

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieure et de
la Recherche Scientifique

Université MOULOU D MAMMERRI Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

Thème

Etude d'un bâtiment (R + 6) à usage d'habitation et
commercial en contreventement mixte avec
l'application de ROBOT

Réalisé par :

M^{elle} BELALIA Farida

M^{elle} BOUGHEDDA Sabrina

Encadré par :

M^{me} YAHYAOU I

Promotion 2016/2017

Remerciements

Je remercie, tout d'abord, l'unique ALLAH de nous avoir donné le courage et la patience pour bien mener ce travail.

Je présente mes remerciements les plus sincères à notre promotrice M^{me} YAHYAOUI pour ces orientations et conseils tous le longs de notre travail.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel du Département de génie civil.

Mes remerciements à l'ensemble de la communauté estudiantine de l'Université Mouloud Mammeri et en particulier à ma promotion.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Mes vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger ce travail et de l'enrichir par leur proposition.

Merci à tous

Dédicace

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes chers frères

A mes chères sœurs

A toute ma famille

A mon mari Farid

A ma binôme Sabrina

A tous mes amis(es)

A toute la promotion 2016 /2017

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Farida.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

- ✓ *ma mère ALLAH YARHAMHA*
- ✓ *A mon cher père et mon mari, en reconnaissance pour leur soutien moral et financier*
- ✓ *Ma chère fille Nourhane*
- ✓ *A mes frères et mes sœurs.*
- ✓ *A mes belles sœurs et ces enfants, mes beaux-frères et leurs enfants.*
- ✓ *A ma famille.*
- ✓ *A les parent du mon mari et ces frères ces sœurs, sa belle-sœur.*
- ✓ *A tous mes amis(es).*
- ✓ *A ma chère binôme et toute sa famille.*
- ✓ *A toute ma promotion.*

Sabrina

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage..... page 1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments page 8

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1 : Calcul de l'acrotère page 19

III.2 : Calcul des escaliers page 26

III.3 : Calcul de la poutre palière..... page 51

III.4 : calcul des planchers..... page 61

III.5 : Calcul du balcon page 77

III.6 : Calcul de la poutre de chainage page 83

Chapitre IV : Contreventement page 91

Chapitre V : Présentation du logiciel ROBOT page 100

Chapitre VI : Vérification des conditions de RPA page 113

Chapitre VII: Ferrailage des éléments structuraux

V.1 : Ferrailage des poteaux page 119

V.2 : Ferrailage des poutres page 132

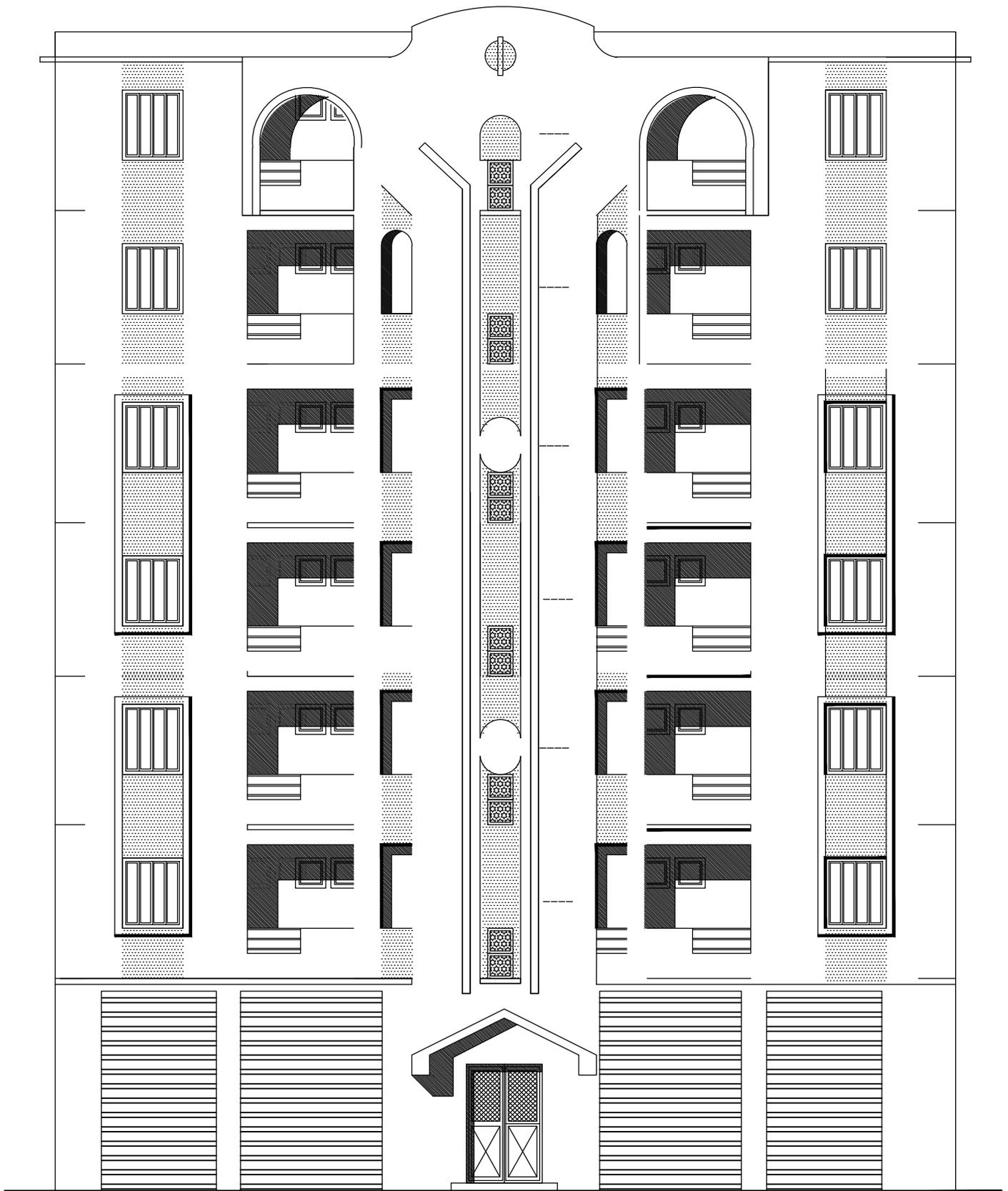
V.3 : Ferrailage des voiles page 143

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure..... page 155

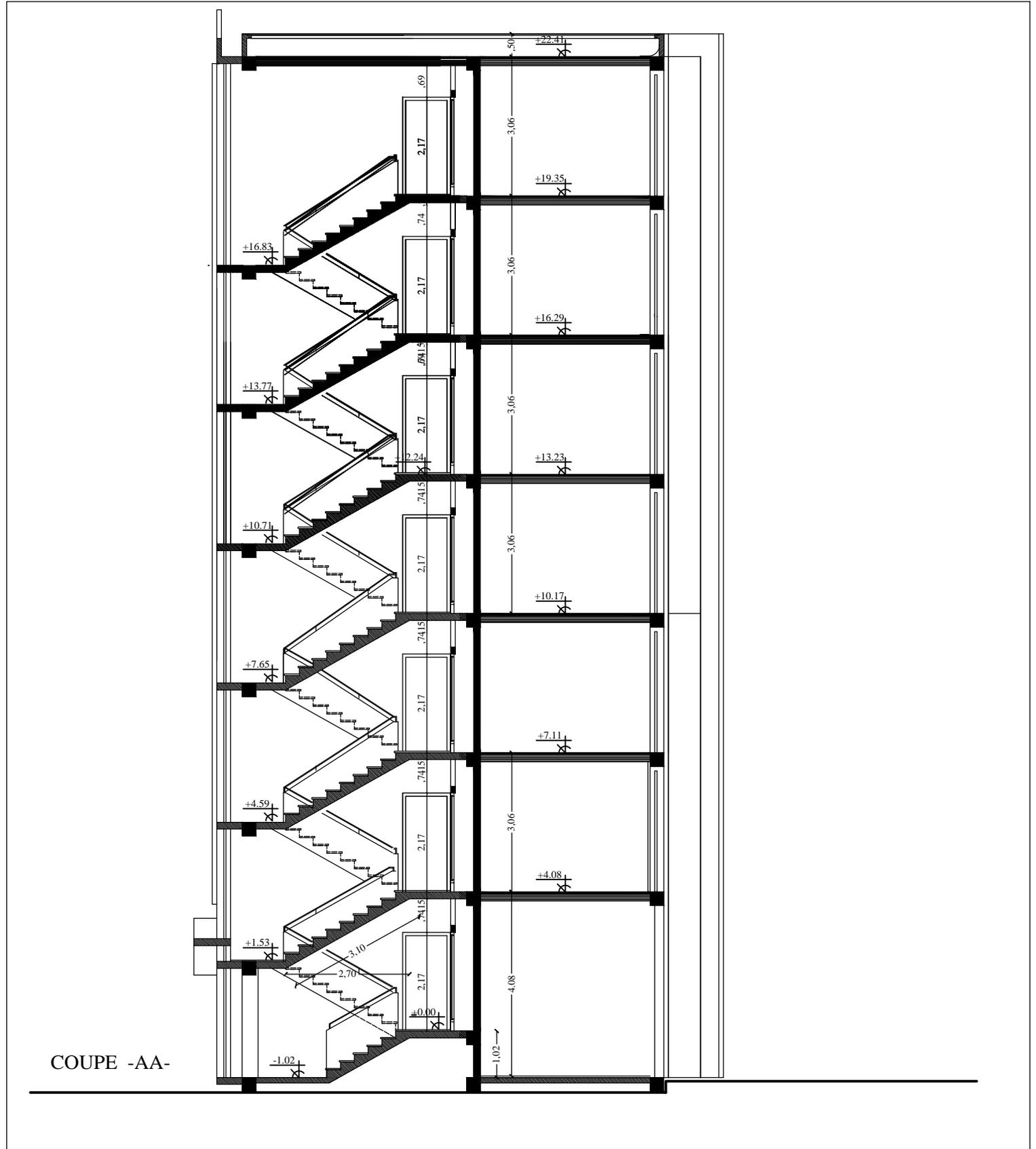
Plan d'exécution

Conclusion générale

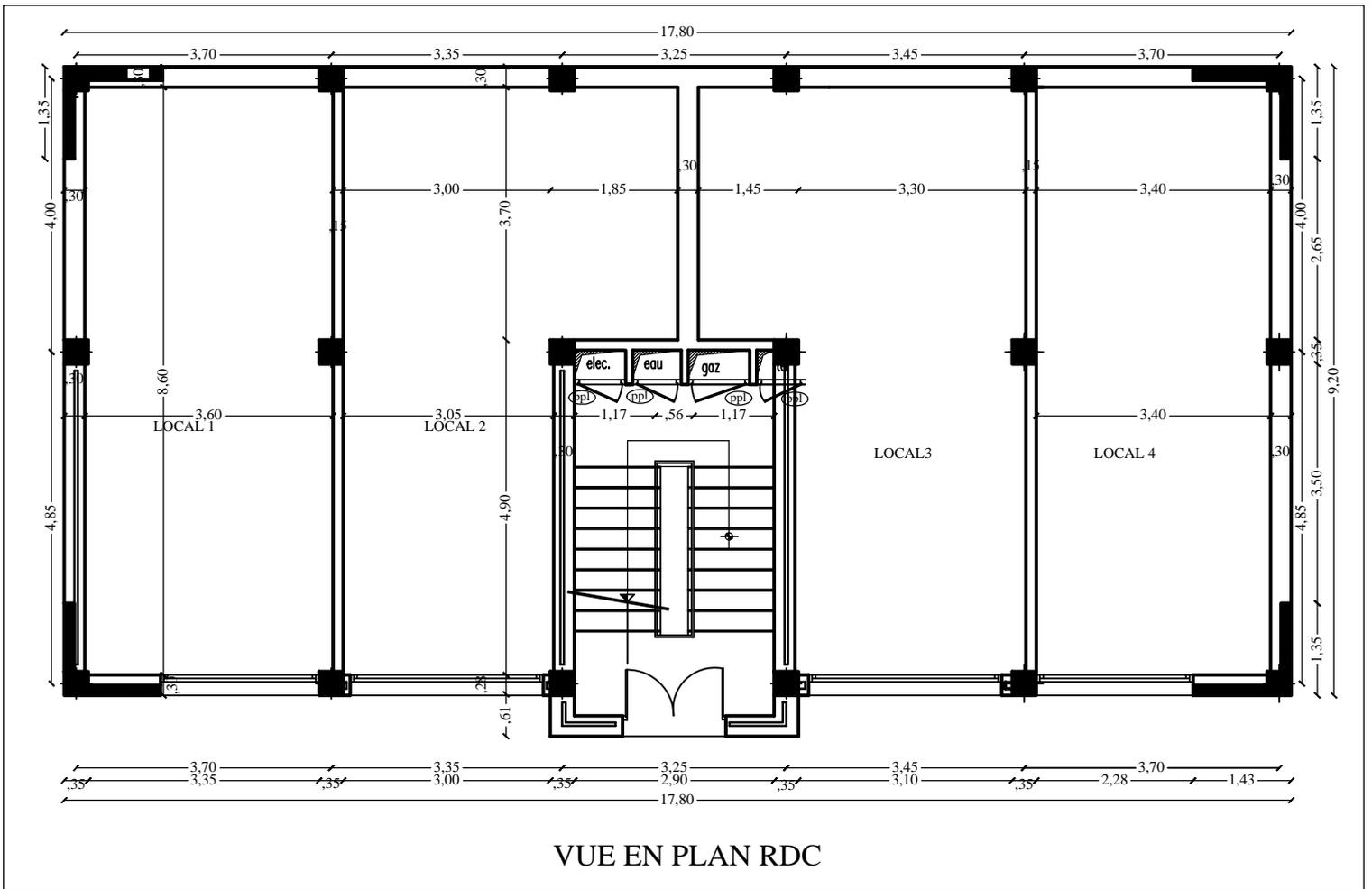
Bibliographie

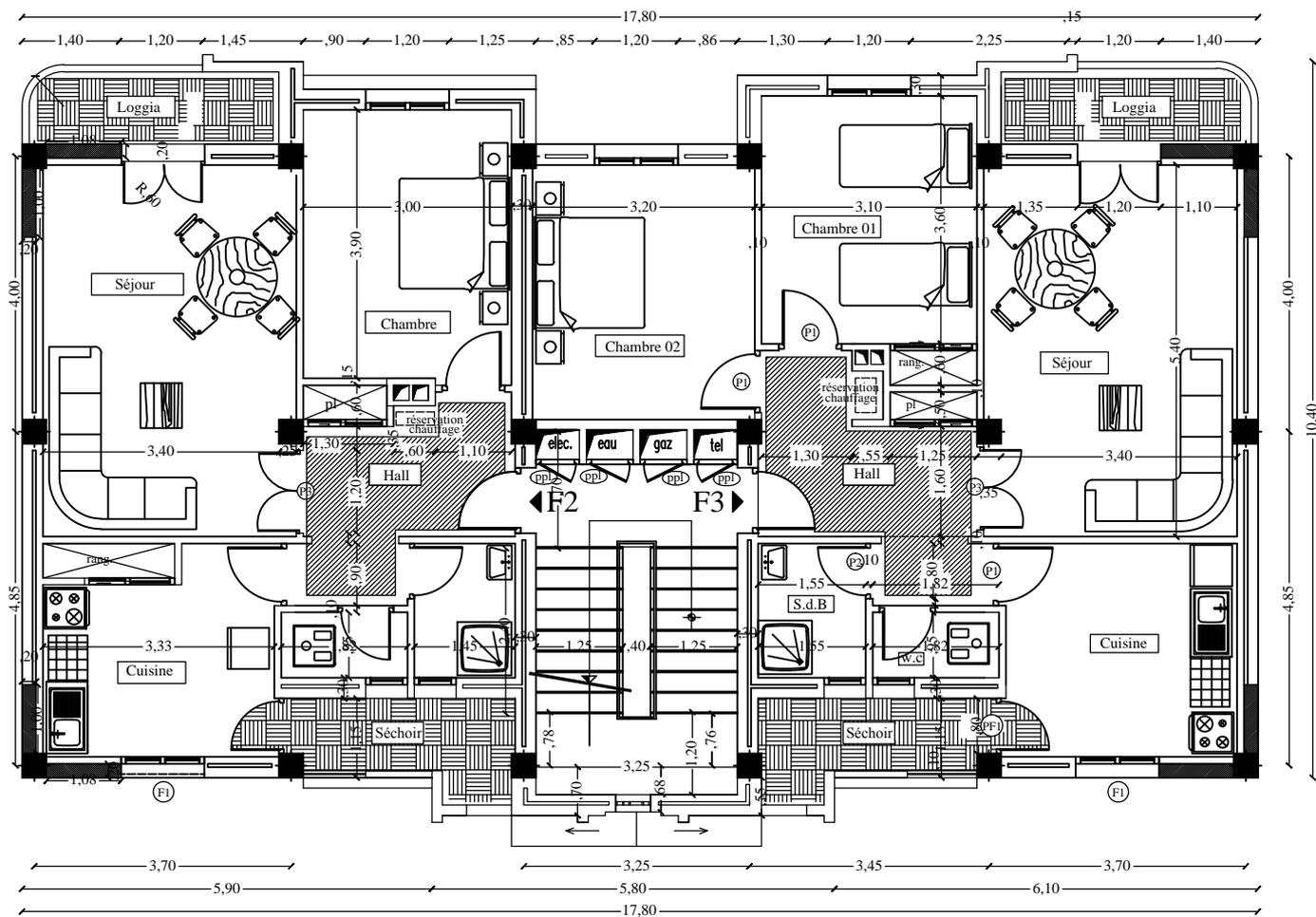


FACADE PRINCIPALE

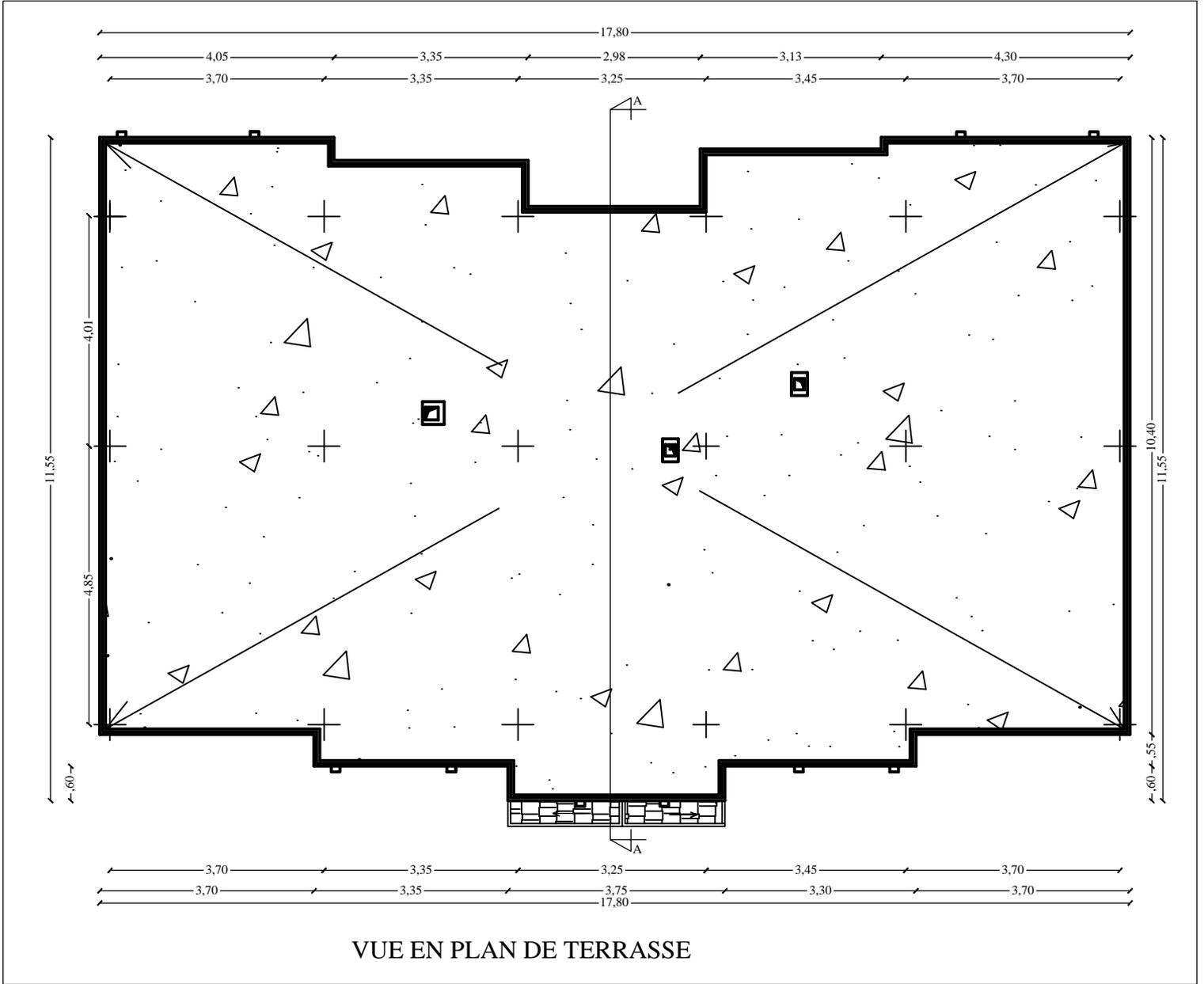


COUPE -AA-





VUE EN PLAN ETAGE COURANT



Introduction générale

Introduction générale

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié pendant et après la réalisation. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, tout en minimisant le coût et cela est acquis seulement en respectant les règlements de construction qui sont en vigueur.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment (R + 6) à usage d'habitation et commercial et contreventé par un système mixte (voiles portiques). Ce travail est structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré-dimensionné les éléments du bâtiment au chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Nous avons ensuite effectué une étude dynamique dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure par la mise en place des voiles porteurs en utilisant le logiciel ROBOT et vérification des conditions de RPA. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre cinq et en fin l'étude des fondations fera l'objet du sixième chapitre.

