m²**

Tableau. II.3 : charges du plancher étage courant

- **Surcharge d'exploitation :**

Locaux à usage d'habitation ⇒ **Q = 150 daN/m².**

II.4.3) Dalle pleine du RDC (plancher haut du sous sol):

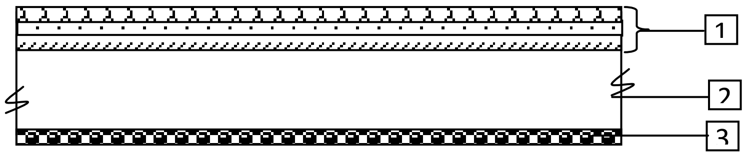


Figure.II.6 : Coupe transversale du plancher RDC

- Charges permanentes:

Matériaux	Epaisseur(m)	$\rho(kg/m^3)$	$G(kg/m^2)$
1-Carrelage mortier de pose sable	0.02	2200 2000 1800	44 40 36
2-Dalle pleine en béton armé	0.16	2500	400
3-Enduit au ciment	0.015	1800	27
4-cloisons intérieurs	0.1	1000	100
Charges permanentes			**⇒G=647kh/m²**

Tableau. II.4 : Charges du plancher RDC et sous-sol

➢ **Charges d'exploitation:**

➢ Locaux à usage d'habitation ⇒ **Q = 250 daN/m².**

Charges / Niveau	**Destinations**	**G [daN/m²]**	**Q [daN/m²]**	**ELU** q_u=1.35G+1.5Q [daN/m²]	**ELS** q_{ser}=G+Q [daN/m²]	**Bonde (b) [m]**	$\overline{q_u}$=q_u×e [daN/m_L]	$\overline{q_s}$=q_{ser}×e [daN/m_L]
Plancher terrasse	Inaccessible	673	100	1058.55	773	0.6	653.13	463.8
1ère ⟶ 10ème étage	Habitation	560	150	981	710	0.6	588.6	426
R.D.C	Commerce	647	250	1248.45	897	1	1248.45	897

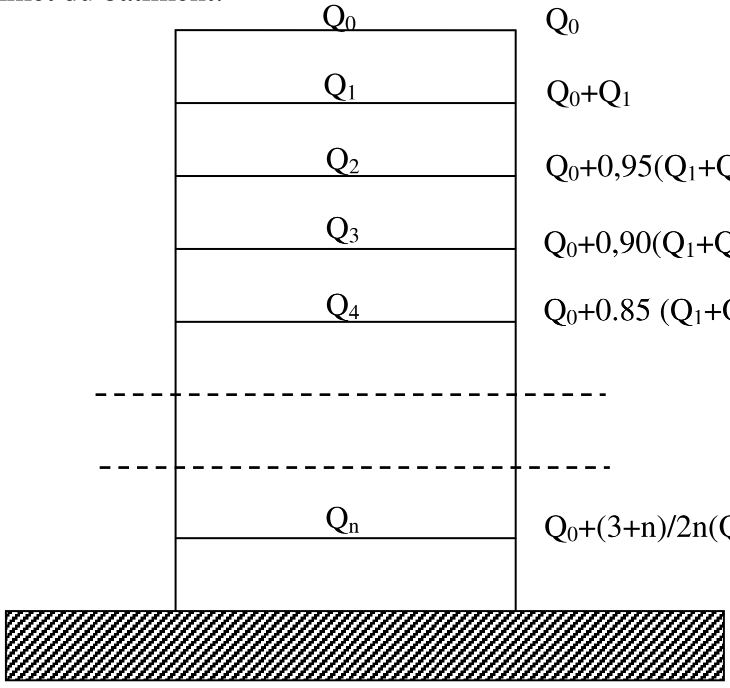
Tableau II.5 : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges

II.5- Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

- Soit Q_o la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2,…, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1,2…, n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.



Q_0

Q_0+Q_1

$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$

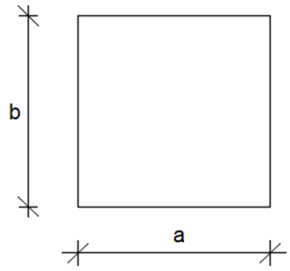
$Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

$Q_0+(3+n)/2n(Q_1+Q_2+\ \ldots\ldots\ldots\ldots.+Q_n)$

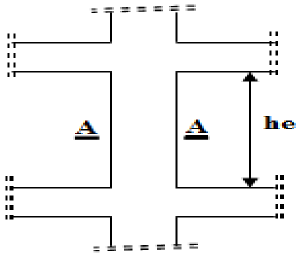
Figure. II.7: Schéma de la loi de dégression

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5

- <u>Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :</u>



<u>Figure. II.8</u>: Coupe A-A



<u>Figure.II.9</u>: Schéma représentatif d'un étage

$$\begin{cases} \text{Min (a;b)} \geq 25\text{cm………..zone IIa} \\ \text{Min (a;b)} \geq \dfrac{he}{20} \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{a}{b} \leq 4. \end{cases}$$

Avec :

he : hauteur libre de l'étage.

D'après les règles BAEL91: la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{\text{rés.th}} \leq \left(\text{Br} \times \sigma_b + \text{A} \times \sigma_s\right).$$

Br : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

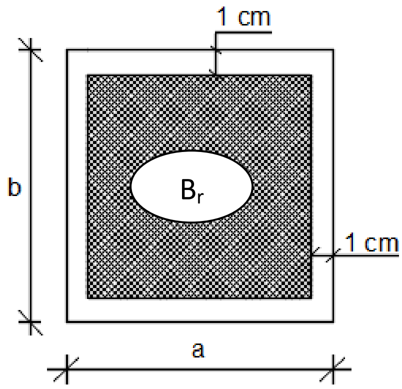
Br = (a – 2) (b – 2). a et b : en [cm].

La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 11.33 Mpa$

Pour : $\lambda \leq 50$: $\alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} = \dfrac{0.85}{\beta}$

Avec :

$$\beta = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$



<u>Figure.II.10</u> : Section réduite du béton

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N_u \geq \alpha \left[\left(Br \times fc_{28}\right) / \left(0.9 \times \gamma_b\right) + \left(A.fe / \gamma_s\right)\right]$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5 ;

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15 ;

fe : Nuance de l'acier (limite élastique ; fe = 400 MPa);

A : Section de l'armature à mettre en place et

α : Coefficient dépendant de l'élancement λ

➢ La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma b}{0.9} + 0.85\left(\frac{A}{Br}\right) \cdot \frac{fe}{\gamma_s}\right]} \text{..........}(*)$$

On prend : $\frac{A}{Br} = 1\% = \frac{1}{100}$ **[BAEL91]**

- σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 MPa$
- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0.85 \times \frac{fc_{28}}{\gamma_b} = 11.33\, MPa$

Suivant les règles BAEL91 : pour un poteau rectangulaire (a≤ b), il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (*), on trouve

$$B_r \geq \frac{1.2\ Nu}{\left[\frac{11.33}{0.9} + 0.85\left(\frac{1}{100}\right)\frac{400}{1.15}\right] x10} = 0.0077\ Nu \longrightarrow B_r \geq 0.0077\ Nu$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : Br = (a – 2)×(b – 2) en [cm²] ; D'après le critère de résistance, on a :

$P_u = 1.35N_g + 1.5N_q$

Avec : $\mathbf{N_g}$ **:** Effort normal dus aux charges permanentes.

$\mathbf{N_q}$ **:** Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$\mathbf{N_u}$ = 1.15 x Pu …………D'après les règles BAEL91

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on prend : a=b $\Longrightarrow$ (axa) en [cm^2].

➢ <u>Condition de flambement :</u>

Soit : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et B= a×b. **[BAEL91 / B.8.4.1]**

Avec :

$\mathbf{L_f}$ **:** Longueur de flambement.

i : Rayon de giration de la section du béton.

I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

B : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$L_f = 0.7 \times L_0$; avec $\mathbf{L_0}$: Longueur libre du poteau.

- **Charges et surcharges :**

NIVEAU	G [daN/m²]	P [daN/m²](loi de dégression)
Haut 10ème étage	673	100
Haut 9ème étage	1233	250
Haut 8ème étage	1793	385
Haut 7ème étage	2353	505
Haut 6ème étage	2913	610
Haut 5ème étage	3473	700
Haut 4ème étage	4033	775
Haut 3ème étage	4593	845.5
Haut 2ème étage	5153	928
Haut 1er étage	5713	1004.5
Haut RDC	6360	1075
Haut sous sol	6625	1310
Fondation		

Tableau II.6 : Tableaux récapitulatifs des charges et des surcharges

➢ exemple de calcul :

La surface afférente est :

S_{aff}= (3.70/2 + 3.10/2) x (3.10/2+3.10/2) = **10.54 m²**.

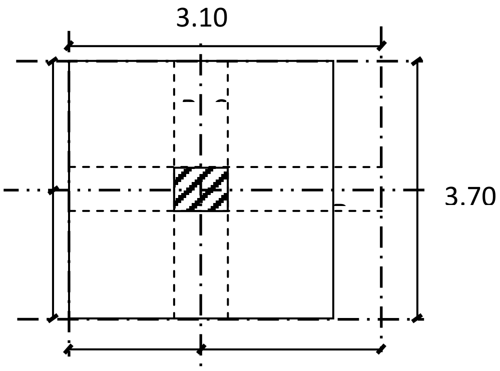


Figure.II.11: Surface afférente au poteau le plus sollicité

- Poids propre des poutres principales et secondaires:

P_{pp}= 2500 x 0.35 x 0.30 = **262.5 daN/m$_L$**

P_{ps} = 2500 x 0.30 x 0.30 = **225 daN/m$_L$**

La longueur afférente de la poutre principale:

L_{aff} = (3.70/2+3.10/2) =**3.40 m**

- La longueur afférente de la poutre secondaire:

  $L_{aff} = (3.10/2+3.10/2) = \mathbf{3.10\ m}$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

  $P_t = P_{pp} + P_{ps} = (262.5 \text{ x } 3.40) + (225 \text{ x } 3.1) \Longrightarrow P_t = \mathbf{1590\ daN}$

  $N_P = 1{,}35 \text{ x } P_t \text{ x } n$ Avec : **n**= Nombre d'étage

  $N_P = 1.35 \text{ x} 1590 \text{ x} 12 \Longrightarrow N_P = \mathbf{25758\ daN}$

- <u>Poids propre des planchers</u> :

  $G_{cumulé} = 6625$ **daN/m²**

  $P_{cumulé} = 1310$ **daN/m²**

  $N_{plancher} = (1.35 \text{ x } G_{cumulé} + 1.5 \text{ x } P_{cumulé}) \text{ x } S_{aff}$

  $N_{plancher} = [(1.35 \text{ x } 6625) + (1.5 \text{ x } 1310)] \text{ x } 10.54 \Longrightarrow N_{plancher} = \mathbf{114978.225\ daN}$

  $N_u = 1.15 \text{ x } Pu = 1.15\ (N_{plancher} + N_P) = 1.15\ (114978.225 + 25758) \Longrightarrow$

  $N_u = \mathbf{161846.66\ daN}$.

$Br \geq 0.00663\ N_u \Rightarrow Br \geq 1073.04$

Alors : $a=b \geq \sqrt{(1073.04)} \Rightarrow \mathbf{a_{adopté} = 55\ cm}$

La Section de poteau au niveau RDC est : **(55x55) cm²**.

❖<u>Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003)</u>:

- Min (a, b) ≥ 25cm…… (zone IIa) …………………………….. condition vérifiée
- Min (a, b) ≥ (he/20)⇒[(h_e/20)=(306/20)=15.30]⇒30>15.30……. condition vérifiée
- (1/4) < (a/b) < 4……………………………………………….condition vérifiée

Niveau	HAU TEUR	Saff	G	Q	Nplan	Laff -pp	Npp	Laff-ps	Nps	Pu	Nu=1.15Xpu	Br= 0,00663Nu	a	A	B
Terrasse	3,06	10,54	673	100	11157,117	3.4	1204,875	3.1	941,625	13303,617	15299,15955	101,397514	12,0696	30	30
9,0	3,06	10,54	1233	250	21496,857	3.4	2409,75	3.1	1883,25	25789,857	29658,33555	196,565143	16,0201	30	30
8,0	3,06	10,54	1793	385	31599,447	3.4	3614,625	3.1	2824,875	38038,947	43744,78905	289,925263	19,0271	35	35
7,0	3,06	10,54	2353	505	41464,887	3.4	4819,5	3.1	3766,5	50050,887	57558,52005	381,477873	21,5314	35	35
6,0	3,06	10,54	2913	610	51093,177	3.4	6024,375	3.1	4708,125	61825,677	71099,52855	471,222973	23,7076	40	40
5,0	3,06	10,54	3473	700	60484,317	3.4	7229,25	3.1	5649,75	73363,317	84367,81455	559,160563	25,6465	40	40
4,0	3,06	10,54	4033	775	69638,307	3.4	8434,125	3.1	6591,375	84663,807	97363,37805	645,290643	27,4025	45	45
3,0	3,06	10,54	4593	845.5	78721.152	3.4	9639	3.1	7533	95893.152	110277.1248	731.13733	29.039	45	45
2,0	3,06	10,54	5153	928	87993,717	3.4	10843,875	3.1	8474,625	107312,217	123409,0496	817,912305	30,5991	50	50
1,0	3,06	10,54	5713	1004.5	97171.422	3.4	12048,75	3.1	9416,25	118636.422	136431.8853	904.54339	32.0756	50	50
RDC	3,74	10,54	6360	1075	107492,19	3.4	13253,625	3.1	10357,875	131103,69	150769,2435	999,246164	33,6108	55	55
SS	3,06	10,54	6625	1310	114978,225	3.4	14458,5	3.1	11299,5	140736,225	161846,6588	1072,66342	34,7515	55	55

Tableau II .7: Tableau récapitulatif des sections des poteaux

Niveaux	Poteaux	Condition(1) min(a,b)≥25	he/20	Condition(2) min(a,b)≥he/20	a/b	Condition(3) 1/4<a/b<4
Haut 10ème étage → Haut 9 éme étage	30X30	Vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
Haut 8ème étage → Haut 7ème étage	35X35	Vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
Haut 6ème étage → Haut 5ème étage	40X40	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
Haut 4ème étage → Haut 3ème étage	45X45	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
Haut 2ème étage → Haut 1ère étage	50X50	vérifiée	15,3	vérifiée	1	vérifiée
Haut RDC	55X55	vérifiée	18.7	vérifiée	1	vérifiée
Haut sous sol	55X55	vérifiée	15.3	vérifiée	1	Vérifiée

Tableau II .8: Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (V 2003)

➤ Vérification du Condition de flambement : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$

b	h	Niveaux	Poteaux	L0 (cm)	Lf	I	B	i	λ	λ≤35
30	30	Haut 10ème étage → Haut 9 éme étage	30X30	306	214,2	67500,00	900	8,66	24,73	C V
35	35	Haut 8 ème étage → Haut 5 éme étage	35X35	306	214,2	125052,08	1225	10,10	21,20	C V
40	40	Haut 6ème étage → Haut 5 ème étage	40X40	306	214,2	213333,33	1600	11,55	18,55	C V
45	45	Haut 4ème étage → Haut 3 ème étage	45X45	306	214,2	341718,75	2025	12,99	16,49	C V
50	50	Haut 2 ème étage → Haut 1ère étage	50X50	306	214,2	520833,33	2500	14,43	14,84	C V
55	55	RDC	55X55	374	216,8	762552,08	3025	15,88	16,48	CV
		Haut sous sol		306	214,2	762552,08	3025	15,88	13,49	C V

Tableau. II .9: Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement

II.6- Pré-dimensionnement des voiles :

II.6.1- Voiles de contreventement :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé doit être justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003), les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux.

Dans l'article 7.7.1du RPA99 (version 2003) ; l'épaisseur minimale est de 15 cm ; de plus cette épaisseur être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées sur la figure ci- dessous :

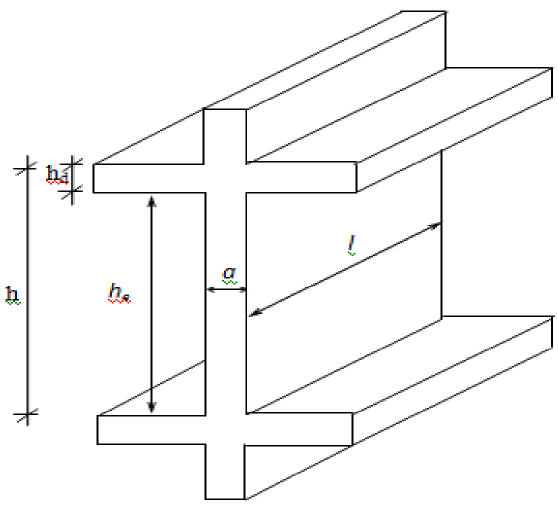
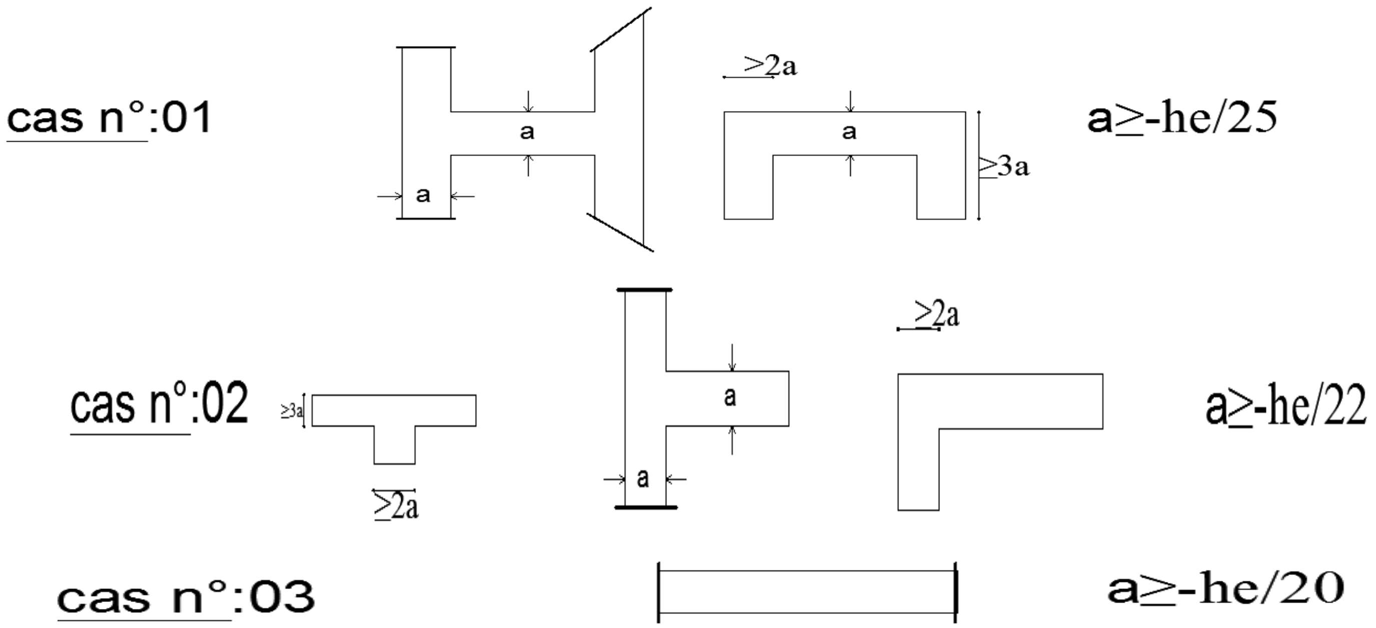


Figure.II.12: Coupe de voile en élévation



Remarque :

Les deux premiers cas ne sont pas recommandés dans notre construction, c’est le troisième cas qu’est utilisé.

L’épaisseur de voile est donnée par :

- $e \leq \frac{L}{4}$
- $e \geq \frac{he}{20}$

Avec:
L : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.
e : Epaisseur du voile.
he : Hauteur libre d’étage.

- Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $e \leq \frac{150}{4} = 37.5\,cm$
- $e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306-16}{20} = 14{,}5cm$

$\Rightarrow$ Conditions vérifiées

On prendra : **e= 20cm.**

II.6.2- voiles périphériques :

Selon le RPA 99 (version 2003) , l’épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d’étage he. **[Article 7.7.1]**

- $e_{min} = 15$ cm et
- $a \geq \frac{he}{20}$

$he = h - h_d$
he= 306-16=290 cm (hauteur libre du sous sol)

$$a \geq \frac{290}{20} = 14.5\,cm$$

Donc on adopte un voile d’épaisseur : **e= 20cm.**

Figure II.13: Vue en plan des voiles

Type de Voile	l (cm)	$l/4$ (cm)	h_e (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	Epaisseur adoptée (cm)
Voile contreventement	150	37.5	290	14.5	20
Voile périphérique	150	37.5	290	14.5	20

Tableau II.10 : Epaisseur des voiles

Etude des planchers

III.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, …). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

1- résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ;

2- reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs en périphérie de sous-sol enterré et répartition de ces efforts aux éléments porteurs ;

3- séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique ;

4- protection des personnes contre les risques d'incendie.

III.2. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

L'élément résistant (porteur) : poutrelle en T renversé comportant des aciers de liaison avec la dalle de répartition.

L'élément de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (Fig.III.1) .

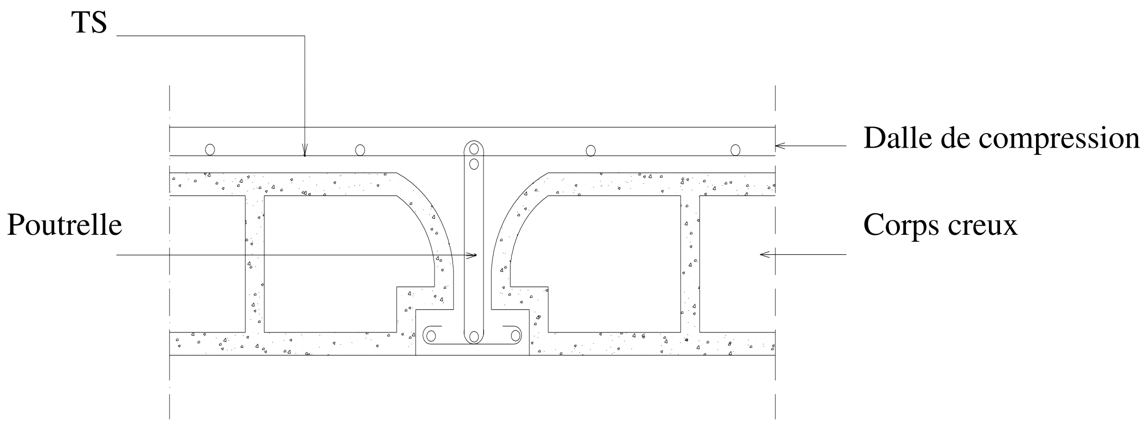


Figure III.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

III.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

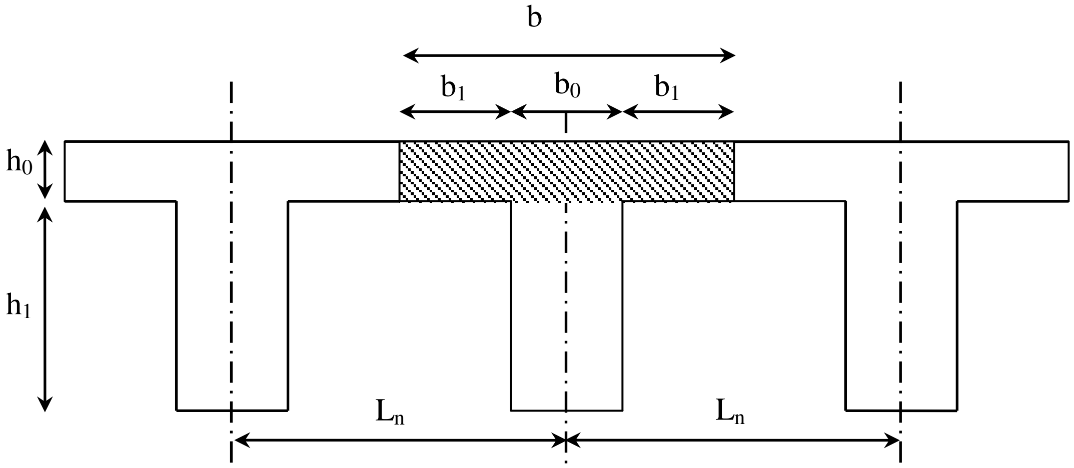


Figure III.2 : Dimensions des poutrelles.

$$\begin{cases} h_t = 20cm \\ h_1 = 16cm \\ h_0 = 4cm \end{cases}$$

D'après **[BAEL91/A.4.1,3],** on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq (L_n - b_0)/2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures (L_n = 60cm) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;

L : la portée entre nus d'appuis (L= 4.15 m) ;

h_0 : la hauteur de la nervure ;

b_0 : l'épaisseur de la nervure (b_0= 12cm).

Donc :

$$b_1 \leq \frac{l_n - b_0}{2} = \frac{60-12}{2} = 24\ cm$$

$$b_1 \leq \min \quad b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{301}{10} = 31$$

$$b_1 \leq (6;8)h_0 = (6 \div 8) \times 4 \ = (24 \div 32) = 28 =$$

Donc $b_1 \leq (24\,;31\,;28) = 24\ cm$

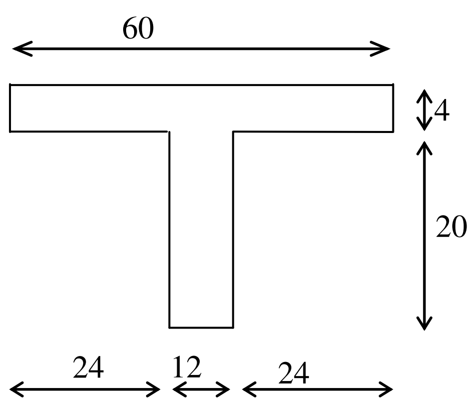


Figure III.3: Section d'une poutrelle.

On prend b_1= 24 cm.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$b = 2b_1 + b_0 = 60$ cm

III.2.2. Ferraillage de la dalle de compression :[BAEL91/B.6.8,423]

La dalle de compression doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm (5 / m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note :$A_\perp$

33 cm (3/ m) pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_\parallel$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- si $L_n \leq 50$ cm alors $\begin{cases} A_\perp = \dfrac{200}{fe} cm^2/ml \\ A_{//} \geq \dfrac{Ac}{2} cm^2/ml \end{cases}$

- si $50 \leq L_n \leq 80$ cm alors $\begin{cases} A_\perp = \dfrac{4L_n}{fe} cm^2/ml \\ A_{//} \geq \dfrac{Ac}{2} cm^2/ml \end{cases}$

Avec :

L_n : écartement entre axes des nervures ;

Fe : limite d'élasticité en MPA (fe =520 Mpa) ;

A⊥ : armatures perpendiculaires aux nervures ;

A// : armatures parallèles aux nervures.

a- Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60cm \Rightarrow 50cm < L_n < 80cm$$

Donc :

$$A_\perp = \frac{4 \times L_x}{fe} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_\perp = 0.46cm^2/ml$$

➢ **Choix des armatures :**

5T6/m_L ⟶ A = 1.41 cm^2/m_L

T6 ⟶ e = 20cm).

b-Armatures parallèles aux nervures :

➢ **Détermination des armatures :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23cm^2 / m_L$$

- **Choix des armatures :**

$5T6/m_L \longrightarrow A = 1.41cm^2/m_L$

$T6 \longrightarrow e = 20cm).$

Choix: Le treillis soudé adopté est : TS ∅4 (200x200) mm².

III.2.3) Etude des poutrelles :

III.2.3.1) Evaluation des charges :

Combinaisons fondamentales :

ELU :$q_u = (1.35G + 1.5Q)xb$ $\qquad$ ***ELS***: $q_{ser} = (G + Q)xb$

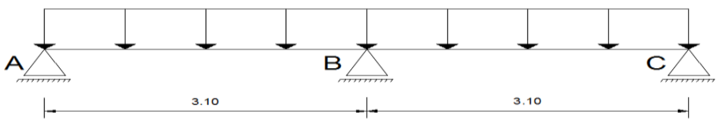
Type de plancher	b (m)	G (dan/m_2)	Q (dan/m_2)	$q_u(dan/m_2)$	$q_{ser}(dan/m_2)$
Terrasse	0,60	673,00	100,00	635,13	463,80
$1^{er} au 9^{éme}$ étage	0,60	560,00	150,00	588,60	426,00

Tableau.III.1: Evaluation des charges

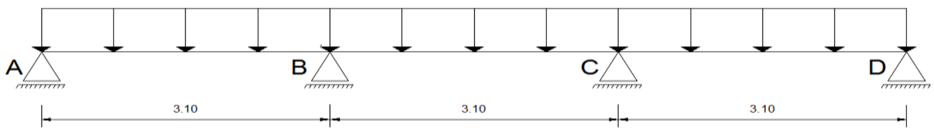
III.2.3.2) type de poutrelle :

On distingue les types de poutrelles suivants :

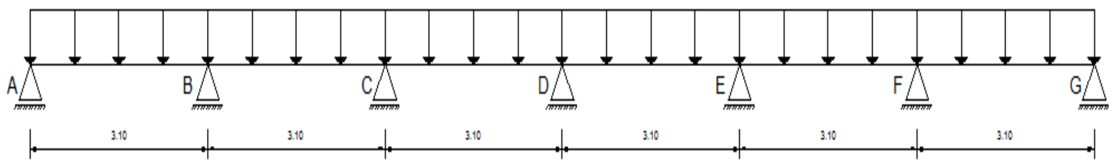
Type 1 :



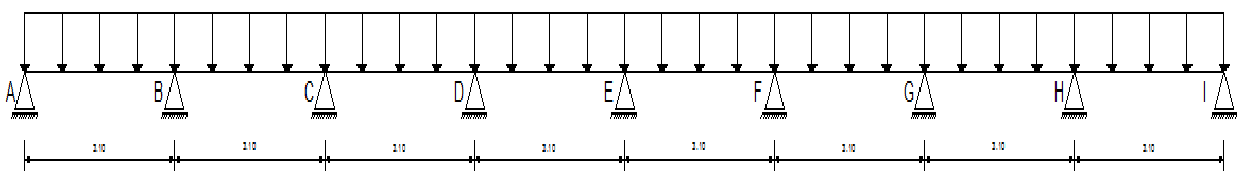
Type 2 :



Type 3 :



Type 4 :



III.2.3.3 Méthode de calcul :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limités éventuellement par des conditions complémentaires :

- **Méthode forfaitaire**
- **Méthode Caquot**

III.2.3.3.1 Méthode forfaitaire :

➢ **Domaine d'application** *:*

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1- Les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition $Q(N/m^2) \leq \max\{2G;5KN/m^2\}$

2- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 ;

4- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

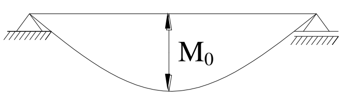
➢ **Le principe de la méthode :**

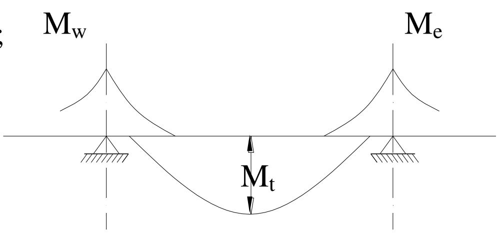
Soit :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison (poutre simplement appuyée) (voir figure III.4.a) ;

M_W et M_e : valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée ;

M_t : le moment maximum en travée;





a) poutre isostatique b) poutre continue

Figure III.4: Définition des moments

Moments en travées : M_t

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.35M_0\}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire)}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée de rive)}$$

- **Moments sur appuis de rive : M_{ar}**

$M_{ar} = 0 \rightarrow$ pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0.2\ M_0 \rightarrow$ pour semi encastrement ;

$M_{ar} = -0.4\ M_0 \rightarrow$ pour un encastrement ;

- **Moments sur appuis intermédiaires : M_{ai} (figure III.5)**

$M_{ai} = -0.6\ M_0 \rightarrow$ cas d'une poutre à deux travées.

$M_{ai} = -0.5\ M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$M_{ai} = -0.4\ M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires.

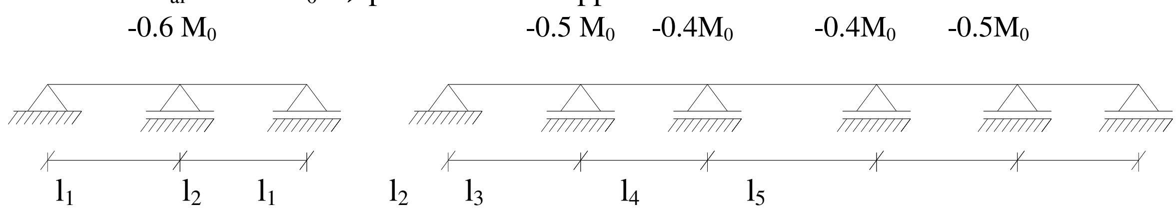


Figure.III.5 : Moments sur appuis intermédiaires.

Remarque : Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui.

III2.3.3.2) Méthode de Caquot minorée:

➢ **Domaine d'application :[CBA93/B6.2.2.1]**

Dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dûs aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

➢ **Principe de la méthode** *:* **[CBA93/ B 6.2, 221]**

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui a l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série de poutres à deux travées une fois hyperstatique.

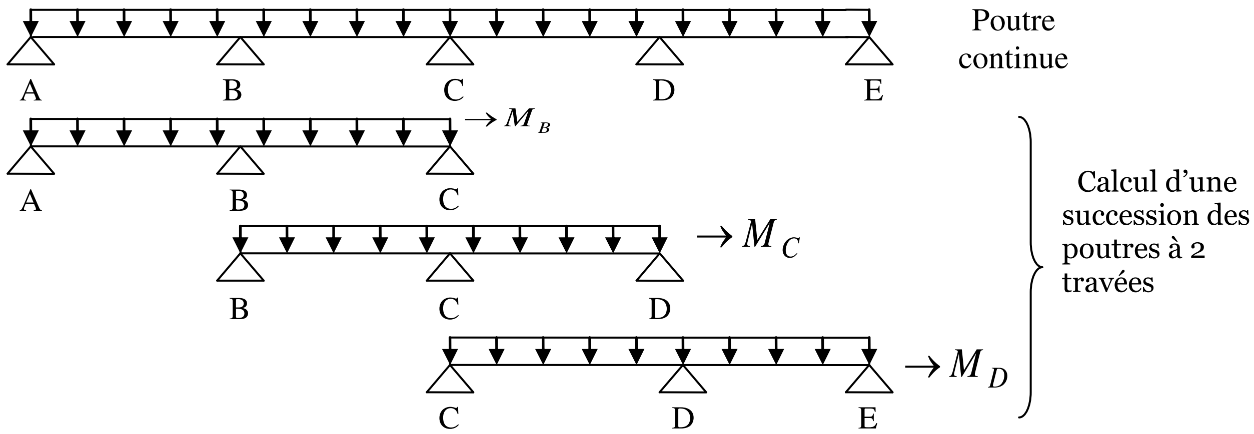


Figure.III.6: Représentation de la méthode de Caquot.

- **Moments sur appuis intermédiaires:**

$$Mi = \frac{q_w l'^3_w + q_e l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

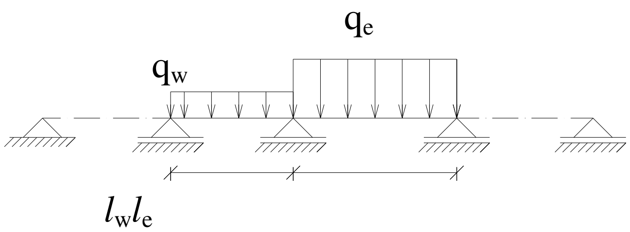


Figure.III.7: Schéma statique d'une poutre continue.

Avec :

$l' = l$ pour une travée de rive ;

$l' = 0.8\, l$ pour une travée intermédiaire;

l_w et l_e : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui ;

l : la portée réelle de la travée ;

- **Moments en travées:**

$$M(x) = M_0(x) + (1 - \frac{x}{l})M_w + \frac{x}{l}M_e$$

Avec :

$M_0(x)$: le moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique) ;

M_w et M_e: moments sur appuis de gauche et de droite (west et east) de la travée ;

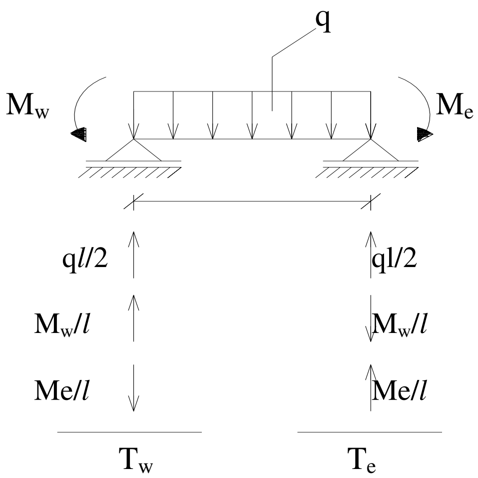
x : abscisse varie de 0 à l ;

$M(x) = M_{max} \Rightarrow x = ?$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Avec :

$$M_0(x) = q\frac{x}{2}(l - x)$$



- **Effort tranchant:**

$$T_w = q\frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

$$T_e = q\frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

III.2.4) calcul de poutrelles :

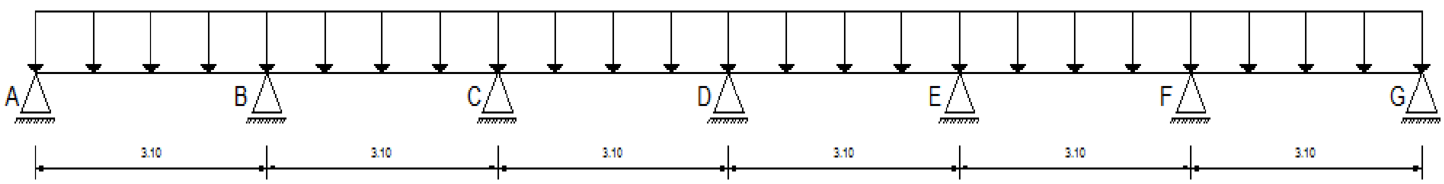
On prend le 3^{éme}type comme exemple de calcul.

- **Etude de 3^{éme}type :(terrasse inaccessible)**

Schéma statique :

G=673 dan/m^2

Q=100 dan/m^2



- **Vérification d'application de la méthode forfaitaire:**

Pour able l'application de la méthode forfaitaire, il faut que les conditions ci-dessous soient vérifiées ; pour cela, on trouve que la méthode n'est application

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) p=100daN/m^2 $\leq Max(2 \times 673 = 1346\text{daN}/m^2; 500\text{daN}/m^2) \rightarrow CV$
2) les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées $\rightarrow CV$
3) les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8et1,25

$$0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1{,}25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3{,}10}{3{,}10} = 1 \leq 1{,}25$$

4) les fissurations sont considirées comme non préjudiciables $\rightarrow CV$

Conclusion: on utilise la méthode forfaitaire.