Tous les calculs ont été menés en utilisant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment *BAEL91*, *RPA99 version 2003*...

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I-1- Description de l'ouvrage :

Le projet étudié est un bâtiment à usage d'habitation R+6 implanté à DRAA EL MIZAN située dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le (RPA 99, modifié en 2003) comme zone de sismicité moyenne (Zone IIa).

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir ;

- Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99, modifié en 2003)
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91) La structure est composée :
- D'un RDC à usage commercial.
- Six étages à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier .

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage en plan sont :

- Longueur totale : $L=17.80m$
- Largeur totale : $L=10.40m$
- Hauteur totale (sans acrotère) : $H = 22,41m$
- Hauteur du R.D.C : $4,08 m$
- Hauteur d'étage : $3,06 m$

I-3- Les éléments de l'ouvrage:

I-3-1- L'ossature : la tour a une ossature mixte composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes, vent... etc.)
- **I-3-2- Les plancher :** les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, des dalles pleines seront prévues pour les parties en saillies.

Le plancher terrasse sera inaccessible avec un système d'étanchéités multicouches avec forme de pente.

I-3-2- Les escaliers : Notre tour est munie d'une cage d'escalier en béton armé à deux volées et coulé sur place

I-3-3- Les balcons : sont réalisés en dalles pleines.

I-3-4- Terrasse : Notre bâtiment est muni d'une terrasse non accessible.

I-3-5- Le remplissage (maçonnerie) : La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses.

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois en briques (10 cm et 10cm d'épaisseurs), séparé par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi en brique d'épaisseur 10 cm.

I-3-6- L'acrotère: Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 50 cm de hauteur.

I-3-9- Les revêtements :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I-4- Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements **BAEL 91** comme il a été indiqué ci-dessus (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

I-4-1-Etat limite ultime (ELU) : Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure de l'un de matériaux.
- Stabilité de forme.

I-4-2-Etats limites de service (ELS) : Constituent les frontières au-delà des quelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient:

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

I-5- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-5-1- Le béton : Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton..

a- Résistance caractéristique du béton à la compression : Elle est prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28}=25$ MPa pour $j \leq 28$. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{28} > 40\text{MPa.}$$

- b- Résistance caractéristique du béton à la traction :** La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

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

- c- Module de déformation longitudinale:** Il existe deux modules de déformation longitudinale :

✓ **Module de déformation instantanée :** la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,21})$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on à $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$.

✓ **Module de déformation différée :** Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 22})$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on à $E_{vj} = 10818,80 \text{ MPa}$.

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

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

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

• Le coefficient de poisson ν : (BAEL 91, art A.2.1,3)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

➤ $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

➤ $\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

5- Modèles de calcul :

5-1) A l'ELU : pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation est donné sur figure I-1, avec cette figure :

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.

Avec ε_{bc} : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.3,41})$$

γ_b : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ situation courante.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a $f_{bc} = 14,2\text{MPa}$.

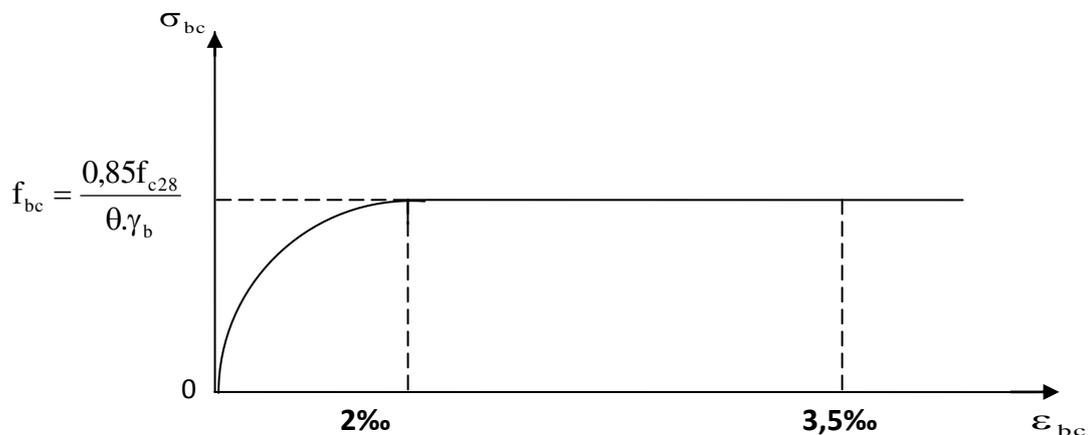


Figure I-1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

5-2) A l'ELS : la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.5,2}) \quad 2\text{‰} \quad 3,5\text{‰}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{‰MPa.}$$

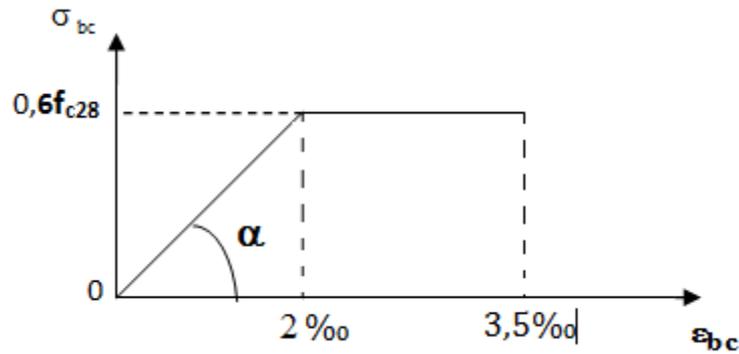


Figure I-2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

6) **Contrainte limite de cisaillement à l'ELS** : La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.5.1,21}).$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_o : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile ($0,9h$ position d'aciers tendus).

I-5-2- Acier :

1) **Généralités** : Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

2) - **Module d'élasticité longitudinale de l'acier** : Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$. (BAEL 91, art A.2.2,1)

3) - **Coefficient de poisson des aciers** : il est pris égale $\nu = 0,3$.

4) - **Contraintes limites** :

■ **Contrainte limite ultime** : $\overline{\sigma_{st}} = \frac{fe}{\gamma_s}$

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

fe : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰ .

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\gamma_s = 1,15$ en situation courante.

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

■ Contrainte limite de service :

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

➤ Fissuration peu nuisible :

C'est le cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation). $\overline{\sigma}_s =$

-(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,32)

➤ Fissuration préjudiciable :

C'est le cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques, ...etc.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e \mid \max(0,5 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right\}. \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,33})$$

➤ Fissuration très préjudiciable :

C'est le cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\overline{\sigma}_s = 0,8 \min\left\{\frac{2}{3} f_e \mid \max(0,5 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right\}. \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,34})$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1,6$ → pour les HA de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta=1,3$ → pour les HA de diamètre < 6 mm.

Diagramme contraintes déformations de l'acier : Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2,2)

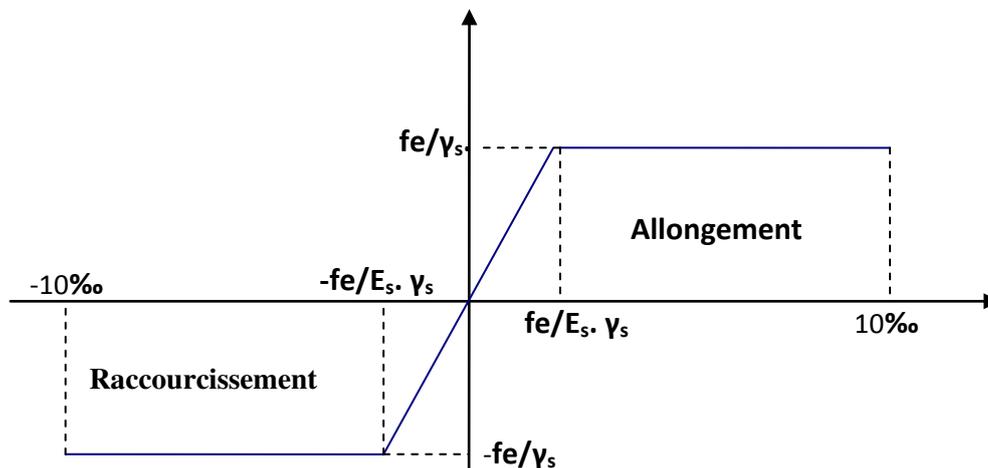


Figure I-3 : Diagramme contrainte déformation. De l'acier

5) - Protection des armatures : (BAEL 91, art A.7.2,4)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et protéger les armatures des effets des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations et pour éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensations.

6) La réglementation utilisée : L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- Du BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites).
- Du RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- Du DTR.B .C-2 .2 (charges et surcharges d'exploitations).

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II- Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leur pré-dimensionnement et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99 version 2003**, Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

II-1- Pré-dimensionnement des Planchers:

Le plancher est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide, associée à un système de poutres formant nervures. Il sert de séparation entre deux niveaux successifs, il permet la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés :

- Plancher à corps creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons, portes à faux et le hall d'ascenseur.

II-1-1- Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{condition de la flèche}) \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

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

h_t : hauteur total du plancher.

$$L_{\max} = 370 - 25 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{340}{22,5} = 15,33 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur de (16+4) \Rightarrow **$h_t = 20 \text{ cm}$**

D'où L'épaisseur de corps creux est de 20cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

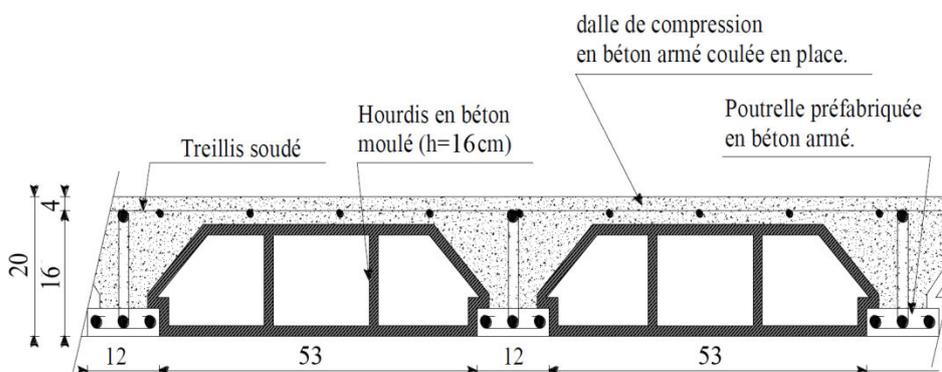


Fig II.1 Plancher à corps creux 16+4

II-2- Pré-dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leurs rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée (poutres isostatiques) sont données par la formule empirique suivante :

➤ Hauteur : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ avec L : portée libre de la poutre.

➤ Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

1- Poutres principales :

$$L_{\max} = 485 - 25 = 460 \text{ cm}$$

➤ Hauteur : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Leftrightarrow \frac{460}{15} \leq h_t \leq \frac{460}{10} \Leftrightarrow 30,66 \leq h_t \leq 46$

On prend : $h_t = 35 \text{ cm}$.

➤ Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Leftrightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Leftrightarrow 14 \leq b \leq 24,5$

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

2- Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 370 - 25 = 345 \text{ cm}$$

➤ Hauteur : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Leftrightarrow \frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10} \Leftrightarrow 23 \leq h_t \leq 34,5 \text{ cm}$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm}$.

➤ Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Leftrightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$

$$\Leftrightarrow 12 \leq b \leq 21$$

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

3- Vérification aux exigences du RPA 99 Modifié 2003 :

D'après les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1) relative au coffrage des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

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

	<i>Poutres principales</i>	<i>Poutres secondaires</i>	<i>Vérifié (oui/non)</i>
<i>Hauteur (cm)</i>	$35 \geq 30 \text{ cm}$	$30 \geq 30 \text{ cm}$	oui
<i>Largeur (cm)</i>	$30 \geq 20 \text{ cm}$	$25 \geq 20 \text{ cm}$	oui
<i>Hauteur / Largeur</i>	$1,16 \leq 4$	$1,2 \leq 4$	oui

Toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera :

- 35×30..... Poutres principales.
- 30×25..... Poutres secondaires.

II-3- Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge, pour le poteau le plus sollicité. En tenant compte des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003). Le RPA nous impose pour la zone (IIa),

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e / 20 \\ 1/4 < b_1 / h_1 < 4 \end{array} \right.$$

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l’ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l’effort normal N_s tel que : $N_s = G_{cum} + Q_{cum}$

- G : charge permanente
- Q: charge d’exploitation

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

II-4. Détermination des charges et surcharges :(DTR B.C 2.2) :

II-4-1. Charges permanentes :

a- Terrasse inaccessible :

◆Charges permanentes **G** :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Protection en gravillon roulés	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5	Feuille de polyâne (par vapeur)	/	/	0,02
6	Plancher à corps creux	0,20	-	3,2
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				G = 6,24

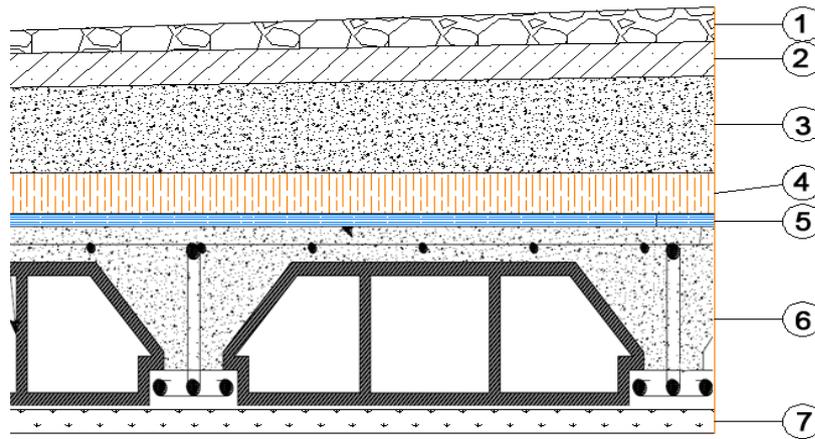


Fig II.2 .coupe verticale du dernier plancher (terrasse)

b- Etage courant:

◆Charges permanentes **G** :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher à corps creux	0,20	-	3,2
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	briques creuses	0,10	9	0,90
7	enduit de plâtre	0,02	10	0,20 × 2
				G= 5,90

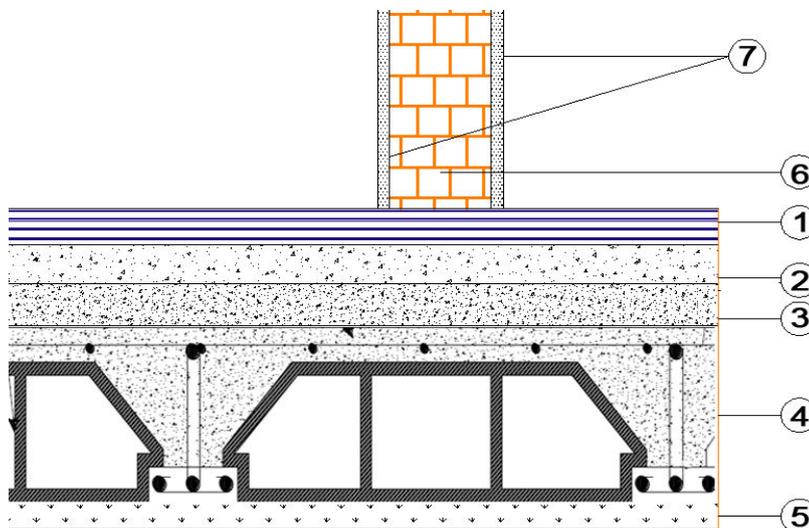


Fig II.3.coupe verticale du plancher de l'étage courant

c- Maçonnerie

➤ **Mur extérieurs :**

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,10+0,10	9	1,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				G= 2,44

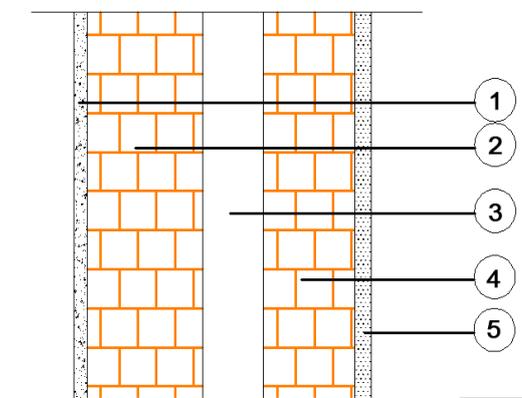


Fig II.4. coupe verticale du mur extérieur

➤ **Mur intérieurs :**

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02X2	10X2	0,40
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
				G= 1,30

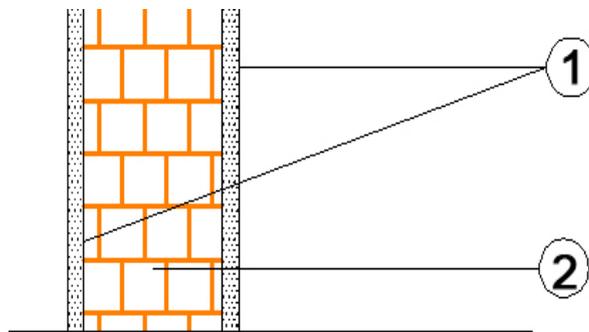


Fig II.5. coupe verticale du mur intérieure

d- Dalles pleines

NB : Toutes les dalles pleines de notre structure ont la même charge permanente (balcons, portes à faux et le halle d'ascenseur)

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,15	22	0,44
6	Mur intérieur	0,10	/	1,30
				G = 6,45

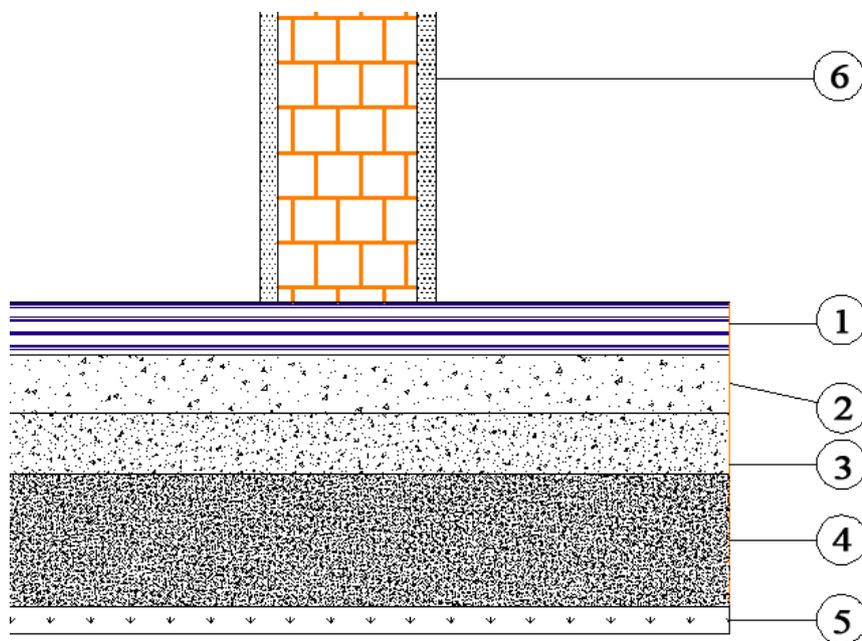


Fig II.6. Coupe verticale du plancher en dalle pleine

II.4.2. Les surcharges d'exploitations :

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

<i>Plancher terrasse inaccessible</i>	1.00 KN/m ²
<i>Plancher étage courant à usage d'habitation</i>	1.50 KN/m ²
<i>Balcons</i>	3.50 KN/m ²
<i>Acrotère</i>	1.00 KN/m
<i>Escalier</i>	2.50 KN/m ²

II.5.Charges et surcharge revenant au poteau le plus sollicité : Le poteau le plus sollicité est D2

a. Surface d'influence :

Surface nette :

$$S_n = (1,875 \times 1,725) + (1,875 \times 1,2) + (2,30 \times 1,725) + (2,30 \times 1,20)$$

$$S_n = 3,23 + 2,24 + 3,97 + 2,76$$

$$S_n = 12,20 \text{ m}^2$$

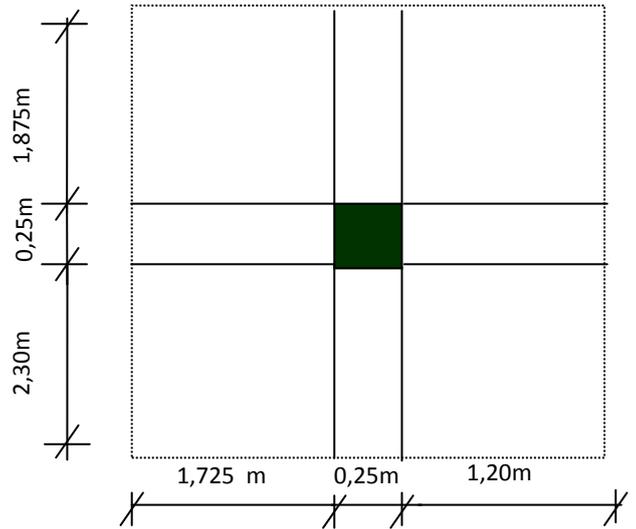


Fig II.7. Surface d'influence du poteau

b. Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher $P = G_t \times S_n$.

- Plancher terrasse

$$P_{terrasse} = 6.24 \times 12,20 = 76,128 \text{ KN.}$$

- Plancher étage courant

$$P_{ec} = 5.90 \times 12,20 = 71,98 \text{ KN.}$$

c. Poids propre revenant à chaque poutre :

- Poutres principales :

$$P = (0,35 \times 0,30) \times 25 \times (1,875 + 2,30) = 10,959 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires :

$$P = (0,25 \times 0,30) \times 25 \times (1,725 + 1,20) = 7,68 \text{ KN.}$$

D'où le poids total des poutres est :

$$P = 10,959 + 7,68$$

Ce qui donne : $P_{total} = 18,63 \text{ KN}$

d. Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse $Q_0 = 1.00 \times 12,20 = 12,20 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_7 = 1.50 \times 12,20 = 18,30 \text{ KN}$

e. Poids propre des poteaux :

Pour le poids propre du poteau on utilisera la section minimale du RPA préconisé pour la zone IIa à savoir (25x25) cm²

Poids du poteau du RDC et étages courants :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 2.7 \times 25 = 4.234\text{KN}$$

Poids du poteau du RDC

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.73 \times 25 = 5.82\text{KN}$$

II.6. Dégression de la surcharge d'exploitation :

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique règlementaire «DTR B.C. 2.2: charges permanentes et charges d'exploitation» qui recommande «d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux.

On procède comme suit :

$$Q_0 = Q_{PT} = 12,20 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_7 = Q_{PC} = 18,30 \text{ KN.}$$

Sous les étages inférieurs à 5 : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

- Sous la terrasse : $Q_0 = 12,20 \text{ KN}$
- Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + Q_1 = 30,50 \text{ KN}$
- Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 46,97 \text{ KN}$
- Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 61,161 \text{ KN}$
- Sous le 3^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 74,42 \text{ KN}$
- Sous le 2^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 85,40 \text{ KN}$
- Sous le 1^{ème} étage : $Q_0 + 0.750(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 94,55\text{KN}$
- Sous le RDC : $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 103,66 \text{ KN}$

Niv	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)	Effort Normal (KN)	Section (cm ²)	
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	Gc	Qc	N _s = G _c +Q _c	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée
07	76,12	18,63	4.23	98,98	98,98	12,20	111,18	74,12	35x35
06	71,98	18,63	4.23	94,84	191,62	30,5	132,12	88,08	35x35
05	71,98	18,63	4.23	94,84	284,26	46,97	331,23	220,82	35x35
04	71,98	18,63	4.23	94,84	376,90	61,16	440,26	293,50	35x35
03	71,98	18,63	4.23	94,84	469,54	74,42	546,16	364,10	40x40
02	71,98	18,63	4.23	94,84	562,18	85,40	649,78	433,18	40x40
01	71,98	18,63	4.23	94,84	654,82	94,55	751,57	501,04	40x40
RDC	71,98	18,63	4.23	94,84	747,46	103,66	853,32	568,88	40x40

Tableau II.5 : Pré dimensionnement des poteaux.

NB : les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées

prochainement pour les raisons suivantes :

- Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton.
- Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

II.6.1.Vérification :

1. Vérification relative au coffrage :

La vérification de la section du poteau :(RPA99/version 2003 Art7.4.1
En Zone IIa nous impose :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(30 \times 30) = 30 \geq 25\text{cm}$ Condition vérifié.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \geq h_e/20 = 271/20 = 13,55$ Condition vérifié.
Avec h_e : la hauteur libre du poteau.

- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

Poteaux de RDC, le 1^{er}, le 2^{ème}, le 3^{ème} étage:

$$1/4 < b / h = 40/40 = 1 < 4 \dots\dots\text{Condition vérifié.}$$

Poteaux de le 4^{er} 5^{ème}, le 6^{ème} étage. :

$$1/4 < b / h = 35/35 = 1 < 4 \dots\dots\text{Condition vérifié.}$$

2. Vérification au flambement :

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

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3 / 12$ tel que $b=h$.

B : section transversal du poteau ($B = b \times h$) tel que $b=h$.

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b}$$

$$\Leftrightarrow \lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

► Poteaux (40x40), pour le RDC :

$$L_0 = 3.73 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{3.73}{0.40} = 22.56 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

► Poteaux (40x40), pour les étages 2, 3 :

$$L_0 = 2.71 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{2.71}{0.40} = 16.39 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

► Poteaux (35x35), pour les étages 4, 5, et 6 :

$$L_0 = 2.71 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{2.71}{0.35} = 18.73 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Toutes les sections des poteaux de notre structure sont conformes aux conditions de stabilité de forme.

Conclusion :

Les valeurs de sections des poteaux sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA99 version 2003 et aux conditions de stabilité de forme.



Fig II.8. Coupes transversales des différentes sections de poteaux.

II.7.pré dimensionnement des voiles :

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

Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1.RPA99modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm .de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure II-3.

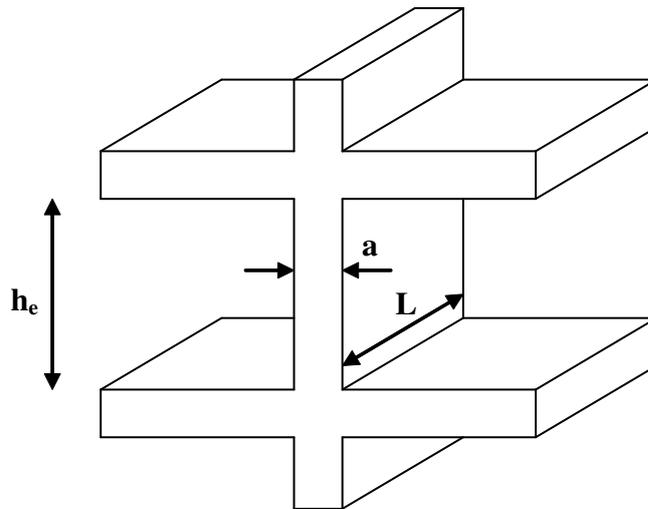


Fig II.9. Coupe du voile en élévation.

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante : $a \geq \frac{h_e}{20}$

h_e : hauteur libre de l'étage.

Au rez de chaussée $h_e = 4,08 - 0,35 = 3,73\text{m} \Rightarrow a \geq \frac{3,73}{20} = 0,18\text{m}$

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

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$.

Conclusion :

Après avoir fait ces calculs, on a opté pour le pré-dimensionnement suivant :

- Plancher à corp creux : (16+4) cm.
- Poutres principales : (30x35) cm².
- Poutres secondaires : (25x30) cm².
- Poteaux : (40x40) cm² pour RDC, le 1^{er}, le 2^{ème}, le 3^{ème} étage.
- (35x35) cm² pour le le 4^{er}5^{ème}, le 6^{ème} étage.
- Voiles : épaisseur de 20 cm.

Chapitre III

Calcul des éléments

III.1 Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des éléments suivants :

- ▶ L'acrotère.
- ▶ Les escaliers et la poutre palière.
- ▶ Les planchers à corps creux.
- ▶ Les balcons.

III.2 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur; le ferrailage sera déterminer en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempérie

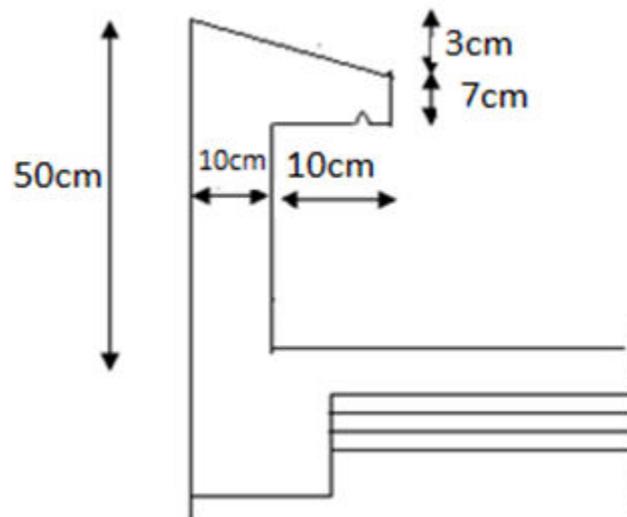


Figure (III.2.1) : Coupe verticale de l'acrotère.

a) Chargement :

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui engendre un effort normal (N_G), accompagné d'une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à ($Q=1\text{kN/ml}$), qui est due à la main courante, cette dernière provoque un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Poids propre de l'acrotère : $G = [(0.4 \times 0.1) + (0.2 \times 0.07) + (0.2 \times 0.03)] / 2 \times 25$

$$G = 1,425\text{KN/ml}$$

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

b) Calcul des sollicitations :

L'effort normal : $N = G \times 1\text{m} = 1.425 \text{ KN}$.

L'effort tranchant : $T = Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN.M}$

Le moment fléchissant du a Q : $M = Q \times H \times 1\text{m} = 0.5\text{KN.m}$ avec : $H=0.5\text{m}$.

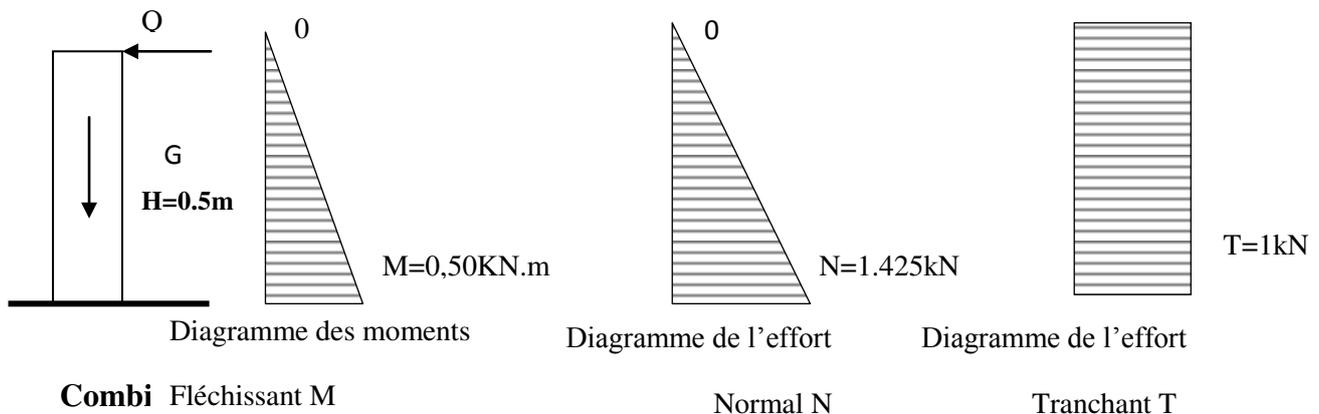


Fig. (III.1.2) Diagramme des efforts internes

ELU : La combinaison est : $1.35G + 1.5Q$

$$N_U = 1.35.N = 1.35 \times 1.425 = 1.923\text{KN}$$

$$M_U = 1.5.M = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5.T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

ELS : La combinaison est : $G + Q$

$$N_S = 1.425 \text{ KN}$$

$$M_S = 0.5 \text{ KN.m}$$

$$T_S = T = 1 \text{ KN}$$

c) Ferrailage de l'acrotère :

- Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

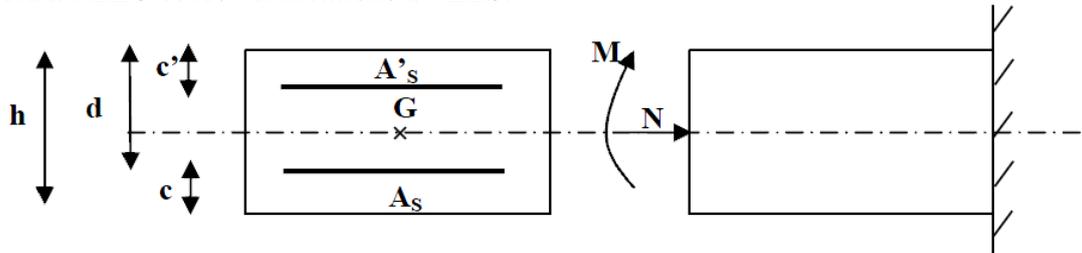


Fig (III.1.4.1) Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$$h=10 \text{ cm} ; \quad c=3 \text{ cm} ; \quad d = 7 \text{ cm.}$$

- Position de centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.75}{1.923} = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

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

$e_u = 30 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M , puis se ramène à la flexion composée.

- **Calcul en flexion simple :**

- **Moment fictif:**

$$M_f = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.75 + 1.923 \left(\frac{0.10}{2} - 0.03 \right) = 0.788 \text{ KNm}$$

Moment réduit :

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

$$\mu_b = \frac{Mf}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.80 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.011$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Armatures fictives :**

$$\mu_b = 0.011 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{Mf}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.80 \times 10^4}{0.995 \times 70 \times 348} = 0.330 \text{ cm}^2$$

- **Armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_t = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.330 - \frac{1.923}{34.8} = 0.27 \text{ cm}^2.$$

Soit: 5 HA8 avec un espacement $St = 20 \text{ cm/ml}$

$$\text{Donc : } A_t = 2,51 \text{ cm}^2$$

Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{sadop}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

4HA8 /ml = 2,01 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$.

d) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** (BAEL99 / Art A.4.2.1) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (M_S et N_S)

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.5 \times 10^2}{1.923} = 26,00 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{26,00 - 0.445 \times 7}{26,00 - 0.185 \times 7} \right)$$

$$A_{\min} = 0.784 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.784 \text{ cm}^2 < A_t = 2,51 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement** : (BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} [\text{MPa}] \quad \text{avec } (\gamma_b = 1.5 \text{ et } V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN})$$

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25, 4 \right\} = \min \{2.5, 4\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification d'adhérence des barres**: (BAEL99/ ArtA 6.1,3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 125,4} = 0,189 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$\tau_{se} = 0.189 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit** : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

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

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.8 \times f_{ij} = 0.8 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 3,78 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.78} = 21,16 \text{ cm.}$$

On prend : $l_s = 25 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)**

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

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = 1.88 \text{ KN.}$$

$$M_s = 0.5 \text{ KN.m.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,50}{1.88} = 0.26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

$$e_s = 26 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc la section est partiellement comprimée.}$$

On doit vérifier:

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

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

$$\sigma_{sc} \leq \overline{\sigma}_{sc}$$

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

σ_{st} : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.314$$

$$\rho = 0.314 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.912 \quad k_1 = 41,82 \}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{0.5 \times 10^3}{0.912 \times 2.51 \times 7} = 31.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 31.20 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{31.20}{41,82} = 0,746 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99 version 2003/Art 6.2.3)

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure à l'action de la main courante Q .