Remarque*:* la méthode forfaitaire est appliquée aussi pour la poutrelle type 2 ; 3 et4

a-Application de la méthode forfaitaire :

$$\begin{cases} G{=}673\ \text{daN}/m^2 \\ P{=}100\ \text{daN}/m^2 \\ q_{u=}635.13\text{daN}/ml \\ q_s = 463.80\text{daN}/ml \end{cases}$$

moment fléchissant (M)àL'ELU :

Portée(m)	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
g =0.6G	403.8	403.8	403.8	403.8	403.8	403.8
P =0.6P	60	60	60	60	60	60
$\overline{q_u} = 1.35g + 1.5p$	635.13	635.13	635.13	635.13	635.13	635.13
$\overline{q_s} = g + p$	463.8	463.8	463.8	463.8	463.8	463.8
	Calcul	des	moments	À l'ELU	(daN.m)	
M(iso)	622.43	622.43	622.43	622.43	622.43	622.43
Ma -124.49 -311.22 -248.97 -248.97 -248.97 -311.22 -124.49						
A	0.129	0.129	0.129	0.129	0.129	0.129
Mt (0,6+0,15α)M_0 (0,5+0,15α) M_0	385.50	323.26	323.26	323.26	323.26	385.50
Mt+(Mw+Me)/2	603.36	603.36	603.36	603.36	603.36	603.36
maxi [(1+0.3α)M0;1.05M0]	653.55	653.55	653.55	653.55	653.55	653.55
Condition	NV	NV	NV	NV	NV	NV
Mt(à prendre)	435.69	373.45	404.58	404.58	373.45	435.69

- ✓ **Diagramme des moments fléchissant (en daN.m) :**

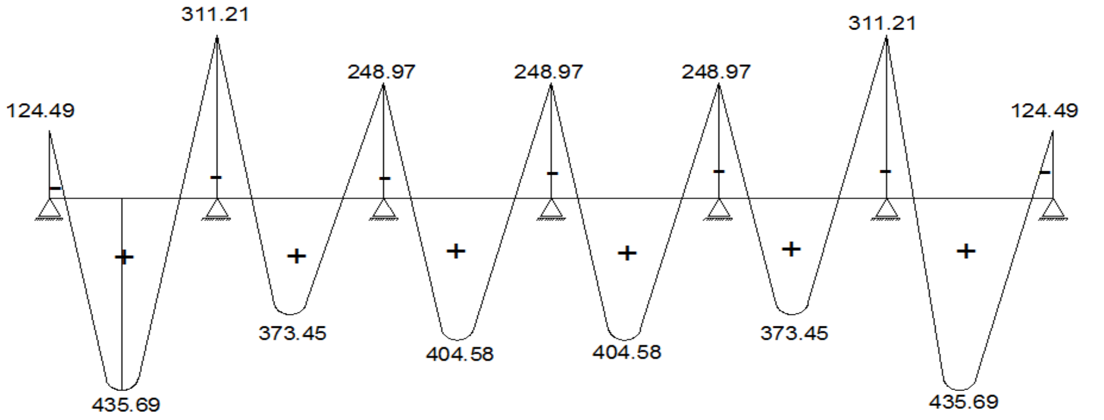


Figure III.8: Diagramme des moments fléchissant à ELU

- ✓ **Diagramme des efforts tranchants : (en daN) :**

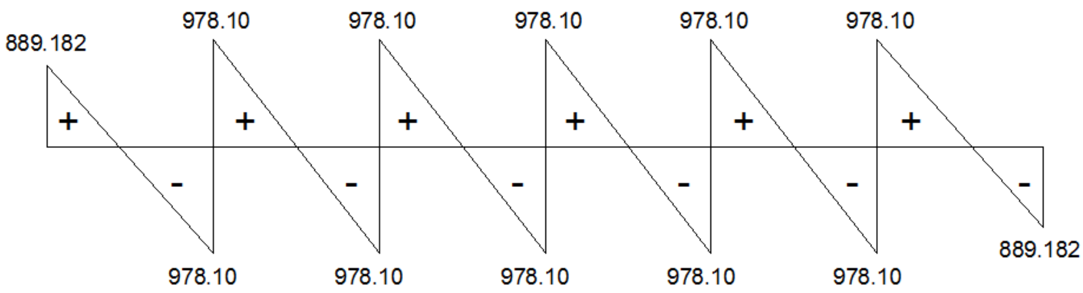


Figure III.9: Diagramme des efforts tranchants à ELU

- ✓ **Moments fléchissants (M)à l'ELS**

$\overline{q_s} = g + p$	463.8	463.8	463.8	463.8	463.8	463.8
	Calcul	Des	moments	à l'ELS	(dan.m)	
M(iso)	454,52	454,52	454,52	454,52	454,52	454,52
Ma -90.90 -227.26 -181.81 -181.81 -181.81 -227.26 -90.90						
α	1,369	1,369	1,369	1,369	1,369	1,369
Mt03 $(0{,}6+0{,}15\alpha)M_0$ $(0{,}5+0{,}15\alpha)\ M_0$	366,05	320,60	320,60	320,60	320,60	366,05
Mt+(Mw+Me)/2	525,13	525,13	502,41	502,41	525,13	525,13
maxi [(1+0.3α)M0;1.05M0]	641,19	641,19	641,19	641,19	641,19	641,19
Condition	NV	NV	NV	NV	NV	NV
Mt(à prendre)	**482,11**	**436,65**	**459,38**	**459,38**	**436,65**	**482,11**

✓ **Diagramme des moments fléchissant (en daN.m) :**

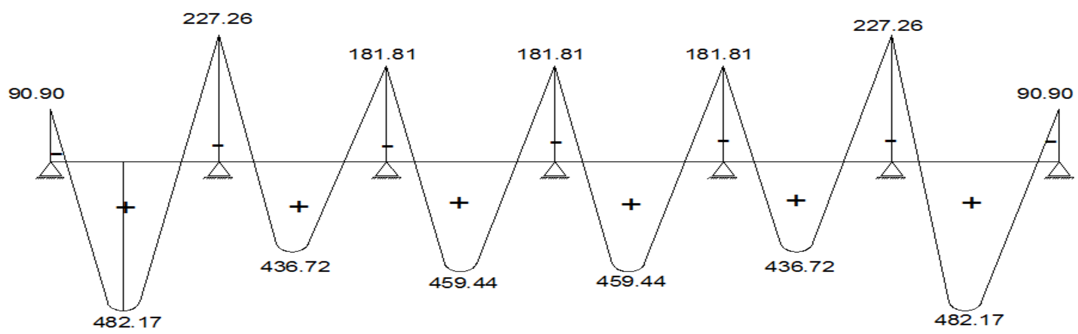


Figure III.10: Diagramme des moments fléchissant à ELS

✓ **Diagramme des efforts tranchants :(en daN) :**

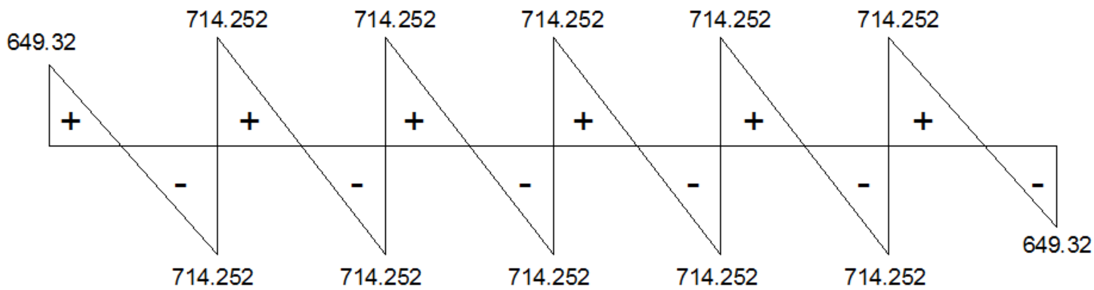


Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants à ELS

Résultat :

Appui	1	2	3	4	5	6	7
ELU (daN.m)	-124,49	-311,22	-248,97	-248,97	-248,97	-311,22	-311,22
ELS (daN.m)	-90,90	-227,26	-181,81	-181,81	-181,81	-227,26	-90,90

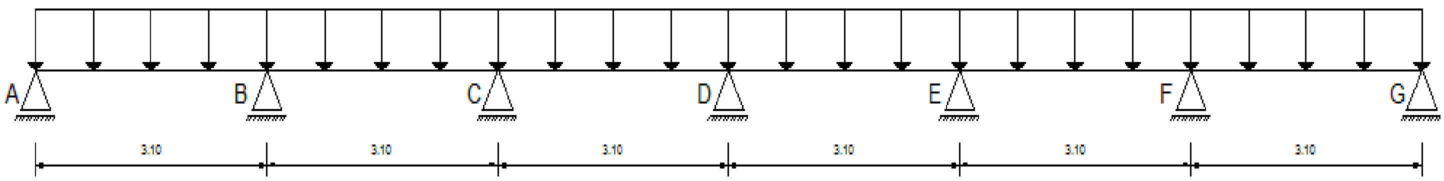
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
ELU (daN.m)	435,69	373,45	404,58	404,58	373,45	425,69
ELS (daN.m)	482,11	436,65	459,38	459,38	436,65	482,11

Etude du $3^{éme}$type: (étage courant)

G=560 dan/m^2

Q=150 dan/m^2

Schéma statique :



- **Vérification d'application de la méthode forfaitaire:**

Pour appliquer l'application de la méthode forfaitaire, il faut que les conditions ci-dessous soient vérifiées ; pour cela, on trouve que la méthode n'est application.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1) p=150daN/$m^2 \leq Max(2 \times 560 = 1120\text{daN}/m^2; 500\text{daN}/m^2\ ) \rightarrow CV$
2) les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées→ CV
3) les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8et1,25

$$0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1{,}25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3{,}10}{3{,}10} = 1 \leq 1{,}25$$

4) $les\ $fissurations sont considirées comme non préjudiciable → CV

Conclusion : on utilise la méthode **forfaitaire.**

a-Application de la méthode forfaitaire :

G=560 daN/m^2

P=150 daN/m^2

$q_{u=}588.60\text{daN}/ml$

$q_s\ = 426\text{daN}/ml$

- ✓ **momentfléchissant(M)àL'ELU**

Portée(m)	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
g =0.6G	336	336	336	336	336	336
P =0.6P	90	90	90	90	90	90
$\overline{q_u}\ =\ 1.35g + 1.5p$	588,6	588,6	588,6	588,6	588,6	588,6
$\overline{q_s} = g + p$	426	426	426	426	426	426
	Calcul	des	moments	À l'ELU	(daN.m)	

M(iso)	576,83	576,83	576,83	576,83	576,83	576,83
Ma -115.37	-288.41	-230.73	-230.73	-230.73	-288.41	-115.37
A	0.211	0.211	0.211	0.211	0.211	0.211
Mt $(0,6+0,15\alpha)M_0$ $(0,5+0,15\alpha)\ M_0$	364,35	306,67	306,67	306,67	306,67	364,35
Mt+(Mw+Me)/2	566,24	566,24	537,4	537,4	566,24	566,24
maxi [(1+0.3α)M0;1.05M0]	613,34	613,34	613,34	613,34	613,34	613,34
Condition	NV	NV	NV	NV	NV	NV
Mt(à prendre)	411,45	353,81	382,65	382,65	353,81	411,45

✓ **Diagramme des moments fléchissant (en daN.m) :**

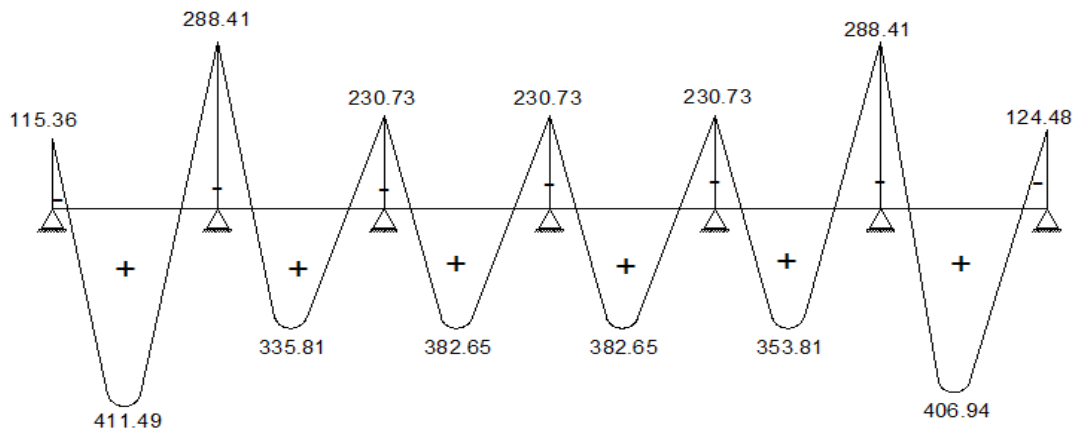


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à ELU

✓ **Diagramme des efforts tranchants :(en daN) :**

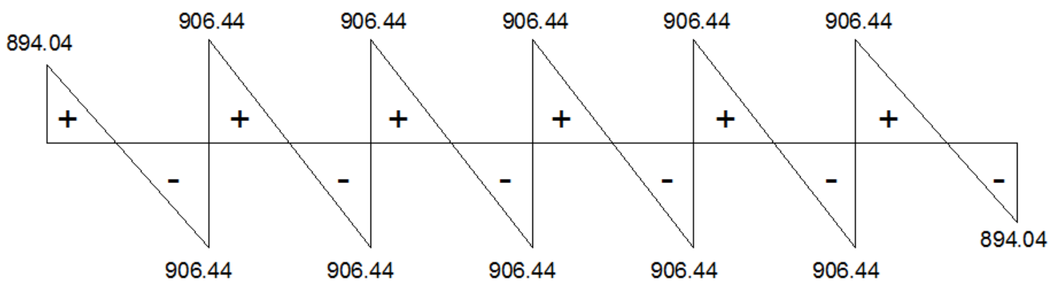


Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants à ELU

- ✓ **Moments fléchissant (M) à l'ELS :**

$\overline{q_s} = g + p$	426	426	426	426	426	426
	Calcul	des	moments	à l'ELS	(dan.m)	
M(iso)	417,48	417,48	417,48	417,48	417,48	417,48
Ma -83.5	-208.74	-166.99	-166.99	-166.99	-208.74	-83.5
A	1,382	1,382	1,382	1,382	1,382	1,382
Mt03 (0,6+0,15α)M_0 (0,5+0,15α) M_0	337,03	295,28	295,28	295,28	295,28	337,03
Mt+(Mw+Me)/2	483,15	483,15	426,27	426,27	483,15	483,15
maxi [(1+0.3α)M0;1.05M0]	590,57	590,57	590,57	590,57	590,57	590,57
Condition	NV	NV	NV	NV	NV	NV
Mt(à prendre)	444,45	402,7	423,54	423,54	402,7	444,45

- ✓ **Diagramme des moments fléchissant (en daN.m) :**

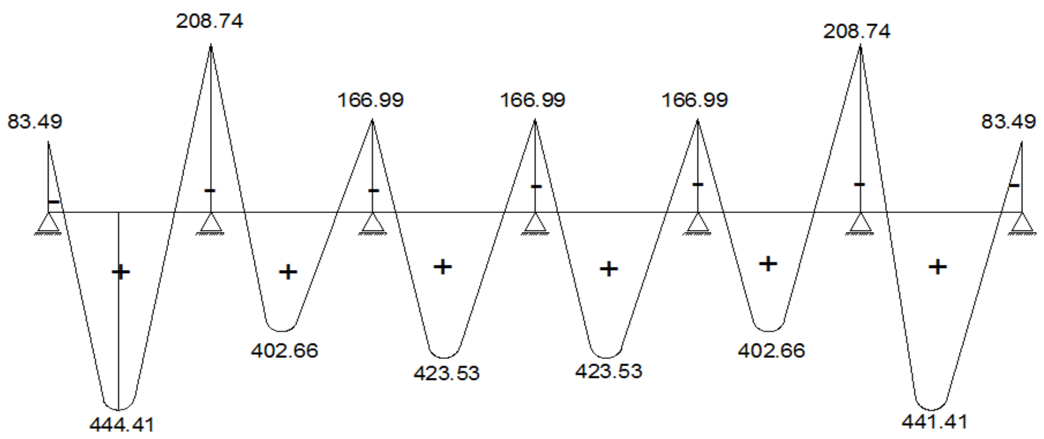


Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant à ELS

- ✓ **Diagramme des efforts tranchants :(en daN) :**

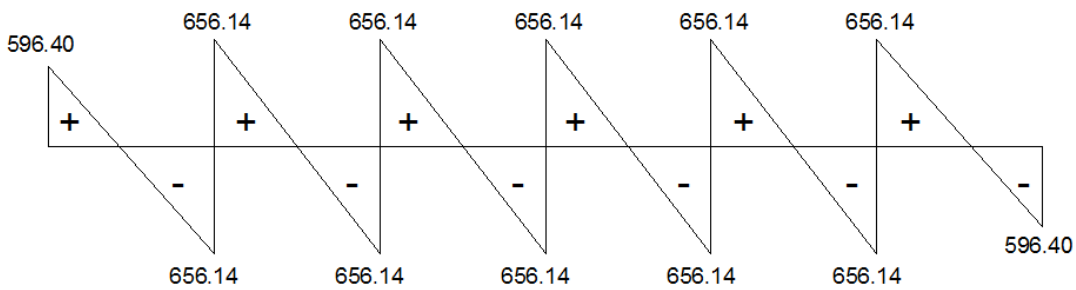


Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants à ELS

Résultant :

Appui	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**
ELU (daN.m)	-115,37	-288,41	-230,73	-230,73	-230,73	-288,41	-115,37
ELS (daN.m)	-83,5	-208,74	-166,99	-166,99	-166,99	-208,74	-83,5

Travée	**1-2**	**2-3**	**3-4**	**4-5**	**5-6**	**6-7**
ELU (daN.m)	411,45	353,81	382,65	382,65	353,81	411,45
ELS (daN.m)	444,45	402,7	423,54	423,54	402,7	444,45

Conclusion :

Pour le ferraillage des poutrelles ; on choisira le cas le plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximaux.

D'après le tableau ci-dessus : on obtient les résultats maximaux suivants :

$\mathbf{M_t}$: moments maximums en travée.

$\mathbf{M_a}$: moment maximums sur appuis.

$\mathbf{T_{max}}$: efforts tranchants maximums.

Niveau	**Type poutrelle**	**N^bre^ Travée**	**Méthode utilisée**	**M_t (daN.m)**		**M_a (daN.m)**		**T_{max} (daN)**
				ELU	**ELS**	**ELU**	**ELS**	
terrasse	1	2	Forfaitaire	435,69	482,11	311,22	227,26	978,10
	2	6		435,69	482,11	311,22	227,26	978,10
	3	7		435,69	482,11	311,22	227,26	978,10
	4	3		435,69	482,11	311,22	227,26	978,10
1^{er} à $9^{éme}$ étage	1	2	Forfaitaire	411,45	459,58	288,41	208,74	906,44
	2	6		411,45	459,58	288,41	208,74	906,44
	3	7		411,45	459,58	288,41	208,74	906,44
	4	3		411,45	459,58	288,41	208,74	906,44

Tableau III.2 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux

III.2.5-Détermination des armatures :

En travée :

- **ELU**

$M_{travée(max)} = 435.7\text{daN.m} = 4357\text{N.m}$

- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

Le moment fléchissant (M_{table}) équilibré par la table est

$$M_{table} = \sigma_b . b . h_{0.} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{table} = 14.17 \times 60 \times 4. \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54412.$$

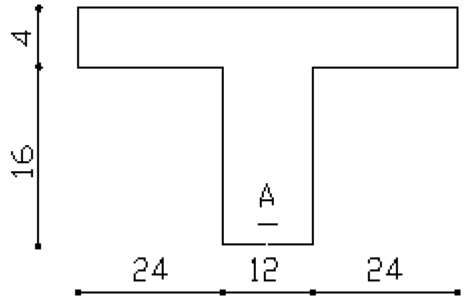


Figure III.16 : Section de calcul.

Avec :

γ_b =1,5

$\gamma_s = 1{,}15$

feE400

$f_{c28} = 25MPa$

f_{t28} =2,1MPa

σ_{bc} =14,17MPa

σ_s=348MPa

Conclusion :

$M_t^{max} = 4357N.m \leq M_{table} = 54412{,}8N.m$

Donc la zone de compressions trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : (bxh)=(60x20)cm^2

➢ **vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\sigma_b . b . d^2} = \frac{4357}{14{,}17.60.18^2} = 0{,}016$$

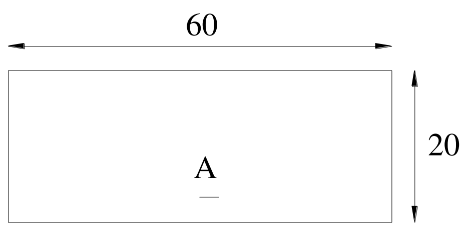
$\mu = 0{,}016 < \mu_{AB} = 0{,}186(acier\ FeE400) \Longrightarrow A'n'existe\ pas$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires A'=0

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$

$\alpha = 1{,}25. \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}020$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}992$



$$A_{cal}^u = \frac{M_t^{max}}{\sigma_s . \beta . d} = \frac{4357}{348.0{,}992.18} = 0{,}70cm^2$$

A_{cal}=0.70cm²

Figure III.17:Section de calcul en travée.

➢ **condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL91)**

$A_{min} = 0{,}23. b_0 . d \quad \frac{f_{t28}}{f_e}$=0,23× 12 × 18 $\quad \frac{2{,}1}{400} = 0{,}26cm^2$

A_u max$(A_{cal}; A_{min}) = 0{,}7\boldsymbol{cm^2}$

➢ **choix des armtures** :

1T12+1T10→ $A = 1{,}92cm^2$

- **ELS :**

$M_{travée(\max)} = 482.17daN.m = 4821{,}7N.m$

Fissuration peu préjudiciable⟹il n y aucune verification vis à vis de la contrainte d'acier σ_s

Flexion simple

Section rectangulaire sans A' $\Longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Longrightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0{,}6 \times f_{c28} =$ $15MPa$

Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{4357}{4821{,}7} = 0{,}90$

$$\frac{0{,}90-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}2 > \ \alpha = 0{,}020 \Longrightarrow condition\ vérifiée$$

Conclusion

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$=15MPa

Fissuration peu préjudiciable ⟹les armatures calculées à ELU seront maintenues

Aucune vérification pour (σ_s)

En appuis:

- **ELU :**

$M_{a\ max}$ =-311,21 daN.m=3112,1N.m

Remarque : La table de compression se trouve dans la partie tendue→on néglige les ailettes la section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :$(b_0 \times h) = (12 \times 20)cm^2$

- **vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{3112{,}1}{14{,}17.12.18^2} = 0{,}054$$

$\mu = 0{,}054 < \mu_{AB} = 0{,}186\ (acier\ FeE400) \Longrightarrow A'n'existe\ pas$

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$

$\alpha = 1{,}25.\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) = 0{,}069$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}972$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{cal}^u = \frac{M_t^{max}}{\sigma_s.\beta.d} = \frac{3112{,}1}{348.0{,}972.18} = 0{,}51cm^2$$

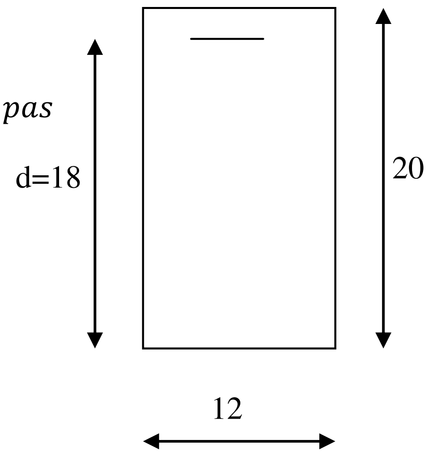


Figure.III.18 : Section de calcul en appui.

- **Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL91)**

$A_{min} = 0{,}23 . b_0 . d \ \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 12 \times 18 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}26 cm^2$

$A_u \max(A_{cal}; A_{min}) = 0{,}51 \boldsymbol{cm^2}$

- **choix des armtures :**

3T10→ $A = 2{,}36 cm^2$

- **ELS :**

$M_{a(\max)} = -227{,}26 daN.m = -2272{,}6 N.m$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A' $\Longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Longrightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0{,}6 \times$

$f_{c28} = 15 MPa$

Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{3112{,}1}{2272{,}6} = 1{,}37$

$$\frac{1{,}37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}44 > \ \alpha = 0{,}069 \Longrightarrow condition\ vérifiée$$

Conclusion

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$=15MPa

Fissuration peu préjudiciable ⟹les armatures calculées à ELU seront maintenues

Aucune vérification pour (σ_s)

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$T^{max} = 978{,}1 daN = 9781 N$

a-Diamètre des armatures transversales :(A.12.3.5 pratique BAEL91)

Le diamètre $\emptyset_t$ *des armatures* doit etre inférieur ou égal à la valeur minimale suivant :

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

$$\phi_t \leq \min\left[0{,}57; 1{,}2; 1{,}2\right]$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle

$\emptyset_l$: Diamètre maximal des armatures longitudinales

b_0 : largeur d'âme de la nervure

Armatures ronds lisse $\phi_t = 6mm$ avec une nuance d'acier FeE235.

Choix : $A_t = 2\phi 6 = 0.57cm^2$

Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

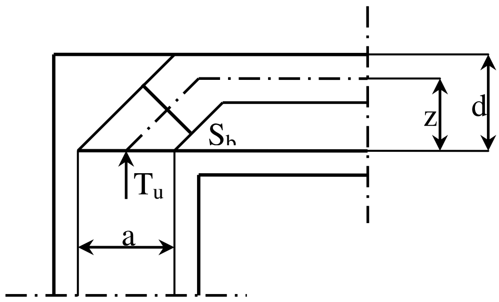


Figure III.19 : L'influence de l'effort tranchant

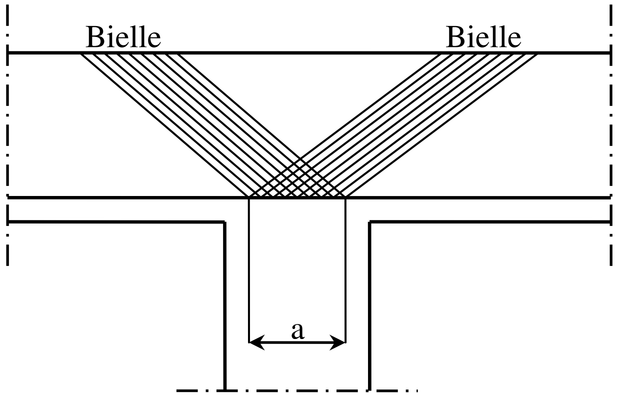


Figure III.20 : L'influence de l'effort tranchant Sur un appui intermédiaire.

a-Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (A.4.3 pratique BAEL91)

Avec : a =0,9d=0,9x18=16,2cm

T_u =9781N$\leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 100 = 129762N$

L'effort tranchant n'a pas une influence aux voisinages des appuis.

a. vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

(A.4.3 pratique BAEL91)

On doit vérifier que :

A$\geq \frac{\gamma_s}{f_e}(T_u^{max} + \frac{M_a^u}{0,9 \times d})$

A=1,92$cm^2 \geq \frac{1,15}{400}\left(9781 - \frac{3112,1}{0,9 \times 18}\right) \times 10^{-2} = 0,28 \ldots CV$

$\Rightarrow$Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

b-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ **[BAEL91/A.5.1,211]**

$\tau_u = \frac{T^{max}}{b_0 \times d}$ **[BAEL91/A.5.1,1]**

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{9781}{12\times 18\times 100} = 0.45Mpa.$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b};5\right)Mpa$ =3,33MPa **[BAEL91/A.5.1,211]**.

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90°$

c- Section et écartement des armatures transversales

A_t: $(A12.3.5\ pratique\ BAEL91)$

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

$$\phi_t \leq \min\left[0{,}57;1{,}2;1{,}2\right] = 0{,}57cm$$

Armatures ronds lisse $\phi_t = 6mm$ avec une nuance d'acier FeE235.

Chois : $A_t = 2\phi 6 = 0.56cm^2$

-Calcul d'espacement des armatures transversales :

K=1(flexion simple) (13.3.3 pratique BAEL91)

$\alpha = 90°$

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$\delta_{t1} \leq \min(0{,}9d; 40cm) = 16{,}2\text{cm}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t.f_e}{0{,}4b_0 \times \sin\alpha} = \frac{0{,}56\times 235}{0{,}4\times 12\times 1} = 27{,}42cm$$

$$\frac{A_t}{b_0.\delta_{13}} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3f_{tj}\times K}{0{,}8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)} (A.5.1{,}23BAEL\ mod.99)$$

Donc : $\delta_{13} \leq \frac{A_t\times 0{,}8\times f_e}{b_0.(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}56\times 0{,}8\times 235}{12\times(0{,}45-0{,}3\times 2{,}1)}$ =48,74 cm

Conclusion :

$\delta_t \leq \min(\delta_{t1};\delta_{t2};\delta_{t3})$=16,2cm

On prend $\delta_t = 15cm$

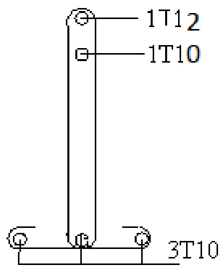
		M (KN.m)	Al (cm^2)	Choix des armatures	A_t	Disposition des armatures
En travée	**ELUR**	435,7	0,70	1T12+1T10 A=1,92cm²	2Ø6 A_t=0,56cm²	
	ELS	482,17	vérifiée			
En appui	**ELUR**	-311,21	0,51	3T10 A=2.36cm²		
	ELS	-227,26	vérifiée			

Tableau III.3 : Ferraillage des poutrelles

III.2.6-Calcul de la flèche :

III 2.6.1-Vérification de la flèche :

D'après les règles, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

b) $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \frac{M_{tser}}{M_{aser}}$

c) $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

L : la portée de la travée entre nus d'appuis.

h : la hauteur totale de la section droite.

d : la hauteur utile de la section droite.

b_0: la largeur de la nervure.

$M_{t\,ser}$: le moment en travée maximale à ELS

$M_{a\,ser}$: le moment en appui maximal à ELS

A : la section des armatures tendues.

f_e: la limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

➢ **Vérification des conditions :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{20}{310} = 0,0645 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{20}{310} = 0,0645 < \frac{1}{10} \times \frac{482,17}{227,26} = 0,21 \rightarrow \text{CNV}$$

$\frac{A}{b_0.d} = \frac{1,92}{12\times18} = 0,009 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow CV$

Conclusion :

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta ft_{max}$

g : La charge permanente après mise en place des cloisons ;

$g = 673 dan/m^2$

J : La charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$J = 673 dan/m^2$

P : La charge totale (P = G + Q).

$P = (673+100) = 773 dan/m^2$

G=6730x0,60=4038N/ml

Pour b=0,6m $\begin{cases} P = 7730\text{x}0,60 = 4638 N/ml \\ J = 6730\text{x}0,60 = 4038 N/ml \end{cases}$

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$\begin{cases} M_G = 0,80.\frac{G.l^2}{8} = 0,80\frac{4038\times3,10^2}{8} = 3880,52 N.m \\ M_P = 0,80.\frac{P.l^2}{8} = 0,80\frac{4638\times3,10^2}{8} = 4457,12 N.m \\ M_J = 0,80.\frac{J.l^2}{8} = 0,80\frac{4038\times3,10^2}{8} = 3880,52 N.m \end{cases}$$

- **Module de déformation longitudinale :**

$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 MPa$

$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 MPa$

- **Détermination du centre de gravité:**

$V_1 = \frac{\sum A_i.Y_i}{\sum A_i}$ n=15

$V_1 = \frac{(60-12).4.2+12.20.10+15.1,92.18}{4.48+12.20+15.1,92}$

- **Détermination du moment d'inertie:**

$$I_0 = \frac{b\times V_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v_1-h_0)^3}{3} + \frac{b_0\times V_2^3}{3} + n\times A\times(d-v_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60\times7,17^3}{3} - \frac{(60-12)(7,17-4)^3}{3} + \frac{12\times12,83^3}{3} + 15\times1,92 \times(18-7,17)^2$$

$I_0 = 18688,01\ cm^4$

- **Pourcentage des armatures:**

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = \frac{1{,}92}{12 \times 18} = 0{,}00889$$

D'aprés leBAEL91 $\rho_1 = 100\rho = 0{,}889 \rightarrow$ tableau$(\beta_1 = 0{,}925)$

- **Calcul des contraintes suivant les sollicitations:**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A.\beta_1.d} = \frac{3880{,}5}{1{,}92 \times 0{,}867 \times 18} = 129{,}51MPa$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A.\beta_1.d} = \frac{4457{,}12}{1{,}92 \times 0{,}867 \times 18} = 148{,}75MPa$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A.\beta_1.d} = \frac{3880{,}5}{1{,}92 \times 0{,}867 \times 18} = 129{,}51MPa$$

- ***Calcul de μ_g ; μ_j et μ_p :***

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}00889 \times 129{,}51 + 2{,}1} = 0{,}452$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}00889 \times 148{,}75 + 2{,}1} = 0{,}503$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}00889 \times 129{,}51 + 2{,}1} = 0{,}452$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$I_f = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \times f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{\left(2+3\frac{12}{60}\right).0{,}00889} = 4{,}54$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4{,}54 = 1{,}816$$

$$I_{fg}^v = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1{,}1 \times 18688{,}01}{1 + 4{,}54 \times 0{,}452} = 6735.34cm^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1{,}1 \times 18688{,}01}{1 + 9{,}72 \times 0{,}452} = 11290cm^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1{,}1 \times 18688{,}01}{1 + 9{,}72 \times 0{,}503} = 6260{,}41cm^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1{,}1 \times 18688{,}01}{1 + 9{,}72 \times 0{,}452} = 6735{,}34cm^4$$

➢ **Calcul de la fléche :**

$$f_{gi}=\frac{M_g.L^2}{10E_i.I_{fi}^g}=\frac{3880{,}52\times310^2}{10\times32164{,}19\times6735{,}34}=0{,}17cm$$

$$f_{gi}=\frac{M_g.L^2}{10E_v.I_{fi}^g}=\frac{3880{,}52\times310^2}{10\times10818{,}86\times11290}=0{,}31cm$$

$$f_{gi}=\frac{M_j.L^2}{10E_i.I_{fi}^g}=\frac{3880{,}52\times310^2}{10\times32164{,}19\times6735{,}34}=0{,}17cm$$

$$f_{gi}=\frac{M_p.L^2}{10E_i.I_{fi}^g}=\frac{4457{,}12\times310^2}{10\times32164{,}19\times6260{,}40}=0{,}21cm$$

La flèche totale :

$\Delta f_t=(f_g^v-f_j^i)+(f_p^i-f_g^i)$ =((0,31)-(0,17))+((0,21)-(0,17))=0,18cm

La flèche admissible :

Pour L=310cm$<500cm\Rightarrow\Delta f_{t,max}=\frac{l}{500}=\frac{310}{500}=0{,}62$

Donc $\Delta f_t<\Delta f_{t,max}\rightarrow0{,}18cm<0{,}62\Rightarrow$ la flèche est vérifiée

III.3-Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée L_y, petite portée l_x, épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur leur contour) ou des murs en maçonnerie (dalles articulées sur leur contour).

III.3.1-Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend de la valeur $\rho=\frac{l_x}{l_y}$

- Pour $\rho<0{,}4$; les dalles portent dans un seul sens.
- Pour $0{,}4\le\rho\le1$; les dalles portent selon deux directions.

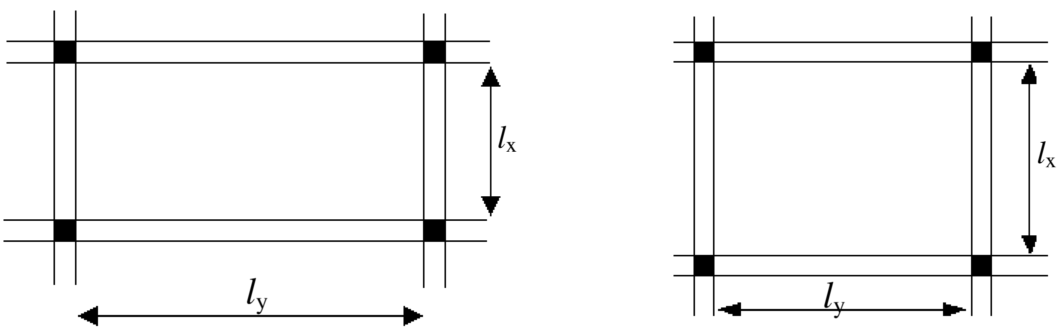


Figure III.21 : Démentions d'un poteau de dalle

Les dalles de notre structure portent dans deux directions (voir tableau II.3.) $\Rightarrow$ le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est déterminé sur les points suivants :

-La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;

-Considérons 2 bandes :

L'une de largeur « d_x » ;

L'autre de longueur « d_y » ;

Et une charge élémentaire P appliquée sur la partie commune aux deux bandes (voir Fig.III.22).

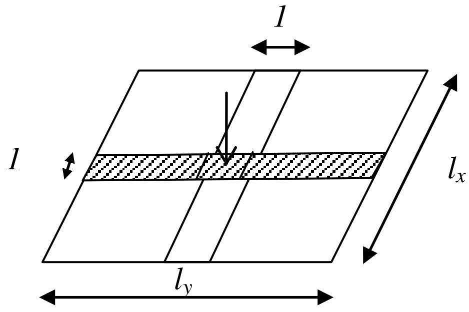


Figure III.22 : Hypothèse de calcul.

❖ Constatations :

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme
- Chaque bande est soulagée par une série de bandes élastiques prenant appui sur les rives ;
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus (voir Fig.III.23.).

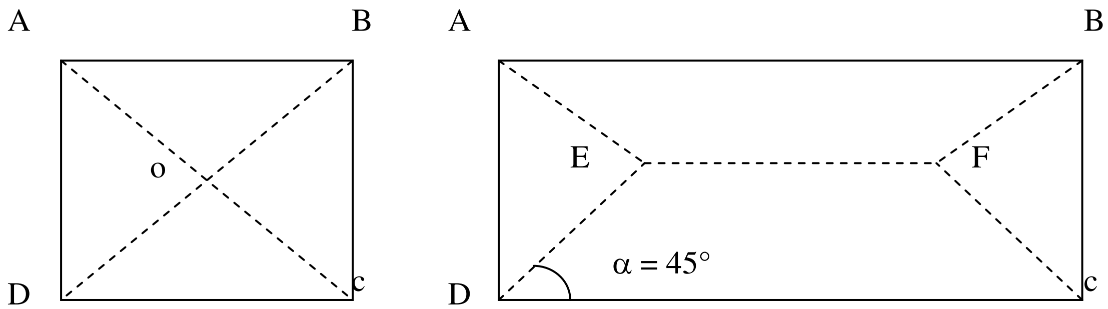


Figure.III.23 : Les lignes de rupture déterminées par essai de chargement

❖ Conclusion :

- Deux moments fléchissant agissent et sont évalués forfaitairement
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.
[A.7.2,2B.A.E.L 91].

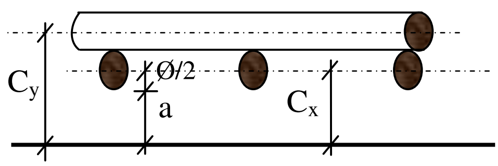


Figure III.24: Enrobage

$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10}$ avec $h_d = 16cm$

$\Rightarrow \phi_{max} \leq \frac{16}{10} = 1{,}6cm$

on prendra $\Longrightarrow$ $\phi = 10mm$.

- **Calcul de l'enrobage (A.7.1 BAEL91)**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable⟹a=1cm

$C_x = a + \frac{\emptyset}{2} C_x = \left(10 + \frac{10}{2}\right) mm = 15mm$

$C_\gamma = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} C_\gamma = \left(10 + 10 + \frac{10}{2}\right) mm = 25mm$

- **Hauteurs utiles :**

$d_x = h_d - C_x = 16 - 1{,}5 = 14{,}5c$

$d_y = h_d - C_y = 16 - 2{,}5cm$

✓ **Evaluation des charges et combinaison fondamentales :**

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre II ; on a :

G=647 dan/m² , *Q=250 dan/m²*

a.combinaison fondamentale :

❖ **Etat limite E.L.U**

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_u = 1.35 \times 647 + 1.5 \times 250 = 1248.45\ dan/m^2$

pour une bande de 1 m de largeur:

$\overline{q_u} = q_u \times 1 = 1248.45 daN/ml$

❖ **Etat limite de service(E.L.S) :**

$q_{ser} = G + Q$

$q_{ser} = 647 + 250 = 897\ dan/m^2$

pour une bande de 1mde largeur

$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1.00 = 897 daN/ml$

➢ **Calcul des sollicitations :(A2.1.2p352 pratique du BAEL91)**

❖ **Etats limite ultime :**

$M_x^u = \mu_x^u \times \overline{q_u} \times {l_x}^2$ suivant la direction l_x

$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u$ suivant la direction l_y

❖ **Etats limite de service**:

$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \overline{q_{ser}} \times {l_x}^2$ suivant la direction l_x

$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser}$ suivant la direction l_y

avec: $\mu_x$et $\mu_y = f(p.v)$

Coefficient de poisson : (A.2p7 BAEL91 MOD99)

→ v = 0 états limites ultimes (béton fissuré).