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération, donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage. $A = 0.15$ (Groupe 2; zone IIa)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

$$C_p = 0.8 \text{ (élément en console)}$$

W_p : Poids propre de l'acrotère. $W_p = 1.69 \text{ KN/ml}$

$$\text{Alors: } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.69 = 0.81 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

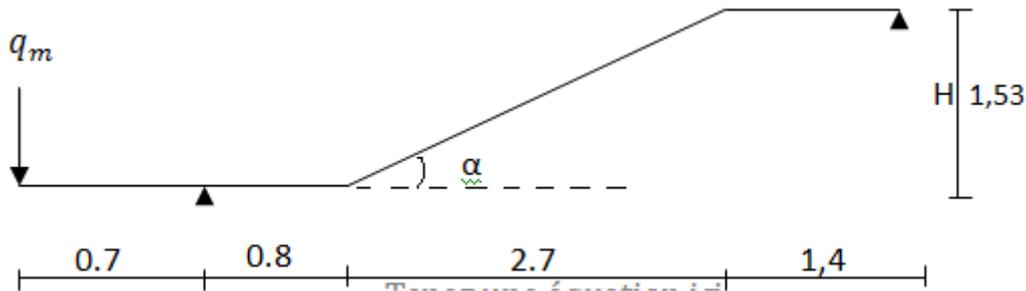
$F_p < Q$ Condition vérifiée.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force séismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

III.3 Escalier :

III.3.1 Pré dimensionnement :

a) Schémas statique :



Avec :

g : giron

h : hauteur de la contre marche

e : épaisseur de la paillasse et du palier

H : hauteur d'une volée

L₁+ L₂ : longueur du palier de départ

L₃ : portée projetée de la paillasse

L₄ : longueur du palier d'arrivée

L₀ : la longueur de la paillasse

L : somme de la longueur de la paillasse et du palie

- Hauteur de la contre marche : 17 cm
- Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches.
- Nombre de marches : $m = (n-1) = (9-1) = 8$ marches
- le giron : $g = \frac{l_3}{m} = \frac{270}{8} = 30$ cm $\Rightarrow g = 30$ cm.

b) Vérification de la loi de BLANDEL

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

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

a) Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L : \text{ la portée de l'escalier.}$$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{270} = 0,566 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 29,53^\circ \quad \longrightarrow \quad \cos \alpha = 0,870$$

$$\cos \alpha = \frac{L_3}{L_0} \quad \longrightarrow \quad L_0 = \frac{L_3}{\cos \alpha} = \frac{270}{0,870} = 310,33 \text{ cm}$$

$$L = 310,33 + 140 = 450,33 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \longrightarrow \quad \frac{450,33}{30} \leq e_p \leq \frac{450,33}{20} \quad \longrightarrow \quad 15,01 \text{ cm} \leq e_p \leq 22,51 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de **ep = 17 cm** pour la paillasse et le palier.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1m d'embranchement.

a) Charges permanentes :

a-1) Palier :

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.03	0.54
04	Palier	25	0.20	5,00
05	Enduit de ciment	22	0.015	0.33
Σ				G _T = 6,67

a-2) paillasse :

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.03	0.54
04	Marches	25	0.17/2	2.125
05	Paillasse	25	0.20	5.00
06	Enduit ciment	22	0.015	0.33
Σ				8.84

b) Charges d'exploitations:

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge de mur extérieur : $F=G (H- e) \times 1\text{m}=2.44 (3.06-0.20)=7.00 \text{ KN/ml}$

Avec : G : poids volumique de mur extérieur.

H : hauteur d'étage.

e : épaisseur du palier.

c) Combinaison de charges:➤ **à L'ELU :**

Palier : $q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 6.67 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.75 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_{2u} = (1.35 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 8.84 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.70 \text{ KN/ml}$.

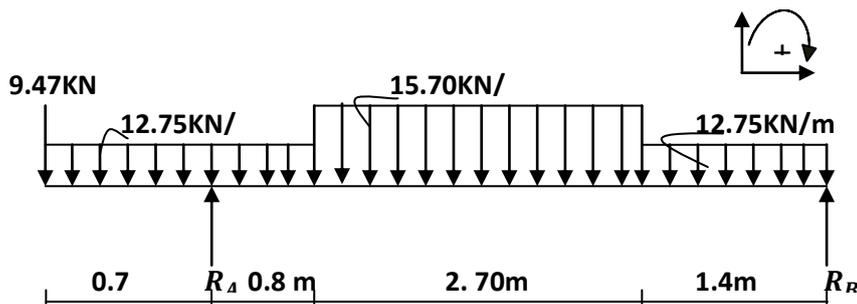
$q_{mu} = 1.35q = 1.35 \times 7.00 = 9.47 \text{ KN/ml}$.

➤ **à L'ELS :**

Palier : $q_{1s} = G + Q = 6.67 + 2.5 = 9.17 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_{2s} = G + Q = 8.84 + 2.5 = 11.35 \text{ KN/ml}$.

$q_{ms} = 7.00 \text{ KN/ml}$

III.3.3 Calcul des efforts internes à l'ELU :❖ **Les réaction d'appuis :**

$$\sum M/A=0 \leftrightarrow -9.47 \times 0.70 - 12.75 \times \frac{0.70^2}{2} + 12.75 \times \frac{0.80^2}{2} + 15.70 \times 2.70 \times 2.15 + 12.75 \times 1.4 \times 4.20$$

$$-4.90R_B=0.$$

$$R_B = \frac{160.4}{4.9} = 32.75 \text{ KN}.$$

$$\sum M/B=0 \leftrightarrow R_A=56.09\text{KN.}$$

❖ **Vérification :**

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow R_A+R_B=q_{mu}+1.50 q_{1u}+2.70q_{2u}+1.4q_{1u}$$

$$R_A+R_B=9.47+1.50\times 12.75+2.70\times 15.70+1.40\times 12.75=88.835\text{ KN}$$

$$R_A+R_B=76.43\text{KN} \leftrightarrow 32.75+56.09=88.84 \longrightarrow \text{ok.}$$

❖ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.7\text{m}$**

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 9.47 + 12.75x$$

$$T(x) = -9.47 - 12.75x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -9.47\text{KN} \\ T(0.7) = -18.39\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\sum M/G=0 \leftrightarrow M_z(x) + 9.47(x) + 12.75 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M_z(x) = -6.37(x)^2 - 9.47(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(0.7) = -9.75\text{ KNm.} \end{array} \right.$$

➤ **2^{eme} tronçon : $0.7\text{m} \leq x \leq 1.5\text{m}$.**

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 9.47 + 12.75 \times 0.7 - 56.09$$

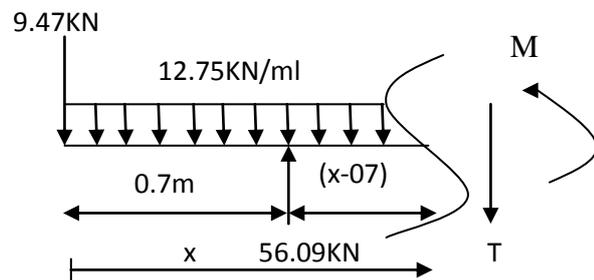
$$+ 12.75(x - 0.7)$$

$$T(x) = -12.75(x) + 46.62$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0.7) = 37.695\text{ KN} \\ T(1.5) = 27.495\text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\sum M_z(x)/G=0 \leftrightarrow M_z(x) + 9.47x + 12.75 \times 0.7(x - 0.35) + 12.75 \left(\frac{(x-0.7)^2}{2} \right)$$

$$-56.09(x - 0.7) = 0$$



$$M_z(x) = -6.375(x - 0.7)^2 + 37.69(x) - 36.11$$

$$\begin{cases} M_z(0.7) = -9.727 \text{KNm.} \\ sM_z(1.5) = 16.345 \text{KNm.} \end{cases}$$

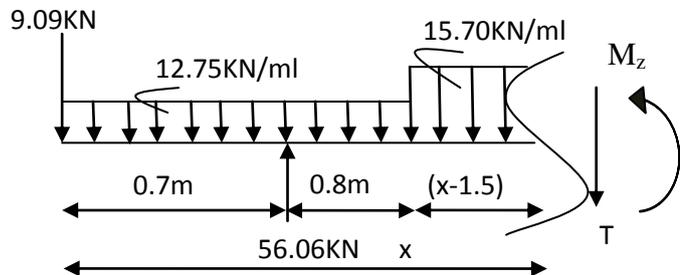
➤ **3^{ème} tronçon** : $1.5 \text{m} \leq x \leq 4.2 \text{m}$

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow T(x) + 9.47 + 12.75 \times 1.5$$

$$+ 15.70 \times (x - 1.5) - 56.09 = 0$$

$$T(x) = -15.70(x) + 51.04$$

$$\begin{cases} T(1.5) = 27.49 \text{KN} \\ T(4.2) = -14.9 \text{KN} \end{cases}$$



$$\sum M / G = 0 \leftrightarrow M_z(x) + 9.47x + 12.75 \times 1.5(x - 0.75) + 15.70 \frac{(x - 1.5)^2}{2} - 56.09(x - 0.7) = 0$$

$$M_z(x) = -7.85(x - 1.5)^2 + 27.49(x) - 24.91$$

$$\begin{cases} M_z(1.5) = 16.32 \text{KNm.} \\ M_z(4.2) = 33.32 \text{KNm.} \end{cases}$$

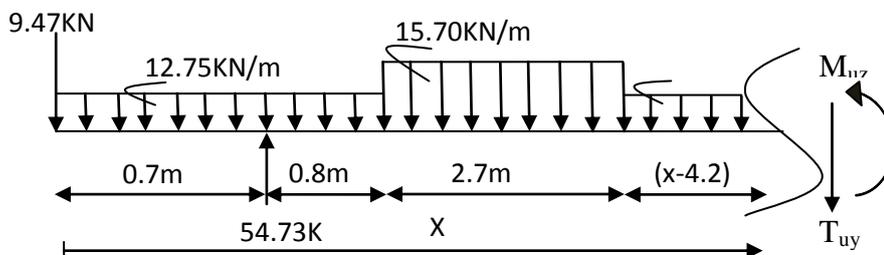
Le moment max à l'état limite ultime :

$$T(x) = -15.70(x) + 51.04 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 3.25 \text{m.}$$

$$M_{zu}^{max}(x) = M_z(3.25) = -7.85(x - 1.5)^2 + 27.24(x) - 24.91$$

$$M_{zu}^{max}(2.95) = 39.57 \text{KNm.}$$

➤ **4^{ème} tronçon** : $4.2 \text{m} \leq x \leq 5.6 \text{m}$.



$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow T(x) + 9.47 + 12.75 \times 1.5$$

$$- 56.09 + 15.70 \times 2.7 + 12.75(x - 4.2) = 0$$

$$T(x) = -12.75(x) + 38.65$$

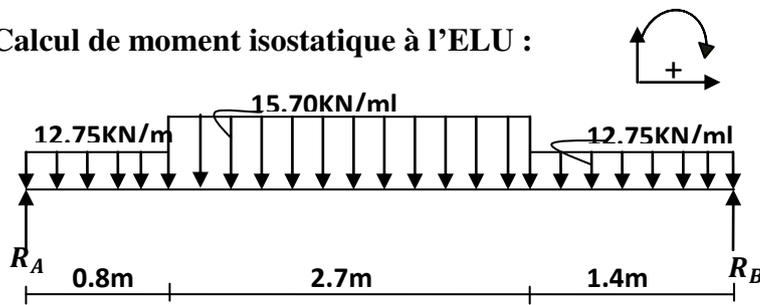
$$\begin{cases} T(4.2) = -14.9 \text{ KN} \\ T(5.6) = -32.75 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \sum M_z(x) /_G=0 \leftrightarrow M_z(x) + 9.47(x) + 12.75 \times 1.5(x - 0.75) + 15.70 \times 2.7(x - 2.85) \\ + 12.75 \left(\frac{(x-4.2)^2}{2} \right) - 56.09(x - 0.7) = 0 \end{aligned}$$

$$M_z(x) = -6.37(x - 4.2)^2 - 14.89(x) + 95.88$$

$$\begin{cases} M_z(4.2) = 33.34 \text{ KNm} \\ M_z(5.6) = 0 \end{cases}$$

III.3.4. Calcul de moment isostatique à l'ELU :



➤ Les réaction d'appuis :

$$\sum M/A=0 \leftrightarrow 12.75 \times \frac{0.8^2}{2} + 15.70 \times 2.7 \times 2.15 + 12.75 \times 1.4 \times 4.2 - 4.9 R_B = 0$$

$$R_B = \frac{170.177}{4.9} = 34.73 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \leftrightarrow -12.75 \times 0.8 \times 4.5 - 15.70 \times 2.7 \times 2.75 - 12.75 \frac{1.4^2}{2} + 4.9 R_A = 0$$

$$R_A = \frac{174.96}{4.9} = 35.70 \text{ KN}$$

➤ Vérification :

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow R_A + R_B = 0.8q_{1u} + 2.7q_{2u} + 1.4q_{1u}$$

$$R_A + R_B = 12.75 \times 0.8 + 15.70 \times 2.7 + 12.75 \times 1.4 = 70.4 \text{ KN}$$

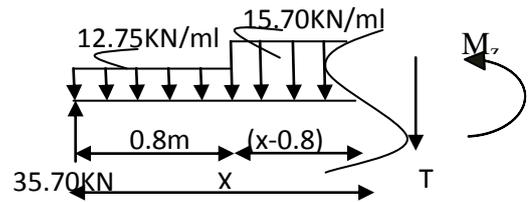
$$R_A + R_B = 70.4 \text{ KN} \leftrightarrow 35.70 + 34.73 = 70.4 \text{ KN ok.}$$

➤ **Calcul le moment max isostatique :**

Tronçon $0.8\text{m} \leq x \leq 3.5\text{m}$.

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 12.75 \times 0.8 + 15.7(x - 0.8) - 35.70 = 0$$

$$T(x) = -15.7(x) + 38.06$$



$$\begin{cases} T(0.8) = 25.5 \text{ kN} \\ T(3.5) = -16.89 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sum M_z(x) / G = 0 \leftrightarrow M_z(x) - 35.7(x) + 12.75 \times 0.8 \left(x - \frac{0.8}{2}\right) + 15.70 \left(\frac{(x-0.8)^2}{2}\right) = 0$$

$$M_z(x) = -7.85(x - 0.8)^2 + 25.5(x) + 4.08$$

$$\begin{cases} M_z(0.8) = 24.48 \text{ kNm} \\ M_z(3.5) = 36.10 \text{ kNm} \end{cases}$$

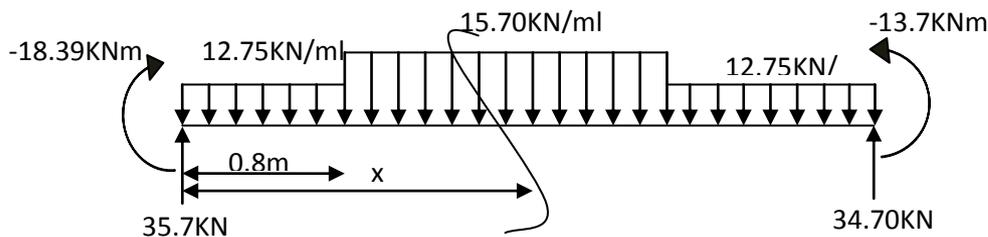
$$T(x) = -15.70(x) + 38.06 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 2.42 \text{ m}$$

$$M_0(x) = M_z(2.42) = -7.85(2.4 - 0.8)^2 + 25.5(2.42) + 4.08 = 45.69 \text{ kNm}$$

Le moment réel en appui B est égal à (-0.3) du moment isostatique.

$$M_B = -0.3M_0(x) = -0.3 \times 45.69 = -13.70 \text{ kNm}$$

➤ **Le moment max réel en travée:**



Tronçon : $0.8\text{m} \leq x \leq 3.5\text{m}$

$$T(x) - 35.7 + 12.75 \times 0.8 + 15.7(x - 0.8) = 0$$

$$T(x) = -15.70(x) + 38.06$$

$$T(0.8) = 25.5 \text{ kN}$$

$$T(3.5) = -16.89 \text{ kN}$$

$$M(x) - 35.7(x) + 12.75 \times 0.8 \times (x - \frac{0.8}{2}) + 15.70(\frac{(x-0.8)^2}{2}) + 18.39 = 0.$$

$$M(x) = -7.85(x - 0.8)^2 + 25.5(x) - 14.31$$

$$M(0.8) = 6.09 \text{ KNm}$$

$$M(3.5) = 17.71 \text{ KNm}$$

$$T(x) = \theta_{(x)} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = (-18.39(x) + 38.06) + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -15.7(x) + 38.06 + \frac{(-13.7) - (-18.39)}{4.9}$$

$$T(x) = -15.7(x) + 38.06 + 0.95 = -15.7(x) + 39.01 = 0 \longrightarrow x = 2.4 \text{ m}$$

$$M_{(x)}^{tmax} = \mu_{(x)} + M_A \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B \frac{x}{l}$$

$$= -7.85(2.4 - 0.8)^2 + 25.5(2.4) - 14.31 - 18.39\left(1 - \frac{2.4}{4.9}\right) - 13.7\left(\frac{2.46}{4.9}\right)$$

$$= 11.35 \text{ KNm}$$

Pour x=3.5m.

$$M_{(3.5)}^t = \mu_{(3.5)} + M_A \left(1 - \frac{3.5}{l}\right) + M_B \frac{3.5}{l}$$

$$M_{(3.5)}^t = -7.85(3.5 - 0.8)^2 + 25.5(3.5) - 14.31 - 18.39\left(1 - \frac{3.5}{4.9}\right) - 13.7\left(\frac{3.5}{4.9}\right)$$

$$M_{(3.5)}^t = 2.67 \text{ KNm.}$$

Pour x=0.8m.

$$M_{(0.8)}^t = \mu_{(0.8)} + M_A \left(1 - \frac{0.8}{l}\right) + M_B \frac{0.8}{l}$$

$$M_{(0.46)}^t = -7.85(0.8 - 0.8)^2 + 25.5(0.8) - 14.31 - 18.39\left(1 - \frac{0.8}{4.9}\right) - 13.7\left(\frac{0.8}{4.9}\right)$$

$$M_{(0.46)}^t = -11.52 \text{ KNm.}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELU :

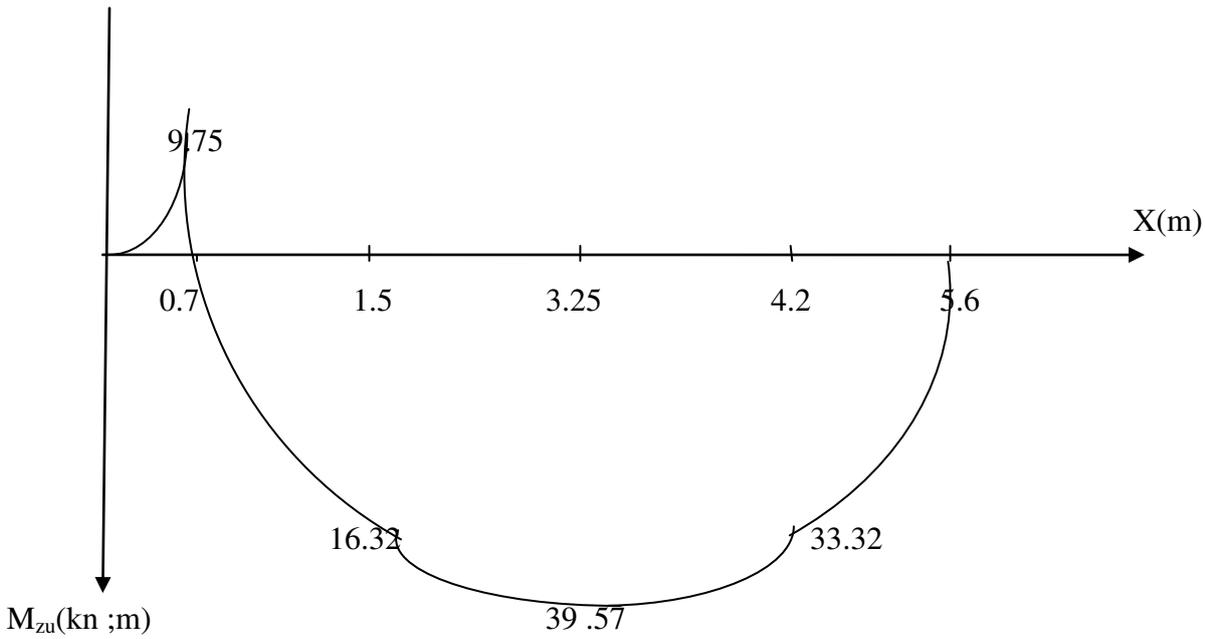
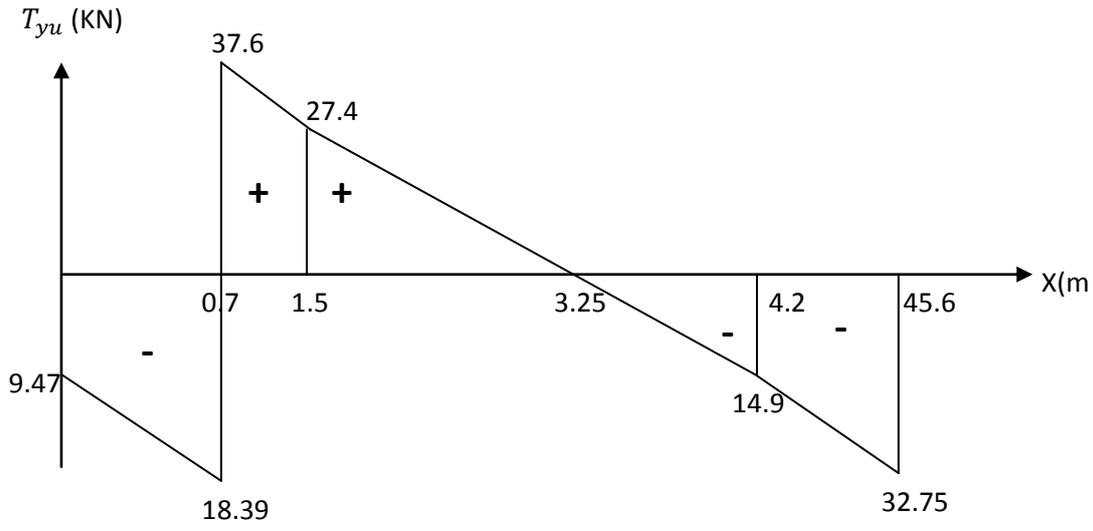


Diagramme de moment à l'ELU

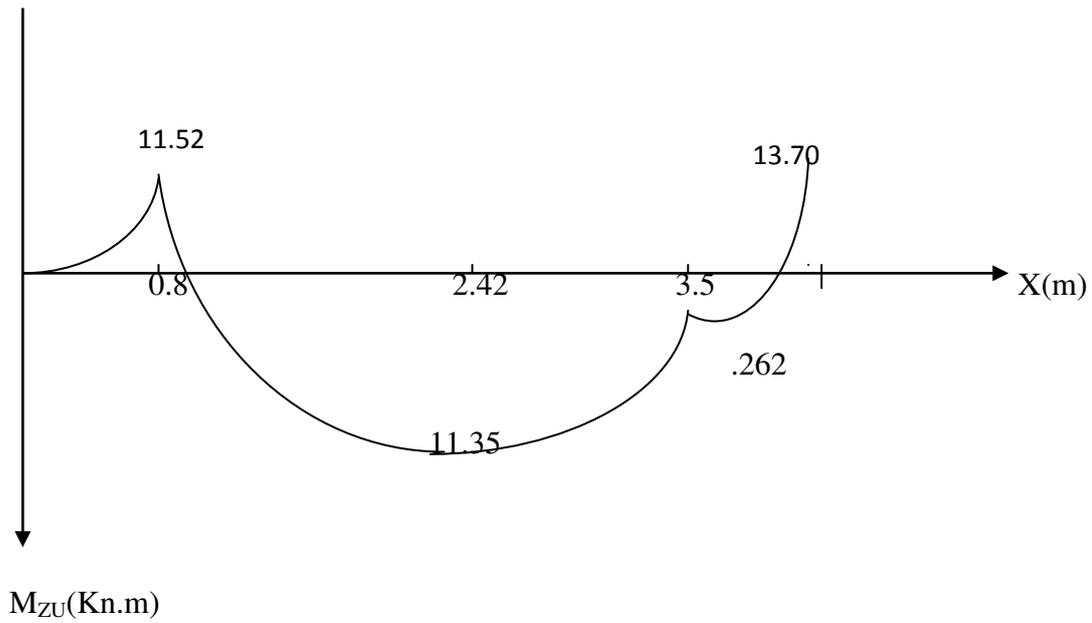
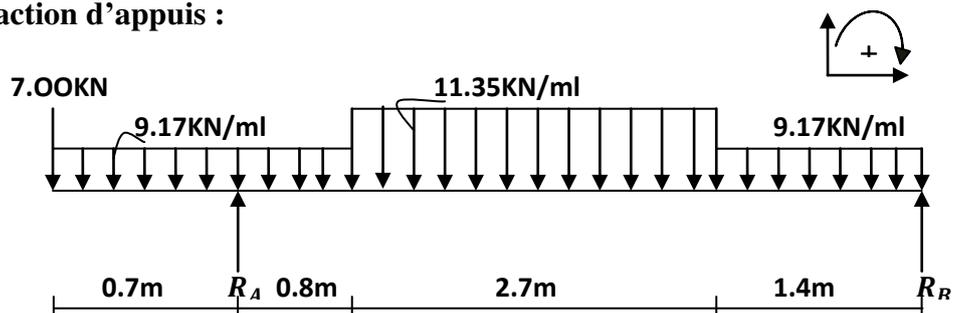


Diagramme de moment max réel en travée

III.3.5. Calcul des efforts internes à l'ELS :

➤ les réaction d'appuis :



$$\sum M/A=0 \leftrightarrow -7 \times 0.7 - 9.17 \times \frac{0.7^2}{2} + 9.17 \times \frac{0.8^2}{2} + 11.35 \times 2.15 \times 2.7 + 9.17 \times 1.4 \times 4.2$$

$$-4.9 R_B = 0$$

$$R_B = \frac{115.58}{4.9} = 23.58 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \leftrightarrow R_A = 40.64 \text{ KN.}$$

➤ Vérification :

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow R_A + R_B = q_{mu} + 1.31q_{1u} + 2.44q_{2u} + 0.77q_{1u}$$

$$R_A + R_B = 9.17 + 9.17 \times 1.5 + 11.35 \times 2.7 + 9.17 \times 1.4 = 64.2 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 64.2 \text{ KN} \leftrightarrow 40.64 + 23.58 = 64.2 \text{ KN} \quad \text{ok}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.7\text{m}$

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 7 + 9.17(x)$$

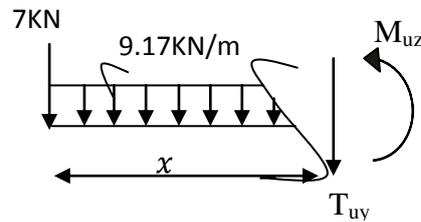
$$T(x) = -9.17x - 7$$

$$\begin{cases} T(0) = -7\text{KN} \\ T(0.7) = -13.41\text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M/G=0 \leftrightarrow M_z(x) + 7x + 9.17 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M_z(x) = -4.58(x)^2 - 7(x).$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0.7) = -7.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2^{eme} tronçon : $0.7\text{m} \leq x \leq 1.5\text{m}$.

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 7 + 9.17 \times 0.7 + 9.17(x - 0.7)$$

$$-40.64 = 0$$

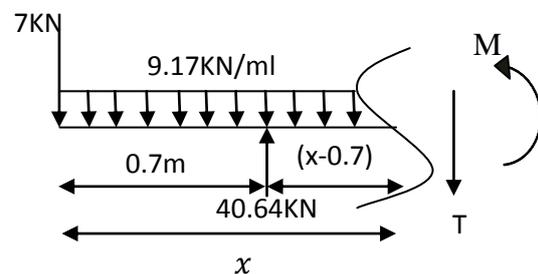
$$T(x) = -9.17(x) + 33.64$$

$$\begin{cases} T(0.7) = 27.22 \text{ KN} \\ T(1.5) = 19.88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_z(x) /G=0 \leftrightarrow M_z(x) + 7(x) - 40.64(x - 0.7) + 9.17 \times 0.7(x - 0.35) + 9.17 \left(\frac{(x - 0.7)^2}{2} \right) = 0$$

$$M_z(x) = -4.58(x - 0.7)^2 + 27.22(x) - 26.20$$

$$\begin{cases} M_z(0.7) = -7.14 \text{ KNm} \\ M_z(1.5) = 11.70 \text{ KNm} \end{cases}$$



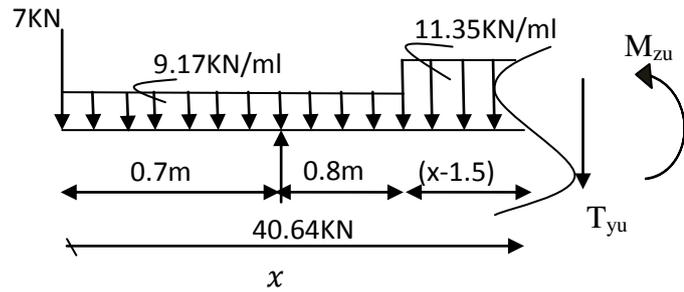
3^{ème} tronçon : $1.5\text{m} \leq x \leq 4.2\text{m}$

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 7 + 9.17 \times 1.5$$

$$+ 11.35 \times (x - 1.5) - 40.64 = 0$$

$$T(x) = -11.35(x) + 36.91$$

$$\begin{cases} T(1.5) = 19.88\text{KN} \\ T(4.2) = -10.76\text{KN} \end{cases}$$



$$\sum M/G=0 \leftrightarrow M_z(x) + 7x + 9.17 \times 1.5(x - 0.75) + 11.35 \frac{(x - 1.5)^2}{2} - 40.64(x - 0.7) = 0$$

$$M_z(x) = -5.675(x - 1.5)^2 + 19.88(x) - 18.12$$

$$\begin{cases} M_z(1.5) = 11.70\text{KNm} \\ M_z(4.2) = 24\text{KNm} \end{cases}$$

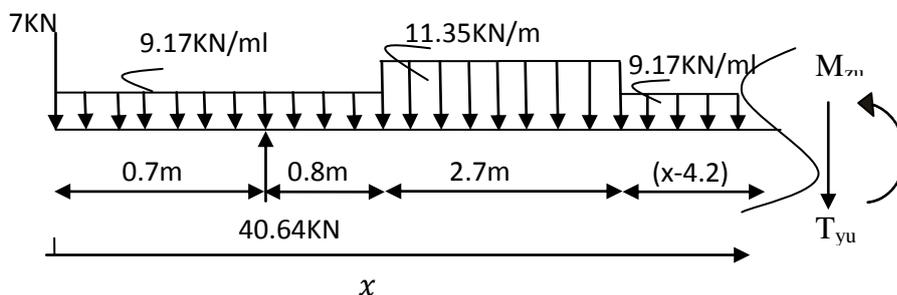
Le moment max à l'état limite de service est de 14.82 kN.m à une distance $x = 3.18\text{m}$

$$T(x) = -11.35(x) + 36.91 = 0 \longrightarrow x = 3.25\text{m}$$

$$M_z(3.25) = -5.675(x - 1.5)^2 + 19.435(x) - 17.79$$

$$M_z(3.25) = 27.25\text{KNm}$$

4^{ème} tronçon : $4.2\text{m} \leq x \leq 5.6\text{m}$.



$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 7 + 9.17 \times 1.5 - 40.64 + 11.35 \times 2.7 + 9.17(x - 4.2) = 0$$

$$T(x) = -9.17(x) + 27.75$$

$$\begin{cases} T(4.2) = -10.76 \text{ KN} \\ T(5.6) = -23.60 \text{ KN} \end{cases}$$

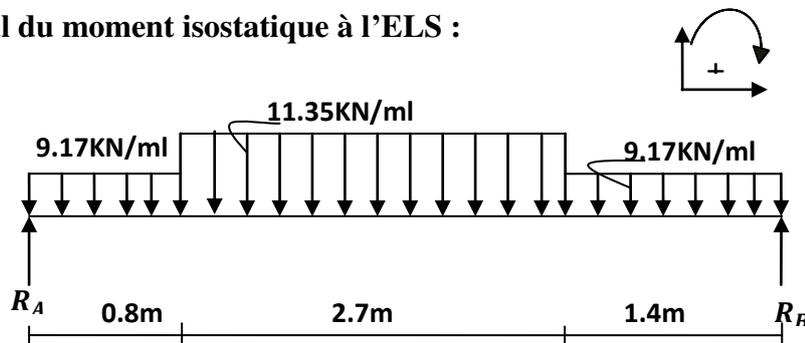
$$\sum M_z(x) /_G=0 \leftrightarrow M_z(x) + 7x + 9.17 \times 1.5(x - 0.75) + 11.35 \times 2.7(x - 2.85)$$

$$+ 9.17 \left(\frac{(x-4.2)^2}{2} \right) - 40.64(x-0.7) = 0$$

$$M_z(x) = -4.55(x-4.2)^2 - 10.76(x) + 69.2$$

$$\begin{cases} M_z(4.2) = 24. \text{ KNm.} \\ M_z(5.6) = 0 \end{cases}$$

III.3.6. Calcul du moment isostatique à l'ELS :



➤ Les réaction d'appuis :

$$\sum M/A=0 \leftrightarrow 9.17 \times \frac{0.8^2}{2} + 11.35 \times 2.7 \times 2.15 + 9.17 \times 1.4 \times 4.2 - 4.9 R_B = 0$$

$$R_B = \frac{122.72}{4.9} = 25.04 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \leftrightarrow -9.17 \times 0.8 \times 4.5 - 11.35 \times 2.7 \times 2.75 - 9.17 \times \frac{1.4^2}{2} + 4.9 R_A = 0$$

$$R_A = \frac{126.26}{4.9} = 25.76 \text{ KN}$$

➤ Vérification :

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow R_A + R_B = 0.8q_{1u} + 2.7q_{2u} + 1.4q_{1u}$$

$$R_A + R_B = 9.17 \times 0.8 + 11.35 \times 2.7 + 9.17 \times 1.4 = 50.8 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 50.8 \text{ KN} \leftrightarrow 25.96 + 25.04 = 50.8 \text{ ok.}$$

➤ **Calcul le moment max isostatique :**

Tronçon $0.8m \leq x \leq 3.5m$.

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 9.17 \times 0.8 + 11.35(x-0.8) - 25.96 = 0$$

$$T(x) = -11.35(x) + 27.70$$

$$\begin{cases} T(0.8) = 27.7 \text{ KN} \\ T(3.5) = -12.02 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_z(x) / G = 0 \leftrightarrow M_z(x) - 25.96(x) + 9.17 \times 0.8(x - \frac{0.8}{2}) + 11.35 \left(\frac{(x-0.8)^2}{2} \right) = 0$$

$$M_z(x) = -5.675(x-0.8)^2 + 18.68(x) + 2.9$$

$$\begin{cases} M_z(0.8) = 17.84 \text{ KNm} \\ M_z(3.5) = 11.94 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$T(x) = -11.35(x) + 27.70 = 0 \quad x = 2.44m.$$

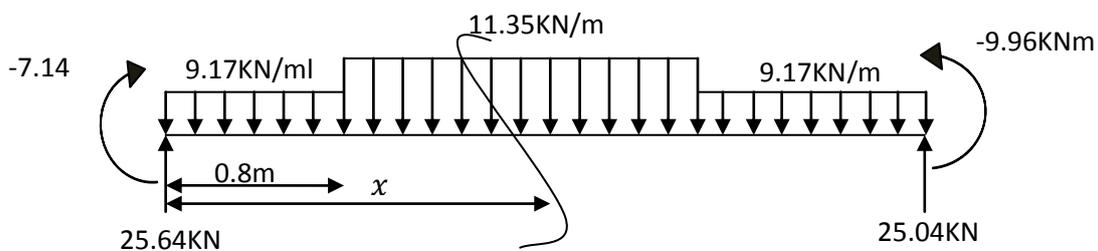
$$M_0(x) = M_z(2.44) = -5.675(2.44-0.8)^2 + 18.68(2.44) + 2.9$$

$$M_0(x) = 33.21 \text{ KNm}$$

Le moment réel en appui B est égal à (-0.3) du moment isostatique.