→ v= 0.2 états limites de service (béton non fissuré).

b-Mode d'encastrement :

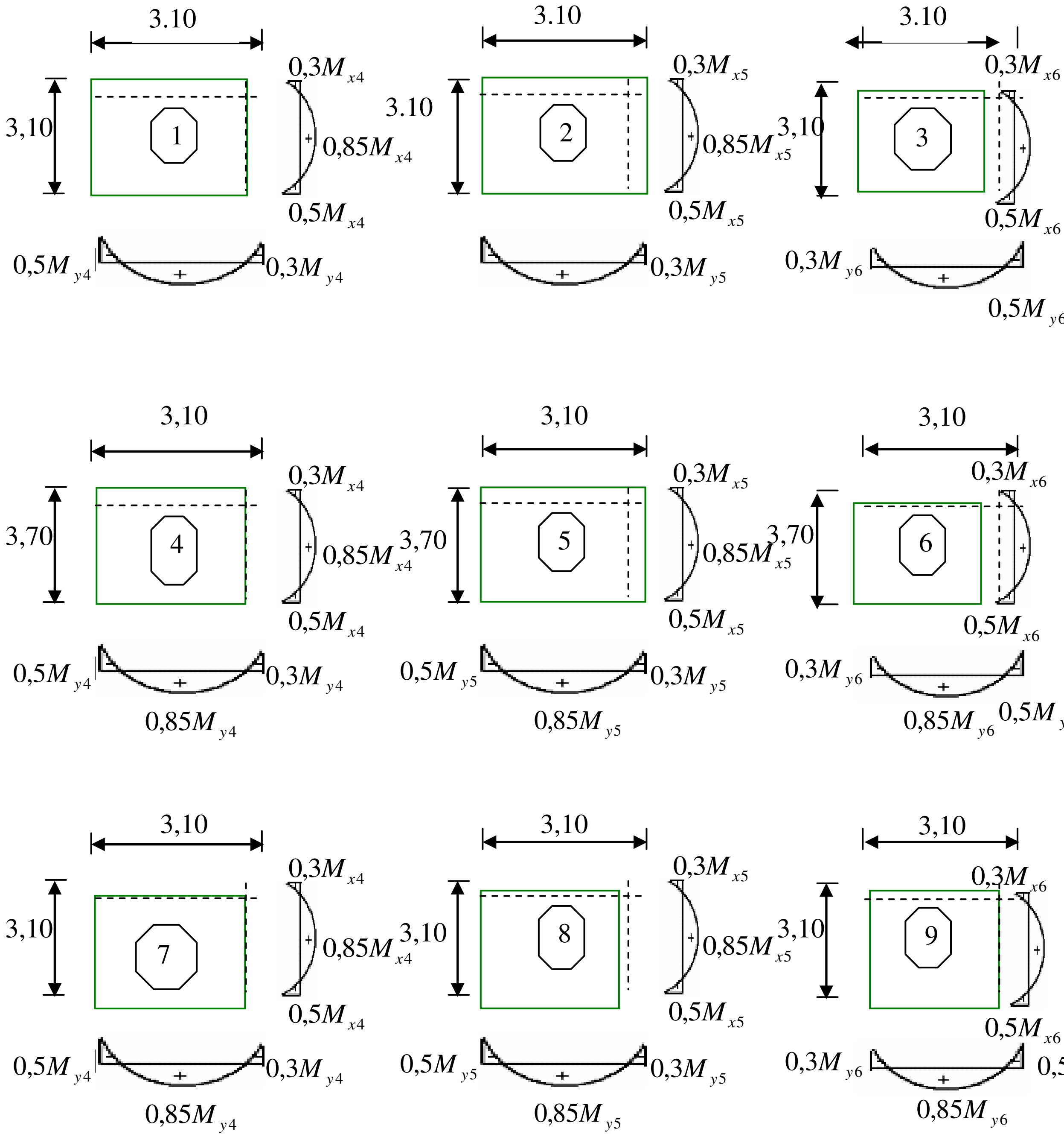


Figure III.25 : schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme de moment fléchissant.

Remarque :

Pour les calculs des ferraillages de la dalle pleine, on prendre le cas les plus défavorable.

C'est-à-dire le plus grand panneau.

L_x=3.10m

Ly=3.70m

III.3.2 : Calcul les sollicitations :

G=647daN/m^2

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3.10}{3.70} = 0.84 > 0.4$$

Donc, la dalle travaille suivant deux sens.

E.L.U	**E.L.S**
Q_u=1248.545daN/m	$Q_{ser} = 897daN/m$
$\mu_{ux} = 0.0520$	$\mu_{sx} = 0.0589$
$\mu_{uy} = 0.667$	$\mu_{sy} = 0.764$

Sens X-X :

ELU	$M_x^u = \mu_x^u \times \overline{q_u} \times {l_x}^2$=0.0520× 1248.45 × 3.10^2 = 623.88$daN.m$
ELS	$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \overline{q_{ser}} \times {l_x}^2$= 0.0589× 897 × 3.10^2 = 507.73daN.m

a)en travée

ELU	$\mathrm{M_{tx}^u}$ =0.85× $\mathrm{M_x^u} = 0.85 \times 623.88 = 530.03\mathrm{daN.m}$
ELS	$\mathrm{M_{tx}^{ser}} = 0.85 \times \mathrm{M_x^{ser}}$= 0.85× 507.73 = 431.6daN.m

b) en appuis :

ELU	$\mathrm{M_{ax}^u} = -0.3 \times \mathrm{M_x^u} = 0.3 \times 623.88 = -187.2\mathrm{daN.m}$
ELS	$\mathrm{M_{ax}^{ser}} = -0.3 \times \mathrm{M_x^{ser}}$= -0.3× 507.73 = −152.32daN.m

ELU	$\mathrm{M_{ax}^u}$ =-0.5× $\mathrm{M_x^u} = -0.5 \times 623.88 = -311.94\mathrm{daN.m}$
ELS	$\mathrm{M_{ax}^{ser}} = -0.5 \times \mathrm{M_x^{ser}}$= -0.5× 507.73 = −253.87daN.m

Sens Y-Y :

ELU	$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u$=0.667× 624 = 416.2$daN.m$
ELS	$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{user}$= 0.764 × 508 = 388.11$daN.m$

En travée :

ELU	$\mathrm{M_{ty}^u}$ =0.85× $\mathrm{M_y^u} = 0.85 \times 416.2 = 353.77\mathrm{daN.m}$
ELS	$\mathrm{M_{ty}^{ser}} = 0.85 \times \mathrm{M_y^{ser}}$= 0.85× 388.11 = 329.89daN.m

b)En appuis :

ELU	M_{ay}^{u} =-0.5× $M_{y}^{u} = -0.5 \times 416.2 = -208.1 \text{daN.m}$
ELS	$M_{ay}^{ser} = -0.5 \times M_{y}^{ser}$= -0.5× 388.11 $= -194.06$daN.m

ELU	M_{ay}^{u} =-0.5× $M_{y}^{u} = -0.3 \times 416.2 = -124.86 \text{daN.m}$
ELS	$M_{ay}^{ser} = -0.3 \times M_{y}^{ser}$= -0.3× 388.11 $= -116.43$daN.m

Sens	**ELU (v=0**		**ELS (v=0.2)**	
	M_{appuis} [dan.m]	**$M_{travée}$[dan.m]**	**M_{appuis} [dan.m]**	**$M_{travée}$[dan.m**
sensX-X	-312	530.03	-254	431.6
SensY-Y	-208.1	353.77	-194.06	329.89

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales de la dalle pleine.

III.3.3-Calcul de ferraillage

Sens X-X

a)En travée :

❖ **ELU**

M_u =-530.03 daN.m

➢ **vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_b . b . d_x^2} = \frac{5300.3}{14{,}17.100.\,14{,}5^2} = 0{,}018$$

$$\mu = 0{,}018 < \mu_{AB} = 0{,}186 \Longrightarrow A'n'existe\ pas$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$$

$$\alpha = 1{,}25.\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}0023$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}991$$

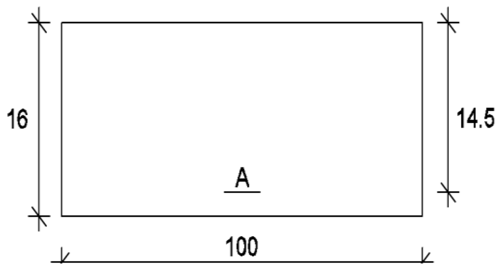


Figure III.26 : section de calcul sue le sens X-X

➢ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^{u} = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_s . \beta . d} = \frac{5300.3}{348.0{,}991.14{,}5} = 1.2 \text{cm}^2/\text{ml}$$

➢ **Calcule des armatures minimales (condition de non fragilité) (b.7.4 BAEL91)**

$A_{min} = 0{,}0008.b.h$=0,0008× $100 \times 16 = 1{,}28cm^2/ml$

$A_u \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.28\boldsymbol{cm^2/ml}$

➢ **Espacement maximal des armatures :**

$\delta \leq$ min($3h_d$; 33cm)=33cm

- **choix des armtures :**

4T10ml → $A = 3.14cm^2/ml$

(T10 → e=25cm)

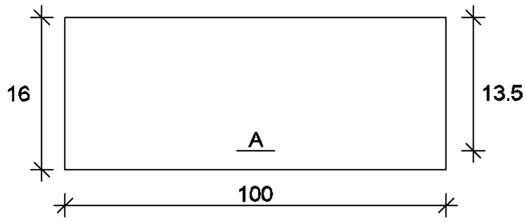


Figure II-I.27 : section de calcul sue le sens Y-Y

- **ELS :**

M_{tx}^{s}=431.6da N.m

Flexion simple

Section rectangulaire sans A' $\Longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Longrightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$

Acier FeE400

Avec :$\gamma = \frac{M_{tx}^{u}}{M_{tx}^{ser}} = \frac{5300.3}{4316} = 1,23$

$$\frac{1,23-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 > \ \alpha = 0,023 \Longrightarrow condition\ vérifiée$$

Conclusion :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$=15MPa

Fissuration peu préjudiciable ⟹les armatures calculées à ELU seront maintenues

Aucune vérification pour (σ_s)

b) En appuis:

ELU

M_u =-312 daN.m

- **vérification de l'existence des armatures comprimées** :

$$\mu = \frac{M_{ax}^{u}}{\sigma_b . b . d_x^2} = \frac{3120}{14,17.100.14,5^2} = 0,01$$

$$\mu = 0,01 < \mu_{AB} = 0,186 \Longrightarrow A'n'existe\ pas$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\alpha = 1,25.\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

- **Détermination des armatures**

$$A_{tx}^{u} = \frac{M_{ax}^{u}}{\sigma_s . \beta . d} = \frac{3120}{348.0,995.14,5} = 0.62cm^2/ml$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) (b.7.4 BAEL91)**

$A_{min} = 0,0008. b. h$=0,0008$\times 100 \times 16 = 1,28cm^2/ml$

A_u max$(A_{cal}; A_{min}) = 1.28\boldsymbol{cm^2/ml}$

- ***choix des armatures***

4T10ml → $A = 3.14cm^2/ml$

(T10 → e=25cm)

- **ELS :**

M_{ax}^{s}=254da N.m

$\left.\begin{array}{l}\text{Flexion simple}\\ \text{Section rectangulaire sans A'}\\ \text{Acier FeE400}\end{array}\right\} \Longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Longrightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$

Avec :$\gamma = \frac{M_{ax}^{u}}{M_{ax}^{ser}} = \frac{3120}{2540} = 1{,}23$

$$\frac{1{,}23 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}37 > \ \alpha = 0{,}013 \Longrightarrow condition\ vérifiée$$

Conclusion :

$\left.\begin{array}{l}\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}\text{=15MPa}\\ \text{Fissuration peu préjudiciable}\\ \text{Aucune vérification pour } (\sigma_s)\end{array}\right\} \Longrightarrow$les armatures calculées à ELU seront maintenues

SensY-Y :

a) **En travée :**

- **ELU**

M_u =353.77 daN.m

- **vérification de l'existence des armatures comprimées** :

$$\mu = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_b . b. d_x^2} = \frac{3537.7}{14{,}17.100.\,14{,}5^2} = 0{,}014$$

$\mu = 0{,}014 < \mu_{AB} = 0{,}186 \Longrightarrow A'n'existe\ pas$

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$

$\alpha = 1{,}25.\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}018$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}993$

Détermination des armatures :

$$A_{tx}^{u} = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_s . \beta . d} = \frac{3537.7}{348.0{,}993.14{,}5} = 0.76cm^2/ml$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) (b.7.4 BAEL91)**

$A_{min} = 0{,}0008.b.h$=0,0008$\times 100 \times 16 = 1{,}28cm^2/ml$

A_t max$(A_t ; A_{min})$ = 1.28$\boldsymbol{cm^2/ml}$

Espacement maximal des armatures :

$\delta \leq \min(4h_d$; 40cm)=40cm

- **choix des armtures :**

4T10ml $\rightarrow A = 3.14cm^2/ml$

(T10 $\rightarrow$ e=25cm)

❖ **ELS :**

M_{tx}^{s}=329.89da N.m

Flexion simple

Section rectangulaire sans A' $\Longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Longrightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$

Acier FeE400

Avec :$\gamma = \frac{M_{tY}^{u}}{M_{ty}^{ser}} = \frac{353.77}{329.89} = 1{,}07$

$$\frac{1{,}07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.285 > \ \alpha = 0{,}0018 \Longrightarrow condition\ vérifiée$$

Conclusion :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$=15MPa

Fissuration peu préjudiciable ⟹les armatures calculées à ELU seront maintenues

Aucune vérification pour (σ_s)

En appuis:

ELU

M_{ay} =-208,1 daN.m

- **vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{\mathrm{M_{ay}^{u}}}{\mathrm{\sigma_b.b.d_y^2}} = \frac{2081}{14{,}17.100.13{,}5^2} = 0{,}008$$

$$\mu = 0{,}008 < \mu_{AB} = 0{,}186 \Longrightarrow A'n'existe\ pas$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$$

$$\alpha = 1{,}25.\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) = 0{,}01$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}996$$

- **Détermination des armatures :**

$$\mathrm{A_{tx}^{u}} = \frac{\mathrm{M_{ay}^{u}}}{\mathrm{\sigma_s.\beta.d}} = \frac{2081}{348.0{,}996.13{,}5} = 0.44cm^2/ml$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) (b.7.4 BAEL91)**

$A_{min} = 0{,}0008.b.h$=$0{,}0008\times 100 \times 16 = 1{,}28cm^2/ml$

$A_u \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.28\boldsymbol{cm^2/ml}$

- **choix des armatures :**

4T10ml $\rightarrow A = 3.14cm^2/ml$

(T10 $\rightarrow$ e=25cm)

- **ELS :**

M_{ay}^{s}=194,06da N.m

Flexion simple

Section rectangulaire sans A' $\Longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Longrightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0{,}6 \times$

$f_{c28} = 15MPa$

Acier FeE400

Avec :$\gamma = \frac{M_{ay}^{u}}{M_{ay}^{ser}} = \frac{208{,}1}{194{,}06} = 1{,}07$

$$\frac{1{,}07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}285 > \ \alpha = 0{,}01 \Longrightarrow condition\ vérifiée$$

Conclusion :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$=15MPa

Fissuration peu préjudiciable $\Longrightarrow$les armatures calculées à ELU seront maintenues

(Aucune vérification pour (σ_s))

III.3.4) Vérification des contraintes de cisaillement :

- **Tu max**

$$T_x^u = \frac{q_{u\times l_x}}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{q_{u\times l_y}}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$T_x^u = \frac{1248.45\times 3.1}{2} \times \frac{3.7^4}{3.7^4\times 3.1^4}$=1296.32daN/ml

$T_y^u = \frac{1248.45\times 3.7}{2} \times \frac{3.1^4}{3.7^4\times 3.1^4}$=762,41daN/ml

$T_u = \max(T_x^u;\ T_y^u) \rightarrow T_u$=1296,32 daN/ml

✓ **Calcul τ_u:**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1296{,}32 \times 10}{(100 \times 14{,}5) \times 100} = 0{,}1MPa$$

(A.B.6.7, 2 p 89 bael91 mod.99)

$\overline{\tau_u}$=0,05× f_{c28}=1,25MPa

$\tau_u = 0{,}1MPa < \overline{\tau_u} = 1{,}25MPa$ $\Longrightarrow$ *les* armatures transversales ne sont pas nécessaires

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

III.3.5) <u>Vérification de la flèche :</u>

➢ **<u>Condition de la flèche :(A.B.7.5 BAEL 91</u>)**

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20\ M_x^{ser}}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

✓ **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20\ M_x^{ser}} \Longrightarrow 0{,}052 < 0{,}085 \Longrightarrow CNV$$

$\Longrightarrow$ le calcul de la flèche est nécessaire.

➢ **Calcul de la flèche (B.6.5 ,2 P 87 BAEL 91 mod.99)**

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta ft_{max}$$

➢ **<u>Calcul des charges:</u>**

g : La charge permanente après mise en place des cloisons ;

g=647× 1,00 = $647 dan/ml$

J : La charge permanente avant mise en place des cloisons ;

J= (g-100)× 1,00 = 547 × 1,00 = $547 dan/ml$

P : La charge totale (P = G + Q).

P=(647+250)× 1,00 = $897 dan/ml$

➢ **<u>Calcul des moments fléchissants</u> :**

$$M_{tg}^{ser} = 0.85\ \mu \times g\ l_x^2 = 0.85 \times 0.0589 \times 647 \times 3.1^2 = 311.11 \text{daN.m}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0.85\ \mu \times j\ l_x^2 = 0.85 \times 0.0589 \times 547 \times 3.1^2 = 263.18 \text{daN.m}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.85\ \mu \times p\ l_x^2 = 0.85 \times 0.0589 \times 897 \times 3.1^2 = 431.57 \text{daN.m}$$

- **Module de déformation longitudinale**

$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164{,}19MPa$

$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87MPa$

- ✓ **Moment d'inertie de la section homogène:**

$I_0: moment\ d'inertie\ de\ la\ section\ homog\acute{e}ne\ par$ rapport à un axe passant par son centre de gravité .

$$V_1 = \frac{\sum A_i . Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3{,}14 \times 14{,}5}{100 \times 16 + 15 \times 3{,}14} = 8{,}19cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 7{,}81cm$$

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b \times V_2^3}{3} + n \times A \times (V_2 - C_x)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8{,}19^3}{3} + \frac{100 \times 7{,}81^3}{3} + 15 \times 3{,}14 \times (7{,}81 - 1{,}5)^2 = 36066{,}43\ cm^4$$

- **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations:**

$$\sigma_s = \frac{M_1^{ser}}{A.\beta_1.d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100.\frac{A}{b_0.d} = 100.\frac{3{,}14}{100 \times 14{,}5} = 0{,}216 \rightarrow (tableau)\beta_1 = 0{,}925$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{tg}^{ser}}{A.\beta_1.d} = \frac{3112{,}9}{3{,}14 \times 0{,}925 \times 14{,}5} = 73{,}91MPa$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{tj}^{ser}}{A.\beta_1.d} = \frac{2631{,}8}{3{,}14 \times 0{,}925 \times 14{,}5} = 62{,}49MPa$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A.\beta_1.d} = \frac{4315{,}7}{3{,}14 \times 0{,}925 \times 14{,}5} = 102{,}10MPa$$

- **Calcul les coefficients μ_g ; μ_j et μ_p , :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}00216 \times 73{,}91 + 2{,}1} = -0{,}342$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}00216 \times 62{,}44 + 2{,}1} = -0{,}392$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}00216 \times 102{,}47 + 2{,}1} = -0{,}231$$

➢ **calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$I_f = \frac{1{,}1.\mathrm{I}_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{5 \times 0{,}00216} = 9{,}72$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 9{,}72 = 3.89$$

$$I_{fg}^{v} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1{,}1 \times 36066{,}46}{1 + 3{,}89 \times -0{,}342} = -120083{,}26cm^4$$

$$I_{fg}^{v} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1{,}1 \times 36066{,}46}{1 + 9{,}72 \times -0{,}342} = -17069{,}28cm^4$$

$$I_{fg}^{v} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1{,}1 \times 36066{,}46}{1 + 9{,}72 \times -0{,}392} = -14117{,}34cm^4$$

$$I_{fg}^{v} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1{,}1 \times 36066{,}46}{1 + 9{,}72 \times -0{,}231} = -31857{,}76cm^4$$

➢ **Calcul des flèche partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser}.L^2}{10E_v.I_{fg}^v} = \frac{3112{,}9 \times 310^2}{10 \times 10818{,}86 \times -120083{,}26} = -0{,}02$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^{ser}.L^2}{10E_v.I_{fg}^v} = \frac{3112{,}9 \times 310^2}{10 \times 32164.19 - 17069{,}28} = -0{,}05$$

$$f_j^i = \frac{M_{tj}^{ser}.L^2}{10E_v.I_{fj}^v} = \frac{3112{,}9 \times 310^2}{10 \times 32164.19 \times -14117{,}34} = -0{,}06$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^{ser}.L^2}{10E_v.I_{fp}^v} = \frac{3112{,}9 \times 310^2}{10 \times 32164.19 \times -31857{,}76} = -0{,}04$$

➢ **La flèche totale :**

$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$ =((-0,02)-(-0,06))+((-0,04)-(-0,05))=0,05cm

➢ **La fléche admissible :**

L=3,10m$\leq 5{,}00m$ $\Delta f_{t\,,max}$=$\frac{l}{500} = \frac{300}{500} = 0{,}62$

Conclusion :

Δf_t<$\Delta f_{t\,,max}$$\rightarrow 0{,}05cm < 0{,}62 \Longrightarrow la flèche\ est\ vérifiée$

Etude des éléments non structuraux

IV.1. Les escaliers :

IV.1.1 Définition :

L'escalier est un élément indispensable dans tous les types de bâtiments, constitués d'une suite de marches permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Il est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

IV.1.2 Les éléments constitutifs d'un escalier :

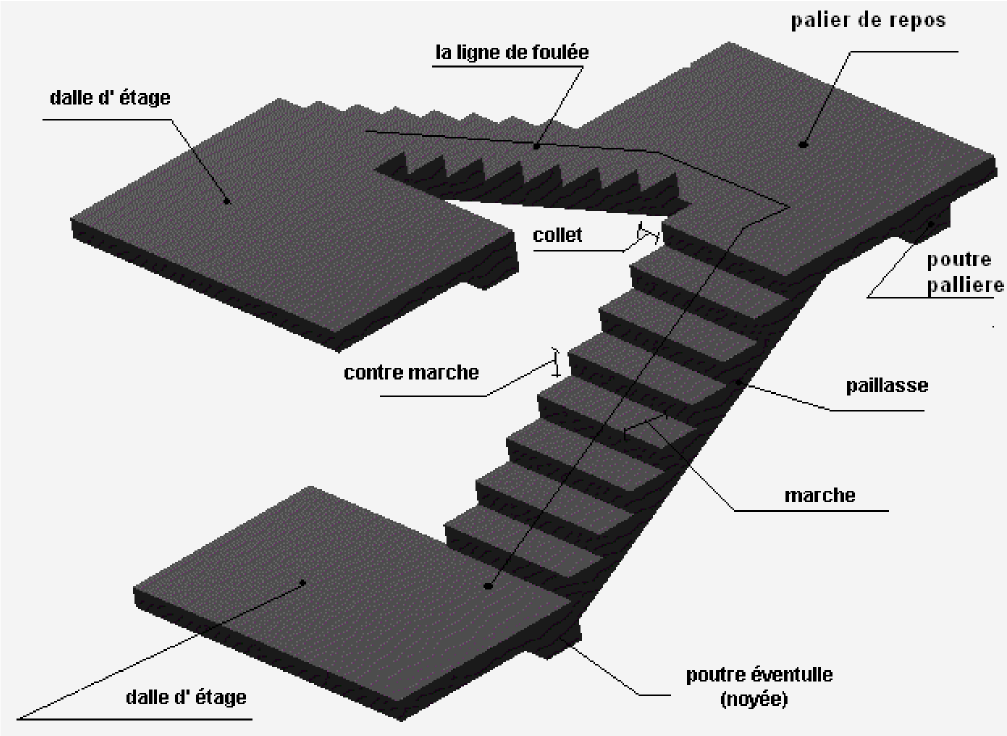


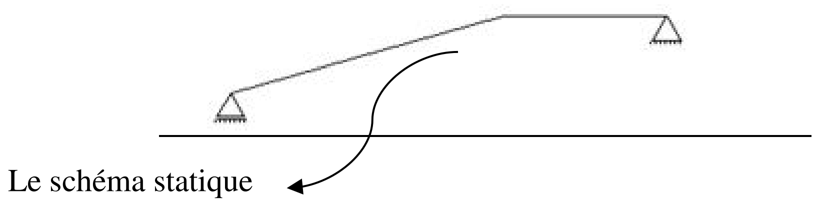
Figure IV.1.1 : Les éléments constitutifs d'un escalier.

Remarque :

- **Emmarchement** : La longueur de la marche,
- **g** : Giron (largueur d'une marche),
- **h** : Hauteur d'une marche,
- **Mur d'échiffre** : Le mur qui limite l'escalier,
- **Paillasse** : Le plafond qui monte sous les marches,
- **Contre-marche** : La partie verticale d'une marche,
- **Le jour** : L'espace entre deux volées en projection horizontale,
- **Le collet** : Le bord qui limite l'escalier du côté du jour,

- **Ligne de foulée** : La courbe décrite par une personne prenant l'escalier
  (tracé à 50 cm du côté de jour),
- **Volée** : Suite de marches (avec 20 marches au maximum),
- **Palier de repos** : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et,
- **Palier d'arrivée** : Palier d'étage.

Dans notre projet, on a : Escaliers à 2 volées avec un palier intermédiaire.



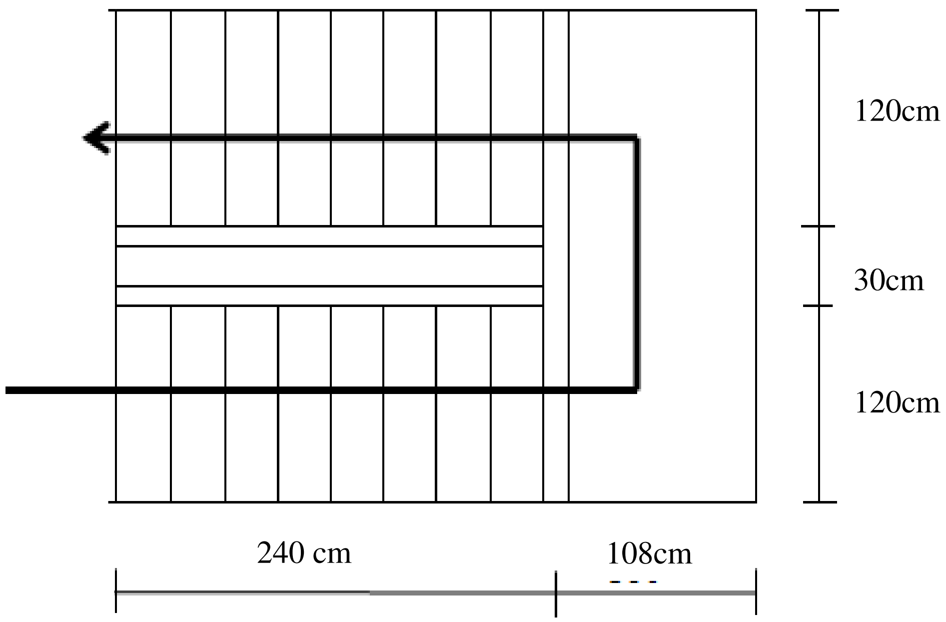


Figure IV.1.2 : Vue en plan de la cage d'escaliers

IV.1.3.-Pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :

$59\ cm \leq g + 2h \leq 66\ cm$;

h = 17cm ; g = 30cm.

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$59\ \text{cm} \leq g + 2h \leq 66\ \text{cm} \Rightarrow 59\ \text{cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64\ \text{cm} \leq 66\ \text{cm}$ (Condition vérifiée).

Contre marches ; **Nc**: nombre des contre marches.

On aura 18 contre marches (N=09 contre marches par volées).

1^er type : escaliers de sous-sol et étage courant : He=3.06m

H=he/2=3.06/2=1.53m

$$Nc = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

n = N-1 = 9-1 = 08 marches par volées.

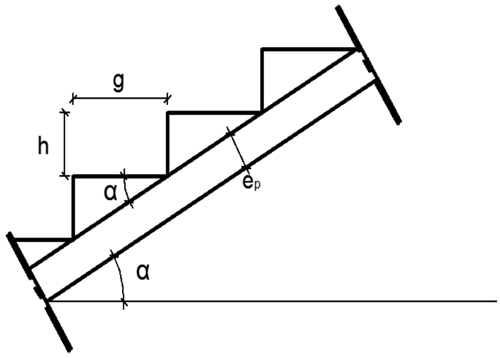
- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\left.\begin{array}{l} h = 17cm \\ g = 30cm \end{array}\right\} \Rightarrow tag\alpha = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29.54°$$

- **La longueur de la paillasse :**

$$L' = \frac{L'}{\cos\alpha} = \frac{2.43}{\cos 29{,}54} \Rightarrow L' = 2.79\text{m}$$

$L_{pai} = L' + L_{palier} = 2.79 + 1.08 = 3.87$m.



FigureIV.1.3:schéma statique de la paillasse

- **Epaisseur de la paillasse:** (paillasse porteuse)

e_p : épaisseur de la paillasse.

L_p : longueur de la paillasse.

Condition de résistance :

$$\frac{L_{pai}}{30} < ep < \frac{L_{pai}}{20} \Rightarrow \frac{387}{30} < ep < \frac{387}{20}$$

D'où : ep_1 = (12.9 ; 19.35) cm ; on prend : **ep_1= 15cm.**

Le palier :

Soit e_{pa}: épaisseur du palier.

On adopte que la paillasse et le palier ont même épaisseur $\Rightarrow e_{pa}$ = 15 cm.

2^éme type :escalier de RDC:He=3.74m

Selon la formule de «BLONDEL» ; il faut que :

$59\ \text{cm} \le g + 2h \le 66\ \text{cm} \Rightarrow 59\ \text{cm} \le 30 + 2 \times 17 = 64\ \text{cm} \le 66\ \text{cm}$ (Condition vérifiée).

H=he/2=3.74/2=1.87m

$$Nc = \frac{H}{h} = \frac{374}{17} = 22$$

On aura 22 marches (N=11 contre-marches pour la volées (1) et 11 contre-marches pour la volée (2)

n = N-1 = 11-1 = 10 marches par volées.

➢ **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\left.\begin{aligned} h &= 17cm \\ g &= 30cm \end{aligned}\right\} \Rightarrow tag\alpha = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29.54°$$

➢ **La longueur de la paillasse :**

$$L' = \frac{L'}{\cos\alpha} = \frac{2.43}{\cos 29{,}54} \Rightarrow L' = 2.79m$$

L_{pai} = L'+L_{palier} = 2.79+1.08 = 3.87m.

- **Epaisseur de la paillasse:** (paillasse porteuse)

  e_p : épaisseur de la paillasse.

  L_p : longueur de la paillasse.

Condition de résistance :

$$\frac{L_{pai}}{30} < ep < \frac{L_{pai}}{20} \Rightarrow \frac{387}{30} < ep < \frac{387}{20}$$

D'où : ep_1 = (12.9 ; 19.35) cm ; on prend : **ep_1= 15cm**

IV.1.4-Descente de charges :

	Paillasse	Palier
RH { Carrelage . / Mortier de pose / Sable	104 daN/m²	104 daN/m²
RV { Carrelage / Mortier de pose / Sable	$104.\frac{h}{g} = 58{,}93 daN/m^2$	----
PP des marches (béton non armé)	$2200.\frac{h}{2} = 187 daN/m^2$	----
PP de la paillasse (béton armé)	$\frac{e_p}{\cos\alpha} = 431.03 DaN/m^2$	----

PP du palier (béton armé)	----	$2500 \cdot e_{pa} = 375 daN/m^2$
Enduit au ciment (e_p=1,5cm)	$18x\frac{1,5}{\cos\alpha} = 31,03 daN/m^2$	18. 1,5 = 27 daN/m²
G : charge permanente	**811.98 daN/m²**	**506daN/m²**
P : charge d'exploitation (local collectif)	**250 daN/m²**	**250 daN/m²**

Tableau IV.1.1 : Charges permanentes et charges d'exploitation.

Avec:

RH : revêtement horizontal
RV: revêtement vertical
P.P: poids propre
H,g, e_p , sont en (m)
G : charge permanente
P: charge d'exploitation

Combinaisons fondamentales:

Pour une bande de 1m de largeur, on a

	G (KN/m²)	P (KN/m²)	ELU (KN/ml) qu = (1.35.G+1.5P).1m	ELS (KN/ml) qs=(G+P).1m
Paillasse	8.12	2.5	14.712	10.62
Palier	5.06	2.5	10.581	7.56

Tableau IV.1.2 : Tableau récapitulatif des chargements

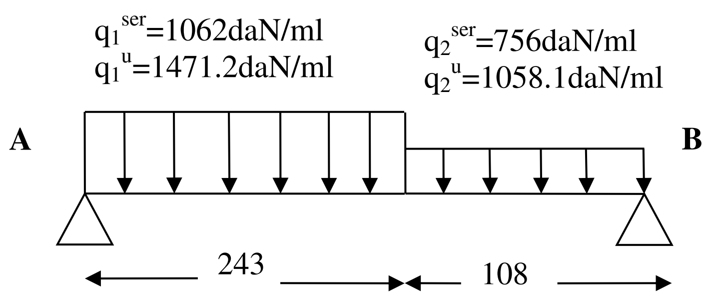
Evaluation des moments :

Schéma statique :

- **E.L.U:**

  qu_1=1471,2daN/ml

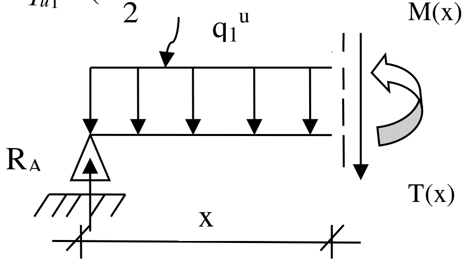
  qu_2=1058,1 daN/ml



Les réactions :

$$\sum Fv = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2.43 \times q_{u1} + 1.08 \times q_{u2} = 3246,564 daN$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A \times 3.51 - 1.08 \times q_{u2} \times (\frac{1.08}{2})^2 - 2.43 \times q_{u1} \times (\frac{2.43}{2} + 1.08) = 0 \quad \Rightarrow$$



R_A=2513.317 daN.

$\Rightarrow$ R_B=2204.446 daN.

Vérification:

R_A+R_B = 4717.763 daN.

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.43m$

$$T(x) = R1 - q_1^u.x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 2513.317 daN \\ x = 2.43m \rightarrow T = -1061.699 daN \end{cases}$$

$$M(x)/_0 = 0 \Longrightarrow M(x) = R_A.x - q_1\frac{x^2}{2} \quad \Rightarrow \begin{cases} x=0 \rightarrow M = 0 \\ x=2.43 \rightarrow M = 1763.715\ daN.m \end{cases}$$

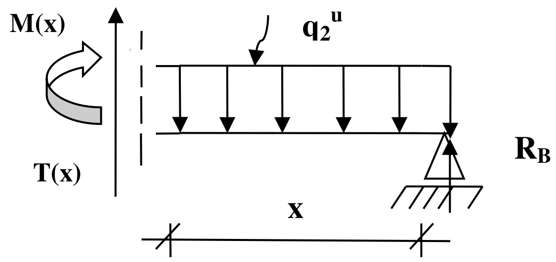
.

Section 2-2 : $0\ m \leq x \leq 1.08m$

$$\sum Fx = 0 \Rightarrow T(x) = R_B - x \times q_{u2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow T = -2204.446 daN \\ x = 1.08 \rightarrow T = -1061.698 daN \end{cases}$$

$$\sum M /_o = 0 \Rightarrow M(x) = R_B \times x - \frac{x^2}{2} \times q_{u2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow M = 0 daN.m \\ x = 1.80 \rightarrow M = 2097.298 daN.m \end{cases}$$



Calcul du moment fléchissant maximum :

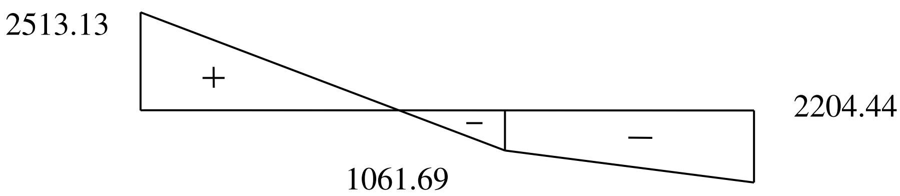
$M_{max} \rightarrow T(x_m) = R_A \times q_{u1} \times x \rightarrow x = 1.70\ m$

$M(1.70) = 2513.317 \times (1.70) - 1471.2 \times \frac{1.70^2}{2}$

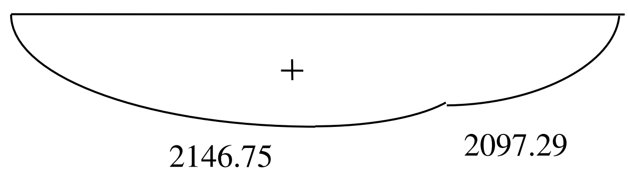
M_{max}=2146.755 daN.m

Diagramme du moment fléchissant et effort tranchant :

T : en [daN]



M : en [daN.m]



Moment en appui :

$\mathbf{M_A = -0.2M_0^u} = -0.2 \times 2146.755 = -429.351$daN.m

Moment en travée :

$M_t = 0.8M_{MAX} = 0.8 \times 2146.755 = 1717.404$ daN.m

E.L.S:

➢

$$q_1^s = 1062 daN/ml$$

$$q_2^s = 756 daN/ml$$

Les réactions:

$R_A = 1812.966$ daN

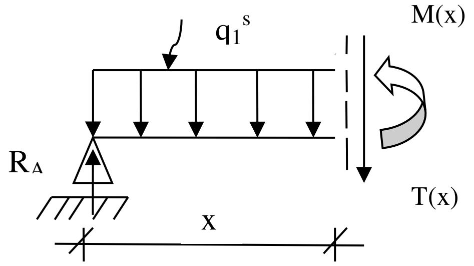
$R_B = 1584.173$daN

Vérification:

$R_A + R_B = 3397.139$ KN.

Les moments fléchissants et les efforts tranchants :

Section 1-1 : $0 \le x \le 2.43$m



$$T(x) = R_A - q_1^s.x \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 1812.96\text{daN} \\ x = 2.43m \rightarrow T = -767.69\text{daN} \end{cases}$$

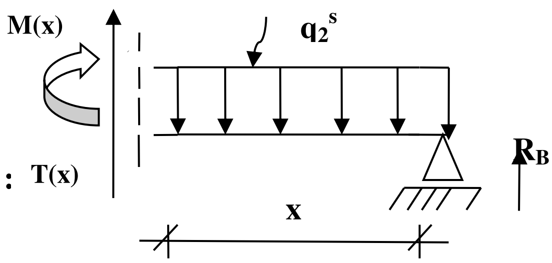
$$M_{(x)}/_0 = 0 \Longrightarrow M(x) = R_A.x - q_1^s\frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x=0 \rightarrow M = 0 \\ x=2.43 \rightarrow M = 1270\ daN.m \end{cases}$$

.

Section 2-2 :0 m $\le x \le 1.08$m

$$\sum Fx = 0 \Rightarrow T(x) = R_B - x \times q_{s2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \rightarrow T = -1584.173 daN \\ x = 1.08 \rightarrow T = -767.93 daN \end{cases}$$

$$M_{(x)}/_0 = 0 \Longrightarrow M(x) = R_B.x - q_{2s}\frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x=0 \rightarrow M = 0 \\ x=1.08 \rightarrow M = 1270\ daN.m \end{cases}$$



Calcul du moment fléchissant maximum :

$M_{max} \rightarrow T(x_m) = R_A - q_{s1} \times x \rightarrow x = 1.70$ m

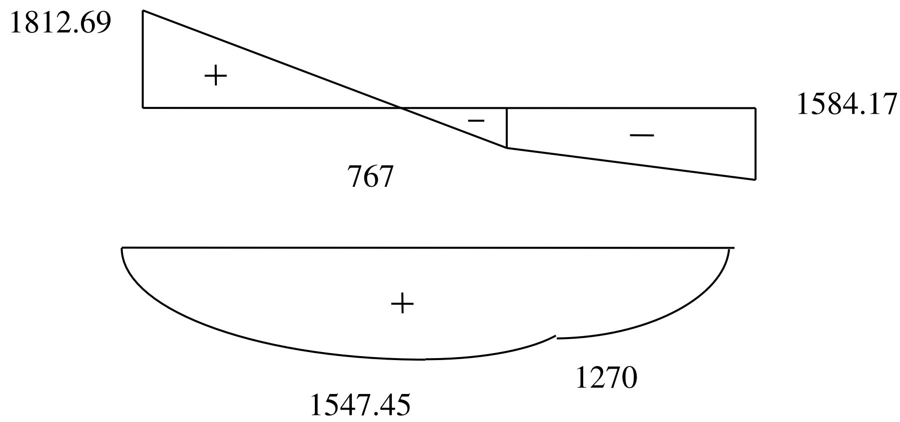
$M(1.70)=1812.966\times(1.70)-1062\times\frac{1.70^2}{2}$

$M_{max}=1547.4522daN.m$

Diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants :

T : en [daN]

M : en [daN.m]



Moment en appuis :

$\mathbf{M_A}$**=** $-0.2\times M_0^S=-0.2\times1547.452=-309.49daN.m$

Moment en travée :

$M_t=0.8M_{MAX}=0.8\times1547.452=1237.96daN.m$

En travée :

ELU→ M=1717.404daN.m

ELS → M=1237.960daN.m

En appuis :

ELU→ M=429.351daN.m

ELS → M=309.49daN.m

IV.5- Calcul du ferraillage:

En travée :

Les armatures longitudinales :

ELU :

$M_t^u=1717.404daN.m$

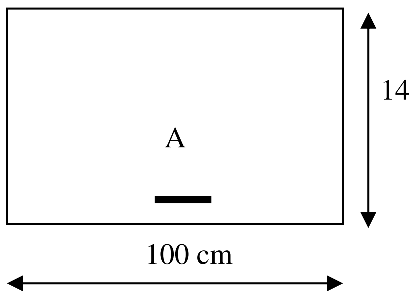


Figure IV.1.4 : Section de calcul de la paillasse en travée

Vérification l'existence de l'armature comprimée :

$$\mu=\frac{M_t^u}{\sigma_b.b.d^2}=\frac{17174.04}{11.33\times100\times14^2}=0.077$$

$$\mu < \mu_L = 0.392(AcierFeE400)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A' \nexists \\ 1000\xi_s > 1000\xi_L \Rightarrow \sigma_s = \dfrac{fe}{\delta_s} = 348Mpa. \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) = 0.100$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.959$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\sigma_s.\beta.d} = \frac{17174.04}{348 \times 0.959 \times 14} = 3.67cm^2$$

. **Condition de non fragilité : [BAEL91/A.4.2.1]**

$$A\min = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45cm^2/ml$$

$$A_t^u = \max(A_{t\ col}^u ; A_{\min}) = \quad 3.67\text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

A : 4T12 $\rightarrow$ A = 4.52 cm^2/ml

T12 $\rightarrow$ e = 15cm $\leq$ min [3h ;33cm] = min [42 ; 33] cm = 33 cm$\rightarrow$ condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \ 0.917\text{cm}^2/\text{ml} < \qquad \Rightarrow A_r = 1.45\text{cm}^2$$

A_r : 4T8$\rightarrow$ A_r = 2.01 cm^2/ml

T8$\rightarrow$ e = 15cm $\leq$ min [4h ;45] cm = min [56 ; 45] cm = 45 cm$\rightarrow$ condition vérifiée.

ELS :

$$M_T^S = 1237.96daN.m$$

On a :

$$\begin{cases} \text{-Section rectangulaire} \\ \text{-Flexion simple} \quad \text{avec } A' \notin \\ \text{-Acier FeE400} \end{cases}$$

Si : $\dfrac{\gamma - 1}{2} + \dfrac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{1717.404}{1237.96} = 1.39 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.395 > \alpha = 0.100 \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ aucune vérification pour σs

$\Rightarrow$ les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

En appui :

$$M_a^U = -429.351 daN.m$$

$$Ac = 0.890 cm^2 / ml$$

Condition de non fragilité : [BAEL91/A.4.2.1]

$$A\min = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 cm^2 / ml$$

$$A_t^u = \max(A_c \quad ; A_{\min}) = \quad \mathrm{Max}(0.890;1.45)\mathrm{cm}^2/\mathrm{ml}$$

A=1.45cm²/ml

Choix des armatures :

A : 4T12$\rightarrow$ A = 4.52 cm^2/ml

T12$\rightarrow$ e = 15cm $\leq$ min [3h ;33cm] = min [42 ; 33] cm = 33 cm$\rightarrow$ condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

.

Choix des armatures :

A_r : 4T8$\rightarrow$ A_r = 2.01cm2/ml

T8$\rightarrow$ e = 15cm.

ELS :

$$M_a^S = -309.49 daN.m$$

On a :

- Section rectangulaire
- Flexion simple avec A' $\notin$
- Acier FeE400

Si $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = 1.387 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.394 > \alpha = 0.014 \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ aucune vérification pour σs

$\Rightarrow$ les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

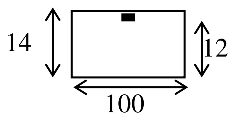
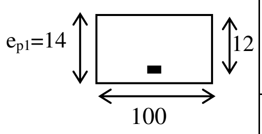
		M (daN.m)	Section de calcul	A calculée (cm^2)	Amin (cm^2)	Armature de répartition Ar (cm^2)	Le choix des armatures
En travée	ELU	1717.40		3.67	1.45	2.01	A : 4T12/ml=4.52cm^2/ml
	ELS	1237.9		Vérifiée			Ar :4T8/ml=2.01cm^2/ml
Aux appuis	ELU	-429.3		0.89	1.45	2.01	A : 4T12/ml=4.52cm^2/ml
		-309.5		Vérifiée			Ar :4T8/ml=2.01cm^2/ml

Tableau IV.1.3 : Tableau récapitulatif de ferraillage

IV.1.6-Vérification de la condition de cisaillement : [BAEL91/A.5.2,2]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = 0{,}07 f_{c28} = 1{,}4 Mpa$$

$$T_u^{max} = 2204.446 \Rightarrow \tau_u = \frac{22044.46}{100.14.10^2} = 0{,}16 Mpa$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1Mpa$$

- $\tau_u < \overline{\tau_u}$
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

$\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

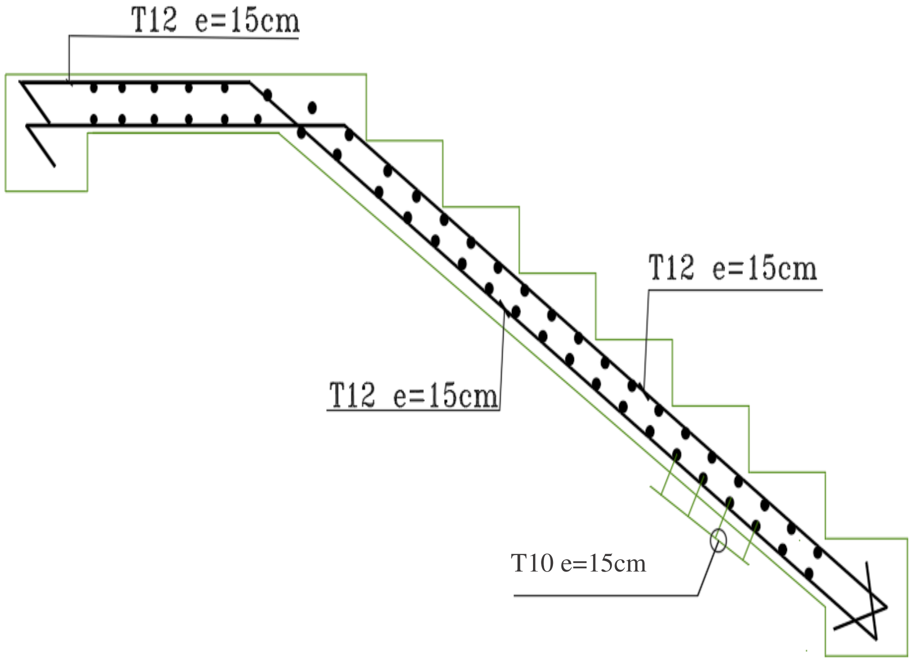


Figure V.1.6 : Dessin de ferraillage d'escaliers.

IV.2- Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente «G» et une surcharge d'exploitation «Q» et une charge permanente concentrée à l'extrémité dûe au garde du corps «P»
Dans notre structure ; on a un seul type de balcon :

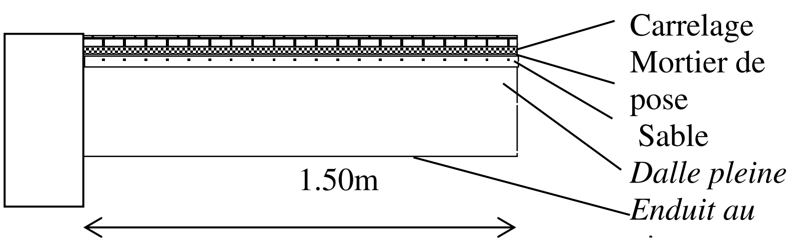


Figure.IV.2.1: Coupe sur balcon.

IV.2.1- Descente de charges :

- Epaisseur du balcon :

  h_d =15cm

a) Charges permanentes :

matériau	Epaisseur (cm)	Q (d a N/m^3)	G (daN/m^2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dale en BA	15	2500	375
Enduit ciment	1.5	1800	27
	Charge permanente	G_1 = 522 daN/m^2	

Tableau. IV.2.1 : Charge permanentes de balcon

Pour une bande de 1m de largeur :

G=G_1. 1,00 = 522daN/ml

a/calcul de la charge due au poids du mur :

p=G_m.h

Epaisseur de mur :e=10cm⟹ G_m=(90+2.2.18)=162 daN/m^2

Hauteur de mur :h=0.9m⟹ $p = 162 \times 0.9 = 145,8$ daN/ml

b/surcharge d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage d'habitation⟹ Q_1 = 350 daN/m^2

pour une bande de 1m de largeur : $\bar{q}$=Q_1.1,00=350 daN/ml

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries ;donc la fissuration est considérée comme peu préjudiciable

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égale au dixiéme de l'épaisseure de la dalle.

$\emptyset_{max} \leq \frac{\text{hd}}{10}$avec$h_d$ =15cm

$\Rightarrow \ \emptyset_{max} \ \leq \frac{15}{10} = 1{,}5cm$

φ≤ 14mm => doncon prendra $\phi = 10mm$

c. calcul de l'enrobage :

C =$\left(10 + \frac{10}{2}\right) mm = 15mm$

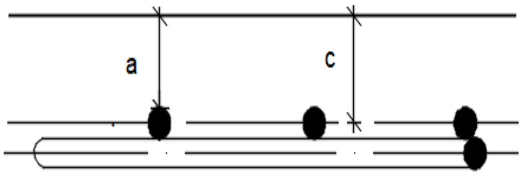


Figure.IV.2.2 : Enrobage

d. les hauteurs utiles:

$d = h_d - c$=15-1,5=13.5cm

Moment fléchissant :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$M_u = -[$1,35G+1,5Q$]\frac{l^2}{2}$-

1,35×P.L×1,00=-[1,35×522+1,5×350]$\frac{1{,}5^2}{2}$ −1.35×145.8 ×1,5

M_u=-16678,66 daN.m

- **Etat limite de service (E.L.S.)**

M_s=-$[G + Q]\frac{l^2}{2}$-p×L×1,00=-$[522 + 350]\frac{1{,}5^2}{2} - 145{,}8 \times 1{,}5$

M_s=-1199,7 daN.m

IV.2.2.Calcul de ferraillage :

- **Etat limite ultime (ELU)**

M_u =-1678,66 daN.m

vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_\mu}{\sigma_b . b . d_x^2} = \frac{16786{,}6}{14{,}17.100.13{,}5^2} = 0{,}065$$

$$\mu = 0{,}065 < \mu_{AB} = 0{,}186 \Longrightarrow A'n'existe\ pas$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Longrightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$$

$\alpha = 1{,}25.\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}084$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}966$

Détermination des armatures :

$$A_u^x = \frac{M_u^x}{\sigma_s.\beta.d} = \frac{16786{,}6}{348.0{,}966.13{,}5} = 3{,}69cm^2/ml$$

Calcule des armatures minimales (condition de non fragilité) (b.7.4 BAEL91)

$A_{min} = 0{,}008.b.h$=0,0008$\times 100 \times 15 = 1{,}2cm^2/ml$

$A_u\ \max(A_{cal}; A_{min}) = 3{,}69\boldsymbol{cm^2/ml}$

chois des armtures

$4T12/ml \ \rightarrow A4{,}52cm^2/ml$

(T12 → e=15cm)

- **Etat limite de service (E.L.S.)**

M_s=-1199,7 da N.m

-Flexion simple

-Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0{,}6 \times$

$f_{c28} = 15MPa$

-Acier FeE400

Avec :$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1678{,}66}{1199{,}7} = 1{,}4$

α= 0.008 $< \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1{,}40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}45 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0{,}6 \times$

$f_{c28} = 15MPa \Rightarrow condition\ vérifiée$

❖ **Conclusion**

$-\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$=15MPa

-Fissuration peu préjudiciable ⟹les armatures calculées à ELU seront maintenues

(Aucune vérification pour (σ_s))

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{3{,}58}{4} = 0{,}9cm^2/ml$$

Choix des armatures :

4T8/ml⟶ $A = 2{,}01cm^2/ml$

IV.2.3-Calcule des armatures transversales :

T_u^{max} = (1.35 G + 1.5 Q). L + 1.35 P

= (1.35×522 + 1.5×350) ×1.5 + 1.35×145,8

T_u^{max} =1689,03 daN

$$\tau_u = \frac{T_U^{max}}{b \times d} = \frac{16890.3}{(100 \times 13.5) \times 100} = 1.12Mpa$$

, $\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1{,}25 Mpa$ (fissuration peu préjudiciable) (B.6.7 ,2 BAEL91)

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

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

⇒Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2.4-Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} > \frac{1}{20} \rightarrow 0.01 > 0.05 \rightarrow C.V$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} 0.003 < \frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow C.V$$

❖ **Conclusion :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Remarque :**

La longueur du balcon est grande, pour éviter un moment de torsion important,on utilisera un contre poids.

IV.2.5- Le contre poids

➢ **Calcul du contre poids :**

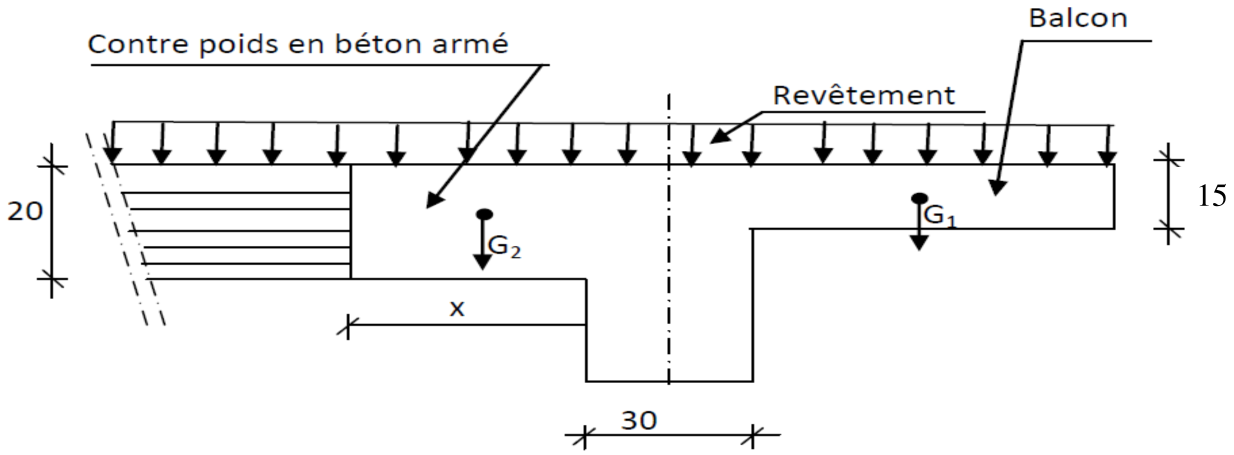


Figure.IV.2.3 : Schéma du balcon avec contre poids

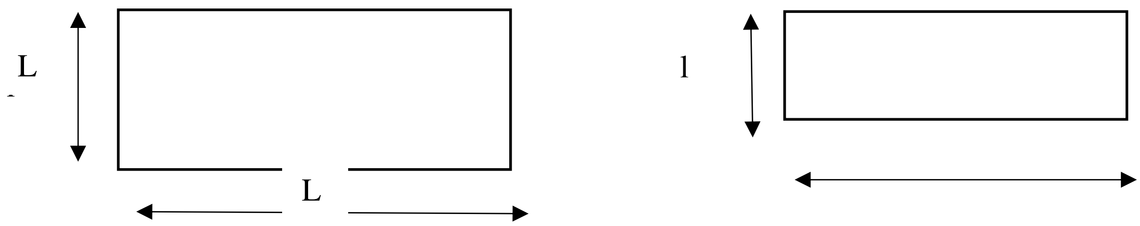


Figure.IV.2.4 : Dimensions du balcon et du contre poids

On doit avoir : $L \times l_1 \times e_{balcon} \times \gamma_b = l \times X \times e_{plancher} \times \gamma_b$

D'où :

$$X = \frac{L \ \times l_1 \times e_{balcon}}{l \times e_{plancher}} = \frac{1.50 \times 1.20 \times 0.15}{3.10 \times 0.20} = 0.43 \quad \ldots.\text{on prend } X = 0.45\text{m}$$

Le contre poids aura la dimension (310×45) cm2

IV.2.6-Dessin de ferraillage :

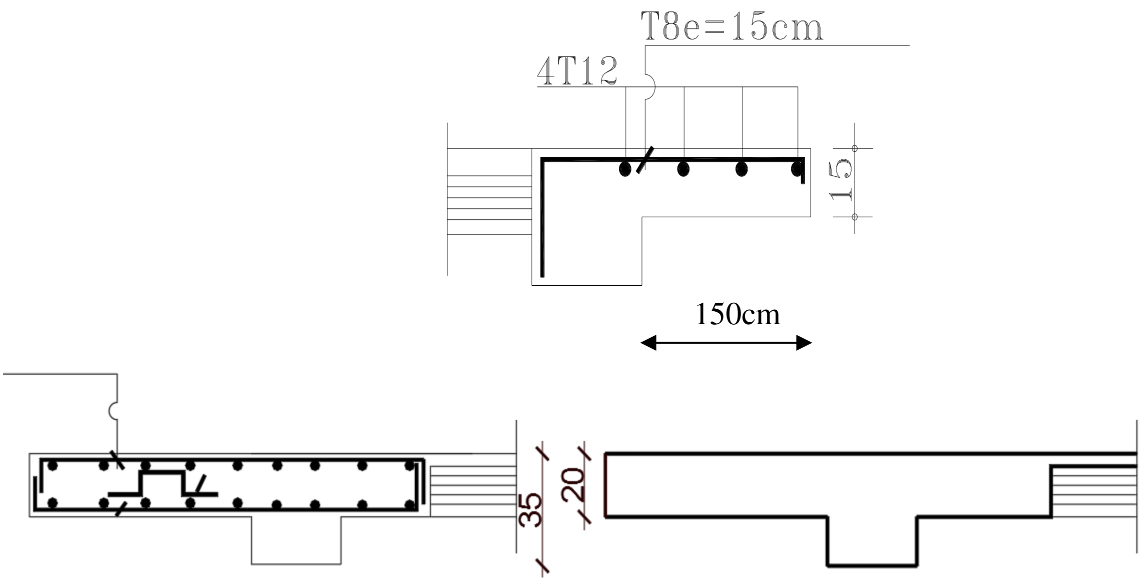


Figure IV.2.5: Ferraillage du balcon avec contre poids

IV. 3-Etude de l'acrotère :

IV.3.1-Définition :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve sur la partie supérieur du bâtiment, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher soumis à son poids (W_p) et une charge horizontale dûe à la main courante (F_p).

❖ **Le rôle de l'acrotère :**

- Canalise l'écoulement des eaux pluviales.
- Donne un aspect esthétique.
- Protège les personnes.

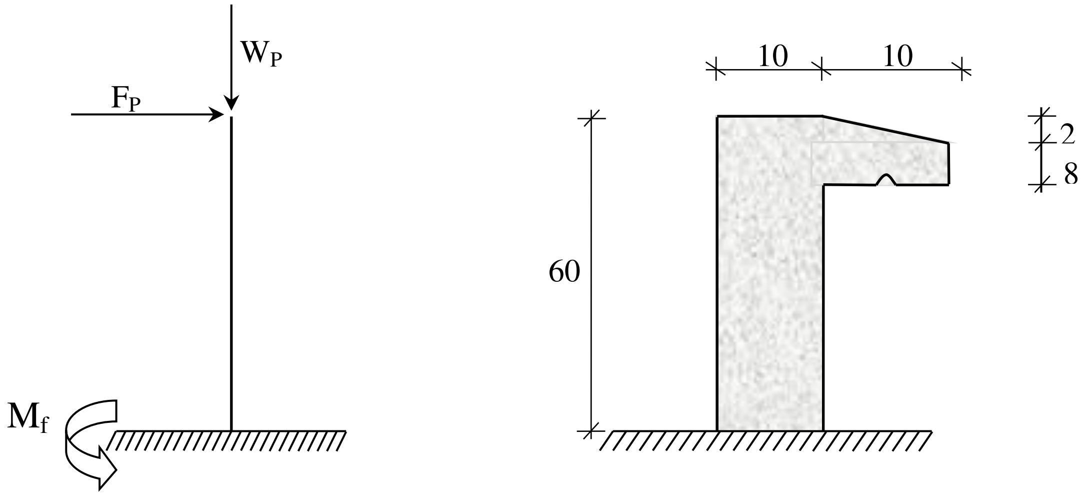


Figure IV.3.1: Dimension de l'acrotère et schéma statique

IV.3.2-Calcul du ferraillage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au plancher-terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et a un moment fléchissant dû à une force horizontale Fp donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3).

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.3.3- Détermination des sollicitations :

❖ le poids propre : $\mathbf{W_p}$

$\mathbf{W_p}$: Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V.\ \bar{\gamma}_b = \left[(0.6\times0.1)+(0.1\times0.08)+(\frac{0.1\times0.02}{2})\right]\times1\times2500 \Rightarrow W_p =$$

172.5daN.

❖ La force horizontale: F_p **[R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]**

$F_p = 4.A.C_p.W_p$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone **[R.P.A.99 (version 2003) / Tableau 4.1]** et

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires **[R.P.A.99 (version**
2003) / Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

A= 0.15 (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)

C_p= 0.8 (Elément en console).

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 172.5$

F_p = 82.8 daN

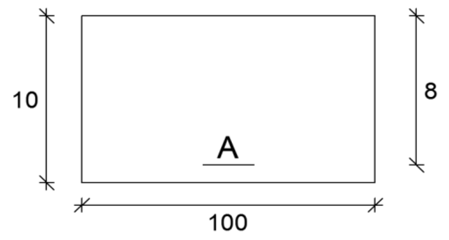


Figure IV.3.2: Section de calcul.

❖ Effort normal et moment fléchissant :

➢ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} N_u = 1.35W_p \\ M_u = 1.5.F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35\times172.5 \\ M_u = 1.5\times82.8\times0.6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 232.88daN \\ M_u = 74.52daN.m \end{cases}$$

➢ Etat limite de service (E.L.S.):

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 172.5daN \\ M_{ser} = 49.68daN.m \end{cases}$$

IV.3.4- Détermination de la section des armatures :

Le ferraillage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est $(100\times10)\ cm^2$.

- Position du point d'application de l'effort normal de compression :**(N)**
  - État limite ultime (E.L.U.) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{74.52}{232.88} = 0.32m$$

$$e_0 = 0.32m > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05m$$

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c'\right) = 232.88 \times \left(0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02\right) = 81.51\,daN.m$$

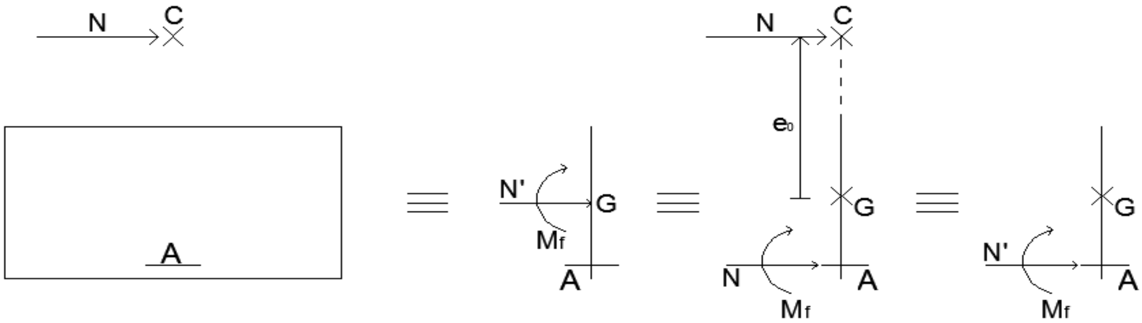


Figure IV.3.3: Position du point d'application de l'effort normal N^u

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**
  - **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{815.1}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.011$$

$\mu = 0.012 < \mu_{AB} = 0.392$ (Acier FeE400)⇒ A' n'existe pas et,

$$1000\varepsilon_S > 1000\,\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.014$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$

- Détermination des armatures:

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{815.1}{348 \times 0.994 \times 8} = 0.29\,cm^2/m_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.29 - \frac{2328.8}{100 \times 348} = 0.22\,cm^2/m_L$$

A_r=A/4 =0.22/4 A_r =0.06 cm^2/ m_L

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**[B.A.E.L.91]**

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armée d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4 m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton **[CBA93/B5.3].**

$$A_{min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50\,cm^2/m_L$$

$$A_t = \max(A_{cal}\,; A_{min}) = 2.50\,cm^2/m_L$$

- Choix des armatures:

5T10/m_L $\longrightarrow$ A = 3.93cm^2/m_L

(T10 $\longrightarrow$ e = 20cm).

$e \le \min(25\ ; 2 \times 10)\,cm \Rightarrow$ Condition vérifiée .

- Armatures de répartition :

$$A_r^t \ge \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\,cm^2/m_L$$

- Choix des armatures:

5T8/m_L $\longrightarrow$ A = 2.51cm^2/m_L

(T8 $\longrightarrow$ e = 20cm).

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{49.68}{172.5} = 0.29m$$

$$e_0 = 0.29m > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05\,m$$

$\Rightarrow$ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section $\Rightarrow$la section est partiellement comprimée (S.P.C).

- **Détermination des contraintes :**

- **C** : Centre de pression (point d'application de l'effort normale de compression) ;

- **c** : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- $\mathbf{y_2}$: La distance du point C à l'axe neutre

$y_1 = y_2 + c$

N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section $\Rightarrow$ c sera considéré comme négatif.

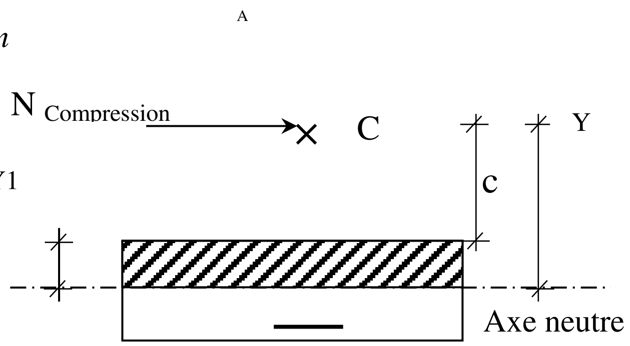
- Calcul des contraintes :

$$p = -3 \cdot c^2 + \frac{90 \cdot A}{b} \cdot (d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 0{,}29 - \frac{0{,}1}{2} = 0{,}24m \Rightarrow c = -0{,}24m$$

$$p = -3 \cdot (-24)^2 + \frac{90 \cdot 2{,}51}{100} \cdot (8 + 24)$$

$$p = -1655{,}71$$



FigureIV.3.4:Position de centre de pression

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A}{b} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot (-24)^3 - \frac{90 \cdot 2{,}51}{100} \cdot (8 + 24)^2$$

$$q = 25334{,}78$$

y_2 : est la solution de l'équation : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\Rightarrow y_2^3 - 1655{,}71 y_2 + 25334{,}78 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (24026\ .11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614\ .82)^3 = -46579385 < 0$$

$$\begin{cases} \Delta < 0 \Rightarrow \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = \dfrac{3 \times 24026.11}{2 \times (-1614.82)} \times \sqrt{\dfrac{-3}{-1614.82}} = -0.96 \Rightarrow \varphi = 163.74° \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\dfrac{1614.82}{3}} = 46.40 \end{cases}$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 46.4 \times \cos(54.58) = 26.89cm \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120°) = -46.19cm \\ y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240°) = 19.30cm \end{cases}$$

$0 < y_1 = y_2 + c = 2.89 < 10$……..condition vérifiée

D'où : $y_1 = 2.89\,\text{cm}$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.89)^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (8 - 2.89) = 116.37 cm^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837.5}{100 \times 116.37} = 0.16$$

-

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.16 \times 2.89 = 0.46 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.16 \times (8 - 2.89) = 12.26 MPa$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

Avec : FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$ et $f_e = 400 MPa$

Donc : $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 \; ; \; 110\sqrt{1.6 \times 1.8}\right) = 187 MPa$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 20 = 12 MPa$$

- Conclusion :

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 MPa \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 187 MPa \end{array}\right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

IV.3.5-Vérification des contraintes de cisaillement:

$$T_u^{max} = 1.5\, F_P = 1.5 \times 82.8 = 124.2\, daN$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b.d} = \frac{1242}{100 \times 8 \times 100} = 0.02 MPa$$

$$\left.\begin{array}{l} \overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1 MPa \\ \tau_u = 0.02 MPa < \overline{\tau_u} = 1 MPa \end{array}\right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

Remarque:

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

Etude de l'ascenseur

V.1. Définition :

Appareil élévateur installé à demeure desservant des niveaux définis de l'immeuble, dont la constitution permet manifestement l'accès des personnes, est composé de trois constituants principaux :

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter,
- Treuil de levage de la poulie et,
- Le contrepoids.

V. 2. Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française NF-P82-209 qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

C'est ainsi que la norme NF-P82-208 a adopté plusieurs types de cabines selon la charge à transporter ; et pour un immeuble à usage d'habitation, on a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, dont les dimensions sont :

- Largeur de la cabine : $L_c = 1{,}10m$
- Profondeur de la cabine : $P_c = 1{,}40m$
- Largeur de la gaine : $L_G = 1{,}50m$
- Profondeur de la gaine : $P_G = 1{,}70m$
- Hauteur de la cabine : $H_c = 2{,}20m$
- Largeur du passage libre : $L_p = 0{,}80m$
- Hauteur du passage libre : $H_p = 2{,}00m$
- Epaisseur de voile : $e = 15cm$
- Hauteur de course : $C = 30{,}34m$

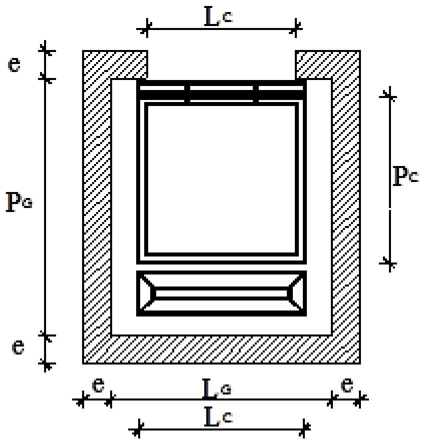


Figure IV.1 : dimensions de l'ascenseur

*** Remarques :**

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

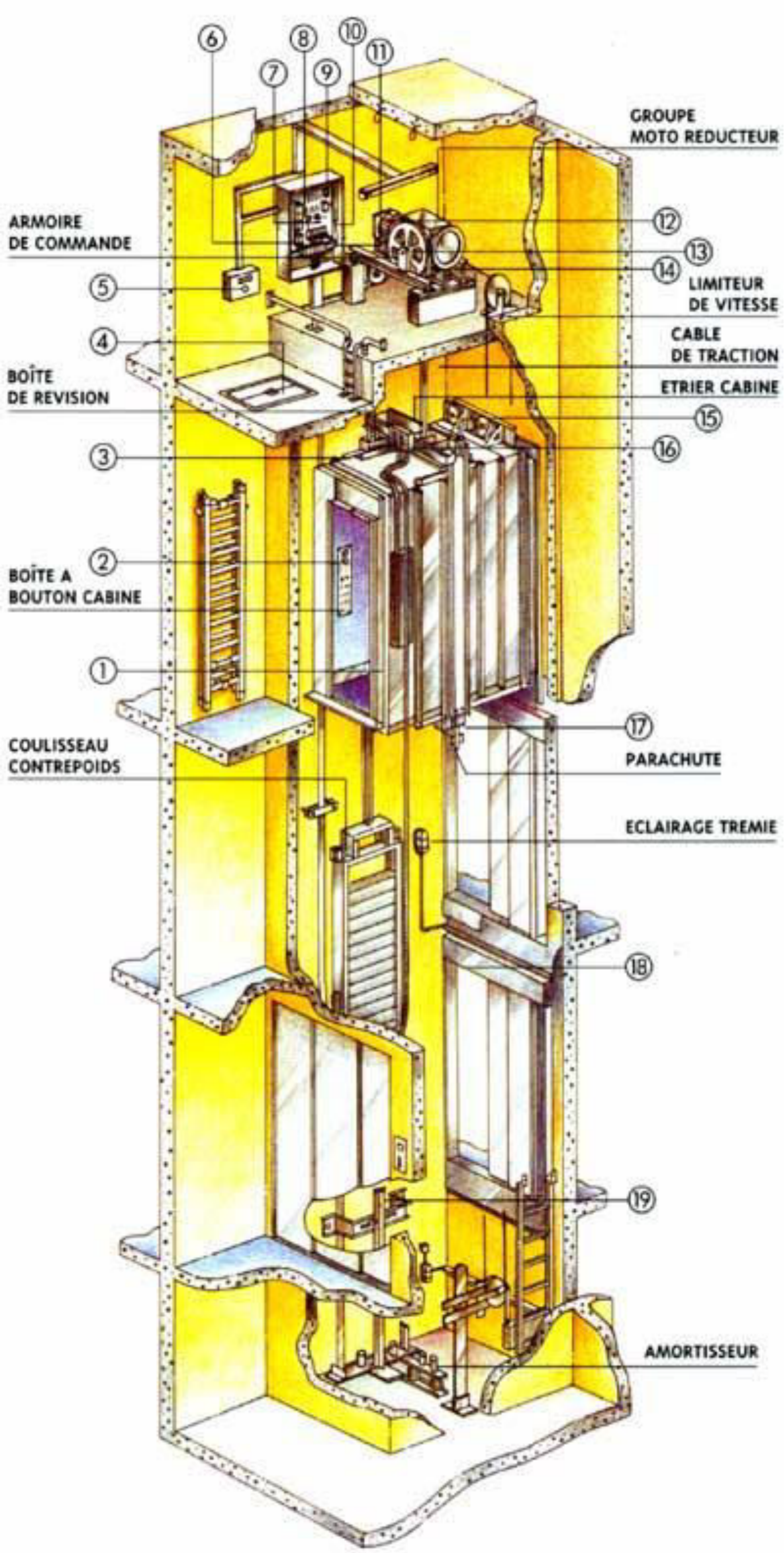


Figure IV.2 : Ascenseur électrique

V.3. Descente de charges :

- **Surcharge d'exploitation :** $P = 600daN$ (08 personnes)
- **Charges permanentes :**

a) Masse de la cabine : est composé de la somme des masses suivantes :

1) Masse des côtés :

La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m² :

$$S_1 = (L_C + 2 \cdot P_C) \cdot H_C = (1{,}10 + 2 \cdot 1{,}40) \cdot 2{,}20 = 8{,}58m^2$$
$$M_1 = (11{,}5 + 0{,}1 \cdot 11{,}5) \cdot 8{,}58 = 108{,}54daN$$

2) Masse du plancher :

La masse du plancher à raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 a 600daN de charge :

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1{,}10 \cdot 1{,}40 = 1{,}54m^2$$
$$M_2 = 70 \cdot 1{,}54 = 107{,}8daN$$

3) Masse du toit :

La masse du toit à raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1{,}10 \cdot 1{,}40 = 1{,}54m^2$$
$$M_3 = 20 \cdot 1{,}54 = 30{,}8daN$$

4) Masse de l'arcade :

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \cdot 1{,}10) = 126daN$$

5) Masse de la porte de la cabine :

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \cdot 0{,}8 \cdot 2) = 120daN$$

6) Masse du parachute :

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100daN$

7) Masse des accessoires : $M_7 = 80daN$

8) Masse des poulies de mouflage :

Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \cdot 2 = 60daN$

$$P_T = \sum M_i = 108{,}54 + 107{,}80 + 30{,}8 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60 = 733{,}14daN$$

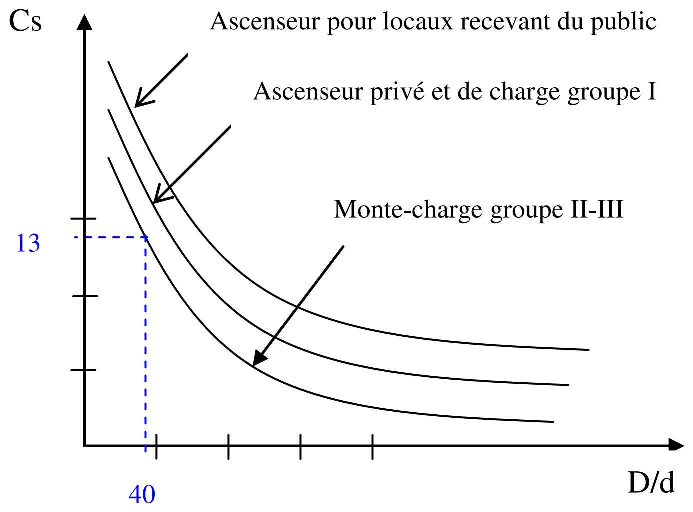
b) <u>Masse du contre poids</u> :

$$M_p = P + \frac{Q}{2} = 733{,}14 + \frac{600}{2} = 1033{,}14 daN$$

c) <u>Masse du câble</u> :

Détermination du diamètre du câble; d'après la norme NF 82-210 C_s doit être pour cet appareil au minimum 12 et le rapport D/d au minimum 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes :

$$\begin{cases} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5mm \\ C_s = 13 \end{cases}$$



<u>Figure.V.3 :</u> Abaque de détermination de suspentes.