$$M_B = -0.3M_0(x) = -0.3(33.21) = -9.96 \text{ KNm}.$$

➤ **Le moment max réel en travée:**



Tronçon : $0.8m \leq x \leq 3.5m$

$$T(x) - 25.64 + 9.17 \times 0.8 + 11.35(x - 0.8) = 0$$

$$T(x) = -11.35(x) + 27.38$$

$$\begin{cases} T(0.8) = 18.3 \text{ KN} \\ T(3.5) = -12.34 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) - 25.64(x) + 9.17 \times 0.8 \times (x - \frac{0.8}{2}) + 11.35 \frac{(x - 0.46)^2}{2} + 7.14 = 0.$$

$$M(x) = -5.675(x - 0.8)^2 + 18.30(x) - 4.20$$

$$\begin{cases} M(0.8) = 10.44 \text{ KNm} \\ M(3.5) = 18.40 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$T(x) = \theta_{(x)} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -11.35(x) + 27.38 + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$= -11.35(x) + 27.38 + \frac{(-7.14) - (-9.96)}{4.9}$$

$$T(x) = -11.35(x) + 27.38 + 0.57 = -11.35(x) + 27.95 = 0 \longrightarrow x = 2.46 \text{ m}$$

$$M_{(x)}^{tmax} = \mu_{(x)} + M_A \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B \frac{x}{l}$$

$$= -5.675(2.46 - 0.8)^2 + 18.30(2.46) - 4.20 - 7.14 \left(1 - \frac{2.46}{4.9}\right) - 9.96 \frac{2.46}{4.9}$$

$$= 16.63 \text{ KNm}.$$

$$M_{(x)}^{tmax} = 16.63 \text{ KNm}.$$

Pour $x = 3.5 \text{ m}$

$$M_{(3.5)}^t = \mu_{(3.5)} + M_A \left(1 - \frac{3.5}{l}\right) + M_B \frac{3.5}{l}$$

$$= -5.675(3.5 - 0.8)^2 + 18.30(3.5) - 4.20 - 7.14 \left(1 - \frac{3.5}{4.9}\right) - 9.96 \frac{3.5}{4.9}$$

$$= 9.33 \text{ KN}$$

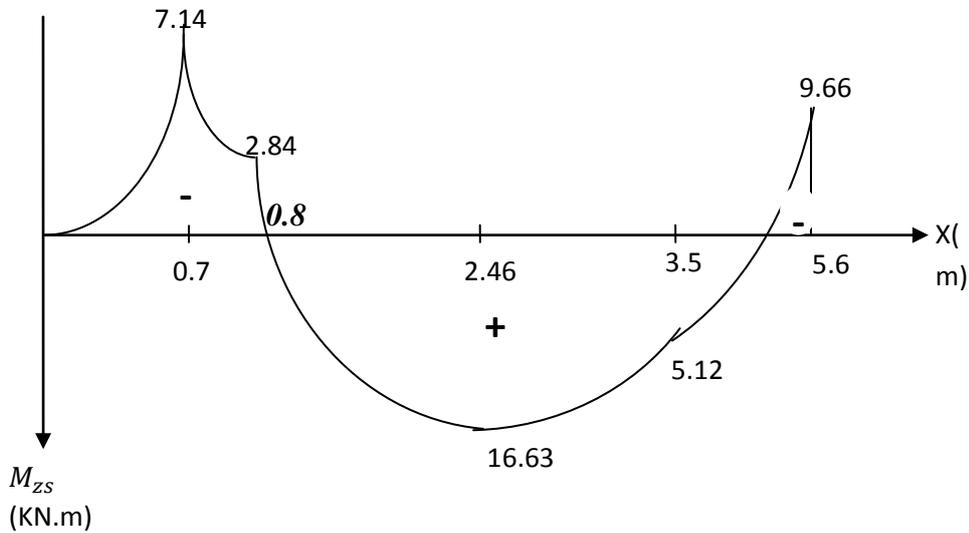
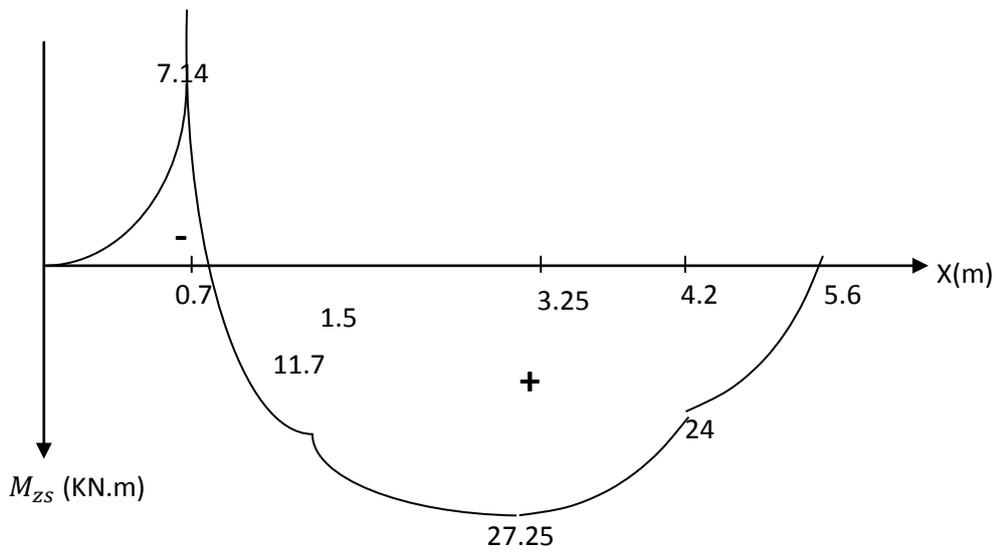
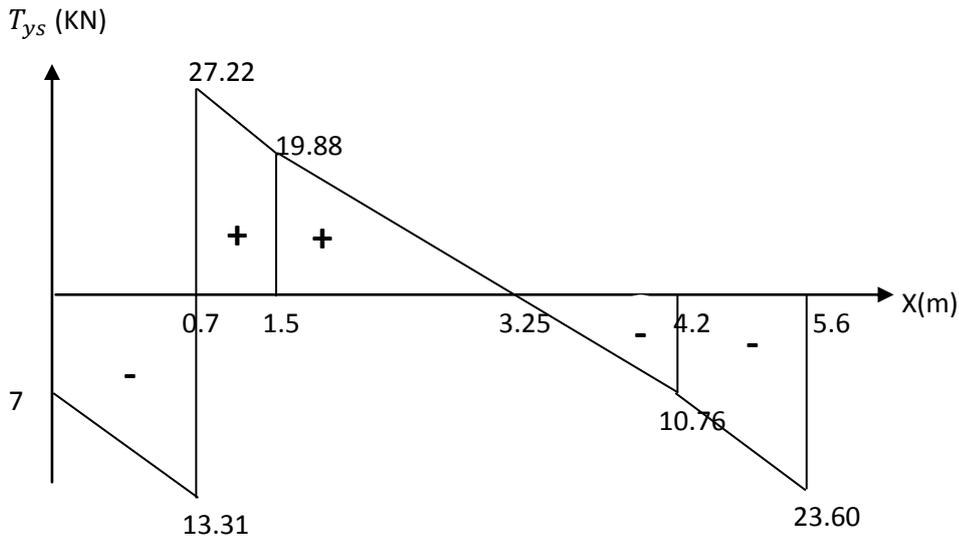
$$M_{(3.5)}^t = 11.94 - 2.43 - 4.39 = 5.12 \text{ KNm}.$$

Pour $x=0.8m$

$$M_{(0.8)}^t = \mu_{(0.8)} + M_A \left(1 - \frac{0.8}{l}\right) + M_B \frac{0.8}{l}$$
$$= -5.675(0.8-0.8)^2 + 18.30(0.8) - 4.20 - 7.14 \left(1 - \frac{0.8}{4.9}\right) - 9.96 \frac{0.8}{4.9}$$

$$M_{(0.8)}^t = -2.84 \text{ KNm}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELS:



III.3.7 Calcul des armatures :

III.3.7 .1. A l'ELU :

a) **Armatures principales :** Le calcul se fera en réflexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent

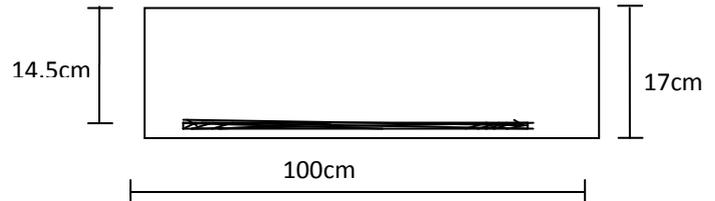
$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 14.5 \text{ cm.}$$

$$h = 17 \text{ cm} \quad c = 2.5 \text{ cm}$$

Aux Appuis :

- **En appui A :**

$$M_{ua} = 11.52 \text{ KN.m}$$



$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.52 \times 10^3}{100 \times (14.5)^2 \times 14.2} = 0.0326 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0326 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{ua} = \frac{M_{au}}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.75 \times 10^3}{0.984 \times 14.5 \times 348} = 1.96 \text{ cm}^2.$$

On opte pour $4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **En appui B :**

$$M_{ub} = 13.7 \text{ KNm.}$$

$$\mu = \frac{M_{bu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.7 \times 10^3}{100 \times (14.5)^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.046 \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_{ub} = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.7 \times 10^3}{0.976 \times 14.5 \times 348} = 2.78 \text{ cm}^2.$$

On opte pour $4\emptyset 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

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

- **En travée :**

$$M_{ut} = 11.35 \text{ KNm.}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.35 \times 10^3}{100 \times (14.5)^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{ua} = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_s} = \frac{11.35 \times 10^3}{0.981 \times 14.5 \times 348} = 2.29 \text{ cm}^2.$$

On opte pour $6\emptyset 10 = 4.71 \text{ cm}^2$

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

b) Armatures de répartition :

- **En appui A :**

$$A_{rua} = \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour $4 \emptyset 8 = 3.14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **En appui B :**

$$A_{rub} = \frac{A_b}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On opte pour $4 \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **En travée :**

$$A_{rut} = \frac{A_t}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

On opte pour $4 \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.3.8. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 14.5 \times 2.1}{400} = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Nous avons : } A_A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.75 \text{ cm}^2 \\ A_B = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.75 \text{ cm}^2 \\ A_t = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.75 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

b) Espacement des barres:

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

• **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min\{2h; 25\text{cm}\} \quad (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min = \{34 ; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ appui A: } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.} \\ * \text{ appui B : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.} \\ * \text{ travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

• **Armatures de répartition:**

$$S_t \leq \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \{51; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ appui A: } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.} \\ * \text{ appui B: } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.} \\ * \text{ travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 99. Art 5.1 ,211) :

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \overline{\tau_u} = \min (0.13 f_{t28} ; 5) \text{ (MPa)}$$

$$\overline{\tau_u} = (3.25 ; 5) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{37.6 \times 10}{100 \times 14.5} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} 3.25 \text{ MPa.}$$

d) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres:

On doit vérifier d'après le (BAEL 99. Art A.6.1.3)

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

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

Avec :

- τ_{se} : Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres.
- V_u : effort tranchant = 37.6 KN
- $\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 8 = 100.48 \text{ mm.}$
- $\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 d \sum u_i} = \frac{37.6 \times 10^3}{0.9(145) \times 100.48} = 2.86 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \tau_{se} = 2.86 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres dans les appuis : (BAEL 99 Art 6.1.23)

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

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \overline{\tau_{su}}} = \frac{1 \times 400}{4(2.835)} = 35.27 \text{ cm.}$$

On prend $l_s = 40 \text{ cm.}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de poteau à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$l_c = 0.4 \times l_s \text{ (art A.6.1.253).}$$

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

f) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{37.6 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0.259 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.259 \text{MPa} \quad \overline{\tau_u} = 1.167 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99Art AS .1.313)

•Influence sur le béton

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267abf_{c28}$$

Avec :

a : désigne la longueur d'appuis égale $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 (145) = 130.5 \text{mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 130.5 \times 1000 \times 25 = 865080 \text{N}$$

D'où: $V_u^{\max} = 37.6 \text{ KN} \leq 865.08 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

a) Influence sur les aciers(formulaire BA page 268) Influence sur les aciers (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{V_u + M_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(37.6 \times 10^3 - \frac{9.15 \times 10^3 \times 10^3}{130.5} \right)$$

$$A_a \geq -93.48 \text{mm}^2 = -0.9348 \text{m}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{cm}^2 > -0.93 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

III.3.9. Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

➤ Aux appuis :

Appui A :

- Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{Au}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 14.5} = 0.138$$

$$\rho_1 = 0.138 \rightarrow \{\beta_1 = 0.939, K_1 = 66.97\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_S = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{7.14 \times 10^3}{0.939 \times 2.01 \times 14.5} = 260.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{260.89}{66.97} = 3.89 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_S \leq \overline{\sigma}_S$

$$\sigma_S = 260.89 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_S = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

260.89 MPa < 348 MPa → condition vérifiée.

Appui B :

- Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{Bu}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 14.5} = 0.216$$

$$\rho_1 = 0.216 \rightarrow \{\beta_1 = 0.925, K_1 = 51.67\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_S = \frac{M_{sb}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{9.66 \times 10^3}{0.925 \times 3.14 \times 14.5} = 299.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{299.37}{51.67} = 4.439 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

$$\sigma_S = 204.79 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_S} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

299.37 MPa < 348 MPa → condition vérifiée.

➤ En travée :

- Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 14.5} = 0.324$$

$$\rho_1 = 0.324 \rightarrow \{\beta_1 = 0.911, K_1 = 41.18\}$$

$$D'où : \sigma_S = \frac{M_{St}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{16.63 \times 10^3}{0.911 \times 4.71 \times 14.5} = 267.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{267.27}{41.18} = 6.49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

$$\sigma_S = 267.27 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_S} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa.}$$

MPa < 348 MPa → condition vérifiée.

b) Vérification à la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 17 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ L : portée libre est égale à 490 cm.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_t : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{17}{490} = 0.034 \\ \frac{h}{L} &< \frac{1}{16} \\ \frac{1}{16} &= 0.0625 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire

➤ Calcul de la flèche:(Art B.6.5,2/BAEL91) :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(9.17; 11.35) = 11.35 \text{ KN/ml}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I: Moment d'inertie de la section homogénéisée, par rapport au centre de gravité

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

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

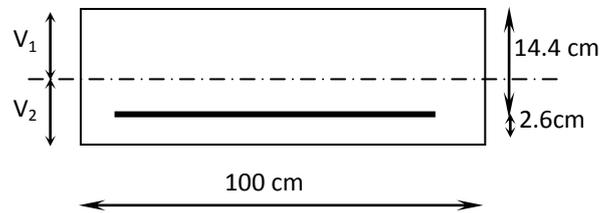


Fig (III.2.10)

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogénéisée.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (17)^2}{2} + (15 \times 4.71 \times 14.5) = 15474.42 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 17) + (15 \times 4.71) = 1770.65 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{15474.42}{1770.65} = 8.74 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 17 - 8.74 = 8.26 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogénéisée :

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((8.74)^3 + (8.26^3)) + 15 \times 4.71 \times (8.26 - 2)^2$$

$$I = 44088.19 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.35 \times 10^3 \times (4.9)^4}{1081886 \times 10^6 \times 44088.19 \times 10^{-8}} = 0.0035 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.9}{500} = 0.0098 \text{ m}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.3 Calcul de la poutre palière:

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire. Elle est semi encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 2.90m (entre nu d'appuis), et sa section est de (b×h).

III.3.1 Pré dimensionnement :

✓ Hauteur

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad L : \text{longueur libre de la poutre entre nus d'appuis}$$

h_t : hauteur de la poutre.

$$19.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 29 \text{ cm}.$$

$$\text{Le RPA exige que } \begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Donc on fixe sa hauteur à 30cm.

✓ La largeur

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

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

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Soit $b = 25 \text{ cm}$

D'où la section de la poutre est de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

✓ Les charges revenant à la poutre

- son poids : $G = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELU) $R_{Au} = 35,70 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELS) $R_{As} = 40,64 \text{ KN/ml}$.
- **Combinaison à considérer**

E L U :

$$q_u = 1,35 G + R_{Au}$$

$$q_u = 1,35 \times (1,87) + 35,7 = 38,23 \text{ KN/ml}$$

E L S :

$$q_s = G + Q = G + R_{As}$$

$$q_s = 1,87 + 40,64 = 42,51 \text{ KN/ml}$$

b. Calcul du ferrailage (ELU):

✓ Réaction d'appuis

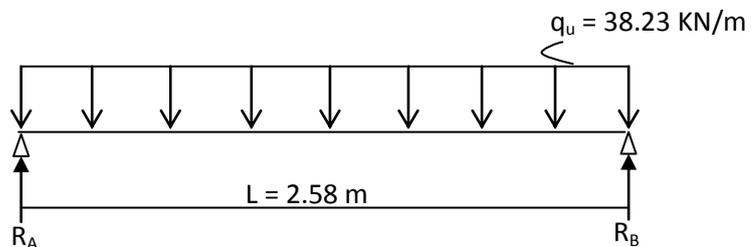


Fig... Schéma statique

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{38,23 \times 2,9}{2} = 55,43 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot \lambda^2}{8} = \frac{38.23 \times 2.9^2}{8} = 40.18 \text{ KN.m.}$$

✓ **Correction des moments**

- **Aux appuis**

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 47.24 = -12.05 \text{ KN.m.}$$

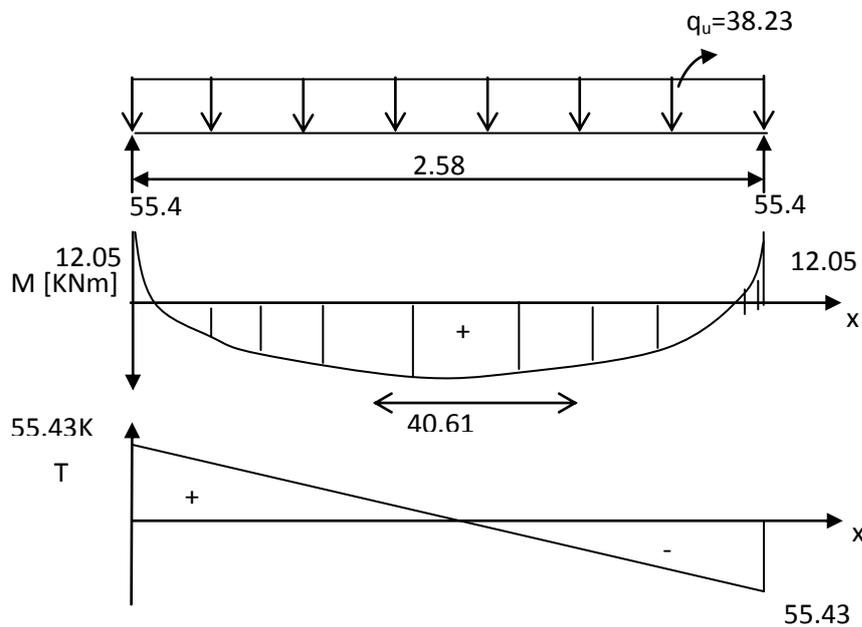
- **En travée**

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 46.78 = 40.61 \text{ KN.m.}$$

✓ **Effort tranchant**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot \lambda}{2} = 55.43 \text{ KN.}$$

✓ **Les diagrammes des moments et efforts tranchants**



d. Calcul des armatures**1. Armatures principales (longitudinal)**✓ **En travée**

$$M_u = 40.61 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{40.61 \times 10^3}{25 \times (27.3)^2 \times 14,2} = 0,153 \pi \quad \mu_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.153 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,917$$

$$A_t = \frac{40.61 \times 10^3}{0.917 \times 27.3 \times 348} = 4.66 \text{ cm}^2$$

On apte pour 3HA14 (A = 4.62 cm²).

✓ **Aux appuis**

$$M_u = - 12.05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.05 \times 10^3}{25 \times (27.4)^2 \times 14,2} = 0,0452 \pi \quad \mu_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_a = 0,0452 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \beta = 0,978$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.05 \times 10^3}{0.9728 \times 27.5 \times 348} = 1.29 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA10 (A = 2.35 cm²).

Vérification**a. Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27.3 \times 2.1}{400} = 0.824 \text{ cm}^2$$

- en travée A_t

$$4.62 \text{ cm}^2 > 0.824 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- aux appuis A_a

$$2.35 \text{ cm}^2 > 0.824 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Σu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times \pi \times 14 = 131.88 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \Sigma u_i} = \frac{55.43 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 131.88} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.698 \text{ MPa} \quad \pi \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

a. Encrage des barres :

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

$$\tau_{se} = 21.698 \text{ MPa} \quad \pi \overline{\tau_{su}} = 2,835 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

d. Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3)

$$l_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 50 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$l_c = 0.4 \times l_s \text{ (art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

$$l_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

e. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 99. Art A.5-1-313)

❖ Influence sur le béton

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2 V_u^{\max}}{b.a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267.a.b.f_{c28}$$

a : désigne la longueur d'appuis égale $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 (275) = 247.5 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 247.5 \times 250 \times 25 = 413015.62 \text{ N}$$

$$V_u^{\max} = 55.43 \text{ KN} \leq 413.015 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ Influence sur l'acier

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0.9d}}{f_e / \gamma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right\}$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(55.43 \times 10^3 - \frac{12.05 \times 10^6}{0.9 \times 275} \right) = 19.38 \text{ mm}^2$$

$$2.35 \text{ cm}^2 \phi 0.19 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

f. Armatures transversales (support du cours Béton Armé I TEC185).