- D : Diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm
- d : Diamètre du câble
- C_s : Coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : égal a la somme de la charge utile Q poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

- C_r : charge de rupture effective.
- $C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \cdot (600 + 733{,}14) \Rightarrow C_r = 17330.82$ daN

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_{rn}, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_{rn} = \frac{C_r}{0,85} \Rightarrow C_{rn} = \frac{17330,82}{0,85} = 20389,20 daN$$

C_{rn} égal aussi :

$$C_{rn} = C_r(cable) \cdot n \cdot m$$

- m : type de mouflage brin
- n : nombre de câble
- $C_r(cable)$: Charge de rupture par câble en fonction du diamètre

$d = 12,5mm \Rightarrow C_r(cable)$ = 8152 daN (voir tableau suivant) :

ϕ des câble (mm)	ϕ des fils (mm)	Section (mm²)	Masse linéaire M_L (daN/m)	Charge admissible Totale C_r (daN)
7,87	0,5	21,05	0,203	3223
9,48	0,6	30,26	0,293	4650
11,00	0,7	41,27	0,396	6232
12,6	0,8	53,34	0,515	8152
14,2	0,9	67,98	0,656	10805
15,5	1,0	83,84	0,810	12830

Tableau V.1 : caractéristiques des câbles

$n = \frac{20389,2}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1,25$ On prend : n = 2 câbles**.**

Masse totale des câbles M_c :

$M_c = M_L \cdot n \cdot C$

Avec :

- M_L : Masse linéaire en fonction du diamètre d'un seul câble

$d = 12,5mm \xrightarrow{tableau} M_L = 0,515 daN/ml$

- C : c'est la course du câble (hauteur de course) $\Rightarrow$ C = 30,43 m

$M_c = 0,515 \cdot 2 \cdot 30,43 = 31,34 daN$

d) Masse du treuil : $M_g = 1200 daN$

Résumé :

- Poids mort = 733,14daN
- Masse du câble = 31,43daN
- Masse du contrepoids = 1033,14daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN
- G = 2997.71daN

Combinaisons fondamentales :

- **ELU :** q_u = (1,35 G + 1,5 P) = (1,35 ×2997,71 + 1,5 ×600)daN = 4946,91daN
- **ELS :** q_s= (G + P) = (2997,71+600)daN/m^2 =3597,71 daN

V. 4. Etude du plancher :

a) Vérification de poinçonnement :

Pour chacun des quatre appuis:

$$q_u^a = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_u^a = 1236{,}73\text{daN}$$

$$q_s^a = \frac{q_s}{4} \Rightarrow q_s^a = 899{,}43\text{daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du « BAEL91 » :

Si $q_u^a \leq \dfrac{0.045 \times Uc \times fc_{28} \times h}{\gamma_b}$ donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

q_u^a : Charge ultime pour chaque appui;
Uc : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;
h : Epaisseur de la dalle égal a15 Cm;

U,V représentent les cotes du rectangle(U//Lx et V//Ly) sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré dans le béton.

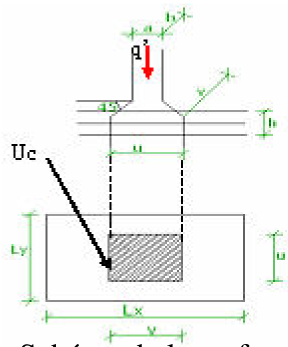


Figure IV.4 : Schéma de la surface d'impact

La surface impact (a×b) est de (10 × 10) cm²

U = a + 2.h/2 = 10 + 2×15/2 U = 25 Cm

V = b + 2.h/2 = 10 + 2 x 15/2 V = 25 Cm

Donc :
Uc = 2× [U+V] ⇒Uc = 100 Cm

$$q_u^a = 12367{,}3\text{N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 20 \times 150}{1{,}5} = 90000\text{N}$$ …..Condition vérifiée

Donc : La dalle résiste au poinçonnement

b) Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumise à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **pigeaud** et en plaçant les charges au centre, leurs moments seront :

Mx = q^a ×(M_1 + ν.M_2)

My $= q^{a} \times$(M$_2$ + ν.M$_1$) avec :

ν : Coefficient de poisson qui égal à 0 al' ELU, et à 0,2 a l'ELS.

M$_1$,M$_2$ sans dimension sont donnes a partir des rapports U/Lx et V/Ly dans les abaques suivants $\zeta = Lx / Ly$

Donc :

Etat limite ultime de résistance :

$$M_{xu} = q_u^a \times M_1$$

$$M_{yu} = q_u^a \times M_2$$

Etat limite ultime de service :

$$M_{xs} = q_s^a \times (M_1 + 0{,}2 \times M_2)$$

$$M_{ys} = q_s^a \times (M_2 + 0{,}2 \times M_1)$$

La charge au m² sera :

$$Q_u^a = \frac{q_u^a}{V \times U} = \frac{1236{,}73}{0{,}25^2} = 19787{,}68 \text{ daN / m}^2 \text{et}$$

$$Q_s^a = \frac{q_s^a}{V \times U} = \frac{899{,}43}{0{,}25^2} = 14390{,}88 \text{ daN / m}^2$$

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :
Soit pour (fig 4) une dalle de dimensions (Lx×Ly) soumise a une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle (U×V). On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques : 4 rectangles symétriques A, 2 rectangles symétriques B, 2 rectangles symétriques C et 1 rectangle au centre D.

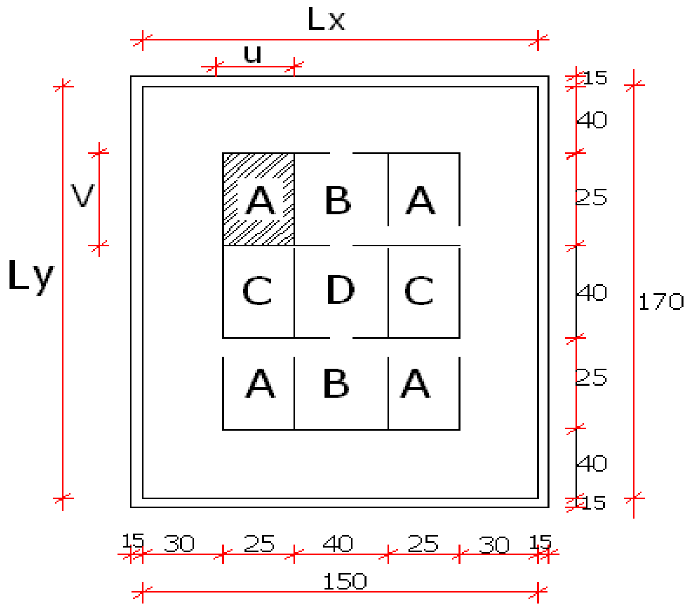


Figure V. 5 : Schéma pour le calcul des moments dûs aux charges localisées.

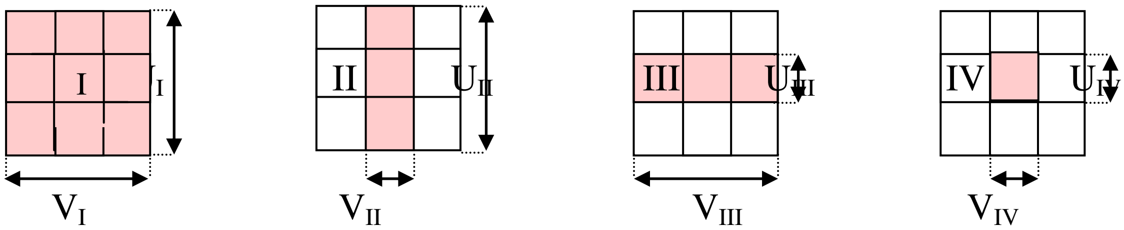


Figure V. 6 : Panneau de calcul de la dalle.

On cherche les moments produits par les rectangles :

I=4A+2B+2C+D (fig a)
II=2B+D (fig b)
III=2C+D (fig c)
IV=D (fig d)

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$\zeta = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,50}{1,70} = 0,88 \rangle 0,4$ La dalle porte dans les deux sens.

Donc : $Mx_C = (Mx_I - Mx_{II} - Mx_{III} + Mx_{IV})/4$

$My_C = (My_I - My_{II} - My_{III} + My_{IV})/4$

Avec : $Mx = (M_1 + \upsilon M_2) \times q_u = (M_1 + \upsilon M_2) \times (4 \times Q^a) \Rightarrow Mx / 4 = (M_1 + \upsilon M_2) \times Q^a$

$My = (M_2 + \upsilon M_1) \times q_u = (M_2 + \upsilon M_1) \times (4 \times Q^a) \Rightarrow My / 4 = (M_2 + \upsilon M_1) \times Q^a$

$Q'^a = Q^a \times S$ $S = U \times V$

	I	II	III	IV
U(m)	0,90	0,90	0,40	0,40
V(m)	0,90	0,40	0,90	0,40
S(m²)	0,81	0,36	0,36	0,16
U/Lx	0,60	0,60	0,27	0,27
V/Ly	0,53	0,23	0,53	0,23
M_1	0,087	0,099	0,135	0,160
M_2	0,071	0,096	0,100	0,140
$Q'^a_u = Q^a_u \times S$ [N]	160280,21	71235,65	71235,65	31660,29
$Q'^a_s = Q^a_s \times S$ [N]	116566,13	51807,17	51807,17	23025,41
$M^U_X/4$[N.m]	13944,38	7052,33	9616,81	5065,65
$M^U_Y/4$[N.m]	11379,89	6838,62	7123,56	4432,44

$M_X^S/4$ [N.m]	11796,50	6123,61	8030,11	4328,78
$M_Y^S/4$[N.m]	10304,44	5999,27	6579,51	3960,37
M_{XC}^U [N.m]	2340,90			
M_{YC}^U [N.m]	1850,15			
M_{XC}^S [N.m]	1971,56			
M_{YC}^S [N.m]	1686,03			

Tableau V.2 : Tableau récapitulatif des résultats

c) **Descente des charges :**

Dalle machine :(e_p = 15 cm) $\Rightarrow G = 0{,}15 \cdot 2500 = 375 daN/m^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation P = 100 dan/m^2
Combinaison fondamentale :

ELU:

q_u = 1,35G + 1,5P

q_u = $1{,}35 \times 375 + 1{,}5 \times 100 = 656{,}25$daN/m^2

Pour une bande de 1m de largeur :

$q_u = q_u \times 1{,}00 =$ 656,25daN/ml

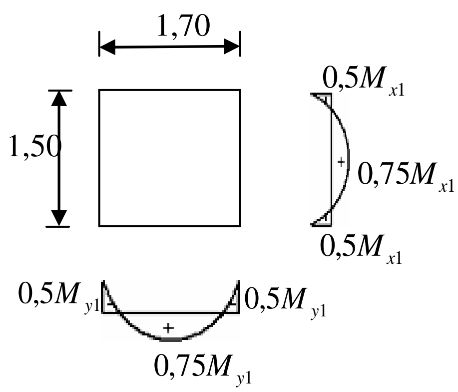


Figure IV.7: dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

ELS:

q_s = G + P

q_s = 375 +100 = 475daN/m^2

Pour une bande de 1m de largeur

$q_s = q_s \times 1{,}00 =$ 475daN/ml.

Calcul des sollicitations

ELU:

- suivant la direction l_x
- suivant la direction l_y

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \end{cases}$$

ELS:

- suivant la direction l_x
- suivant la direction l_y

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} \end{cases}$$

Avec :

$\mu_x et \mu_y = f(\zeta, \nu)$

Coefficient de poisson

$\nu = 0$ $\Rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0{,}2$ $\Rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

d) <u>Calcul des moments due aux charges réparties</u> :

ELU **:**

$\zeta = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1{,}50}{1{,}70} = 0{,}88 \xrightarrow{\text{tableau}}$ $\mu_x = 0{,}0476$ et $\mu_y = 0{,}7438$

$M_x^u = 0.0476 \times 656{,}25 \times 1{,}50^2 = 70{,}2 daN.m8$

$M_y^u = 0.7438 \times 70{,}28 = 52{,}28 daN.m$

ELS :

$\zeta = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1{,}50}{1{,}70} = 0{,}88 \xrightarrow{\text{tableau}}$ $\mu_x = 0{,}0546$ et $\mu_y = 0{,}8216$

$M_x^u = 0.0546 \times 475 \times 1{,}50^2 = 58{,}35 daN.m$

$M_y^u = 0.8216 \times 58{,}35 = 47{,}94 daN.m$

e) <u>Moments totaux sollicitant la dalle machine</u> :

Ce sont les moments dûs aux charges concentrées et les moments dûs aux charges réparties.

-<u>ELU</u> :

$M_{xt}^u = \left(M_{xc}^u + M_x^u\right) = (2340{,}90 + 702{,}80) \Rightarrow M_{xt}^u = 3043{,}70N$

$M_{yt}^u = \left(M_{yc}^u + M_y^u\right) = (1850{,}15 + 522{,}80) \Rightarrow M_{yt}^u = 2372{,}95N$

-<u>ELS</u> :

$M_{xt}^s = \left(M_{xc}^s + M_x^s\right) = (1971{,}56 + 583{,}50) \Rightarrow M_{xt}^s = 2555{,}06N$

$M_{yt}^s = \left(M_{yc}^s + M_y^s\right) = (1686{,}03 + 479{,}40) \Rightarrow M_{yt}^s = 2165{,}43N$

Moment max en travée : Mt $= 0{,}75 \times M_{xt}$

Moment max en appuis : Ma = $-0{,}5 \times M_{xt}$

Moment / Panneau	M_{txu} (daN.m)	M_{txs} (daN.m)	M_{axu} (daN.m)	M_{axs} (daN.m)	M_{tyu} (daN.m)	M_{tys} (daN.m)	M_{ayu} (daN.m)	M_{ays} (daN.m)
(1)	228,28	191,63	152,19	127,75	177,97	162,41	118,65	108,27

<u>Tableau V.3 :</u> Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

V. 5. <u>Calcul du ferraillage de la dalle pleine</u>

a).<u>Sens X-X :</u>

a.1) <u>En travée</u> :

- <u>ELU</u> : $M_{tx}^u = 228{,}28 daN.m$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{2282{,}8}{11{,}33 \times 100 \times (13{,}5)^2} = 0{,}011$$

$\mu = 0{,}011 < \mu_{AB} = 0{,}186 \Rightarrow A'$ n'existe pas

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1{,}25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}014$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}994$$

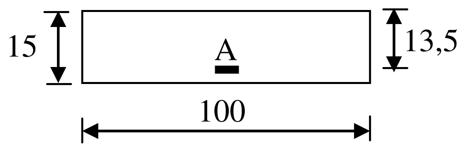


Figure V.8 : Section de calcul

Détermination des armatures**:**

$$A_{tx}^{u} = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{2282{,}8}{348 \times 0{,}994 \times 13{,}5} = 0{,}49\,cm^2/ml$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0{,}0008 \cdot b \cdot h = 0{,}0008 \cdot 100 \cdot 13.5 = 1{,}08\,cm^2/ml$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1{,}08\,cm^2/ml$$

Choix des armatures:

4T10/ml $\longrightarrow$ A = 3,14cm²/ml

(T10 $\longrightarrow$ e = 25cm)

- ELS : $M_{tx}^{s} = 191{,}63\,daN.m$

$$\left.\begin{array}{l}\text{Flexion simple}\\ \text{Section rectangulaire sans } A'\\ \text{Acier FeE400}\end{array}\right\} \Rightarrow \alpha \le \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \overset{?}{\le} \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 12MPa$$

Avec : $\gamma = \dfrac{M_{tx}^{u}}{M_{tx}^{s}} = \dfrac{228{,}28}{191{,}63} = 1{,}19$

$$\frac{1{,}19 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0{,}295 > \alpha = 0{,}014$$

Conclusion :

$$\left.\begin{array}{l}\circ\ \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12MPa\\ \circ\ \text{Fissuration peu nuisible}\end{array}\right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

a.2) En appuis :

- ELU : $M_{ax}^{u} = 152{,}19\, daN.m$

Vérification de l’existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^{u}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{1521{,}9}{11{,}33 \times 100 \times (13{,}5)^2} = 0{,}0074$$

$$\mu = 0{,}0074 < \mu_{AB} = 0{,}186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1{,}25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}0093$$
$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}996$$

Détermination des armatures:

$$A_{ax}^{u} = \frac{M_{ax}^{u}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{1521{,}9}{348 \times 0{,}996 \times 13{,}5} = 0{,}32\, cm^2/ml$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0{,}0008 \cdot b \cdot h = 0{,}0008 \cdot 100 \cdot 13.5 = 1{,}08 cm^2/ml$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1{,}08 cm^2/ml$$

Choix des armatures:

4T10/ml $\longrightarrow$ A = 3,14cm^2/ml

(T10 $\longrightarrow$ e = 20cm).

- ELS : $M_{ax}^{s} = 127{,}75\, daN.m$

Flexion simple
Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \le \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \overset{?}{\le} \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 12 MPa$
Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_{ax}^{u}}{M_{ax}^{s}} = \frac{152{,}19}{127{,}75} = 1{,}19$

$$\frac{1{,}19 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0{,}265 > \alpha = 0{,}0093$$

Conclusion **:**

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12MPa$ $\Rightarrow$ Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues.

Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s)

b).Sens Y-Y :

b.1) En travée :

- ELU : $M_{ty}^{u} = 177{,}97 daN.m$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^{u}}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{1779{,}7}{11{,}33 \times 100 \times (12{,}5)^2} = 0{,}010$$

$\mu = 0{,}010 < \mu_{AB} = 0{,}186 \Rightarrow A'$ n'existe pas

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1{,}25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}013$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}995$$

Détermination des armatures:

$$A_{ty}^{u} = \frac{M_{ty}^{u}}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{1779{,}7}{348 \times 0{,}995 \times 12{,}5} = 0{,}41 cm^2/ml$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0{,}0008 \cdot b \cdot h = 0{,}0008 \cdot 100 \cdot 13.5 = 1{,}08 cm^2/ml$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1{,}08 cm^2/ml$$

Choix des armatures:

4T10/ml $\longrightarrow$ A = 3,14cm²/ml

(T10 $\longrightarrow$ e = 20cm).

- ELS : $M_{ty}^{s} = 162{,}41 daN.m$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \overset{?}{\leq} \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 12MPa$

Acier FeE400

Avec : $\gamma = \dfrac{M_{ty}^{u}}{M_{ty}^{s}} = \dfrac{177{,}97}{162{,}41} = 1{,}10$

$$\frac{1{,}10-1}{2} + \frac{20}{100} = 0{,}250 > \alpha = 0{,}013$$

Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12MPa$

Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s)

$\Rightarrow$ Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues

b.2) En appuis :

- ELU **:** $M_{ax}^{u} = 118{,}65 daN.m$

Vérification de l'existence des armatures comprimées **:**

$$\mu = \frac{M_{ax}^{u}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{1186{,}5}{11{,}33 \times 100 \times (12{,}5)^2} = 0{,}0067$$

$\mu = 0{,}0067 < \mu_{AB} = 0{,}186 \Rightarrow A'$ n'existe pas

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1{,}25 \times \left(1 - \sqrt{1-2\mu}\right) = 0{,}0084$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}997$$

Détermination des armatures**:**

$$A_{ax}^{u} = \frac{M_{ax}^{u}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{1186{,}5}{348 \times 0{,}997 \times 12{,}5} = 0{,}27\, cm^2/ml$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0{,}0008 \cdot b \cdot h = 0{,}0008 \cdot 100 \cdot 13.5 = 1{,}08 cm^2/ml$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1{,}08 cm^2/ml$$

Choix des armatures:

4T10/ml $\longrightarrow$ A = 3,14cm²/ml

(T10 $\longrightarrow$ e = 20cm).

- ELS : $M_{ax}^{s} = 108{,}27 daN.m$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 12MPa$

Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M^u_{ax}}{M^s_{ax}} = \frac{118,65}{108,27} = 1,10$

$$\frac{1,10-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,250 > \alpha = 0,0084$$

Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12MPa$

Fissuration peu nuisible

$\Rightarrow$ Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues

(Aucune vérification pour σ_s)

V.6. Vérification du cisaillement :

$$\tau_U = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05\, f_{C28}$$

$$T_{\max} = q'_u + q_u.\frac{L_X}{2}$$

$$= 12367,3 + 6562,5 \times \frac{1,5}{2} = 17289,17N$$

$$\tau_u = \frac{17289,17}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,13Mpa$$

$$\tau_U = 0,13Mpa \langle \overline{\tau_U} = 1Mpa$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

$\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.7. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \Rightarrow \frac{h_d}{l_x} = \frac{15}{150} = 0,10 \rangle \frac{228,28}{20 \times 304,37} = 0.037$........condition vérifiée

$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,15}{100 \times 13,5} = 0,0023 \langle \frac{2}{400} = 0.005$...... condition vérifiée ; f_e en (MPa)

Puisque les 2 conditions sont vérifiées : la flèche n'est pas nécessaire.

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

VI.1-Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Les forces d'origine sismique agissants sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur de génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent, avec une ductilité permettant de limiter les dommages et sans effondrement.

VI.2-Objective de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **V**ibrations **L**ibres **N**on **A**morties **(VLNA).**

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe.

C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.3-Modélisation :

3.a Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation revient à représenter un problème physique, possédant un nombre infini de degré de liberté **(DDL)** par un modèle ayant un nombre fini de DDL, qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : La masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

3.b Modélisation de la rigidité :

Les éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau ont été modélisés par un élément fini de type poutre à deux nœuds.

- Les voiles par des éléments coque (à quatre nœuds).
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).

3.c Modélisation de la masse :

- Pour la masse des planchers, nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau, la masse est calculée de manière à inclure la quantité βQ (imposée par le **L'RPA99**), dans la masse totale utilisée pour l'analyse modale (dans notre cas β =0.2)

- La masse attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir : **2.5t /m3**.

3.d Modélisation de la structure étudiée :

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour le logiciel de calcul automatique par élément finis nommés **Etabs.**

3.e Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une très large variété de structures.

Ce système est basé sur la méthode des éléments finis et possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur, notamment :

- Il donne plusieurs possibilité de création du modèle ;
- Il calcul automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Il contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « ***vérifier structure*** » ;
- Il permet aussi, un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques détaillés, comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant **M**, efforts tranchants **T**, efforts normaux **N** et contraintes **σ**).
-

3.f Etapes de la modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

1. Choix du plan de travail (notre structure est model tridimensionnel) ;
2. Choix de l'unité du travail (KN, m) ;
3. Création graphique du model en utilisant l'interface du Robot Bat (voir **fig. V.1**)
4. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles par des panneaux.
5. Introduire les caractéristiques du matériau utilisé, les propriétés du béton (voir chapitre I)
6. Introduire les propriétés de chaque élément de la structure (la section).
7. Introduire les conditions aux limites.

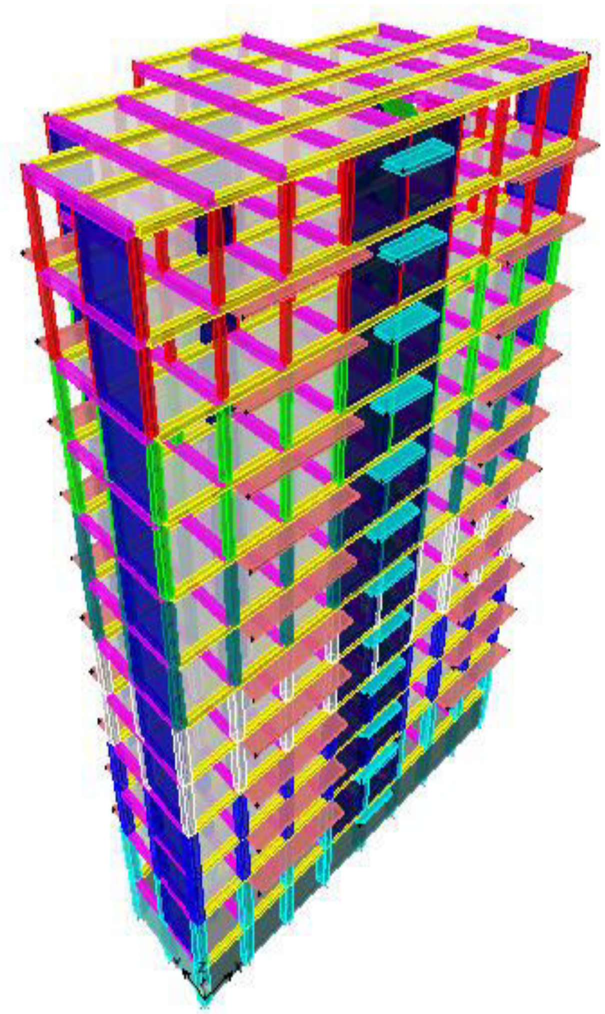


Figure.VI.1 : Interface de l'Etabs

VI. 4-présentation de la méthode de calcul :

4 a. Méthode statique équivalente :

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.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

4 b. Méthode d'analyse modale spectrale:

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

4 c. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, Mostaganem est classée dans une zone de moyenne sismicité **'ZONE IIa'**, ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en **'Groupe2'**.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment **ne répond pas aux critères [4.1.2.b]** exigés par **[L'RPA99V2003]** quant à l'application de la méthode statique équivalente.

- La hauteur de la structure est : h = 38.76 m >30m.

VI.5-Méthode dynamique modale spectrale :

5 a. Spectre de réponse de calcul :

Selon **L'RPA99 ; V2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta\,(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\,(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\,(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ: Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

- **Classification du site :**

Selon **L'RPA99V2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble **(Catégorie S_3).**

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

- **Périodes caractéristiques T_1, T_2 :**

Pour un site type S_3 : T_1= 0.15 s,T_2 = 0.5 s **(Tableau 4.7)**

- **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,88\ldots(\xi = 7\%)$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ = 7 % pour un contreventement mixte **(η = 0.88).**

- **Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

On a donc : $$T = \min\left\{ C_T h_N^{3/4} \quad , \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{Dx}}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{Dy}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau *N*.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4-6 du RPA99 / version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens	Hn (m)	D(m)	T= min$\{C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times hN}{\sqrt{D}}\}$		D=2.5η(T2/T)$^{2/3}$
			$C_T h_N^{3/4}$	$\frac{0.09 \times hN}{\sqrt{D}}$	
X-X	37.40	24.8	0.76	0.68	1.80
Y-Y		13	0.76	0.93	0.67

$W_{sanss/sol}$: poids de la structure : **W = 1927,946KN**

W=G + β Q

β: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau 4-5 du RPA99, dans notre cas β=0,20.

Après calcul les valeurs de V_x et V_Y sont comme suit :

$$V_X = 175.59KN$$

$$V_Y = 218.34KN$$

- **Vérifications :**

Vérification de la force sismique : la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'analyse modale **F** ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente **V**.

- **Coefficient d'accélération de zone A :**

Le coefficient d'accélération **A** est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas **A= 0.15**

- **Coefficient de comportement R :**

Portique contreventé par des voiles (**R =4).**

- **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$

D'où $\mathbf{P_q}$: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non.

	P_q	
Critère	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	0.25	**0.25**

Tableau VI. 1 : Valeurs des pénalités P_q

A partir du **Tableau VI .1** on trouve :

Q_x= 1,25 ; Q_y= 1,25

Alors : Q = 1,25

1. Modélisation de la structure :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme régulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Notre structure à présent une architecture (vue en plan) : c'est un rez-de-chaussée (commercial) plus 12 étages à usage d'habitation. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante.

6.a Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

A- Détermination des masses et centres de masses par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, balcons, maçonnerie extérieure)

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i,

X_i , Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

B- L'excentricité théorique :

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±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 suivant chaque direction.

Sens X : $e_{acc} = 0.05 \times 24.8 = 1.24$ m.

Sens Y : $e_{acc} = 0.05 \times 13 = 0.65$ m.

2. Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99 / version 2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions, l'excitation doit être telle que :

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

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

3. Résultats de l'analyse dynamique par Etabs :

A/ Périodes et facteurs de participation modale :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Sum RX	Sum RZ	Sum RZ
1	0,8407	63.755	0.0004	63.755	0.0004	0.0005	97.6151	0.1364
2	0,7022	0	63.5992	63.755	63.59	97.5729	97.6151	0.2286
3	0,5274	0,1559	0.0944	63.9109	63.69	97.7063	97.8134	63.221
4	0,2087	17.5883	0.0057	81.4992	63.69	97.7067	99.4841	63.2543
5	0,1703	0.0073	18.7337	81.5065	82.43	99.5683	99.4841	63.2694
6	0,1253	0.0177	0.0316	81.5242	82.46	99.5704	99.8418	82.8786
7	0,0925	6.3635	0.0025	87.8877	82.46	99.5705	99.8419	82.8823
8	0,0762	0.0021	6.4271	87.8898	88.89	99.879	99.8428	82.8872
9	0,0568	0,0267	0.0068	87.9165	88.90	99.879	99.9161	89.4677
10	0,0557	3.0451	0.001	90.9616	88.90	99.879	99.9161	89.4751
11	0,0468	0.0003	2.965	90.962	91.86	99.938	199.9161	89.4812
12	0,0388	1.6774	0.0003	92.6394	91.86	99.938	99.9457	89.4839

Tableau .VI.2 : périodes, modes et facteurs de participation massique

❖ **Remarque**:

L'analyse dynamique de la structure, nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- Une période fondamentale 0.840751s
- **L'RPA99/version 2003** préconise **[Art 4.2.4.4],** qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

On a : **$1{,}3 \times T_e = 1{,}3 \times 0.68 = 0.88 > T_{dyn} = 0.84751s$ (la condition est donc vérifiée).**

- Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx'), successivement.
- Le troisième mode est un mode de torsion.

- Les 9 modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le ***RPA99version 2003***).

B. Vérifications diverses :

- **Vérification de la force sismique :**

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'analyse modale **F** ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente **V.** (L'RPA99 / version 2003) **[Article 4-3-6] :**

- **Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le L'RPA99 / 2003 par la formule suivante :

W : Poids total de la structure $V = \frac{ADQ}{R} W$

❖ **Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel Etabs :

W = 1927,94,6daN.

Donc :

$$V_s^x = \frac{0.15 \times 1.80 \times 1.25}{4} \times 1927.946 \quad \Rightarrow V_s^x = 162.6704 KN$$

$$V_s^y = \frac{0.15 \times 1.67 \times 1.25}{4} \times 1927.946 \quad \Rightarrow V_s^y = 150.922 KN$$

Vérifications :

V_s^x $= 162.6704$ X0.8=130.136KN $< 175.59KN$ ……….**Condition vérifiée**

V_s^y =150.922x×0.8=120.737 KN <218.34KN ………..**Condition vérifiée**

C. vérification des déplacements :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 / version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \overline{\Delta} \text{ et } \Delta_y^k \leq \overline{\Delta}$$

Avec: =$\overline{\Delta}$ 0.01h$_e$ où **h$_e$:** Hauteur de l'étage.

$$\Delta_x^k = R \ \Delta_{ex}^k$$

$$\Delta_y^k = R \quad \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$$

$$\Delta_{ey}^{k} = \delta_{ey}^{k} - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^{k} **:** Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^{k}).

Avec : δ_{ex}^{k} : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^{k}).

Déplacement relatif admissible (toléré) : **[L'RPA99version2003/5.10]**

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e = \frac{306}{100} = 3.06\,cm$$

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e = \frac{374}{100} = 3.74\,cm$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	H (cm)	$\delta_{eK}(cm)$		$\delta_K = R\delta_{eK}$		Δ K=$\delta_K - \delta_{K-1}$		Vérification
		X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	
10^E	306	2.53	2.00	12.65	10.00	1.25	1.05	$< \Delta_{radm} = 3{,}06cm$
9^E	306	2.28	1.79	11.40	8.95	1.30	1.05	$< \Delta_{radm} = 3{,}06cm$
8^E	306	2.02	1.58	10.10	7.90	1.35	1.10	$< \Delta_{radm} = 3{,}06cm$
7^E	306	1.75	1.36	8.75	6.80	1.35	1.05	$< \Delta_{radm} = 3{,}06cm$
6^E	306	1.48	1.15	7.40	5.75	1.30	0.85	$< \Delta_{radm} = 3{,}06cm$
5^E	306	1.22	0.98	6.10	4.90	1.30	1.20	$< \Delta_{radm} = 3{,}06cm$
4^E	306	0.96	0.74	4.80	3.70	1.25	0.95	$< \Delta_{radm} = 3{,}06cm$
3^E	306	0.71	0.55	3.55	2.75	1.10	0.15	$< \Delta_{radm} = 3{,}06cm$
2^E	306	0.49	0.38	2.45	1.90	0.95	0.20	$< \Delta_{radm} = 3{,}06cm$
1^E	306	0.30	0.24	1.50	1.20	0.75	0.05	$< \Delta_{radm} = 3{,}06cm$
RDC	374	0.15	0.12	0.75	0.60	0.70	0.55	$< \Delta_{radm} = 3.74\ cm$
Sou -sol	306	0.02	0.01	0.10	0.05	0.10	0.05	$< \Delta_{radm} = 3{,}06cm$

Tableau .V.3 : Déplacement maximum suivant x et y

D. Justification vis-à-vis de l'effet P - Δ : [RPA99 (version 2003) / A.5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P -Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfais à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_t \times \Delta_K}{V_t \times h_K} \leq 0{,}10$$

- Pk : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du
Niveau « k »,

$$P_K = \sum_{i=K}^{n} (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

$$V_K = \sum_{i=K}^{n} F_i$$

- Δ_k : Déplacement relative du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

❖ Si : $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur. $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

❖ Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Calcul F_i :

$$F_i = \frac{W_i \times h_i \times (V_t \times F_t)}{\sum W_i \times h_i}$$

- W_i : poids propre de l'étage.
- h_i : hauteur cumulée à la base de la structure
- V_t: force sismique totale

On a : $\begin{cases} T_x = 0{,}67\ sec > 0{,}7\ sec \\ T_y = 0{,}67\ sec > 0{,}7\ sec \end{cases} \Rightarrow$

$F_{xt} = 0.07 \times 0{,}67 \times 162.67 = 7.629$KN

Fyt = 0.07×0.67×150.922=7.078 KN

NIV	h_k (cm)	poids (KN)	Vk (KN)		Δk_x (m)	Δk_y (m)	θ_x	θ_y	Vérification
			VKx	Vky					
Etage 10	306	2440	258.82	789.34	0.8	0.7	0.0097	0.0071	<0,1⟶ oui
étage 9	306	2448	819.20	977.49	1.0	0.7	0.0098	0.0057	<0,1⟶ oui
étage 8	306	2392	960.29	1143.4	0.8	0.7	0.0065	0.0048	<0,1⟶ oui
étage 7	306	2572	1085.09	1290.3	0.9	0.8	0.0070	0.0052	<0,1⟶ oui
étage 6	306	2572	1197.34	1420.3	1.0	0.8	0.0070	0.0047	<0,1⟶ oui
étage 5	306	2572	1289.12	1533.5	1.0	0.8	0.0065	0.0044	<0,1⟶ oui
étage 4	306	2710	1387.19	1630.8	1.0	0.7	0.0064	0.0038	<0,1⟶ oui
étage 3	306	2710	1464.37	1712.2	1.0	0.7	0.0060	0.0036	<0,1⟶ oui
étage 2	306	2710	1572.41	1777.3	1.0	0.6	0.0058	0.0030	<0,1⟶ oui
étage 1	306	2862	1574.15	1826.7	0.9	0.6	0.0053	0.0031	<0,1⟶ oui
RDC	374	3925	1604.14	1858.3	0.8	0.4	0.0048	0.0021	<0,1⟶ oui
S-SOL	306	4209	1606.43	1862.5	0.1	0.1	0.0009	0.0007	<0.1⟶oui

Tableau VI.4 : Vérification de l'effort p-Δ

Etude des portiques

VII. 1. Introduction:

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VII. 2. Définitions :

2.1. Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

2.2- Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé. Ils constituent des points d'appuis des poutres principales et secondaires pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, et sont sollicités à la flexion composée.

VII.3. Etude des portiques :

3. 1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

❖Combinaisons prises en compte :

➢ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires : (CBA93)

$$1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G+Q \longrightarrow \text{E.L.S.}$$

➢ Combinaisons accidentelles : RPA99 (version2003)

$$\left.\begin{array}{l} 0.8\times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array}\right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

$$\left.\begin{array}{l} 0.8\times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array}\right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

(contreventement mixte voiles-portiques)

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **Etabs.**

3.2- Etude des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30×35) cm^2.
- Poutres secondaires : (30×30) cm^2.

a. Ferraillage réglementaire :

❖ Recommandation du RPA99 (version 2003):

❖ Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : $0.5\%\times B$ en zone II_a.

- Armatures maximale $\begin{cases} 4\% \times B & en\ zone\ courante \\ 6\% \times B & en\ zone\ de\ recouvrement \end{cases}$

- Longueur de recouvrement est de : 40.Ø en zone II a.

Avec : **B** : Section de la poutre.

❖ Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

Avec : **b** : Largeur de la section et

S : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12\times Ø\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

❖ **Règlement CBA93 et BAEL91 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{fe} \times b \times d \Rightarrow$$ Pour les armatures tendues.

b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "**Etabs**" on obtient les résultats suivants :

Sollicitations	E.L.U		E.L.S		ACC		Effort Tranchant
Moment	**M_t[KN]**	**M_a[KN]**	**M_t[KN]**	**M_a[KN]**	**M_t[KN]**	**M_a[KN]**	**T [KN]**
Poutre principale	59.30	-34.193	43.87	-25.24	67.7	44.80	62.71
Poutre secondaire	29.51	-22.29	21.8	-16.45	22.29	-29.51	39

Tableau.VII.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants

❖ Armatures longitudinales :

❖Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 cm^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 cm^2$

❖Conditions imposées par le BAEL.91 :

- Poutres principales: $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 31.5 = 1.14 cm^2$
- Poutres secondaires: $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 27 = 0.98 cm^2$

➢ **Exemple de calcul :** Poutres principales (35×30) cm^2

b.1. En travée :

➢ **Situation durable et transitoire :**

❖ **Etat limite ultime (E.L.U.)** :

$$M_t^u = 59.30\,KN.m$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{59.30 \times 10^3}{14.17 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.141$$

$\mu = 0.141 < \mu_L = 0.392$ (Acier FeE400)$\Rightarrow A'$ n'existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\,\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.191$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.924$$

- Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{59.3 \times 10^3}{348 \times 0.924 \times 31.5} = 5.85 cm^2$$

4T16→A=8.04cm²

❖ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_t^{ser} = 43.87 KN.m$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \overset{?}{\leq} \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Avec : $\gamma = \dfrac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \dfrac{59.3}{43.87} = 1.35$

$$\frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 > \alpha = 0.267 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$ condition vérifiée

- Conclusion :

$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

Fissuration peu nuisible
(Aucune vérification pour σ_s) $\Rightarrow$ les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

❖ **Situation accidentelle :**

$$M_t^{acc} = 67.70 KN.m$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{67.70\times 10^3}{18.47\times 30\times (31.5)^2} = 0.123$$

$\mu = 0.123 < \mu_L = 0.379$ (Acier FeE400) $\Rightarrow$ A′ n'existe pas

$$1000\,\varepsilon_s > 1000\,\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\,\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25\times\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) = 0.165$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.934$$

- Détermination des armatures:

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{67.7\times 10^3}{400\times 0.934\times 31.5} = 5.75\,cm^2$$

- Choix des armatures:

2T14+4T12 $\longrightarrow$ A =7.6cm²

b.2. En appui :

- ❖ **Cas fondamentaux :**
- ❖ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_a^u = 34.193\,KN.m$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{34.193\times 10^3}{14.17\times 30\times (31.5)^2} = 0.08$$

$\mu = 0.08 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ A′ n'existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\,\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25\times\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) = 0.106$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.958$$

- Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{34.193 \times 10^3}{348 \times 0.958 \times 31.5} = 3.26\,cm^2$$

3T14→A=4.62cm²

❖ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_a^{ser} = -25.24\,KN.m$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A′
- Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \le \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Avec : $\gamma = \dfrac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \dfrac{34.193}{25.24} = 1.35$

$\dfrac{1.35 - 1}{2} + \dfrac{25}{100} = 0.43 > \alpha = 0.188 \Rightarrow$Condition vérifiée.

• Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15MPa$
- Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour σ_s)

$\Rightarrow$les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

❖ **Situation accidentelle** :

$$M_a^{acc} = -44.808\,KN.m$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{44.808 \times 10^3}{18.47 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.081$$

$\mu = 0.08 < \mu_L = 0.379$ (Acier FeE400) $\Rightarrow$ A′ n'existe pas

$$1000\,\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.106$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.957$$

• Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{44.808 \times 10^3}{400 \times 0.957 \times 31.5} = 3.72\,cm^2$$

❖**Conclusion** :

- Détermination des armatures:

$$A_a = \max(A_{cal}\,;A_{acc}\,;A_{\min(BAEL)})$$

$$A_a = \max(3.26;3.72;1.14) = 3.72cm^2$$

- Choix des armatures :

3T14 $\longrightarrow$ A=4.62cm²

b.3-Vérification de l'effort tranchant des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = 62.71\,KN$$

a)Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \le 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0.9 \cdot d = 0.9 \times 31.5 = 28.35cm$$

$$T_u = 62710\,N \le 0.267 \times 28.35 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 567708N$$

⇒L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inferieures :

On doit vérifier que : $A_L \ge \dfrac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u + \dfrac{M_u}{0.9 \times d}\right)$

$A_L = 3.39\,cm^2 \ge \dfrac{1.15}{400}\left(62710 - \dfrac{34193}{0.9 \cdot 31.5}\right) \cdot 10^{-2} = 1.76cm^2 \longrightarrow$ Aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinal inferieur

c) **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{62.71 \times 10^3}{30 \times 31.5 \times 100} = 0.663MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\,MPa\right) = 3.33\,MPa \qquad \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0.663 MPa < \overline{\tau_u} = 3.33 MPa \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d) Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \le \min\left(\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_{l\min}\right)$$

$$\phi_t \le \min\left(\frac{35}{35};\frac{30}{10};1.2\right) = 1cm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$ de nuance d'acier

FeE235 $\Rightarrow 4\,\phi 8 \rightarrow A_t = 2.01 cm^2$ (1cadre + 1étrier)

e) L'espacement des armatures transversales : Selon le BAEL91:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \ge \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90° \end{cases}$$

Donc : $\delta_{t1} \le \dfrac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \dfrac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.663 - 0.3 \times 2.1)} = 381.69 cm$

$\delta_{t2} \le \min(0.9d;\ 40cm) = \min\ (0.9 \times 31.5; 40) cm = 28.35 cm$.

$$\delta_{t3} \le \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 cm$$

❖ Selon le **RPA99** (version2003) :

- **Zone nodale** :

$$\delta_{t4} \le \min\left(\frac{h}{4};12 \cdot \phi;30\right) = \min\left(\frac{35}{4};12 \times 1.2;30\right) = 8.75 cm \Rightarrow \delta_{t4} = 10 cm$$

- **Zone courante :**

$$\delta_{t5} \le \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow \delta_t = 15 cm$$

Donc : $\begin{cases} \delta_t = 10 cm \text{ en zone nodale} \\ \delta_t = 15 cm \text{ en zone courante} \end{cases}$

f) Vérification des armatures transversales:

- **Zone nodale :**

$$A_{t\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 cm^2$$

- Zone courante :

$$A_{t\,min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\,cm^2$$

b.4. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L\,max}$$

Remarque : Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferraillage est le même que celle déjà montrée ci-dessus; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferraillage.

Type des poutres		A min [cm²] BAEL	A min [cm²] RPA V(2003)	A cal [cm²]	Barres choisis	A corr [cm²]	Longueur de Recouvrement [cm]
poutres principales	Travées	1,14	5.25	5.75	4T14	6.16	56
	Appuis	1,14	5.25	3.72	4T12	5.52	48
poutres secondaires	Travées	0,98	4.4	2.12	3T12	3.39	48
	Appuis	0,98	4.4	2.84	3T12	3.39	48

Tableau VII. 2 : Tableau récapitulatif de ferraillages des poutres principales et secondaires.

❖ **Ferraillage des poutres :**

- **En travée**
- **En appuis**

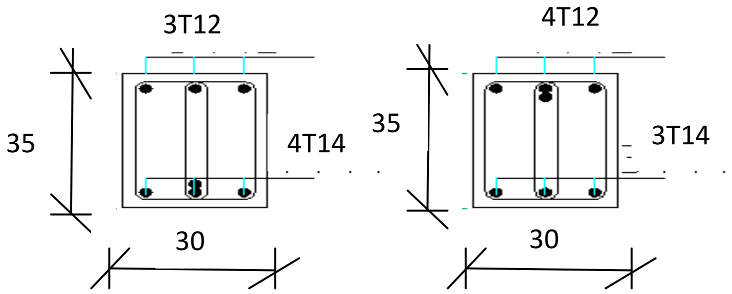


Figure.VII.1: Ferraillage des poutres principales.

- **En travée**
- **En appuis**

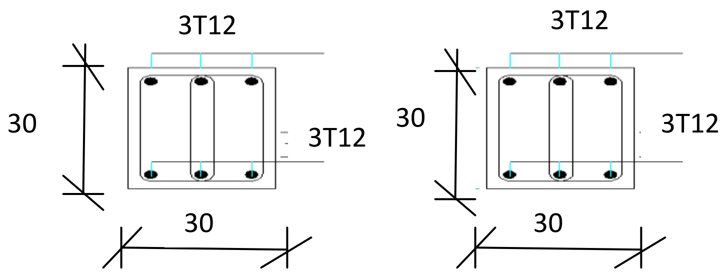


Figure.VII. 2 : Ferraillage des poutres secondaire.

VII. 3.3. Etude des poteaux :

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissants (M_{y-y}, M_{z-z}).

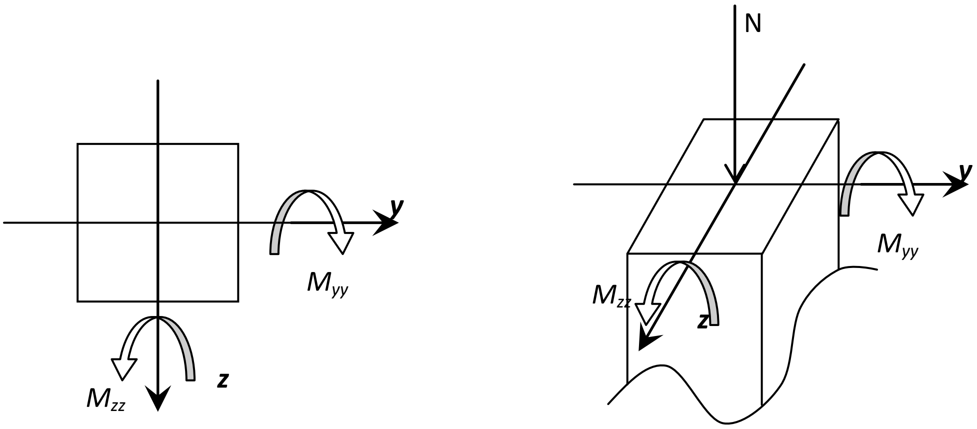


Figure.VII.3: Sollicitation sur les poteaux.

VII. 3.3.1. Combinaison de charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon les règles BAEL 91 : (situation durable et transitoire)

$$\begin{cases} \text{ELU} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots G+Q \end{cases}$$

Selon le RPA99/version 2003 : (situation accidentelle)

$$\begin{cases} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{cases}$$

VII. 3.3.2. Principe de calcul :

1) N^{max} ,$M_{zz\ corr.}$,$M_{yy\ corr}$.

2) M_{zz}^{max}, N_{corr}.

3)M_{yy}^{max} ,N_{corr}.

4) N^{min},$M_{zz\ corr}$,$M_{yy\ corr}$.

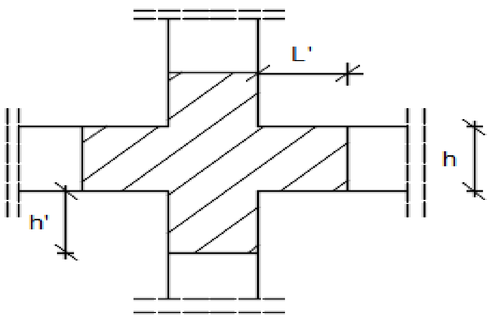


Figure.VII.4: zone nodale.

❖ **Les armatures longitudinales :**

- **Conditions de RPA99 (version 2003) :**

D'après le RPA99/version 2003(article.7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets:

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :

♦ 4% en zone courante et

♦ 6% en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :

♦ 40ϕ en zone II a

✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a

✓ les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)

✓ les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :
L'=2h

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b; h; 60cm\right)$$

Avec :

h: Hauteur de la poutre;

b et **a** : Section d'un poteau;

$\mathbf{h_e}$: Hauteur libre entre deux étages.

- **Armature minimales imposées par les règles BAEL.91 :**

$$A_{min} = \max\left[\frac{0.2.b.h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right]$$ ⇒Pour la compression simple ;

$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e}.b.d$ ⇒ Pour la flexion simple.

$A_{\ min} = \frac{B.f_{t28}}{f_e}$.⇒ Pour la traction simple.

❖ **Armatures transversales :**

- **Selon le RPA99 (version 2003) :**

Les armatures transversales des portaux sont calculées a l'aide de la formules suivante :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

$\mathbf{T_u}$: Effort tranchant ultime ;

a : Hauteur totale de la section brute;

$\mathbf{f_e}$: Limite élastique des armatures transversales et

$\boldsymbol{\rho_a}$: Coefficient dépendant de l'élancement géométrique λ_g.

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g = \dfrac{lf}{a} \\ \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

δ_t: Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- Dans la Zone nodale **:** $\delta_t \leq \min(10\varnothing_L \,;\, 15\text{cm})$ (zone IIa)
- Zone courante **:** $\delta_t \leq 15.\varnothing_L$ (zone IIa).

$\varnothing_L$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Section minimale des armatures transversales:

$\dfrac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donné comme suit:

- Si:$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- Si:$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- Si:$3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$\lambda_g = \left(\dfrac{L_f}{a} \text{ ou } \dfrac{L_f}{b}\right)$

- **Selon les règles de BAEL91 :**

Le diamètre minimal des armatures transversales: $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_{L\,max}}{3}$

Et l'espacement : $\delta_t = \min\left(15\varphi_{L\min}\,;40\text{cm};b+10\text{cm}\right)$

❖ **Les types des poteaux :**

Dans notre structure, on a 6 types de poteaux :

Types	Niveaux	Section (cm²)
1	Haut de sous sol-haut RDC	(55 ×55)
2	Haut de1^{er}- 2^{éme}	(50 ×50)
3	Haut de 3^{éme}-4^{éme}	(45 ×45)
4	Haut de5^{éme}-6^{éme}	(40 ×40)
5	Haut de 7^{éme}-8^{éme}	(35 ×35)
6	Haut de 9^{éme}-10^{éme}	(30 ×30)

Tableau VII. 3 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

Combinaisons	Section (cm²) / Sollicitations		Poteau (55×55)	Poteau (50×50)	Poteau (45×45)	Poteau (40×40)	Poteau (35×35)	Poteau (30×30)
1.35 G + 1.5 Q	Cas1	N^{max} [KN]	1293.39	970.12	733.98	528.6	340.51	170.34
		Mz_Z^{cor} [KN.m]	3.262	3.871	2.771	4.028	4.762	0.648
		Myy^{cor} [KN.m]	1.57	3.805	3.419	3.126	2.753	0.47
G+Q+E 0.8G±E	Cas2	N^{max}[KN]	1495.8	1096.28	98.41	469.23	276.87	127.63
		Mzz^{cor} [KN.m]	34.791	1.136	10.314	9.265	6.69	3.806
		My_Y^{cor} [KN.m]	10.243	18.252	25.316	523	20.063	14.873
	Cas3	Mzz^{max} [KN.m]	31,09	59.94	63.403	57.857	44.18	27.495
		N^{corr} [KN]	184,50	34.62	134.49	90.26	48.01	10.09
	Cas4	Myy^{max} [KN.m]	75.007	82.525	77.197	61.909	44.5	34.012
		N^{cor} [KN]	846.96	557.09	288.43	126.18	28.13	1.01
	Cas5	N^{min} [KN]	17.13	4.32	1.52	0.02	0.22	0.97
		Mz_Z^{cor} [KN.m]	0.94	3.432	4.169	3.991	1.193	3.173
		Myy^{cor} [KN.m]	1.864	1.006	8.237	7.682	6.546	6.122
Effort tranchant		T [KN]	230.12	377.5	42.30	38.72	29.45	18.30

Tableau.VII.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissants

❖ **Exemple de calcul:**

✓ **Ferraillage du poteau de section (55×55) cm² :**

○ **Les armatures longitudinales :**

- **Situation durable et transitoire :**

Etat limite ultime (E.L.U) : (1.35G+1.5Q)

b = 55cm h= 55cm d= 49.5cm

♦ Cas 1 :

Les sollicitations prises en compte sont :

○ N^{max} = 1293.39KN
○ M_{zz}^{cor} = 3.262KN.m
○ M_{YY}^{cor} =1.57KN.m

➢ **Calcul suivant l'axe y-y :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N'} = \frac{1.57}{1293.39} = 0{,}0012m = 0.12cm < \frac{h}{12} = 4.58cm$$

L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur du noyau central.

→ *On a une compression excentrée.*

➢ **Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R) :**

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma'_2} = \frac{1293.39 \times 10^3 - 100 \times 55 \times 55 \times 14.17}{100 \times 348} = -86 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0cm^2$$

➢ **Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F) :**

Calcul de l'élancement

$$\lambda \leq \max\left[50\ ;\ 67\frac{e_0}{h}\right]$$

Avec : $67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{0{,}0012}{55} = 0{,}0014m = 0.14cm < 60$

$$\lambda = 3{,}46 \cdot \frac{l_f}{h}$$

$l_f = 0{,}7 \times l_0 = 0{,}7 \times 374 = 261.8cm$ (Bâtiment à étages multiples)

$$\lambda = 3{,}46 \times \frac{261.8}{55} = 16.47$$

→ $\lambda = 16.47 < \max[50\ ;0{,}14] = 50 \Rightarrow compression\quad excentré$

→ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N_1' = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_a)$$

- ***Excentricité additionnelle :***

$$e_a = \max\left[2cm\,;\frac{l}{250}\right] = \max\left[2cm\,;\frac{374}{250}\right] = \max[2cm;1,50cm]$$

$$\Rightarrow e_a = 2cm$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,14}{55} = 0,0025 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2 = 1 + 0,2(\frac{16,47}{35})^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1,044$$

$$N_1^{'} = 1293.39 \times 1,044 = 1350.3KN$$

$$M^{'} = 1350.3 \times (0,12 + 2) \times 10^{-2} = 28.63KN.m$$

- ***Position du point d'application de l'effort normal de compression N' 1 :***

$$e_1 = \frac{M^{'}}{N_1^{'}} = \frac{28.63}{1350.3} = 0,0212\ m = 2.12cm$$

$$e_1 = 2.12\ cm < \frac{h}{2} = 27.5cm$$

⇒ L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieur de la section.

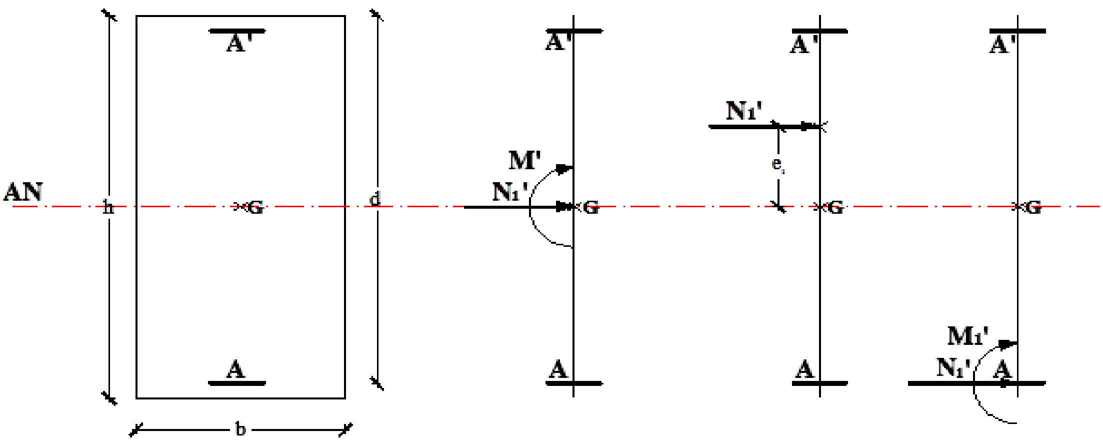


Figure.VI.5: Position de N'_1, M'_1 et M_1 sur la section transversale

- ***Vérification si la section et entièrement comprimée :***

$$\underbrace{(0,337.h - 0,81.c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \overset{?}{\leq} \underbrace{N_1^{'} \times (d - c_1) - M^{'}_1}_{(II)}$$

- ***Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:***

$$M_1' = N'_1 \times e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2}\right) - c = 2.12 + \left(\frac{55}{2} - 5\right)$$

$$\Rightarrow e = 24.62 KN.m$$

M’$_1$=1350.3X24.62X10^{-2}=332.44KN.m

$$(I) = (0{,}337 \times 55 - 0{,}81 \times 5) \times 14{,}17 \times 55 \times 55 = 620888.66 N.m = 620.8886 KN.m$$

$$(II) = 1350.3 \times (49.5 - 5) \times 10^{-2} - 332.44 = 268.44 KN.m$$

(I) > (II)⇒Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M'_1

- **<u>Calcul des armatures en flexion simple :</u>**

<u>Vérification de l'existence des armatures comprimées</u> :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{332440}{14{,}17 \times 55 \times 49.5^2} = 0{,}174$$

μ = 0,174 < μ_l = 0,392 (Acier FeE400) ⟹ A' n'existe pas et 1000 ε_s > 1000 ε_l

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}241$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}904$$

$$A_1 = \frac{M_1'}{\sigma_S \times \beta \times d} = \frac{332440}{348 \times 0{,}904 \times 49.5} = 21.35 cm^2$$

<u>On revient à la flexion composée</u> :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 21{,}35 - \frac{1293390}{100 \cdot 348} = -15{,}82 cm^2 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➢ <u>Calcul suivant l'axe z-z :</u>

- ***Position du point d’application de l’effort normal N’ :***

$$e_0 = \frac{M_{zz}}{N'} = \frac{3.262}{1293.39} = 0{,}0025 m = 0.25 cm < \frac{h}{12} = 4.58 cm$$

L’effort normal de compression N$_1$’ se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.

- **Vérification si on a une compression excentré e:**

$$\lambda \le \max\left[50; 67\frac{e_0}{h}\right]$$

<u>Avec</u> : $67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{0{,}25}{55} = 0{,}30$

$$\lambda = 3{,}46 \cdot \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0{,}7 \times l_0 = 0{,}7 \times 374 = 261{,}8cm$$ (Bâtiment à étages multiples)

$$\lambda = 3{,}46 \times \frac{261.8}{55} = 16{,}47$$

$\Longrightarrow$ $\lambda = 16{,}47 < \max[50\,;\,0{,}3] = 50 \Rightarrow compression \quad excentré$

$\Longrightarrow$ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N_1^{'} = N^{'} \times \alpha_1$$

$$M^{'} = N^{'}{}_1 \times (e_0 + e_a)$$

✓ ***Excentricité additionnelle :***

$$e_a = \max\left[2cm; \frac{l}{250}\right] = \max\left[2cm; \frac{374}{250}\right] = \max[2cm; 1{,}50cm]$$

$$\Rightarrow e_a = 2cm$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0{,}25}{55} = 0{,}0045 < 0{,}75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0{,}2(\frac{\lambda}{35})^2 = 1 + 0{,}2(\frac{16{,}47}{35})^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1{,}044$$

$$N_1^{'} = 1293.39 \times 1{,}044 = 1350.3KN$$

$$M^{'} = 1350.3 \times (0{,}25 + 2) \times 10^{-2} = 30.38KN.m$$

✓ ***Position du point d'application de l'effort normal de compression N' 1 :***

$$e_1 = \frac{M^{'}}{N_1^{'}} = \frac{30.38}{1350.3} = 0.0225m = 2.25cm$$

$$e_1 = 2{,}25cm < \frac{h}{2} = 27.5cm$$

$\Rightarrow$ L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieure de la section.

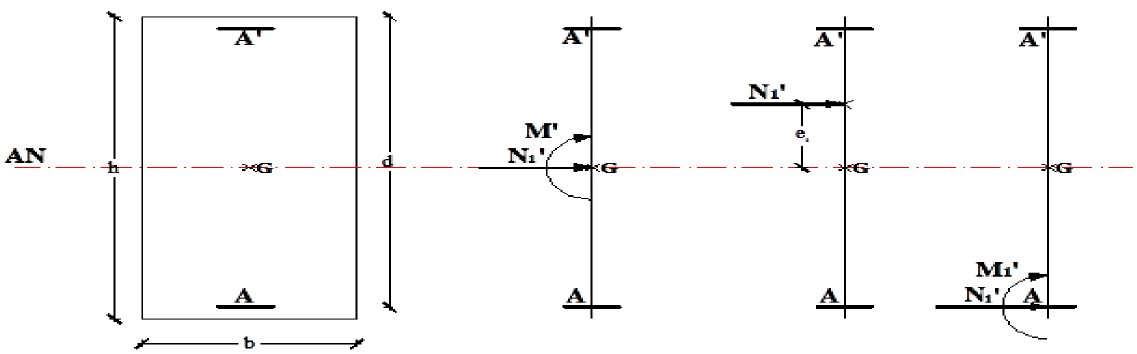


Figure VI. 6 : Position de N'$_1$,M'$_1$ et M_1 sur la section transversale

- ***Vérification si la section et entièrement comprimée :***

$$\underbrace{(0,337.h-0,81.c_1)\times\sigma_b\times b\times h}_{(I)} \overset{?}{\leq} \underbrace{N_1^{'}\times(d-c_1)-M'_1}_{(II)}$$

- ***Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:***

$$M_1^{'}=N'_1\times e$$

$$e=e_1+\left(\frac{h}{2}\right)-c)=2.25+\left(\frac{55}{2}-5\right)$$

$$\Rightarrow e=24.75KN.m$$

M'_1=1350.3X24.75X10^{-2}=334.20KN.m

$$(I)=(0,337\times55-0,81\times5)\times14,17\times55\times55=620888.66N.m=620.8886KN.m$$

$$(II)=1350.3\times(49.5-5)\times10^{-2}-332.44=268.44KN.m$$

- ***Calcul des armatures en flexion simple :***

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu=\frac{M_1^{'}}{\sigma_b\times b\times d^2}=\frac{334200}{14,17\times55\times49.5^2}=0,175$$

μ = 0,175 < μ_l = 0,392 (Acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas et 1000 ε_s > 1000 ε_l

$$\Rightarrow\sigma_s=\frac{f_e}{\gamma_s}=\frac{400}{1,15}=348\text{ MPa}$$

$$\alpha=1,25\times\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right)=0,242$$

$$\beta=1-0,4\alpha=0,903$$

$$A_1=\frac{M_1^{'}}{\sigma_S\times\beta\times d}=\frac{334200}{348\times0,903\times49.5}=21.48\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC}=A_1-\frac{N_1^{'}}{100\cdot\sigma_s}=21,48-\frac{1350300}{100\cdot348}=-17,32cm^2<0\Rightarrow A_{FC}=0$$

Cas 2 :

N_{max}=1495.8KN.m

M_y=10.243KN.m

M_z=34.791KN.m

- **Calcul suivant l'axe y-y :**

- ***Position du point d'application de l'effort normal N' :***

$$e_0=\frac{M_{yy}}{N^{'}}=\frac{10.243}{1495.8}=0,0068m=0.68cm<\frac{h}{12}=4.58cm$$

L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur du noyau central.

$\rightarrow$ *On a une compression excentrée.*

➢ *Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R) :*

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma'_2} = \frac{1495.8 \times 10^3 - 100 \times 55 \times 55 \times 14.17}{100 \times 348} = -80.19 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0\ cm^2$$

➢ *Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F) :*

Calcul de l'élancement

$$\lambda \leq \max\left[50\ ;\ 67\frac{e_0}{h}\right]$$

Avec : $67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{0{,}0068}{55} = 0{,}0068m = 0.68cm < 60$

$$\lambda = 3{,}46 \cdot \frac{l_f}{h}$$

$l_f = 0{,}7 \times l_0 = 0{,}7 \times 374 = 261.8cm$ (Bâtiment à étages multiples)

$$\lambda = 3{,}46 \times \frac{261.8}{55} = 16.47$$

$$\rightarrow \lambda = 16.47 < \max[50\ ;\ 0{,}68] = 50 \Rightarrow compression\quad excentré$$

$\rightarrow$ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N_1^{'} = N^{'} \times \alpha_1$$
$$M^{'} = N^{'}{}_1 \times (e_0 + e_a)$$

✓ *Excentricité additionnelle :*

$$e_a = \max\left[2cm\ ;\frac{l}{250}\right] = \max\left[2cm\ ;\ \frac{374}{250}\right] = \max[2cm;1{,}50cm]$$

$$\Rightarrow e_a = 2cm$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0{,}68}{55} = 0{,}012 < 0{,}75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0{,}2(\frac{\lambda}{35})^2 = 1 + 0{,}2(\frac{16{,}47}{35})^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1{,}044$$

$$N_1^{'} = 1495.8 \times 1{,}044 = 1555.63KN$$

$$M^{'} = 1555.63 \times (0{,}68 + 2) \times 10^{-2} = 41.69KN.m$$

✓ *Position du point d'application de l'effort normal de compression N' 1 :*

$$e_1 = \frac{M^{'}}{N_1^{'}} = \frac{41.69}{1555.63} = 0{,}0268\ m = 2.68cm$$

$$e_1 = 2.68\ cm < \frac{h}{2} = 27.5cm$$

$\Rightarrow$ L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieur de la section.

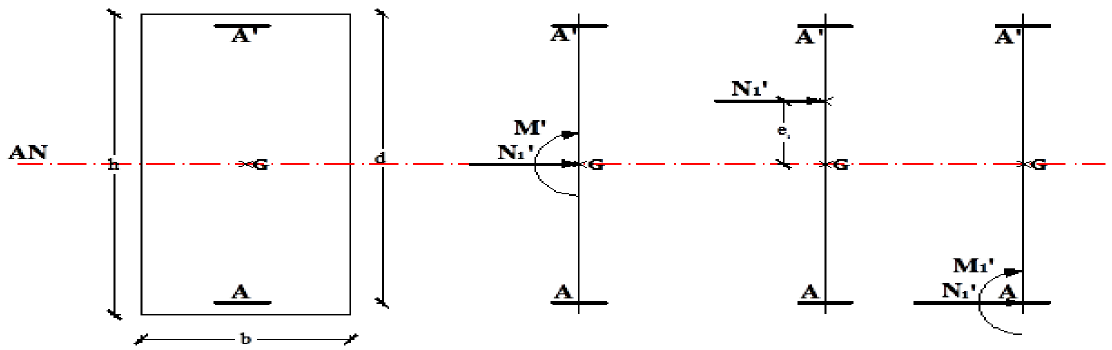


Figure VI.7 : Position de N'_1 ,M'_1 et M_1 sur la section transversale

- ***Vérification si la section et entièrement comprimée :***

$$\underbrace{(0{,}337.h - 0{,}81.c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \overset{?}{\leq} \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M'_1}_{(II)}$$

- ***Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:***

$$M_1' = N'_1 \times e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2}\right) - c = 2.68 + \left(\frac{55}{2} - 5\right)$$

$$\Rightarrow e = 25.18 KN.m$$

M'_1=1495.8 X 25.18 X10^{-2}=391.71KN.m

$$(I) = (0{,}337 \times 55 - 0{,}81 \times 5) \times 14{,}17 \times 55 \times 55 = 620888.66 N.m = 620.8886 KN.m$$

$$(II) = 155.63 \times (49.5 - 5) \times 10^{-2} - 3391.71 = 300.55 KN.m$$

(I) > (II)$\Rightarrow$Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment M'_1

- ***Calcul des armatures en flexion simple :***

<u>Vérification de l'existence des armatures comprimées</u> :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{391710}{14{,}17 \times 55 \times 49.5^2} = 0{,}205$$

μ = 0,205 < μ_l = 0,392 (Acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas et 1000 ε_s > 1000 ε_l

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,290$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,884$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_S \times \beta \times \text{d}} = \frac{391710}{348 \times 0,884 \times 49.5} = 25.72\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 25.72 - \frac{1495800}{100 \cdot 348} = -17,26cm^2 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➢ Calcul suivant l'axe z-z :

✓ *Position du point d'application de l'effort normal N' :*

$$e_0 = \frac{M_{zz}}{N'} = \frac{34.791}{1495.8} = 0,0233m = 2.33cm < \frac{h}{12} = 4.58cm$$

L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur du noyau central.

✓ *Vérification si on a une compression excentré :*

$$\lambda \leq \max\left[50; 67\frac{e_0}{h}\right]$$

Avec : $67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{2.33}{55} = 2.84$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h}$$

$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 374 = 261,8cm$ (Bâtiment à étages multiples)

$$\lambda = 3,46 \times \frac{261.8}{55} = 16,47$$

⟹ $\lambda = 16,47 < \max[50 \,;\, 2.84] = 50 \Rightarrow compression \quad excentré$

⟹ La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N_1^{'} = N^{'} \times \alpha_1$$

$$M^{'} = N^{'}_1 \times (e_0 + e_a)$$

✓ *Excentricité additionnelle :*

$$e_a = \max\left[2cm; \frac{l}{250}\right] = \max\left[2cm; \frac{374}{250}\right] = \max[2cm; 1,50cm]$$

$$\Rightarrow e_a = 2cm$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{2.33}{55} = 0,042 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2 = 1 + 0,2(\frac{16,47}{35})^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1,044$$

$$N_1^{'} = 1495.8 \times 1,044 = 1555.63KN$$

$$M^{'} = 1555.63 \times (2.33 + 2) \times 10^{-2} = 67.36KN.m$$

✓ ***Position du point d'application de l'effort normal de compression N' 1 :***

$$e_1 = \frac{M^{'}}{N_1^{'}} = \frac{67.36}{1555.63} = 0.0433m = 4.33cm$$

$$e_1 = 4.33cm < \frac{h}{2} = 27.5cm$$

⟹ L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieure de la section.

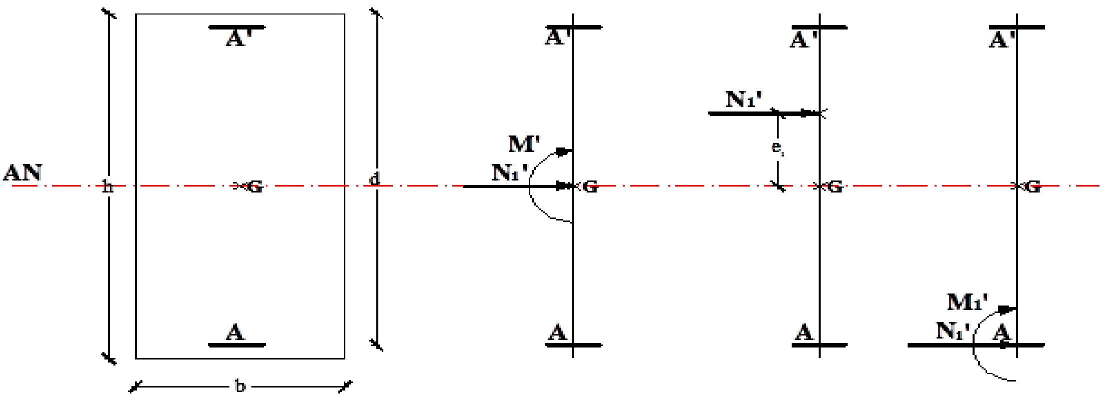


Figure.VI.8 : Position de N'_1 ,M'_1 et M_1 sur la section transversale

✓ ***Vérification si la section et entièrement comprimée :***

$$\underbrace{(0,337.h - 0,81.c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \overset{?}{\leq} \underbrace{N_1^{'} \times (d - c_1) - M^{'}_1}_{(II)}$$

✓ ***Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:***

$$M_1^{'} = N^{'}_1 \times e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2}\right) - c) = 4.33 + \left(\frac{55}{2} - 5\right)$$

$$\Rightarrow e = 26.83KN.m$$

M'_1=1555.63 X 26.83 X 10^{-2}=417.38KN.m

$$(I) = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5) \times 14,17 \times 55 \times 55 = 620888.66N.m = 620.8886KN.m$$

$$(II) = 1555.63 \times (49.5 - 5) \times 10^{-2} - 417.38 = 274.87KN.m$$

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1^{'}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{417380}{14{,}17 \times 55 \times 49.5^2} = 0{,}219$$

$\mu = 0{,}219 < \mu_l = 0{,}379$ (Acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas et $1000\,\varepsilon_s > 1000\,\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}313$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}875$$

$$A_1 = \frac{M_1^{'}}{\sigma_S \times \beta \times d} = \frac{417380}{348 \times 0{,}875 \times 49.5} = 27.69\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 27{,}69 - \frac{1495800}{100 \cdot 348} = -15.29cm^2 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

- **Cas 3 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{corr} = 184.5$KN
- $M_{YY}^{\ cor} = 31.09$KN.m

✓ ***Position du point d'application de l'effort normal N' :***

$$e = \frac{M_{yy}}{N^{'}} = \frac{31.09}{184.5} = 0.168m = 16.8cm < \frac{h}{2} = 27.5cm$$

⟹ L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.

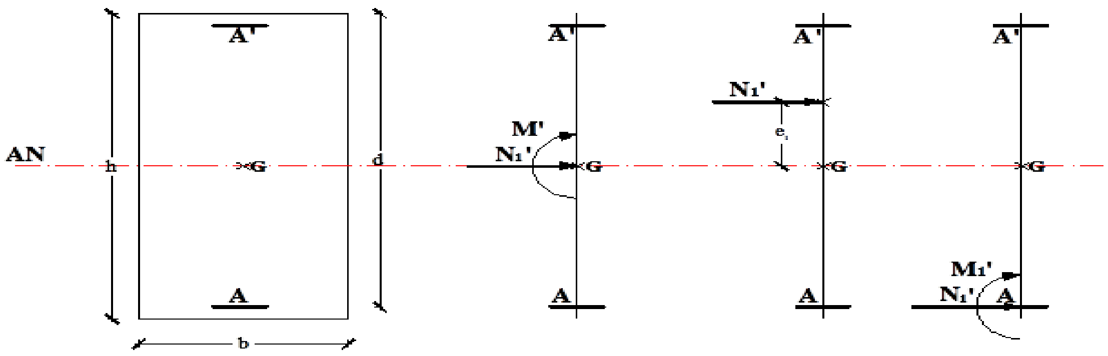


Figure.VI.9 : Position de N'_1 ,M'_1 et M_1 sur la section transversale

✓ ***Vérification si ola section est parteillement comprimée:***

$$\underbrace{(0{,}337.h - 0{,}81.c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \overset{?}{\leq} \underbrace{N_1^{'} \times (d - c_1) - M^{'}_1}_{(II)}$$

✓ ***Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:***

$$M_1' = N'_1 \times e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2}\right) - c) = 16.8 + \left(\frac{55}{2} - 5\right)$$

$$\Rightarrow e = 39.30cm$$

M'_1=184.5×39.30×10^{-2}=72.51KN.m

$$(I) = (0{,}337 \times 55 - 0{,}81 \times 5) \times 18{,}48 \times 55 \times 55 = 998130 N.m = 998.130 KN.m$$

$$(II) = 184.5 \times (49.5 - 5) \times 10^{-2} - 72.51 = 9.59 KN.m$$

(I)=998.130 KN.m > (II) = 9.59 KN.m ⇒ la section est partiellement comprimée.

✓ ***Calcul des armatures en flexion simple :***

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{72510}{18{,}47 \times 55 \times 49.5^2} = 0{,}029$$

μ = 0,029 < μ_l = 0,379 (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas et 1000 ε_s > 1000 ε_l

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}037$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}985$$

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_S \times \beta \times d} = \frac{72510}{400 \times 0{,}985 \times 49.5} = 3.72 cm^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N_1'}{100 \cdot \sigma_s} = 3.72 - \frac{184500}{100 \cdot 400} = -0.89 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

- **Cas 4 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- N^{corr} = 846.96KN
- $M_{YY}{}^{cor}$ =75.007KN.m

✓ ***Position du point d'application de l'effort normal N' :***

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N'} = \frac{75.007}{846.96} = 0{,}0886m = 8.86cm < \frac{h}{2} = 27.5cm$$

⟹ L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieur de la section.

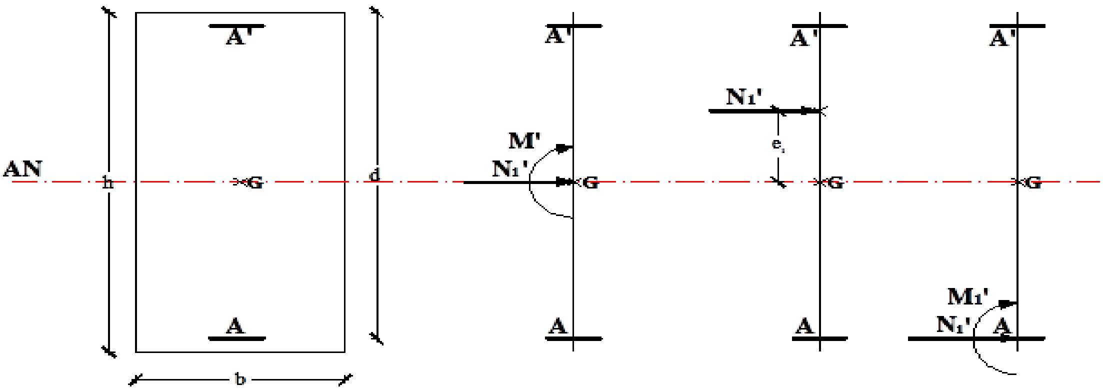


Figure.VI. 10 : Position de N'_1 ,M'_1 et M_1 sur la section transversale

✓ ***Vérification si la section et entièrement comprimée :***

$$\underbrace{(0{,}337.h-0{,}81.c_1)\times\sigma_b\times b\times h}_{(I)} \overset{?}{\leq} \underbrace{N_1^{'}\times(d-c_1)-M'_1}_{(II)}$$

✓ ***Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:***

$$M_1^{'}=N'_1\times e$$

$$e=e_1+\left(\frac{h}{2}\right)-c)=8.86+\left(\frac{55}{2}-5\right)$$

$$\Rightarrow e=31.36cm$$

M'_1=846.96×31.36×10^{-2}=265.61KN.m

$$(I)=(0{,}337\times55-0{,}81\times5)\times18{,}48\times55\times55=809740.47N.m=809.740KN.m$$

$$(II)=846.96\times(49.5-5)\times10^{-2}-265.61=155.787KN.m$$

(I)=809.740 KN.m > (II) = 155.78 KN.m ⇒ la section est partiellement comprimée.

✓ ***Calcul des armatures en flexion simple :***

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu=\frac{M_1^{'}}{\sigma_b\times b\times d^2}=\frac{265610}{18{,}47\times55\times49.5^2}=0{,}106$$

μ = 0,106 < μ_l = 0,379 (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas et 1000 ε_s > 1000 ε_l

$$\Rightarrow\sigma_s=\frac{f_e}{\gamma_s}=\frac{400}{1}=400\text{ MPa}$$

$$\alpha=1{,}25\times\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right)=0{,}140$$

$$\beta=1-0{,}4\alpha=0{,}944$$

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_S \times \beta \times d} = \frac{265610}{400 \times 0{,}944 \times 49.5} = 14.21 cm^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N_1'}{100 \cdot \sigma_s} = 12{,}11 - \frac{846.96}{100 \cdot 400} = -12{,}088 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

- **Cas 5 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{min} = 17.13 KN$
- $M_{zz}^{cor} = 1.864 KN.m$
- $M_{YY}^{cor} = 0.94 KN.m$

Calcul suivant l'axe y-y :

✓ *Position du point d'application de l'effort normal N' :*

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N'} = \frac{0.94}{17.13} = 0{,}0548 m = 5.48 cm < \frac{h}{2} = 27.5 cm$$

⟹ L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.

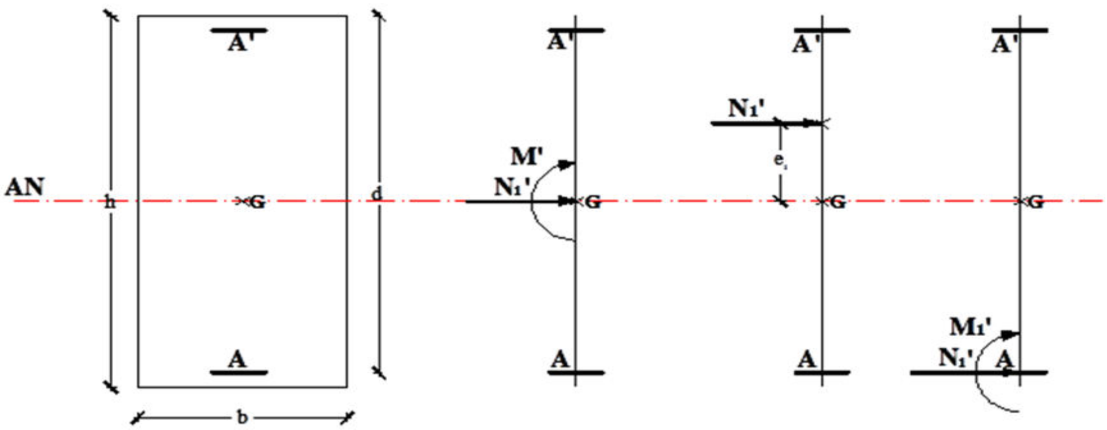


Figure. VI. 11: Position de N'_1, M'_1 et M_1 sur la section transversale.