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3.k.f_{tj}}{0.8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3.k.f_{tj}) b \cdot S_t}{0.8 \cdot f_e}$$

Avec :

Cadre droits : $\sin\alpha + \cos\alpha = 1$

$k = 1$ fissuration peu nuisible.

τ_u : Contrainte de cisaillement dans le béton.

g. Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right\} [MPa]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3.33, 5\} = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 55.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{55.43 \times 10^3}{250 \times 275} = 0.80 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ pas de risque de cisaillement.

$$A_t \geq \frac{(0.8 - 0.3 \times 1 \times 2.1) 25 \times 7}{0.8 \times 400} = 0.092 \text{ cm}^2.$$

NB :

La section calculée est négligeable donc on suppose une section d'armature et on calcul l'espaceur qui lui correspond.

On suppose un cadre et un épingle de $\emptyset 8$

h. Calcul de l'espaceur entre cadre :

❖ **La répartition des cadres le long de la poutre :**

Méthode forfaitaire de Caquot :

Cette méthode est applicable sur des poutres de section constante et soumises à des charges uniformément réparties.

On prendra l'espaceur dans la série de Caquot suivante : 7; 8; 9; 10; 13; 16; 20; 25; 35 (cm) dans la demi portée de la poutre.

On choisit l'espaceur : $S_t = 7 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f'_{tj}}{0,8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} f'_{tj} = \min (f'_{tj}; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_t = 4\text{HA6} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b (\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f'_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 1,13}{250(0,8 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} = 640 \text{ mm} = 64 \text{ cm.}$$

Condition complémentaire :

$$S_{tmin} \leq S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \leq \min (245,7 ; 40 \text{ cm})$$

Avec $S_{tmin} = 7 \text{ cm}$.

De la série de Caquot $S_t = 16 \text{ cm}$

$$7 \text{ cm} \leq 16 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \frac{85 \times 400}{250 \times 640} = 0,56 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par : **(BEAL 91 Art A7-2-2)**.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_\lambda ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35} ; 12 ; \frac{250}{10} \right\}$$

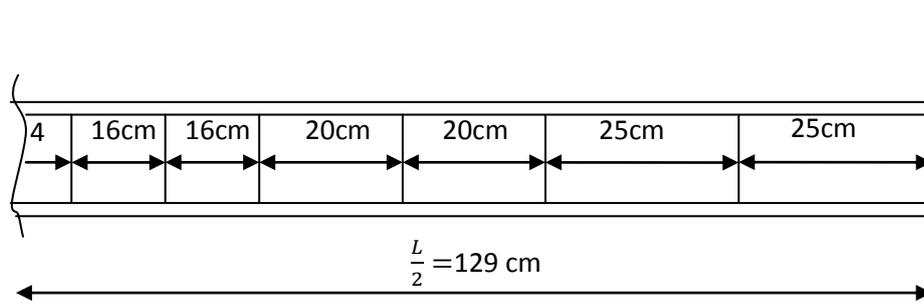
Avec :

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

$$\phi_t \leq \min \{8,57; 12; 25\} = 8,57 \text{ mm.} \quad \longrightarrow \text{HA6} \leq 8,57 \text{ mm Condition vérifiée.}$$

$$n = \frac{L}{2} = 1,3 \text{ on prend } n = 2$$

la répartition des cadres sur la demi portée de la poutre palière :



III.3.2. Calcul à L'ELS :**a) La combinaison d'action :**

$$q_s = G + Q = G + R_{As} = 42.51 \text{ KN/ml.}$$

b) Réaction

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{42.51 \times 2.90}{2} = 61.63 \text{ KN.}$$

c) Les efforts internes :**Effort tranchant :**

$$T_A = - T_B = R_A = 61.63 \text{ KN. /ml.}$$

Moment isostatique :

$$M_{os} = M_{0s} = M_s = \frac{q_s \cdot \lambda^2}{8} = \frac{42.51 \times 2.90^2}{8} = 44.68 \text{ KN.m}$$

❖ aux appuis

$$M_a = - 0,3 \times M_{os} = - 0,3 \times 44.68 = - 13.40 \text{ KN.m}$$

❖ en travée

$$M_t = 0,85 M_{os} = 0,85 \times 44.68 = 37.97 \text{ KN.m}$$

III.3.3 Vérification à l'ELS :**a) Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 99)**

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1}$$

➤ **En travée :**

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 27} = 0.68$$

$$\rho = 0.68 \rightarrow \{\beta_1 = 0.879; k_1 = 26.32\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{37.97 \times 10^3}{0.879 \times 4.62 \times 27.5} = 339.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{339.9}{26.32} = 12.91 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = 339.9 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

339.9 MPa < 348 MPa → condition vérifiée.

➤ **Aux appuis :**

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 27.5} = 0.342$$

$$\rho = 0.342 \rightarrow \{\beta_1 = 0.909, k_1 = 39.95\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{13.40 \times 10^3}{0.909 \times 2.35 \times 27.5} = 228.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{228.1}{39.95} = 5.70 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = 228.1 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

228.10MPa < 348 MPa → Condition vérifiée.

b) État limite d'ouvertures des fissurations :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, alors il est inutile de faire cette vérification.

c) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.2/BAEL99)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 30 cm.
 - $\frac{h}{L} \geq \frac{Ms_t}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 290 cm.
 - $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.
- M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{30}{290} = 0.10 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \quad 0.10 > 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{30}{290} = 0.10 \\ \frac{M_{st}}{10 M_0} = \frac{37.97}{10 \times 44.68} = 0.084 \end{array} \right\} \quad 0.10 > 0.084 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{4.62}{25 \times 27.5} = 0.007 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} \quad 0.007 \leq 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.4 .Les planchers à corps creux:

Le calcul se fera pour le plancher de l'étage courant, constitué en corps creux de 16cm et d'une dalle de compression 4cm reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

III.4.1 Ferrailage de la dalle de compression :

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

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

- ▶ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_{\perp}) :**

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

$L = 65 \text{ cm}$; distance entre axes des poutrelles.

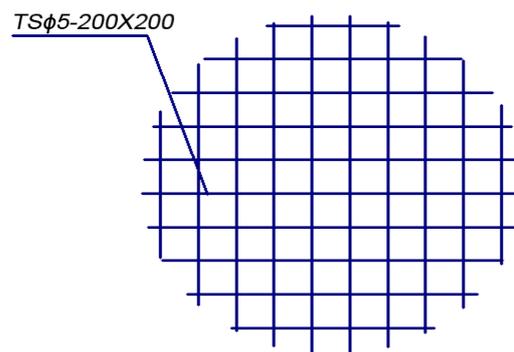
$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\perp} = 6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 20 cm

- ▶ **Armatures parallèles aux poutrelles ($A_{//}$) :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.18}{2} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 20 cm.



III.4.2.calcul de la poutrelle :

- **La largeur de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$\triangleright b_1 \leq \frac{l - b_0}{2}$$

$$\triangleright b_1 \leq \frac{l_1}{10}$$

$$\triangleright b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2}$$

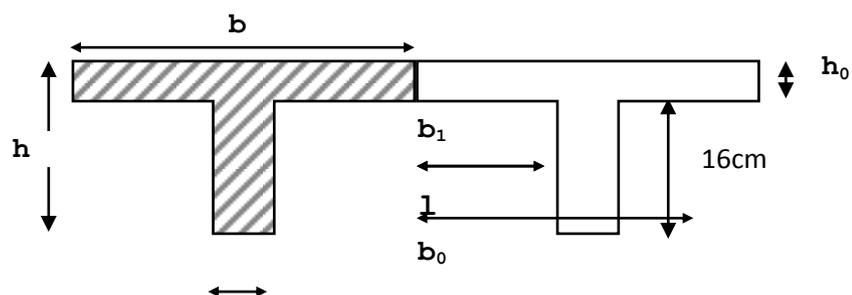


Fig . . Dimension de la poutrelle

Sachant que:

l: distance entre axe des poutrelles.

l₁ : portée de la plus grande travée telle que **l₁** = 3.35m (la travée la plus sollicitée).

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

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

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

h: hauteur totale du plancher.

Donc :

$$(1) b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) b_1 \leq 335 / 10 = 33,5 \text{ cm}$$

$$(3) b_1 \leq (2 / 3)(335/2) = 167,5 \text{ cm}$$

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

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

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

Chargement :

Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

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

III.4.3. Calcul à l'ELU :

a)- Combinaison de charges :

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

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,50 (1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

b)- Ferrailage à l'ELU :

• **Le moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,7)^2}{8} = 4,27 \text{ KN.ml}$$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 3,7}{2} = 4,62 \text{ KN}$$

Calcul de la section d'armature:

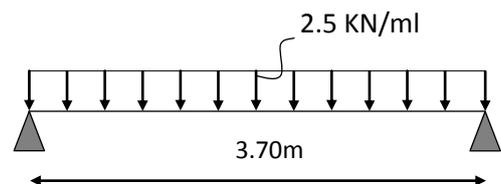


Figure III.1.2 : Poutre

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

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

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.27 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6.26 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étriers pour soulager la poutrelle pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (Asc) ne soient pas nécessaires.

- **Calcul de la distance entre étais :**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 0.12 \times (0.02)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.26 \text{ KN.m}$$

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_1}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.26}{2.5}} = 0.832 \text{ m}$$

On prend $l = 1 \text{ m}$ entre étais.

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

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en Té, avec une inertie constant, reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie.

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

Les charges supportées par la poutrelle :

- Charges d'exploitations $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}$
- Charges permanentes $G = 5.90 \times 0.65 = 3.835 \text{ KN/m}$

G : charge permanente de l'étage courant.

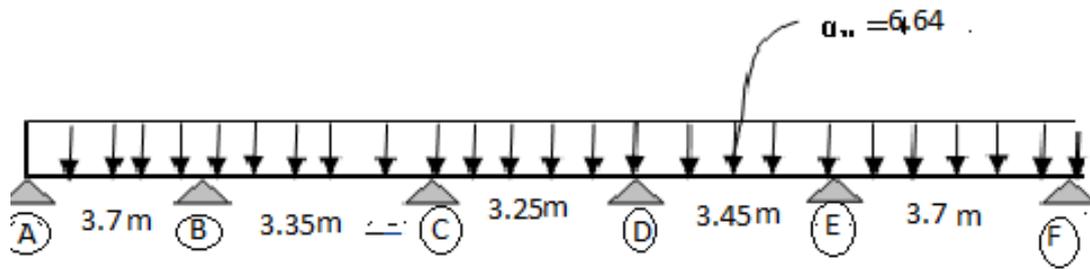
III.4.4.Choix de la méthode de calcul

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

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

NB: La poutrelle qui sera étudiée est celle de la file et c'est le cas le plus défavorable car les longueurs des travées sont plus importantes.



-Fig III.1.3. Schéma statique de la poutrelle

➤ **Les conditions de la méthode forfaitaire sont :**

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

▶ $Q = 1.5 \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 7.67 \text{ KN} \dots$ la condition est vérifiée.

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

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

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{370}{335} = 1.10 \leq 1.25 \end{array} \right\} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{335}{325} = 1.03 \leq 1.25 \end{array} \right\} \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{325}{345} = 0.94 \leq 1.25 \end{array} \right\} \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{345}{370} = 0.93 > 1.25 \end{array} \right\} \dots\dots\dots\text{condition non vérifié}$$

3°/ la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. ⇒ Condition vérifiée

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

➤ **calcul des coefficients** :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moments isostatique) M_w , M_e , M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée.

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

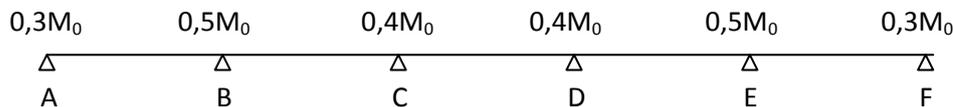
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,50}{1,5+5.90} = 0,20 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

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

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{cases}$$

$$\text{- travée intermédiaire : } M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

$$\text{- travée de rive : } M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$



On aura après calcul : $\alpha = 0,20$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,06$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63$$

➤ **Calcul des moments statiques**

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M = \frac{ql}{8}$$

$$M_1 = M_5 = 6,64 \times \frac{(3,7)^2}{8} = 11,36 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 6.64 \times \frac{(3.35)^2}{8} = 9.31 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 8.05 \times \frac{(3.25)^2}{8} = 8.76 \text{KN.m}$$

$$M_4 = 6.64 \times \frac{(3.45)^2}{8} = 9.87 \text{KN.m}$$

On prend $M_{TAB} = 8,18 \text{KN.m}$

- Travée intermédiaire :

$$- M_{TBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3a)M_0$$

$$- M_{TBC} \geq -\frac{5.68 + 3.72}{2} + (1 + 0,3(0,2))9.31 \Rightarrow M_{TBC} \geq 10.19 \text{KN.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,2}{2} \right) 9.31 = 4.93 \text{KN.m}$$

On prend $M_{TBC} = 10.19 \text{KN.m}$

Travée CD :

$$M_{TCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1,2 \times 8.76$$

$$M_{TCD} \geq 6,68 \text{KN.m}$$

$$M_{TCD} \geq \frac{1 + 0,2 \times 0,3}{2} \times 8.76 = 4.64 \text{KN.m}$$

On prend $M_{TCD} = 6.68 \text{KN.m}$

Travée DE :

$$M_{TBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3a)M_0$$

$$M_{TDE} \geq 7.23 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,2}{2} \right) 11.36 = 6.02 \text{KN.m}$$

On prend $M_{TDE} = 7.23 \text{KN.m}$

➤ **calcul des efforts tranchants :**

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

$$T_E = T_W + q_u L$$

Avec :

T_W : efforts tranchant à gauche de l' appui .

T_E : efforts tranchant à droite de l' appui .

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

- Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
M_W	3.4	5.68	3.72	3.94	5.68
M_E	5.68	3.72	3.94	5.68	3.4
T_W	-12.9	-10.53	-10.86	-11.95	-11.66
T_E	11.66	11.17	10.72	10.95	12.91

4.1 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

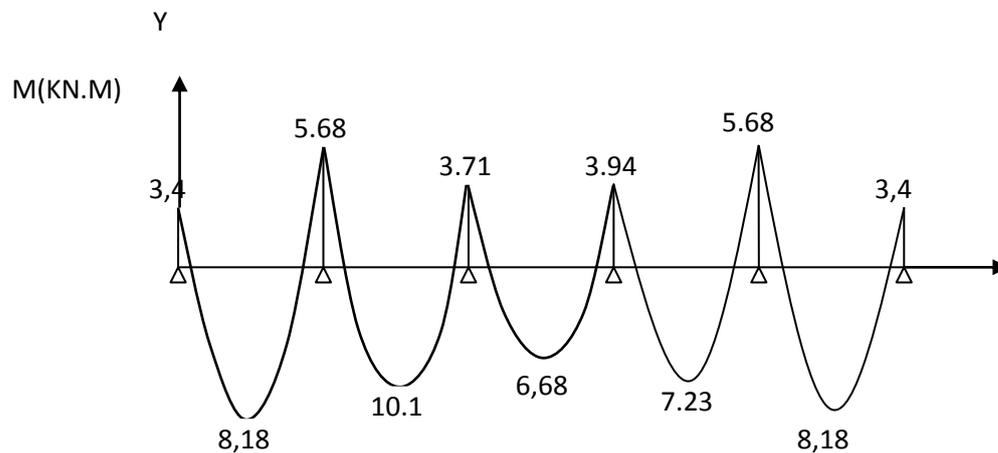


Fig : diagramme des moments fléchissant

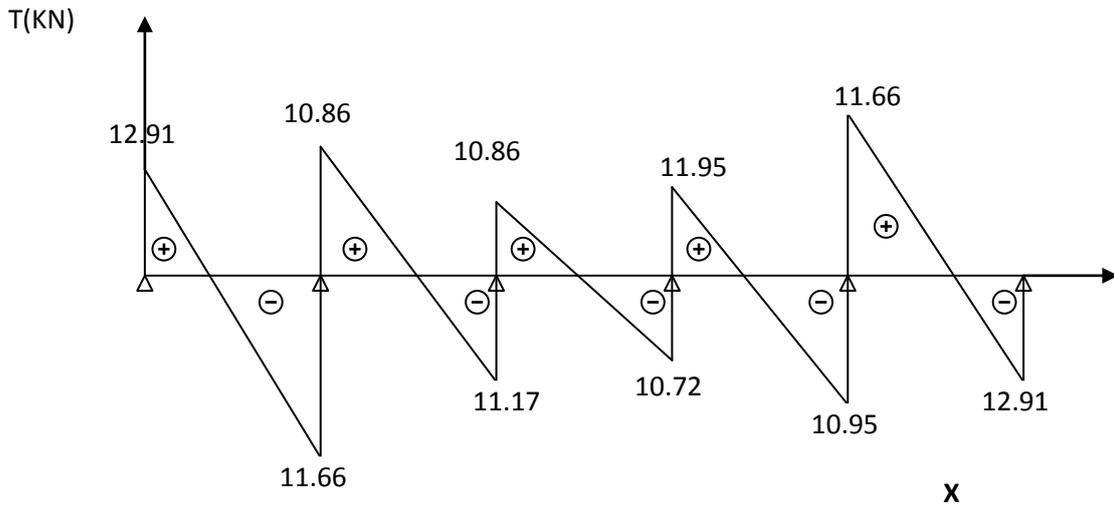


Fig : diagramme des efforts tranchant

5) calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 8,18 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 5,68 \text{ KN.m}$$

6) calcul à l'ELU :

6-1) Calcul des Armatures longitudinales :

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0,040 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 8,18 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{8,18 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,027 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,027 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{8,18 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}=1,32 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 5.68 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{6,16 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,02 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,02 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5.68 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.91 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

6-2) Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max}\right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 12\right) = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopt: } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,571 \text{ cm}^2$$

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

Espacement des armatures transversales :

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

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,57 \times 400}{12 \times 0,4} = 47,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 16 \text{ cm}$$

6.3) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12,9 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,59\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,59\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

b) Condition de non fragilité :

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

En travée :

$$A_t = 2,35\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1,57\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

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

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{12,9 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times \pi \times 10} = 0,84\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,84\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76\text{KN}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76\text{KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{\max} = 12,9\text{KN} < 129,76\text{KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{\max} = 11,95 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$$

Appuis de rive :

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12,91 + \frac{3,4}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$$A = 1,57 \geq 0,97 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Appuis intermédiaires :

$$A = 2,35 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(11,95 + \frac{5,68}{0,9 \times 0,18} \right) = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,35 \geq 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_C = 0,4 \times 35,21 = 14,10 \text{ cm}$$

g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = 0,9d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{12,9 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,66 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

7) calcul à l'ELS :

Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u)

$$\text{On a } q_u = 6.64 \text{ KN} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.81}{6.64} = 0.724$$

► Calcul des moments fléchissants

❖ Les moments aux appuis

$$M_1 = 3.4 \times 0.724 = 2.46 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 6.85 \times 0.724 = 4.95 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 3.71 \times 0.724 = 2.68 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 3.94 \times 0.724 = 2.85 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 6.58 \times 0.724 = 4.76 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 3.4 \times 0.724 = 2.46 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments en travées

$$M_{t1} = 8.18 \times 0.724 = 5.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 10.1 \times 0.724 = 7.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 6.68 \times 0.724 = 4.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 7.23 \times 0.724 = 5.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = 8.18 \times 0.724 = 5.92 \text{ KN.m}$$