✓ *Vérification si la section et entièrement comprimée :*

$$\underbrace{(0{,}337.h - 0{,}81.c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \overset{?}{\leq} \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M'_1}_{(II)}$$

✓ *Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:*

$$M_1' = N'_1 \times e$$

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2}\right) - c) = 5.48 + \left(\frac{55}{2} - 5\right)$$

$$\Rightarrow e = 27.98 KN.m$$

M'$_1$=17.13X27.98X10^{-2}=4.79KN.m

$$(I) = (0{,}337\times 55 - 0{,}81\times 5)\times 18{,}48\times 55\times 55 = 809740.47\,N.m = 809.740\,KN.m$$

$$(II) = 17.13\times(49.5-5)\times 10^{-2} - 4.79 = 2.83\,KN.m$$

✓ ***Calcul des armatures en flexion simple :***

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1^{'}}{\sigma_b\times b\times d^2} = \frac{4790}{18{,}47\times 55\times 49.5^2} = 0{,}002$$

μ = 0,002< μ_l = 0,379 (Acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas et 1000 ε_s > 1000 ε_l

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\times\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right) = 0{,}003$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}999$$

$$A_1 = \frac{M_1^{'}}{\sigma_S\times\beta\times d} = \frac{4790}{400\times 0{,}999\times 49.5} = 0.24\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N_1^{'}}{100\cdot\sigma_s} = 0.24 - \frac{17130}{100\cdot 400} = -0.19 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➢ Calcul suivant l'axe z-z :

✓ ***Position du point d'application de l'effort normal N' :***

$$e_0 = \frac{M_{zz}}{N^{'}} = \frac{1.896}{17.13} = 0{,}1106m = 11.06cm < \frac{h}{2} = 27.5cm$$

$\Rightarrow$L'effort normal de compression N$_1$' se trouve à l'intérieure de la section.

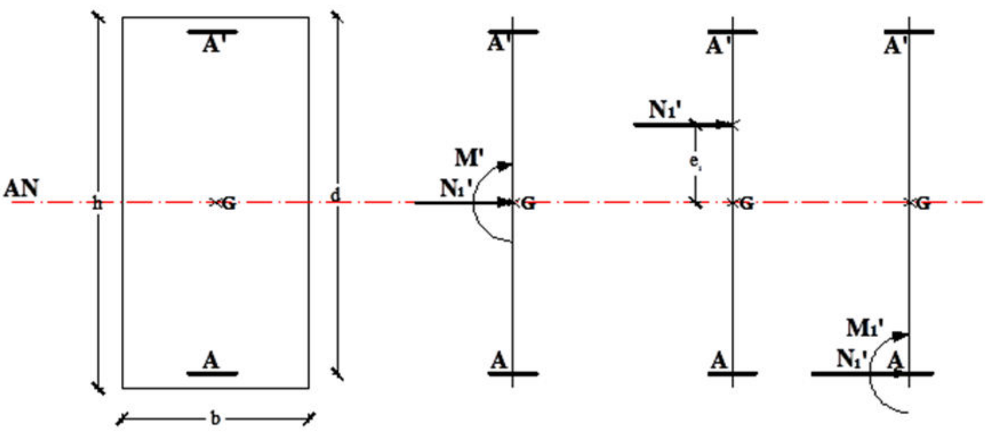


Figure VII. 12: position de N$_1$, M$_1$' et M$_1$ sur la section transversale

✓ ***Vérification si la section et entièrement comprimée :***

$$\underbrace{(0{,}337.h-0{,}81.c_1)\times\sigma_b\times b\times h}_{(I)} \overset{?}{\leq} \underbrace{N_1^{'}\times(d-c_1)-M'_1}_{(II)}$$

✓ ***Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:***

$$M_1^{'}=N'_1\times e$$

$$e=e_1+\left(\frac{h}{2}\right)-c)=11.06+\left(\frac{55}{2}-5\right)$$

$$\Rightarrow e=33.56KN.m$$

M’$_1$=17.13X33.56X10^{-2}=5.75KN.m

$$(I)=(0{,}337\times55-0{,}81\times5)\times18.48\times55\times55=809740N.m=809.740KN.m$$

$$(II)=17.13\times(49.5-5)\times10^{-2}-5.75=1.87KN.m$$

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu=\frac{M_1^{'}}{\sigma_b\times b\times d^2}=\frac{5750}{18{,}47\times55\times49.5^2}=0{,}002$$

μ = 0,002 < μ_l = 0,379 (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas et 1000 ε_s > 1000 ε_l

$$\Rightarrow\sigma_s=\frac{f_e}{\gamma_s}=\frac{400}{1}=400\text{ MPa}$$

$$\alpha=1{,}25\times\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right)=0{,}003$$

$$\beta=1-0{,}4\alpha=0{,}999$$

$$A_1=\frac{M_1^{'}}{\sigma_S\times\beta\times d}=\frac{5750}{400\times0{,}999\times49.5}=0.29\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC}=A_1-\frac{N_1^{'}}{100\cdot\sigma_s}=0.29-\frac{17130}{100\cdot400}=-0.14<0\Rightarrow A_{FC}=0$$

- **Armatures minimales :**
- Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{min}=0.8\%\times(b\times h)=0.008\times55\times55=24.2\text{ cm}^2$$

➢ Suivant B.A.E.L 91 :

$$A_{min}=\max\left(\frac{0.2\times b\times h}{100};\frac{8\times(b+h)}{100}\right)$$

$$A_{min}=\max(6.05\,;8.8)$$

$A_{min} = 8.8\ cm^2$

$A_{max} = \frac{5 \times b \times h}{100} = \frac{5 \times 55 \times 55}{100}$

$A_{max} = 151.25\ cm^2$

- Conclusion

$A = max(A_{cal}; A_{minRPA}; A_{minBAEL}) = 24.2\ cm^2 < A_{max} = 151.25 \rightarrow$ condition vérifiée.

Choix des armatures :

6T16 +4T20 ⟶ $A = 24.63 cm^2$

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

D'après le fichier de résultats **Etabs :**

$T_{max} = 230120N$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{230120}{55 \times 55} = 0.076MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3.33MPa \quad \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau = 0.076\ MPa < \overline{\tau_u} = 3.33MPa \Rightarrow$ C.V

- **Diamètre des armatures transversales :**

$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{Lmax}}{3} = \frac{2}{3} = 0.66$ cm

Donc on prendra $\phi_t = 8mm$ avec une nuance d'acier FeE235

- **Espacement des armatures transversales :**
- Suivant les règles **BAEL 91** :

$\delta_t \leq \min(15\emptyset_L^{min}; 40cm; b+10cm) = 24cm$

⇨ $\delta_t = 15$ cm

- D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)

Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\ \emptyset_L^{min}; 15\ cm) = 15$ cm

$\delta_t = 10cm$

- Zone courante : $\delta_t \leq 15\emptyset_L^{min} = 24cm$

$\delta_t = 15$ cm

- Armatures transversales minimales :

$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214.2}{55} = 3.89 < 5 \rightarrow A_{min} = 0.5\% \times b \times \delta_t = 0.005 \times 55 \times 15 = 4.12cm^2$

- **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

L' = 2.h ; $L' = 2 \cdot 40 = 80cm$

h' =max ($\frac{h_e}{6}$;b ;h ; 60)

h' =max ($\frac{266}{6}$; 55 ;40 ; 60) = 60cm

- Longueur de recouvrement :

$L_r = 40 \cdot \phi_{L\,max}$

L_r = 80 cm

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment b; et le ferraillage sera résumé dans le tableau suivant :

Types	Section [cm^2]	A_{cal} [cm^2]	$A_{min\ RPA}$	Choix	$A_{adopté}$ [cm^2]	Longueur de Recouvrement [cm^2]
1	55×55	1,01	24.2	8T20	25.13	80
2	50×50	6,52	20	4T20+4T16	20.61	80
3	45×45	4,73	16.2	4T14+4T20	18.73	80
4	40×40	4,21	12.8	4T16+4T14	14.20	64
5	35 ×35	5.73	9.8	4T12+4T14	11.81	56
6	30×30	5.89	7.2	8T12	9.05	48

Tableau.VII. 5: Tableau récapitulatif de ferraillage des poteaux

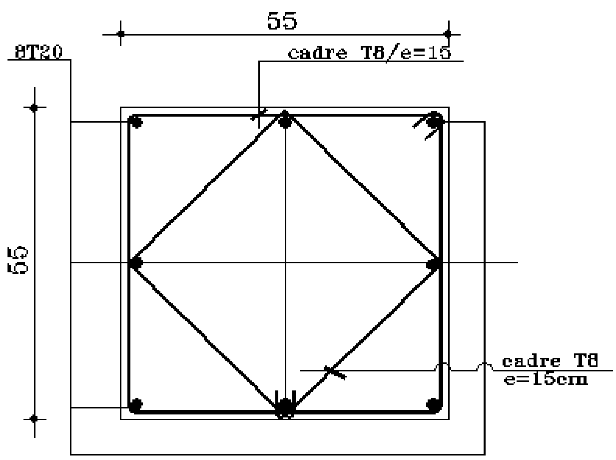


Figure.VII.13: Ferraillage du poteau.

Etude des voiles

VIII. 1. Introduction :

Les voiles ou les refends sont des plaques en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Ils travaillent à la flexion simple ou composée dûe a la poussée des terres (voiles périphériques) comme ils peuvent résister aux efforts séismiques (efforts horizontaux) et aux efforts normaux de compression (voiles de contreventement).

Dans notre projet, on étudie trois types de voiles :

1- Les voiles périphériques ;
2- Les voiles de contreventement
3- Les voiles ferraillés à l'aide des résultats donnés par le logiciel **ETABS**.

VIII.2) Ferraillage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99version2003/7.7.1] (voir chapitre II) ;

- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferraillages suivants:

- Des aciers verticaux et
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left.\begin{array}{l} -\ 1.35G + 1.5Q \\ -G + Q \\ -G \pm Q \pm E \\ -0.8G \pm E \end{array}\right\} \quad \text{[RPA99/2003/V.5.2]}$$

VIII. 2.1. Les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VIII.1), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.[RPA99/7.7.4]

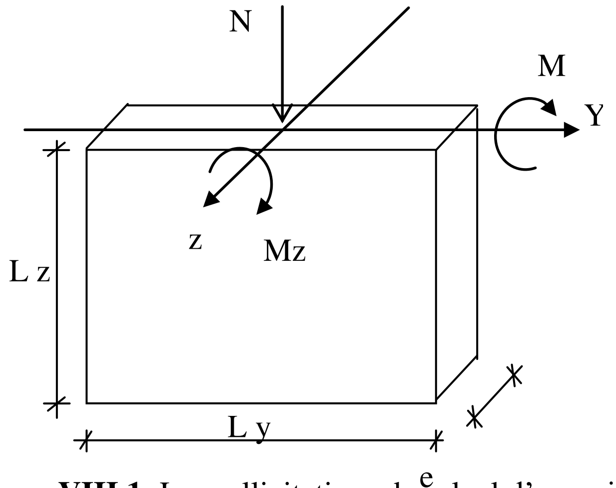


Figure VIII.1: Les sollicitations de calcul d'un voile.

Sens x-x :

Nz ; Mx⇒ section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VIII.2)

Sens y-y :

Nz;My⇒ section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VIII.2).

- **Condition le Règlement Parasismique Algérienne version 2003/7.7.4.1 :**

• Les armatures minimales :

✓ A chacune des extrémités du voile $A_V \geq$ 4HA10.

✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèles aux parents du voile) :

$A_1 = [(L - 2a) \times e)] \times 0.10\%$.

$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2\ A_V$.

$A'_V = \max(A_1;\ A_2)$.

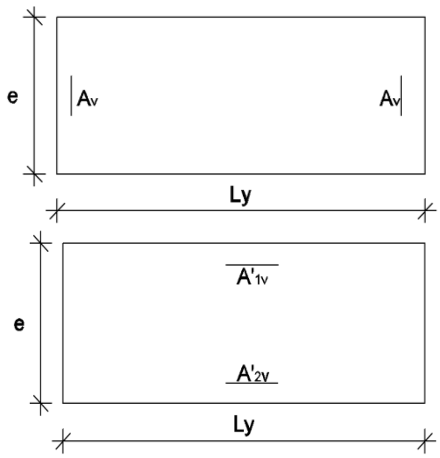


Figure VIII.2: les sections de calcul

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0,20% de la section.

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Espacement des barres verticales s :

✓ S = min (1.5e ; 30cm) $\longrightarrow$ en zone courante.

✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile (figure IX-2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10}$ e.

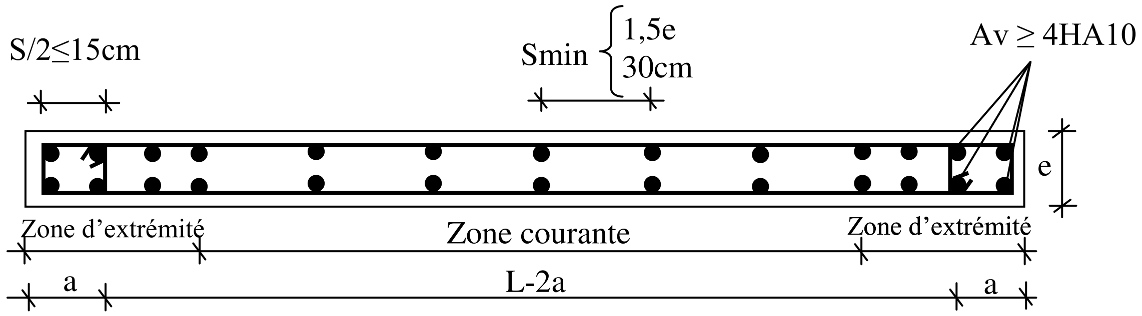


Figure.VIII.3: disposition des armatures verticales dans les voiles

VIII.2.2) Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

Calcul des armatures horizontales **:**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times k}{0{,}9 \times \frac{fe}{\gamma_s}}$$

- Disposition des armatures **:** [RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de10 Φ

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40ϕ** pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
- **20ϕ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

Calcul du ferraillage :

✓ ***Détermination des sollicitations (N, M) :***

Les résultats sont donnés par logiciel Etabs, les sollicitations (N, M) du panneau le plus sollicité sont :

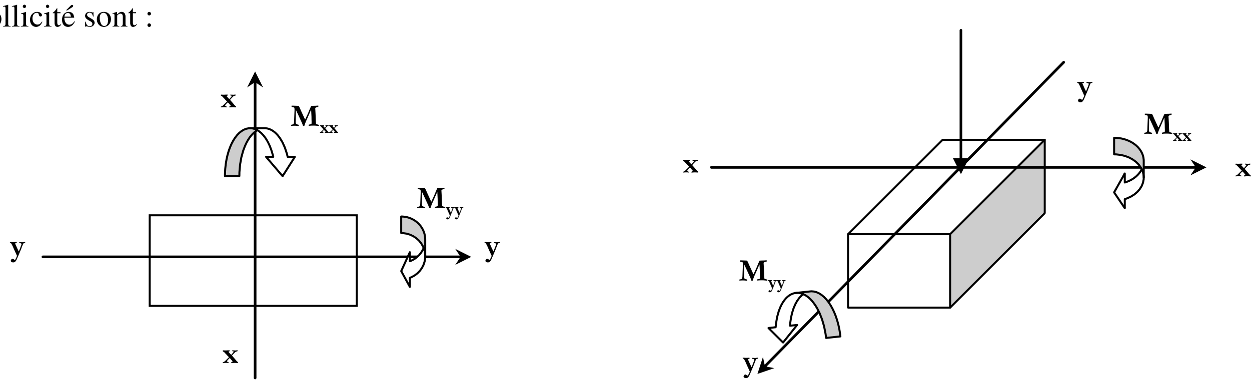


Figure.VII.4 : Sollicitations sur les voiles.

N [KN]	Mx**[KN.m]**	My**[KN.m]**	T[KN]
285.77	195.431	24.25	351.148

Tableau. VIII. 1: Les sollicitations de calcul du voile

✓ ***Vérification au flambement :***

$$\bar{\lambda} = \max\left[50;\min\left(\frac{67\cdot e_a}{h};100\right)\right]$$

e_a=max (2cm ;he/250)= max (2cm ;374/250)=2cm

$$\bar{\lambda} = \max\left[50\,;\,\min\left(\frac{67\cdot 2}{100}\,;100\right)\right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = l_f\frac{\sqrt{12}}{a}$$

l_f=0,7x3.74=2.618m

$$\lambda = 2.618\frac{\sqrt{12}}{0,2} = 45,34$$

λ=45,34 < $\bar{\lambda}$=50⇒le calcul se fera à la flexion composée sans majoration des sollicitations.

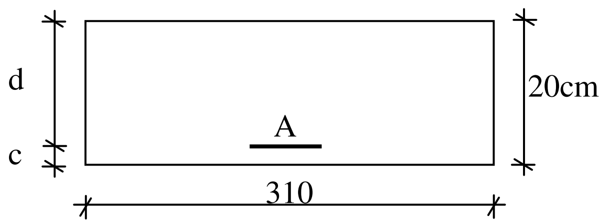


Figure.VIII.5: Section de calcul

- **Ferraillage suivant l'axe x-x :**

$$\begin{cases} N = 285.77\ KN. \\ M_{xx} = 195.43KN.m \end{cases}$$

b=20cm ; h=310cm ; d=305cm

✓ ***Position du point d'application de l'effort normal de compression (N') :***

$$e = \frac{M}{N_{xx}} = \frac{195.43}{285.77} \times 100 = 68.40.cm < \frac{h}{2} = 155cm$$

⇒L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

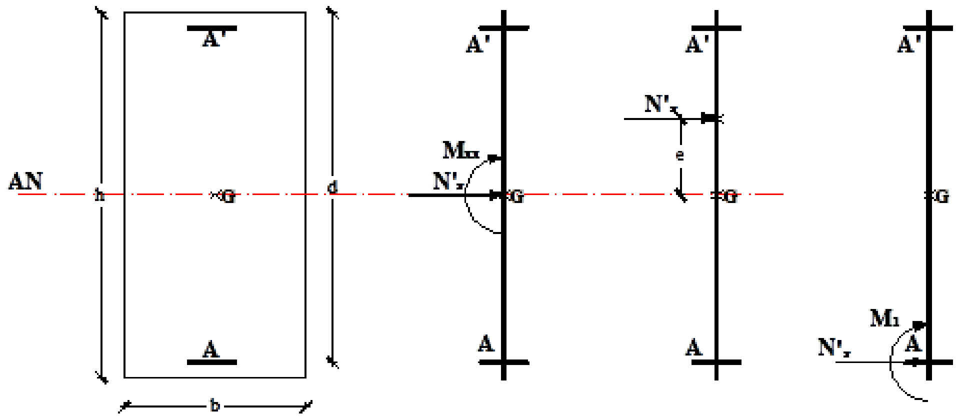


Figure.VIII.6: Position du point d'application de l'effort normal de compression (N').

✓ ***Vérification si la section et entièrement comprimée :***

$$\underbrace{(0,337.h - 0,81.c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \overset{?}{\leq} \underbrace{N' \times (d - c_1) - M_1}_{(II)}$$

✓ ***Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:***

$$M_1 = M + N'(d - \frac{h}{2}) = 195.43 + 285.77(3.05 - \frac{3.1}{2})$$

$$\Rightarrow M_1 = 624.08KN.m$$

$$(I) = (0,337 \times 310 - 0,81 \times 5) \times 18.48 \times 20 \times 310 = 11505721N.m = 11505.72KN.m$$

$$(II) = 285.77 \times (3.1 - 0,05) - 624.08 = 247.514KN.m$$

$$(I) = 11505.72KN.m > (II) = 247,514KN.M \Rightarrow la\ \ section\ \ est\ \ partiellement\ \ comprimée$$

✓ ***Calcul des armatures en flexion simple :***

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{624080}{18,48 \times 20 \times 305^2} = 0,018$$

$\mu = 0{,}018 < \mu_l = 0{,}379$ (Acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas et $1000\,\varepsilon_s > 1000\,\varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}022$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}990$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_S \times \beta \times d} = \frac{624080}{400 \times 0{,}990 \times 305} = 5.16\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 5.16 - \frac{285770}{100 \cdot 400} = -1.98 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

✓ **Armatures minimales :**

$A_{min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 310 = 9.3\text{cm}^2$.

$A = \max(A_{cal}\,;A_{min}) = \max(5.16\,;9.3) \rightarrow A = 9.3\text{cm}^2$

Choix :

2T14+4T12=A=10.68cm²

➢ **Ferraillage suivant l'axe y-y :**

$$\begin{cases} N'_Z = 285.77\text{KN.} \\ M_{yy} = 24.25\text{KN.m} \end{cases}$$

b=310cm ; h=20cm ; d=15cm

✓**Position du point d'application de l'effort normal de compression (N') :**

$$e = \frac{M}{N'_z} = \frac{24.25}{285.77} \times 100 = 8.48cm < \frac{h}{2} = 10cm$$

L'effort normal de compression N' se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.

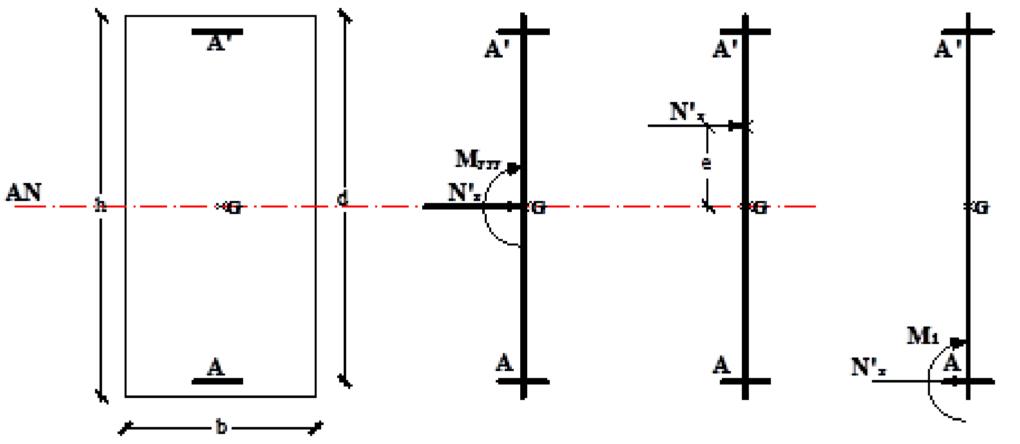


Figure.VIII.7 : Position du point d'application de l'effort normal de compression (N').

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1^{'} = M_{yy} + N_z^{'}(d - \frac{h}{2}) = 24.45 + 285.77(0.15 - \frac{0.2}{2})$$

$$\Rightarrow M^{'}_1 = 38{,}54 KN.m$$

- **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1^{'}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{38540}{18{,}48 \times 310 \times 15^2} = 0{,}029$$

$\mu = 0{,}029 < \mu_l = 0{,}379$ (Acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas et $1000\ \varepsilon_s > 1000\ \varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}036$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}985$$

$$A_1 = \frac{M_1^{'}}{\sigma_S \times \beta \times d} = \frac{38540}{400 \times 0{,}985 \times 15} = 6.52 cm^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 6.52 - \frac{285770}{100 \cdot 400} = -0.62 cm^2 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

- **Armatures minimales :**

$A_{min} = 0{,}0015 \times b \times h = 0{,}0015 \times 20 \times 310 = 9{,}3\ cm^2$

A= max (A_{min} ;A_{cal}) = max (9,3 ;6.52) = 9.3cm^2

- **Choix des armatures :**

2T14+4T12=A=10.68cm²

e=20cm

- ***Espacement minimal des barres verticales S :***

En zone courante :

- S ≤min (1.5xe ; 30cm)
- S ≤min (1.5x20 ; 30cm)=30cm, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : S ≤ 30cm.

on adoptera un espacement : S = 20cm

- ***Les armatures horizontales :***

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{fe}{\gamma_s}}$$ …………(Pas de reprise de bétonnage).

$$\tau_u = \frac{1{,}4 \cdot T_u}{e \cdot d} = \frac{1{,}4 \cdot 351140}{20 \times 305 \times \cdot 100} = 0.81MPa < \overline{\tau_b} = 0{,}06 \cdot f_{c28} = 1{,}5MPa$$

- Armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{fe}{\gamma_s}} \rightarrow \text{(Pas de reprise de bétonnage)}$$

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau u}{0.9 \frac{fe}{\gamma_s}} \Rightarrow At \geq \frac{\tau u}{0.9 \frac{fe}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$\Rightarrow At \geq \frac{0.81}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 0.9cm^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{fe} \min\left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right]$$

$$\Rightarrow A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{fe} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0.81}{2} \Rightarrow A_{t\min} = 0.44cm^2$$

$$At = \max(A_{tcal}; A_{t\min})$$

$$At = \max(0.9cm^2; 0.44cm^2) = 0.90cm^2$$

- Choix :

3T8 →A=1.51cm^2

VIII. 3. Etude des voiles périphériques :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caracteristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur ≥15cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)-les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa régidité d'une manière importante.

- **Détermination des sollicitations :**

a) **Calcul de l'effort N :**

$P_{pr}=\gamma_b x V_b$

$\gamma_b=2500\ Kg/m^3$

$V_b=1.h.e=1\times3.06\times0,20=0.612m^3$

$P_{pr}=2500\times0.612=1530Kg$

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

N=1.35x 1530 =2065.5 daN =20.65 KN

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$N= P_{pr}=15.30KN$

b) **Calcul de la poussée des terres :**

$q= K_P.\gamma.h$

avec :

K_P : coefficient de poussée ;

K_q: coefficient du aux surcharge ;

h : hauteur du voile

γ : masse volumique des terres

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta=\frac{2}{3}\varphi$; $\varphi=35°$ (δ : frottement mur /sol)

$\gamma=1700$ Kg/m³

$K_p=0,247$.

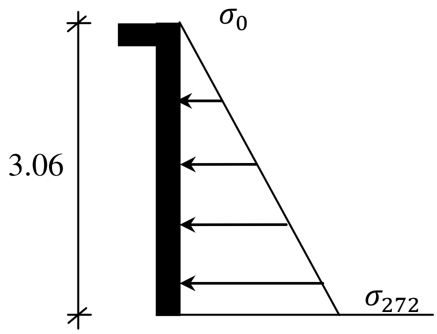


Figure.VIII. 8: Contrainte du voile

- Calcul des contraintes :

$\sigma_0=0$

$\sigma_{3.06}=0,247\times17\times3.06=12.85KN/m^2$

On va considérer que le voile est comme une dalle qui s'appuie sur 4 côtés avec une charge uniformément répartie q.

$$q=\frac{12.85+0}{2}=6.43KN/m^2$$

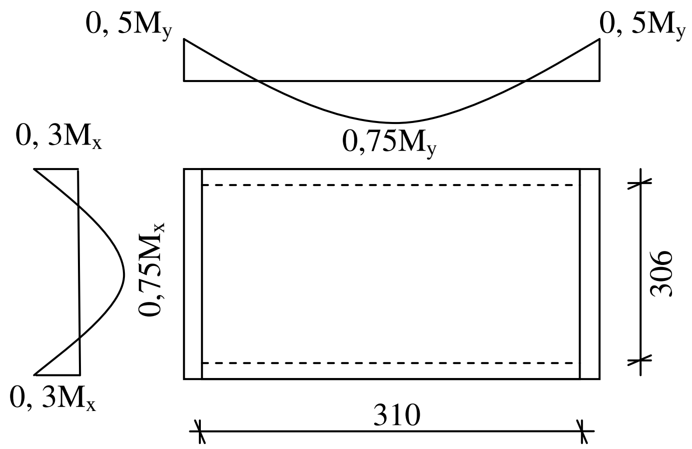


Figure.VIII. 9: Panneau de dalle appuie sur 4

❖ Combinaisons fondamentales :

➢ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$q_u = 1.35 \times 643 = 868.05 daN/m^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

$\overline{q}u = qu \times 1.00 = 868.05 daN/m_L$.

➢ Etat limite de service (E.L.S.) :

$q_s = 643 daN/m^2$

Pour une bande de 1m de largeur

$\overline{q}_{ser} = q_{ser} \times 1.00 = 643 daN/m_L$.

- Calcul des sollicitations :

➢ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

➢ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{306}{310} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant deux sens.}$$

- Calcul des moments :

$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$

$M_y = \mu_y M_x$

➢ Etat limite ultime :

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0384\,\mathrm{M^u}_x \\ \mu_y^u = 0.954\,\mathrm{M^u}_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} = 0.0384 \times 868.05 \times 3.06^2 = 312.12\,daN.m \\ = 0.954 \times 312.12 = 297.76\,daN.m \end{cases}$$

➢ Etat limite de service:

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.0457\,\mathrm{M^{ser}}_x \\ \mu_y^{ser} = 0.969\,\mathrm{M^{ser}}_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} = 0.0457 \times 643 \times 3.06^2 = 275.15\,daN.m \\ = 0.969 \times 275.15 = 266.62\,daN.m \end{cases}$$

	SENS X-X		**SENS Y-Y**	
Combinaison	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a (daN.m)	287.33	230.60	117.23	129.83
M_t (daN.m)	430.99	345.89	175.84	194.74

Tableau.VIII. 2 : Tableau récapitulatif des sollicitations

➢ Calcul des ferraillages :

- Enrobage :

Fissuration préjudiciable → a =2cm

$$\begin{cases} C_x = a + \dfrac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \dfrac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{max} \le \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2cm$$

En prend : $\phi = 1$cm

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \dfrac{1}{2} = 2.5cm \\ C_y = a + 1 + \dfrac{1}{2} = 3.5cm \end{cases}$$

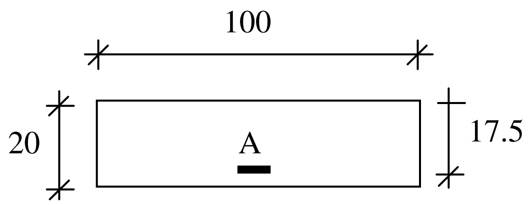


Figure.VIII. 10: Section de calcul en travée (x-x)

$$\begin{cases} d_x = h_0 - c_x = 17.5cm \\ d_y = h_0 - c_y = 16.5cm \end{cases}$$

Le ferraillage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée)

❖ **Sens x-x :**

➢ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 430.99\,daN.m$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{4309.9}{14.17 \times 100 \times (17.5)^2} = 0.0168$$

$\mu = 0.0168 < \mu_{AB} = 0{,}186 \Rightarrow$ A′ n'existe pas

$$1000\ \varepsilon_s = 10 > 1000\ \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha = 0{,}991$$

- **<u>Détermination des armatures</u>:**

$$A_{tx}^{u} = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4309.9}{400 \times 0.991 \times 17.5} = 0.62\, cm^2 / m_L$$

- **<u>Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)</u>:**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 310 \times 20 = 4.96\, cm^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{\min}) = 4.96\, cm^2 / m_L$$

- **<u>Espacement maximal des armatures</u>:**

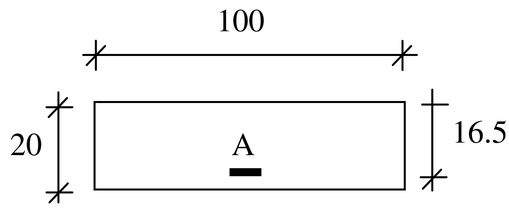
L'écartement des armatures : $\delta \leq \min\ (3h_d ; 33cm) = 33\ cm$

- **<u>Choix des armatures</u>:**

$5T12/m_L$ ⟶ $A = 5.65\ cm^2/ml$

T10 ⟶ e = 20cm.

<u>Etat limite de service (E. L.S.) :</u>



<u>Figure.VIII. 11</u>: Section de calcul en travée (y-y)

$$M_{tx}^{ser} = 345.89\, daN.m$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 5.65}{310} = 0.27$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.27 \times 17.5 = 9.56$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.27 + \sqrt{0.27^2 + 9.65} = 2.85cm$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{310 \times 2.85^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (17.5 - 2.85)^2 = 20581.33cm^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{34589}{20581.33} = 1.68$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 1.68 \times 2.85 = 4.78MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 1.68 \times (17.5 - 2.85) = 369.18MPa$$

Fissuration préjudiciable :

$\bar{\sigma}s$=min (2/3.fe ;150η)=min (2/3.400 ;150x1.6)=240MPa

$\overline{\sigma}_b = 0{,}6.f_{c28} = 12MPa$

$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow$ les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

- **Sens y-y :**

- **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$M_{ty}^{u} = 175.84 daN.m$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^{u}}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{1758.4}{14.17 \times 100 \times (16.5)^2} = 0{,}004$$

$\mu = 0{,}004 < \mu_{AB} = 0{,}186 \Rightarrow A'$ n'existe pas

$1000\ \varepsilon_s = 10 > 1000\ \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \dfrac{f_e}{\gamma_s} = \dfrac{400}{1} = 400MPa$

$\Rightarrow \alpha = 1{,}25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}005$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0{,}997$

- **Détermination des armatures:**

$$A_{tx}^{u} = \frac{M_{tx}^{u}}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{1758.4}{400 \times 0.997 \times 16.5} = 0{,}27\ cm^2/m_L$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$A_{\min} = 0{,}0008 \times b \times h = 0{,}0008 \times 310 \times 20 = 4.96\ cm^2/m_L$

$A_t = \max(A_{cal} ; A_{\min}) = 4.96\ cm^2/m_L$

- **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d ; 33cm) = 33cm$

- Choix des armatures:

$5T12/m_L \longrightarrow A = 5.65\ cm^2/ml$

(e = 20cm).

Etat limite de service (E. L.S.) :

$M_{ty}^{ser} = 194.74 daN.m$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 5.65}{310} = 0.27$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.27 \times 16.5 = 9.02$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.27 + \sqrt{0.27^2 + 9.02} = 2.75cm$$

$$I = \frac{b \times Y_1^{\ 3}}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{310 \times 2.75^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (16.5 - 2.75)^2 = 18172.05cm^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{19474}{18172.05} = 1.07$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 1.07 \times 2.75 = 2.94MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 1.07 \times (16.5 - 2.75) = 220.68MP$$

Fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma}$s=min (2/3.fe ;150η)=min (2/3.400 ;150x1.6)=240MPa

$$\overline{\sigma}_b = 0{,}6.f_{c28} = 15MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow$$ Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

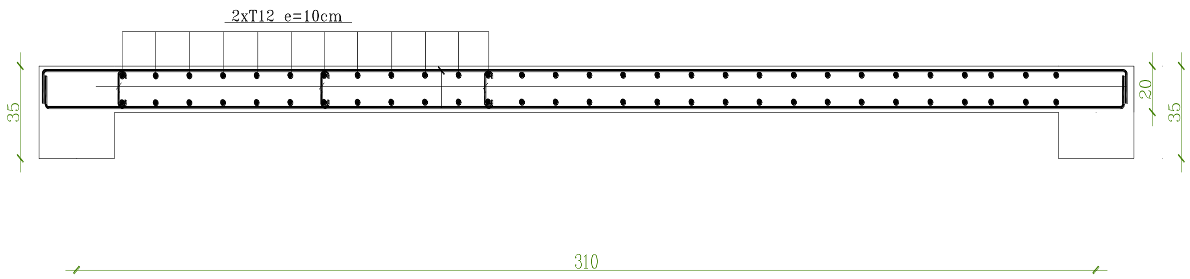


Figure VIII. 12 : Dessin de ferraillage de voile

Etude des fondations

IX.1.Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir :
Les charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.
Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) Fondation superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes et
- Radier général

b) Fondation profondes :

- Semelles sur puits et
- Semelles sur pieux.

IX.1.2. Calcul des semelles :

1) Pré-dimensionnement :

- **Semelle de centrale:**

N= 7606.27KN

$\overline{\sigma_{sol}} = 2$ bars

$$\begin{cases} \sigma = \dfrac{N}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \\ \dfrac{A}{B} = \dfrac{a}{b} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A \cdot B \geq \dfrac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \\ \dfrac{A}{B} = \dfrac{a}{b} \end{cases}$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B$$

Avec : a = 55cm ; b = 55cm

$$A = \left(\frac{55}{55}\right) \times B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{55}{55} \times \frac{760627}{3}} = 503.53\text{cm}$$

On prend : B =505 cm $\Rightarrow$A = 505cm

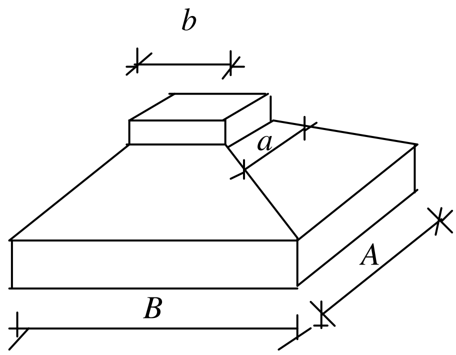


Figure IX.1 : Semelle isolée

- **Semelle de rive :**

N = 4270.84KN

B $\geq$ 377.31 cm

On prend : B= 380cm $\Rightarrow$ A= 380cm

- **Semelle d'angle :**

N = 2812 KN

B $\geq$ 306.16cm

On prend : B= 310$\Rightarrow$ A= 310cm

Conclusion :

D'après le pré-dimensionnement des semelles isolées, on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions, et les semelles filantes se chevauchent aussi. Pour cela le choix d'un radier général s'avère nécessaire.

L'étude des fondations se fait sous les combinaisons suivantes :

IX.2. Etude du radier :

IX.2.1)Généralités :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux. Il sera soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Le radier général sera calculé à la flexion simple avec les combinaisons d'action suivantes :

L'état limite ultime de résistance :

- Situation durable et transitoire :

  $ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$

- Situation accidentelle :

  ACC ⟶ G+Q±E
  ACC ⟶ 0.8G± E } **[RPA99 (V2003)/10.1.4.1]**

- L'état limite de service:

  $ELS \rightarrow G + Q$

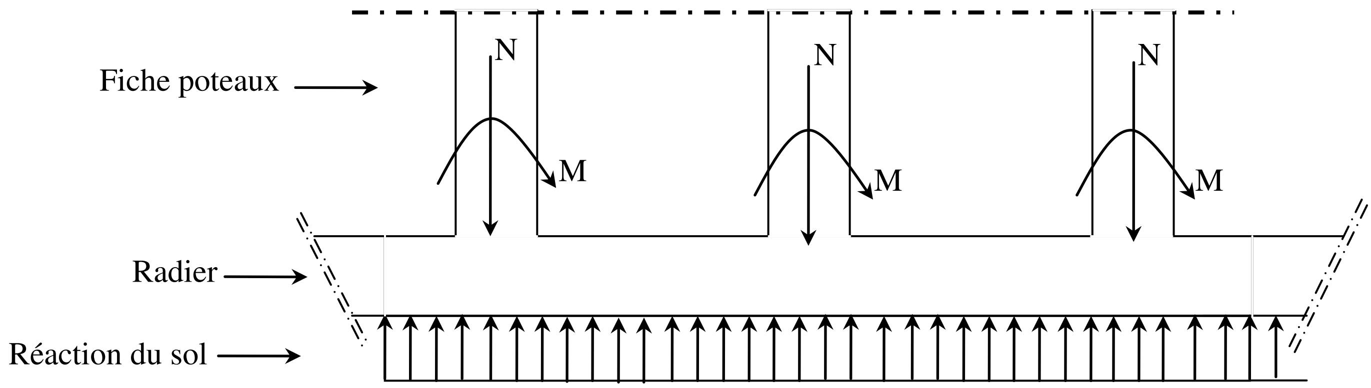


Figure IX.2: Schéma statique du radier général

IX.2.2. Pré dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratique , le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

❖ **Hauteur du radier**

Le pré-dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous- pression ; cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

1- Condition forfaitaire ;
2- Condition de rigidité ;
3- Condition de non cisaillement ;
4 -Condition de non poinçonnement

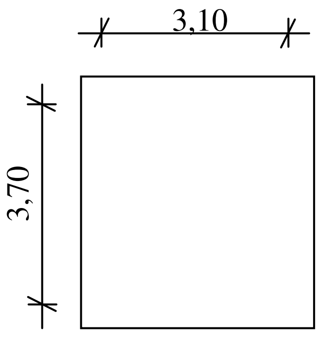


Figure IX.3: Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité

1) Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

L=3.70m ➔ 0.462 m $\leq$ h $\leq$ 0.74 m

2) Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

0Le : longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ; (K=40MN/m^3)
E : module d'Yong du béton (E=3.10^4 Mpa) ;

I : inertie du radier (I = $\frac{b \times h^3}{12}$) ;

b : largeur du radier.
Pour notre cas :
L=3.70m.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E}\left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

h $\geq$ $\sqrt[3]{\frac{3\times40}{3.21\times10^4}\left(\frac{2\times3.70}{\pi}\right)^4}$ ➔h $\geq$0.48 m

3) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.07\, fc28 / \gamma_b = 1{,}16 \text{ Mpa(Fissurationpréjudiciable)}$$

$\overline{\tau_u}$ = 1.16Mpa

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{T^{max}}{b \times 0.9h} \leq \overline{\tau_u}$$ **[BAEL91/A5.1,1]**

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle admissible ;

$T^{\max}$: Effort tranchant max.

$T^{\max} = \max\left(T_x^{\max} ; T_y^{\max}\right)$

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.70}{3.10} = 1.19$ ➔ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

Calcul q_u :

La surface du radier est de :

S = 297.85 m²

Le poids de superstructure :

G = 23050.40KN

$$q^u = 1.35\frac{G}{S} + 1.5Q$$

$q^u = 1.35 \times \frac{23050.40}{297.85} + 1.5 \times 2.5 = 108.00$KN/m²

T_x=162.33KN ; T_y=162.33KN.

$T^{\max}$= 162.33 KN .

h $\geq \frac{16233}{0.9 \times 1 \times 1.16 \times 10^4}$ = 1.55 cm = 155 m

4) Condition de non poinçonnement :

Il faut que : $N_u \leq 0{,}045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}$............(1)

Avec :

U_c: Périmètre du contour cisaillé sur le plan moyen du radier et

h : Epaisseur du radier

$U_c = 2 \cdot (a_1 + b_1)$

$a_1 = a + h$

$b_1 = b + h$

$U_c = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h)$

L'équation (1) deviendra :

$N_u \leq 0.045 .2. (55 + 55 + 2. h). h. 20$

$0{,}36 .h^2 + 1.98h - N_u \geq 0$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

N_u = 3018.89 KN

On aura h≥ 0.88 m

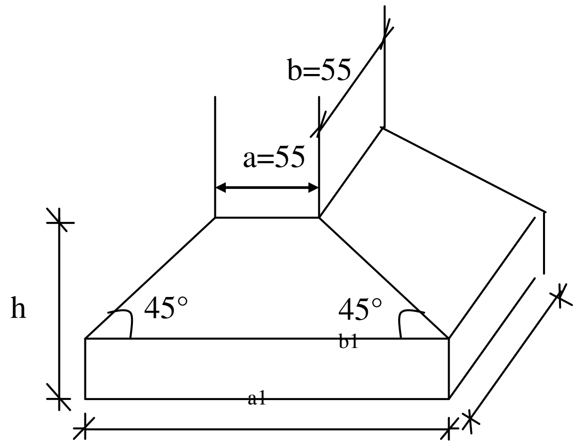


Figure IX.4: Dimension de la semelle

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend h= 90 cm

La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{370}{10} = 37 \text{ cm}$$

On prendra h_n= 50cm.

❖ Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{370}{20} = 18.5 \text{ cm}$$

On prendra e= 40cm

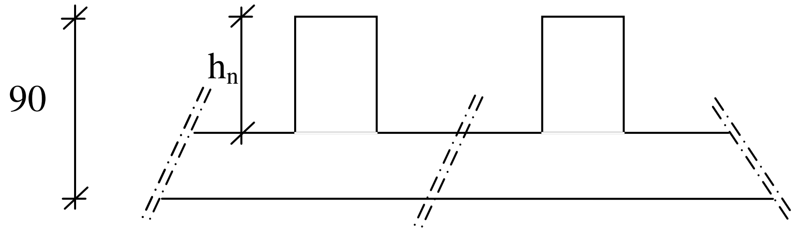


Figure IX.5:Dimension du radier.

- **Pré dimensionnement des poutres :**

On distingue deux types de poutres apparentes :

- Poutres principales et
- Poutres secondaires

Dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L-b_0}{2};\frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

Lx = 370 cm ; Ly = 310cm.

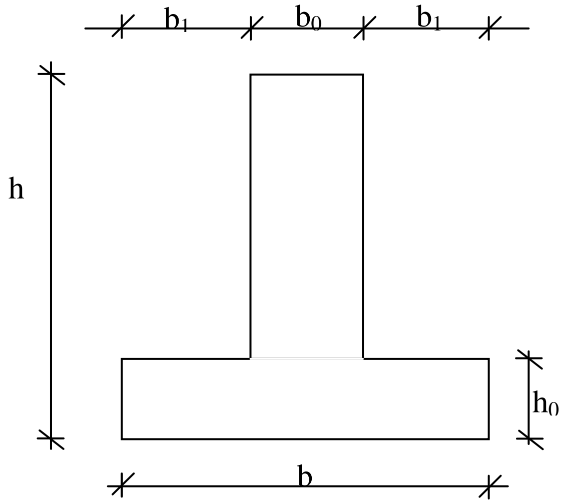


Figure. IX.6:dimension de la poutre

.

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	90	90
h_0 (cm)	40	40
b_0 (cm)	35	35
b_1 (cm)	45	45
b (cm)	125	125

Tableau IX. 1:Dimensions des poutres

IX. 2.3. Détermination des sollicitations :

a) Caractéristiques du radier :

h =90 cm ; e=40cm ; h_n=50cm

Surface du radier S=297.85m²

I_{xx} =36655.035 m^4

I_{yy} = 34351.822m^4

V_x =13.32m

V_y =12.40m

Avec :

V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier et

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier ;

b) **Calcul du poids du radier:**Pr

Poids du radier sans poutres : $P_1 = S.e.\overline{\gamma_b}$;

Poids des poutres principales :$P_P = L(h - h_0) . b_0 .\overline{\gamma_b}$

Poids des poutres secondaires :$P_s = L'(h - h_0) . b_0 .\overline{\gamma_b}$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$P_1 = 297.85 \times 0.4 \times 25$ ➔ P_1 =2978.5KN.

$P_p = 21.50 \times (0.9 - 0.4) \times 0.35 \times 25$ ➔ $P_2 = 94.06$ KN.

$P_s = 21.90 \times (0.9 - 0.4) \times 0.35 \times 25$ ➔ $P_2 = 95.81$

➔$P_r = P_1 + P_2 + P_s =$ 11990.39 KN

c) **Surcharges d'exploitation :** QR

$Q_r = 2.5 \times S$

$Q_r = 2.5 \times 297.85$ ➔Q_r = 744.625 KN.

d) <u>Combinaisons d'actions</u> :

❖ <u>Etat limite ultime (E.L.U) :</u>

I) <u>Situations durable et transitoire</u> : $(\underbrace{1.35G + 1.5Q}_{N^1_u}) + (\underbrace{1.35\,P_r + 1.5\,Q_r}_{N^2_u})$

$N_u = N_u^1 + N_u^2$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Etabs sous la combinaison ELUR.

N_u^1 =71111.75 KN

N_u = 71111.75 + 17303.96 = N_u = 88415.710KN

M_x= -5416.572 KN.m

M_y=4783.557KN.m

Avec :

Mx et My : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{X/G} = \sum \left(Mx + F_y \cdot (x_i - x_g) \right)$$

$$M_{y/G} = \sum \left(My + F_y \cdot (y_i - y_g) \right)$$

Mx, My et F_z sont donnés par le logiciel Etabs;

x, y : abscisses du point d'application de Fz .

II) Situation accidentelle: $\left[(G+Q \pm E)+(\mathrm{Pr}+Qr)\right]$et $\left[(0{,}8G \pm E)+0{,}8\,\mathrm{Pr}\right]$

N_a = 66447.64+12735.02 = 79182.660KN.m

M_x = -7739.885 KN.m

M_y = 42061.534 KN.m

❖ Etat limite service (E.L.S.) :(G + Q) + (Pr + Qr)

N_s = 51963.79 +12735.02 = 64698.810 KN

M_x = -4451.541 KN.m

M_y = 2272.241 KN.m

e) Vérification des contraintes sous le radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

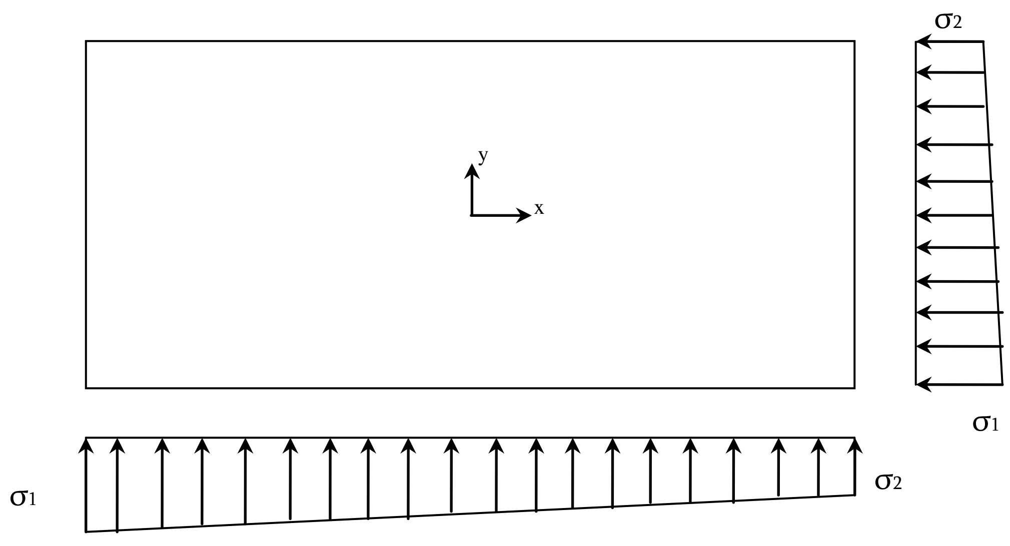


Figure. IX.7: Schéma des contraintes du sol

1) **Situation durable et transitoire** :

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$\sigma_{1.2} = \frac{N_u}{S_T} \pm \frac{M_u}{I} . v$

$N_u = 88415.710$ KN

$M_x = 5416.572$ KN.m

$M_y = 5783.557$ KN.m

$\overline{\sigma_{sol}} = 2$ bars

Suivant l'article de **RPA99/V2003 :**

$\sigma_{adm} = 2.\overline{\sigma_{sol}} = 4$ bars

- **Sens X-X :**

$\sigma_{1.2} = \left[\frac{88415.71}{297.85} \pm \frac{5416.572}{36655.035} \times 13.32\right] \times 10^{-2}$

$\sigma_1 = 2.96\text{bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

$\sigma_2 = 2.94\text{bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

La contrainte moyenne :

$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.95\text{bars}$

- **Sens Y-Y :**

$\sigma_{1.2} = \left[\frac{88415.71}{297.85} \pm \frac{4783.557}{34351.822} \times 12.40\right] \times 10^{-2}$

$\sigma_1 = 2.98\text{bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

$\sigma_2 = 2.96\text{ bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

La contrainte moyenne :

$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.97\text{bars}$

❖ **Etat limite service (E L S) :**

$\sigma_{1.2} = \frac{N_s}{S_T} \pm \frac{M_s}{I_T} . v$

$N_s = 64698.81$N

$M_x = 4451.541$ KN.m

$M_y = 2272.241$ KN.m

- **Sens X-X :**

$\sigma_{1.2} = \left[\frac{64698.81}{297.85} \pm \frac{4451.541}{36655.035} \times 13.32\right] \times 10^{-2}$

$\sigma_1 = 2.17\text{bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

$\sigma_2 = 2.15\text{ bars} < \sigma_{adm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

La contrainte moyenne :

$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.16\text{ bars}$

- **Sens Y-Y :**

$\sigma_{1.2} = \left[\frac{64698.81}{297.85} \pm \frac{2272.241}{34351.822} \times 12.40\right] \times 10^{-2}$

σ_1 = 2.18bars $<\sigma_{adm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

σ_2 = 2.16 bars $<\sigma_{adm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

La contrainte moyenne :

$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} =$ 2.17bars

❖ **Situation accidentelle :**

σ_{adm} =1,5. $\overline{\sigma_{sol}}$ = 4.5bars

$\sigma_{1.2} = \frac{N_a}{S_T} \pm \frac{M_a}{I_T} . v$

N_a = 79182.66KN

M_x= 7739.885 KN.m

M_y = 42061.534 KN.m

- **Sens X-X :**

$\sigma_{1.2} = \left[\frac{79182.66}{297.85} \pm \frac{7739.885}{36655.035} \times 13.32\right] \times 10^{-2}$

σ_1 = 2.68bars $<\sigma_{adm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

σ_2 = 2.63bars $<\sigma_{adm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

La contrainte moyenne :

$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} =$ 2.66bars

- **Sens Y-Y :**

$\sigma_{1.2} = \left[\frac{79182.66}{297.85} \pm \frac{42061.534}{34351.822} \times 12.40\right] \times 10^{-2}$

σ_1 = 2.81bars $<\sigma_{adm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

σ_2 = 2.50 bars $<\sigma_{adm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

La contrainte moyenne :

$\sigma_{moy} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} =$ 2.73bars

f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$P \geq 1{,}5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$

Avec :

-P : Poids du bâtiment;

-S : Surface d'assise du bâtiment;

-Z : L'ancrage

-γ : Poids volumique de l'eau $\left(1t/m^3\right)$.

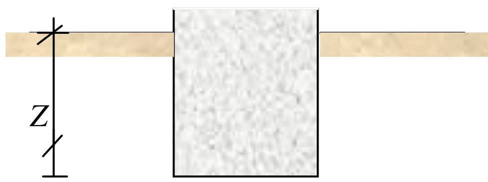


Figure. IX.8: Encrage de la structure

Pour la structure étudier : P =2305.04 t

1,5 ×S×γ × Z = 1,5×297.85×1×3.77 =1684.34t

P = 2305.04>1684.34 t

P >1,5 x S x γx Z => la structure est stable.

IX. 3.Ferraillage du radier :

IX.3.1.Ferraillage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a) Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) \cdot 1m$$

Le panneau le plus sollici $L_x = 3.70m$
$L_y = 3.10m$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.70}{3.10} = 1 > 0.4$ ➔ La dalle porte suivant les deux directions

$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow$ Suivant la direction l_x

$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow$ Suivant la direction l_y

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$q_u = \sigma_m \times \left(\frac{L}{4}\right) \times 1$

$q_u = 297 \times \left(\frac{3.70}{4}\right) \times 1 = 334.12 KN/m_L$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$q_s = \sigma_m \times \left(\frac{L}{4}\right) \times 1$

$q_s = 217 \times \left(\frac{3.7}{4}\right) \times 1 = 244.12 \ KN/m_L$

Sens / Moment	Sens X-X		Sens Y-Y	
Combinaison	**E.L.U**	**E.L.S**	**E.L.U**	**E.L.S**
M_a [KN.m]	124.493	109.249	124.493	109.249
M_t [KN.m]	186.739	163.874	186.739	163.874

Tableau. IX .2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées :

- **Calcul des armatures :**

✓ **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable → a =2 cm

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4cm$$

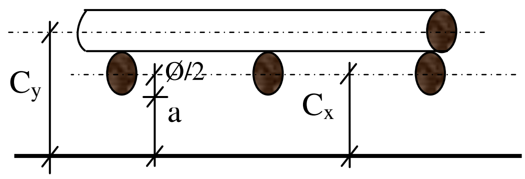


Figure IX.9: Enrobage

on prendra φ=2cm

Donc :

$$C_x = 2 + \frac{2}{2} = 3cm$$

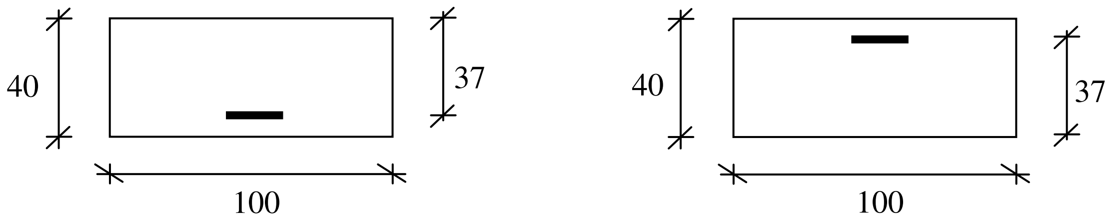
$$C_y = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5cm$$

$d_x = h_0 - c_x = 37cm$

$d_y = h_0 - c_y = 35cm$

✓ **Sections de calcul :**

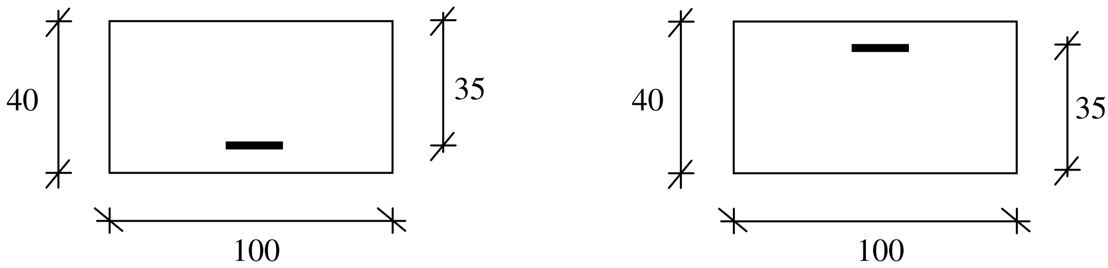
a) Sens xx



En appui En travée

Figure IX.10: Section de calcul dans le sens xx.

Sens yy :



En appui En travée

Figure. IX.11 : Section de calcul dans le sens yy.

a) Sens x-x:

- **En travée :**

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

M_t^u =186.739KN.m

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{186739}{14.17 \times 100 \times 37^2} = 0.096$$

$\mu = 0.096 < \mu_L = 0.392$ (acier FeE400) ➔ $A'_1 \nexists$ $1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L$;

➔ $\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$\alpha = 1.25\,(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\;) = 0.126$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.949$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_S \times \beta \times d}$$

$$A = \frac{186739}{348 \times 0.949 \times 37}$$

$A = 15.28\text{cm}^2/\text{m}_l$

$A_{min} = 0.0008 \times b \times h_0$

$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 40$

$A_{min} = 3.2\ \text{cm}^2/\text{m}_l$

$A = \max(15.28;\ 3.2) \Rightarrow A = 15.28\text{cm}^2/\text{ml}$

- **Choix des armatures:**

8T16/ml $\longrightarrow$ $A = 16.08\text{cm}^2/\text{ml}$

(T16 $\longrightarrow$ e = 15cm).

❖ **Etat limite service (E.L.S.) :**

$M_t^{ser} = 163.874$KN.m

$D = 15 \times A/b = 15 \times 16.08/100 = 2.41$cm

$E = 2 \times D \times d = 2 \times 2.41 \times 37 = 178.34\text{cm}^2$

$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -2.41 + \sqrt{178.34 + 2.41^2} = 11.16$cm

$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (11.16)^3}{3} + 15 \times 16.08 \times (37 - 11.16) = 52563.57\text{cm}^4$

$k = \frac{M_{ser}^t}{I} = \frac{163874}{52563.57} = 3.12$

Fissuration préjudiciable $\begin{cases} \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15\,MPa \\ \overline{\sigma_s} = \min(2/3.fe\,;110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 202MPa \end{cases}$

$\sigma_b = K \times y_1 = 3.12 \times 11.16 = 34.82\text{MPa} > \overline{\sigma_b} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$

$\sigma_s = 15K \times (d - y_1) = 15 \times 3.23 \times (37 - 11.16) = 1251.95\text{MPa}$

$\sigma_s = 1251.951\text{MPa} > \overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa}$

Conclusion :

$$\left.\begin{array}{l}\sigma_b > \overline{\sigma_b} = 15MPa \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 202\text{MPa}\end{array}\right\}$$ $\Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et Doivent être recalculé à l'ELS

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_t^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2} = \frac{163874}{201.63 \times 100 \times 37^2} = 0.00594$$

$$\mu_1 = 0.00594 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.880 \\ k_1 = 26.67 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées** :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{202}{26.67} = 7.57\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15MPa \Rightarrow A' \nexists$$

$$A_s = \frac{M_t^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times \beta_1 \times d} = \frac{163874}{202 \times 0.880 \times 37} = 24.92\text{cm}^2/m_l$$

- **Choix des armatures:**

  14T16/ml $\longrightarrow$ A = 28.15cm^2/ml

  (T16 $\longrightarrow$ e = 10cm).

- **En appuis :**

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

M_a^u = 124493KN.m

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{124493}{14.17 \times 100 \times 37^2} = 0.064$$

$\mu = 0.064 < \mu_L = 0.392$ (acier FeE400) ➔ $A'_1 \nexists$ $1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L$;

➔ $\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$\alpha = 1.25\,(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\,) = 0.08$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.967$

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_S \times \beta \times d}$$

$$A = \frac{124493}{348 \times 0.967 \times 37}$$

A= 10cm²/ m_l

- **Choix des armatures:**

  6T16/ml $\longrightarrow$ A = 12.06cm^2/ml

  (T 16 $\longrightarrow$ e = 20cm).

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

M_a^{ser} = 109.249KN.m

D = 15 x A/b = 15 x 12.06/100 =1.81cm

E = 2 x D x d = 2 x 1.81 x 37 = 133.94cm²

$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1.81 + \sqrt{133.94 + 1.81^2}$= 9.90cm

$I = \frac{b \times y_1^3}{3}$+15×A× (d− y_1)² = $\frac{100\times(9.90)^3}{3}$ + 15×12.06 ×(37−9.90)= 37245.69cm^4

$k = \frac{M_a^{ser}}{I} = \frac{109249}{37245.69}$ = 2.93

σ_b = K× y_1 = 2.93× 9.90 =29.04MPa >$\overline{\sigma_b}$ = 0.6×25 = 15MPa

σ_s = 15K × (d− y_1) = 15× 2.93×(37− 9.90) = 1191.05MPa

σ_s = 1191.05MPa >$\overline{\sigma_s}$ = 201.63MPa

- **Conclusion :**

$\left.\begin{array}{l}\sigma_b > \overline{\sigma_b} = 15MPa \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 202\text{MPa}\end{array}\right\}$ ⇒ Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et Doivent être recalculé à l'ELS

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$\mu_1 = \frac{M_a^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2} = \frac{109249}{202\times100\times37^2}$=0.00395

$\mu_1 = 0.00395 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.899 \\ k_1 = 34.50 \end{cases}$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{202}{34.50}$= 5.85MPa $< \overline{\sigma_b} = 15MPa \Rightarrow A' \nexists$

$A_s = \frac{M_a^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times \beta_1 \times d} = \frac{109249}{202\times0.899\times37}$= 16.26cm²/$m_l$

- **Choix des armatures:**
- 9T16/ml ⟶ A = 18.10cm²/ml

(T16 ⟶ e = 15cm).

b) **Sens y-y :**

- **En travée :**

❖ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

M_t^u =186.739KN.m

$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2}$

$\mu = \frac{186739}{14.17\times100\times35^2}$=0.107

μ = 0.107 < μ_L = 0.392 (acier FeE400) ➔ $A'_1 \nexists$ 1000ε_S> 1000ε_L ;

$\Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$\alpha = 1.25\,(1 - \sqrt{1-2\mu}\,) = 0.142$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.943$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_S \times \beta \times d}$$

$$A = \frac{186739}{348 \times 0.943 \times 35}$$

A= 16.26cm²/ m_l

$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 35 \times \frac{2.1}{400}$

$A_{min} = 4.23$ cm²/m_l

A = max (16.26; 4.23) ⇒ A = 16.26cm²/ml

- **<u>Choix des armatures</u>:**

  9T16+/ml ⟶ A = 19.76cm²/ml

  (T16 ⟶ e = 15cm).

❖ **<u>Etat limite service (E.L.S.) :</u>**

M_t^{ser}=163.874KN.m

D = 15 x A/b = 15 x 19.76/100 =2.96cm

E = 2 x D x d = 2 x 2.96 x 35 = 207.2cm²

$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -2.96 + \sqrt{207.2 + 2.96^2} = 11.74$cm

$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (11.74)^3}{3} + 15 \times 19.76 \times (35 - 11.74) =$ $60830.79 cm^4$

$k = \frac{M_t^{ser}}{I} = \frac{163874}{60830.79} = 2.69$

$\sigma_b = K \times y_1 = 2.69 \times 11.74 = 31.58$MPa $> \overline{\sigma_b} = 0.6 \times 25 = 15$MPa

$\sigma_s = 15K \times (d - y_1) = 15 \times 2.69 \times (35 - 11.74) = 938.541$MPa

$\sigma_s = 938.541$MPa $> \overline{\sigma_s} = 201.63$MPa

<u>Conclusion</u> :

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_b > \overline{\sigma_b} = 15MPa \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 202MPa \end{array}\right\} \Rightarrow$$ Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et Doivent être recalculé à l'ELS

- **<u>Détermination des armatures à l'Etat limite de service</u> :**

$$\mu_1 = \frac{M_t^{ser}}{\overline{\sigma_S} \times b \times d^2} = \frac{163874}{202 \times 100 \times 35^2} = 0.00662$$

$$\mu_1 = 0.00662 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.874 \\ k_1 = 24.68 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées** :

$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{202}{24.68} = 8.18\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15MPa \Rightarrow A'\nexists$

$A_s = \frac{M_t^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times \beta_1 \times d} = \frac{163874}{202 \times 0.874 \times 35} = 26.52\text{cm}^2/m_l$

- **Choix des armatures:**

15T16/ml ⟶ A = 30.16cm^2/ml

(T16 ⟶ e = 10cm).

- **En appuis :**

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

M_a^u = 124.493KN.m

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$\mu = \frac{124493}{14.17 \times 100 \times 35^2} = 0.0717$

$\mu = 0.0717 < \mu_L = 0.392$ (acier FeE400) ➔ $A'_1\nexists$ $1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L$;

➔ $\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$\alpha = 1.25\,(1 - \sqrt{1-2\mu}\,) = 0.093$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.962$

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_S \times \beta \times d}$$

$A = \frac{124493}{348 \times 0.962 \times 35}$

A= 10.62cm²/ m_l

- **Choix des armatures:**

6T16/ml ⟶ A = 12.06cm^2/ml

(T 16 ⟶ e = 20 cm).

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

M_a^{ser} = 109.249 KN.m

D = 15 x A/b = 15 x 12.06/100 =1.81cm

E = 2 x D x d = 2 x 1.81x 35 = 126.7 cm²

$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1.81 + \sqrt{126.7 + 1.81^2} = 9.59\text{cm}$

$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (9.59)^3}{3} + 15 \times 12.06 \times (35 - 9.59) =$

$33995.80cm^4$

$k = \frac{M_t^{ser}}{I} = \frac{109249}{33995.80} = 3.21$

σ_b = K× y_1 = 3.21× 9.59 =30.82MPa >$\overline{\sigma_b}$ = 0.6×25 = 15MPa

σ_s = 15K × (d− y_1) = 15× 3.21×(35− 9.59) = 1223.49MPa

σ_s = 1223.49MPa >$\overline{\sigma_s}$ = 202MPa

Conclusion :

$\left.\begin{array}{l}\sigma_b > \overline{\sigma_b} = 15MPa \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 202 \text{ MPa}\end{array}\right\}$ ⇒ Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et Doivent être recalculé à l'ELS

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$\mu_1 = \frac{M_a^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2} = \frac{109249}{202 \times 100 \times 35^2}$=0.00442

μ_1 = 0.00442 $\xrightarrow{\text{tableau}}$ $\left\{\begin{array}{l}\beta_1 = 0.894 \\ k_1 = 32.17\end{array}\right.$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées** :

$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{202}{32.17}$=6.28MPa < $\overline{\sigma_b}$ = 15MPa ⇒ $A' \nexists$

$A_s = \frac{M_a^{ser}}{\overline{\sigma_s} \times \beta_1 \times d} = \frac{109249}{202 \times 0.894 \times 35}$= 17.28.cm²/$m_l$

- **Choix des armatures:**

10T16/ml ⟶ A = 20.11cm²/ml

(T16 ⟶ e = 10cm).

IX. 3.2.Ferraillage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

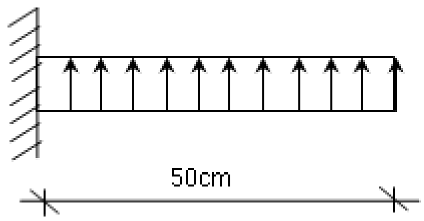


Figure IV.12 : Schéma statique du débordement

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

σ_m = 297 KN/m²

-Pour une bonde de 1m de largeur

q_u = 297 × 1 = 297 KN/ml

$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2}$

$M_u = -297 \times \frac{0.5^2}{2}$

$M_u = -37.125$KN.m

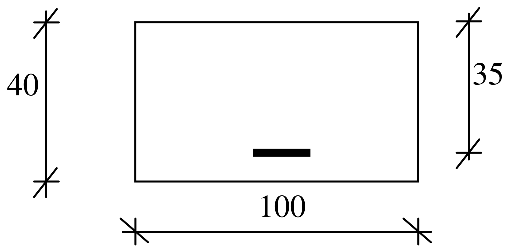


Figure IX.13:Section de calcul.

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d_x^2}$

$\mu = \frac{37125}{14.17 \times 100 \times 37^2}$= 0.019

μ = 0.019 < μ_l = 0.392 (Acier FeE400) ➔$A' \nexists et\ 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

➔$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$ = 348 MPa

$\alpha = 1.25\,(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\,)$ = 0.024

$\beta = 1 - 0.4\alpha$ = 0.990

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_S \times \beta \times d}$$

$$A_u = \frac{37125}{348 \times 0.990 \times 37}$$

$A_u =$ 2.91cm²/ m_l

- **Condition de non fragilité** :

$$A_{\min} = 0{,}23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \cdot 100 \cdot 37 \cdot \frac{2.1}{400} = 4.46\, cm^2/ml$$

A_t = max (A_{cal} ; A_{min}) = 4.46 cm²/m$_l$

- **Choix des armatures:**

4T12 $\longrightarrow$ A = 4.52cm²/ml

(T10$\longrightarrow$ e = 25 cm).

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

σ_m = 217 KN/m²

q_s = 217 × 1 = 217KN/m$_l$

$$M_s = -q_s \times \frac{l^2}{2}$$

$$M_s = -\ 217 \times \frac{\overline{0.5}^2}{2}$$

$M_s = -27.125 KN.m$

D = 15 x A/b = 15 x 4.46/100 =0.66cm

E = 2 x D x d = 2 x 0.66x 37= 49.51 cm²

$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -\ 0.66 + \sqrt{49.51 + \overline{0.66}^2}$ = 6.41cm

$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (6.41)^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (37 - 0.66) = 11243 cm^4$

$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{27125}{11243} = 2.41$

$\sigma_b = K \times y_1 = 2.41 \times 6.41 = 15.46 MPa > \overline{\sigma_b} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$

$\sigma_s = 15K \times (d - y_1) = 15 \times 2.41 \times (37 - 6.41) = 1105.82 MPa$

$\sigma_s = 11105.82 MPa > \overline{\sigma_s} = 202 MPa$

Conclusion :

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_b > \overline{\sigma_b} = 15MPa \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 202MPa \end{array}\right\}$$

$\Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et Doivent être recalculé à l'ELS

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**
-

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \times b \times d^2} = \frac{27125}{202 \times 100 \times 37^2} = 0.00098$$

$$\mu_1 = 0.00098 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.946 \\ k_1 = 77.6 \end{cases}$$

- **<u>Vérification de l'existence des armatures comprimées</u>** :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{202}{77.6} = 2.60\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15MPa \Rightarrow A' \nexists$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma_s} \times \beta_1 \times d} = \frac{27125}{202 \times 0.946 \times 37} = 3.84\text{cm}^2/\text{m}_l$$

- **<u>Choix des armatures:</u>**

6T10/ml $\longrightarrow$ A = 4.71cm^2/ml

(T16 $\longrightarrow$ e = 20cm)

<u>N.B</u> : pour des raisons pratiques, on utilise pour le ferraillage du débordement le prolongement des armatures en appui et travée du radier.

IX. 4.<u>Ferraillage des poutres :</u>

<u>Charge équivalente :</u>

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente) .

❖ **<u>Accidentelle :</u>**

- **<u>Poutres principales :</u>**

$$q_1 = \left[\overline{q}_1 \frac{Ly + (Ly - Lx)}{2}\right] \frac{2}{ly}$$

$$q_1 = \left[307.12 \times \frac{3.70 + (3.70 - 3.10)}{2}\right] \frac{2}{3.70}$$

q_1 = 356.92KN

- **<u>Poutres secondaires :</u>**

$$q_1 = \left[\overline{q}_1 \frac{Lx}{2}\right] \frac{2}{lx}$$

$$q_1 = \left[307.12 \times \frac{3.10}{2}\right] \frac{2}{3.10}$$

q_1 = 307.12KN

❖ **<u>Etat limite ultime (E L U) :</u>**

- **<u>Poutres principales :</u>**

q_1 = 534.8KN

- **Poutres secondaires :**

q_1 = 389.9KN

❖ **Etat limite ultime (E L S) :**

- **Poutres principales :**

  $q_1 = 389.64KN$

- **Poutres secondaires :**

  $q_1 = 284.07KN$

1/ Poutres principales :

Avec :

$\bar{q}_1$: Charges provenant du radier ;

q_1 : Charge équivalente ;

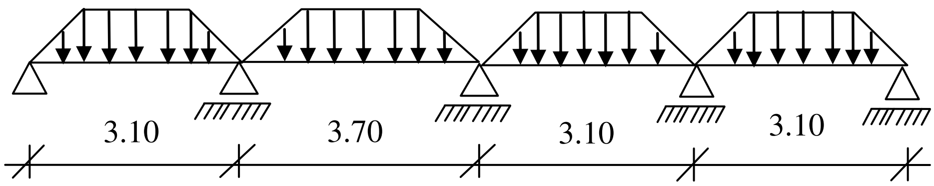


Figure. IX.14: Distribution des charges sur les poutres principales

2/ Poutres secondaires :

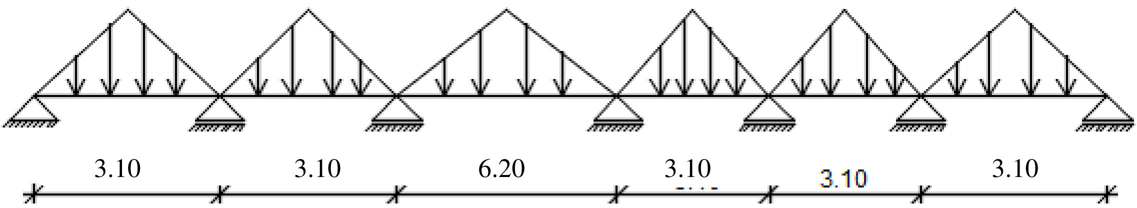


Figure. IX.15: Distribution des charges sur les poutres secondaires

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel Etabs suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant.

Sollicitations	**Poutre Principale**		**Poutre secondaire**	
	Travées	**Appuis**	**Travées**	**Appuis**
M_u (KN.m)	393.300	564.900	395.700	492.300
M_{acc}(KN.m)	361.500	519.200	363.700	452.600
M_{ser}(KN.m)	287.400	412.700	289.100	359.70
T (KN)	550.900		556.300	
A_u(cm²)	14.43	19.8	14.30	18.6
A_{acc}(cm²)	12.02	16.27	12.50	12.90
A_{ser} (cm²)	6.82	19.8	6.74	18.6
A=max(A_u ;A_{acc} ; A_{ser} ; A_{min})	14.43	19.8	14.30	18.60
Choix des armatures	**8T16** A=16.08cm²	**4T20+4T16** A=20.61cm²	**8T16** A=16.08 cm²	**4T20+4T16** A=16.08cm²

Tableau. IX.3: Tableau récapitulatif des sollicitations et des sections d'armatures

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

➢ **Poutre principale :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{550900}{125 \times 81 \times 100} = 0.54 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = min\left(0{,}15 \times \frac{f_{C28}}{1{,}5}\ ; 4Mpa\right) = 2{,}5\ Mpa$$

$\tau_u = 0.54$ Mpa$<\overline{\tau_u} = 2{,}5\ Mpa\ \rightarrow\ condition\ vérifiée$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

➢ **Poutre secondaire :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{556300}{125 \times 81 \times 100} = 0{,}55 \text{ Mpa}$$

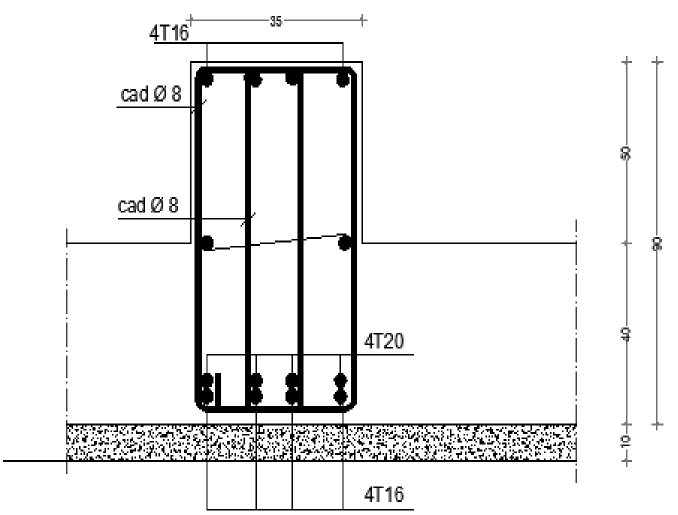
$$\overline{\tau_u} = min\left(0{,}15 \times \frac{f_{C28}}{1{,}5}\ ; 4Mpa\right) = 2{,}5\ Mpa$$

$\tau_u = 0{,}55$ Mpa$<\overline{\tau_u} = 2{,}5\ Mpa\ \rightarrow\ condition\ vérifiée$

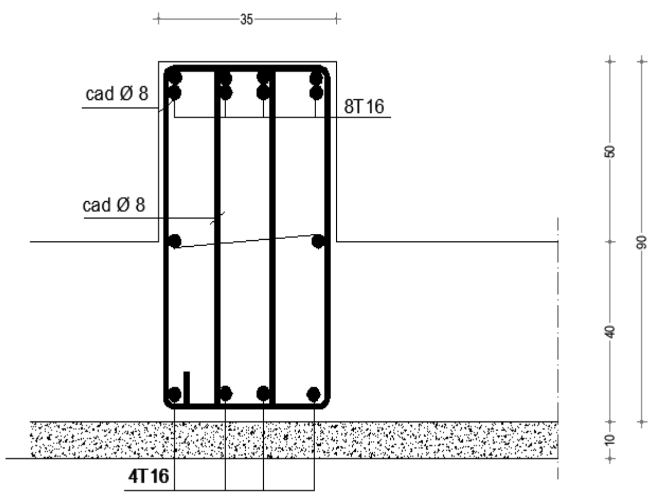
Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ <u>**Dessin de ferraillage :**</u>

<u>**En appui :**</u>



<u>**En travée :**</u>



<u>**Figure IX.16**</u> **:** Dessin de ferraillage d'une poutre principale

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel Etabs afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferraillage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- RPA99(Version2003) : Règles parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)
- BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-pierre Mogin)
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR.B.C.2.41)
- Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)

Cours :

- Cours en béton armé Mr AMMAR.
- Cours calcul de structure Mr BENSOULA.

Mémoires :

- BENYAMINA et BACHA 2017, Etude d'un bâtiment en béton armé R+7 avec un sous-sol.

Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2013
- Etabs V9.7.4
- WORD 2007
- EXCEL 2007