❖ diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

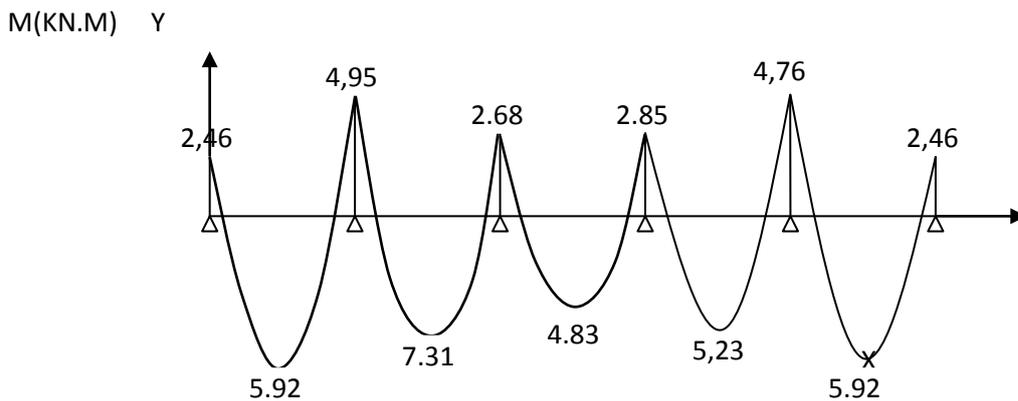


Fig : diagramme des moments fléchissant

a) Etat limite de compression du béton :

1- en travée : $M_t^{\max} = 7.31 \text{ KN.m}$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,088$$

$$\rho_1 = 1,088 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow K = 0,05$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{7,31 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 201,88 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,05 \times 201,88 = 9,60 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

2- aux appuis : $M_a^{\max} = 4,95 \text{ KN.m}$

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ($b_0.h$)

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1,57}{18 \times 12} = 0,727$$

$$\rho_1 = 0,727 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K = 0,04$$

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,95 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 199,95 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,04 \times 199,95 = 6,93 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

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

c) vérification des ouvertures de fissuration à l'ELU :

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

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

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

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

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

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_c}$$

avec :

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle est comprise)

M_0 : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

b_0 : largeur de nervure

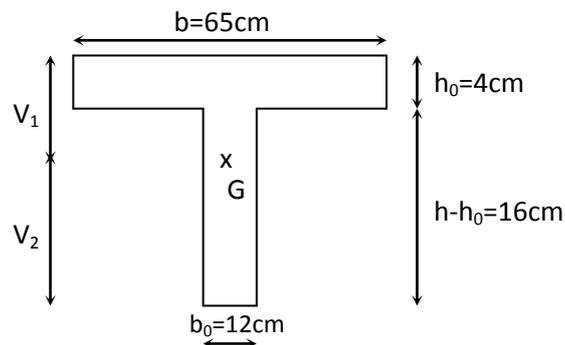
$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{«condition non vérifiée »}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

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

$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10E_v I_f^v}$$

$$b) f_i = \frac{M_s l^2}{10E_i I_f^i} < \frac{L}{500}$$



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3}(7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,1 - \frac{4}{2}\right)^2 \right] + 15 \times 2,35(12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,239 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,011 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1,49$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,596$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 168,28 + 2,1} = 0,613$$

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 20003,239}{1 + 1,49 \times 0,613} = 11499,90 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{7,31 \times (3,2)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 11499,90} = 0,60 < \frac{L}{500} = 0,64 \text{ cm}$$

Conclusion :

Soit un treillis soudé TLE520 (200x200x4x4)

III.7-Calcul des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastrée au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.7.1 détermination des charges :

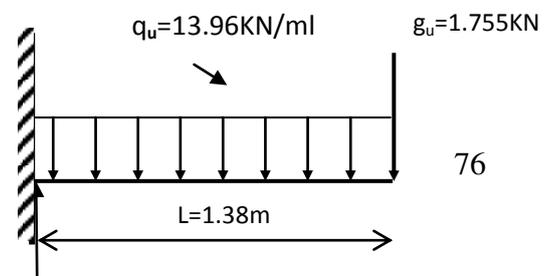
Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine : $G = (6,45 \text{ KN/m}^2) \times 1 \text{ m} = 6,45 \text{ KN/ml}$

Poids propre du garde corps de 1m de hauteur : $g = ((0,9) + (0,2 \times 2)) \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 1,3 \text{ KN}$

Charges d'exploitations :

Surcharge : $Q = (3,5 \text{ KN/m}^2) \times 1 \text{ m} = 3,5 \text{ KN/ml}$



Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

a) Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 \times 6.45 + 1.5 \times 3.5 = 13.96 \text{ KN/ml}$$

$$g_u = 1.35 \times 1.3 = 1.775 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts internes:

- La réaction d'appui :**

$$\sum F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow R_A - g_u - (q_u \times L) = 0$$

$$R_A = 1.775 + (13.96 \times 1.38) = 21.01 \text{ KN}$$

$$R_A = 21.01 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.38 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \Rightarrow T_y = -q_u \times (x) - g_u$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow T_y = -1.775 \text{ KN}$$

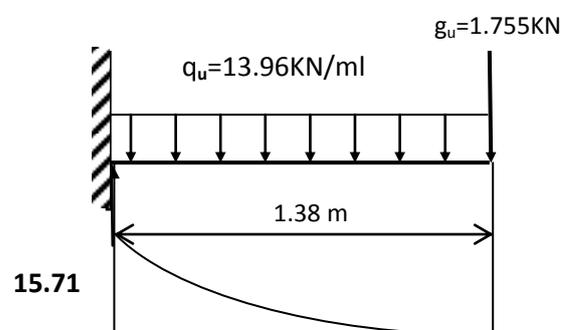
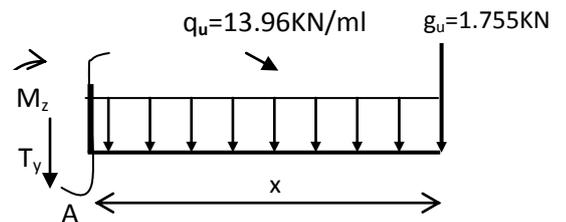
$$\text{Si } x=1.38 \Rightarrow T_y = -21.01 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.38 \text{ m}$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow M_z = -q_u \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - g_u \times (x)$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN}$$

$$\text{Si } x=1.438 \Rightarrow M_z = -15.71 \text{ KN.m}$$



-

0

-

III.7.2 Calcul à l'ELU :La hauteur $d = 12\text{cm}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.71 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.076.$$

$$\mu_u = 0.076 \Rightarrow \beta = 0.960.$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.71 \times 10^3}{0.965 \times 12 \times 348} = 3.89 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 4.52 cm², avec un espacement de 25 cm.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.1 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm², avec un espacement de 25 cm.**Vérifications à l'ELU :**

- a) **Condition de non fragilité** :(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.376 \text{ cm}^2$$

 $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.376 \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée

- b) **Vérification au cisaillement** :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{ct28} ; 4 \right\} \text{ [MPa]} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

τ_u : contrainte de cisaillement

$$V_u = 21.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21.01 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(\frac{0.15}{1.5} \times 25 \right), 4 \right\} = \min \{ 2.5, 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.01 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.29 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

d) Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

• **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ij} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{ij} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.273 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

Espacement des barres :

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min (4h; 33\text{cm}) = \min (4 \times 15 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Armatures transversals:**

$$S_t \leq \min (4h; 33\text{cm}) = \min (4 \times 15 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

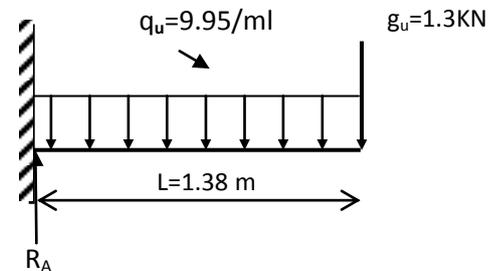
$$S_t = 20\text{cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

III.7.3.Calcul à l'ELS:

- a) **Combinaison de charge :**

La dalle pleine: $q_s = G+Q = (6.45+3.5) \times 1\text{m} = 9.95 \text{ KN/ml}$

Poids du garde corps: $g_s = 1.3 \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 1.3 \text{ KN}$



- Schéma statique de calcul à l'ELS

- b) **Calcul des efforts internes:**

- **La réaction d'appui :**

$$\sum F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow R_A - g_s - (q_s \times L) = 0$$

$$R_A = 1.3 + (9.95 \times 1.38) = \mathbf{13.03 \text{ KN}}$$

- L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \Rightarrow T_y = - q_s \times (x) - g_s$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow T_y = \mathbf{-1.3 \text{ KN}}$$

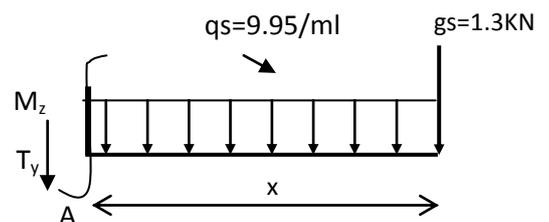
$$\text{Si } x=1.38 \Rightarrow T_y = \mathbf{-15.03 \text{ KN}}$$

- Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow M_z = - q_s \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - g_s \times (x)$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow M_s = \mathbf{0 \text{ KN}}$$

$$\text{Si } x=1.3 \Rightarrow M_s = \mathbf{-11.26 \text{ KN.m}}$$



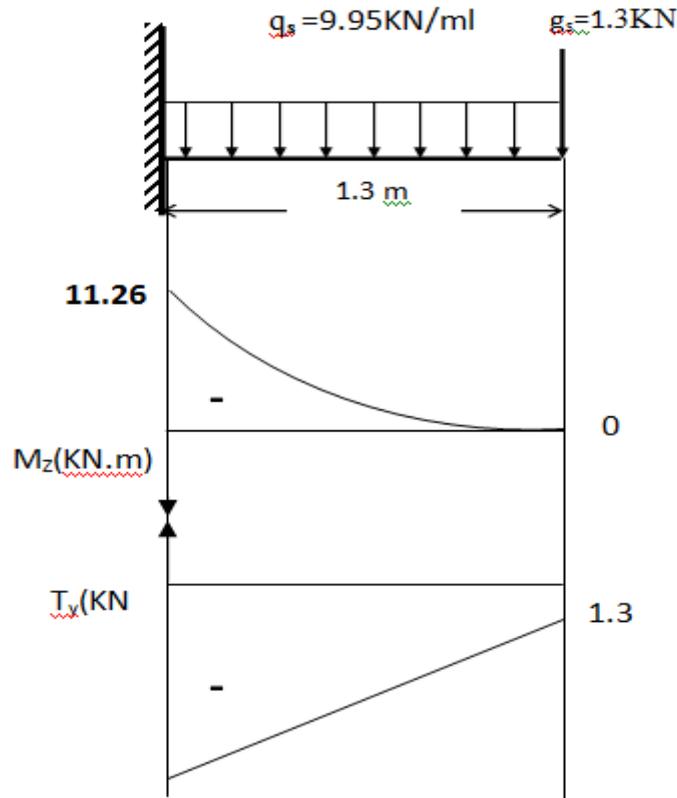


Fig III.7.2. Diagramme des efforts

c) Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.396$$

$$\rho = 0.396 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.903, k_1 = 36.55 \}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{11.26 \times 10^3}{0.903 \times 4.52 \times 12} = 229.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{229.89}{36.55} = 6.28 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} < \sigma_s = 229.89 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

e) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 30 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 305 cm.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.15}{1.3} = 0.115 \\ \frac{1}{16} &= 0.0625 \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.15}{1.3} = 0.115 \\ \frac{M_s}{10 M_0} &= \frac{11.26}{10 \times 11.26} = 0.1 \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A}{b \times d} &= \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 \\ \frac{4.2}{f_e} &= \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{aligned} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

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

III.3 Etude de la poutre de chaînage :

Nous allons étudier une poutre qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids propre et le poids du plancher et le poids du mur en double cloisons.

III.3.1 Pré dimensionnement de la poutre :

➤ **La hauteur**

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec : h_t : la hauteur de la poutre

L : la portée libre de la poutre.

$$L = 345 - 25 = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad 21,33 \leq h \leq 32 \quad \text{on prend : } h = 30 \text{ cm}$$

➤ **La largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \longrightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \quad \text{on prend : } b = 25 \text{ cm}$$

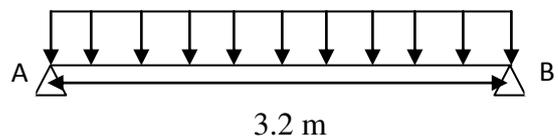


Figure III.3.1 : schéma statique d'une poutre

Donc on adopte une section de $:(25 \times 30) \text{ cm}^2$

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du R.P.A.99 (modifié 2003)

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

III.3.2 Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,87 \text{ KN/ml}$.

Poids du mur (double cloison) : $2,44(3,06 - 0,2) = 6,97 \text{ KN/ml}$.

Le poids du plancher : $5,9(0,65/2) = 1,91 \text{ KN/ml}$.

La charge d'exploitation Q : $1,5(0,65/2) = 0,50 \text{ KN/ml}$.

III.3.3 Combinaison de charges :

A l'ELU : $q_u = 1,35 \times 10,75 + 1,5 \times 0,5 = 15,26 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_s = 10,75 + 0,5 = 11,25 \text{ KN/ml}$

III.3.4 Etude de la poutre de chaînage a l'E.L.U :

a) Les efforts internes :

➤ Le moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,26 \times 3,20^2}{8} = 19,53 \text{ KN.m}$$

➤ L'effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,26 \times 3,20}{2} = 24,41 \text{ KN}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 19,53 = -5,85 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 19,53 = 16,60 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

$$q_u = 15.26 \text{ KKN/ml}$$

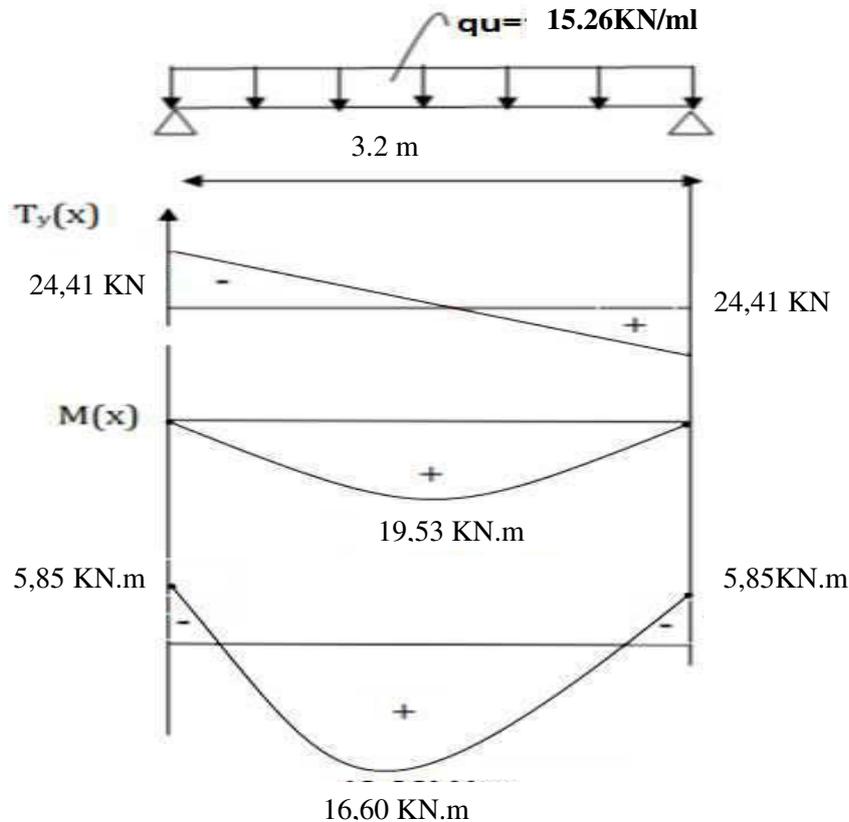


Figure III .3.2 : diagramme des efforts internes à l'ELU

b) Le ferrailage à l'ELU :

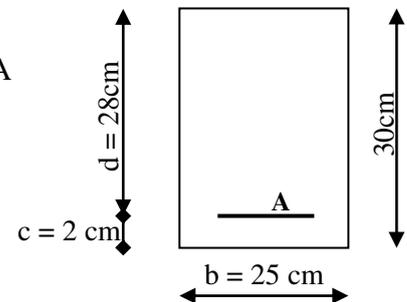
➤ **Aux appuis :**

$$M_{au} = 5,85 \text{ KN.m} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,85 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,021 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,85 \times 10^6}{0,989 \times 280 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2$$



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

➤ **En travée :**

$$M_{tu} = 16,60 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,60 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,059 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,059 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16,60 \times 10^6}{0,969 \times 280 \times 348} = 1,76 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 = 3,39 cm²

c) Les vérifications à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min}$$

$$A \geq A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{au} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{tu} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{seu} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{24,41 \cdot 10^3}{0,9 \times 280 \times 3 \times 3,14 \times 12} = 0,85 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

• L'influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier : } \frac{2T_{u\max}}{0,9 \cdot d \cdot b} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u\max} \leq 0,44 \cdot d \cdot b \cdot 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,44 \times 28 \times 0,9 \frac{2,5}{1,5} \times 25 = 346,5 \text{ KN.}$$

$$T_{u\max} = 24,41 \text{ KN} < 346,5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• L'influence sur les aciers :

$$\text{On doit vérifier : } A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(24,41 \times 10^3 + \frac{5,85 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 1,37 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,37 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{2,1}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{24,41 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,34 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Ancrage des barres :**

$$l_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$.

$$l_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} \quad \Rightarrow l_s = 45 \text{ cm}$$

« l_s » est grande alors les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}.$$

d) Les armatures transversales (BAEL 91, modifié/ Art.A.7.22) :

➤ **Section des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule

$$\text{suivante : } \Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

Φ : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\Phi \leq \min \left(\frac{30}{35}; 1,2; \frac{25}{10} \right) \longrightarrow \Phi \leq \text{Min} (0,85; 1,2; 2,5) \text{ cm}.$$

$$\Phi \leq 11.4 \text{ mm} \longrightarrow \Phi = 8 \text{ mm}$$

On opte comme armatures transversales un cadre de $\Phi 8$ et un étrier de $\Phi 8$ mm.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 28; 40) = 25.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 25.2 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

On doit aussi vérifier la section d'armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_u \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \frac{3,39 \times 400}{25 \times 25} = 2,17 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **L'espace des armatures transversales :**

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = \min\{7,5; 14,4; 30\} \text{ cm}$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **La quantité d'armatures :**

Selon le RPA 99 la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

b : largeur de la portée

S : espacement des armatures transversales.

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 \Rightarrow A_{\min} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$(\text{Soit } 1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

e) Les différents calculs à l'ELS :

➤ Calcul des efforts internes :

• Le moment isostatique :

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11,25 \times 3,20^2}{8} = 14,4 \text{ KN.m}$$

• L'effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11,25 \times 3,20}{2} = 18 \text{ KN.}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 14,4 = -4,32 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 14,4 = 12,24 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

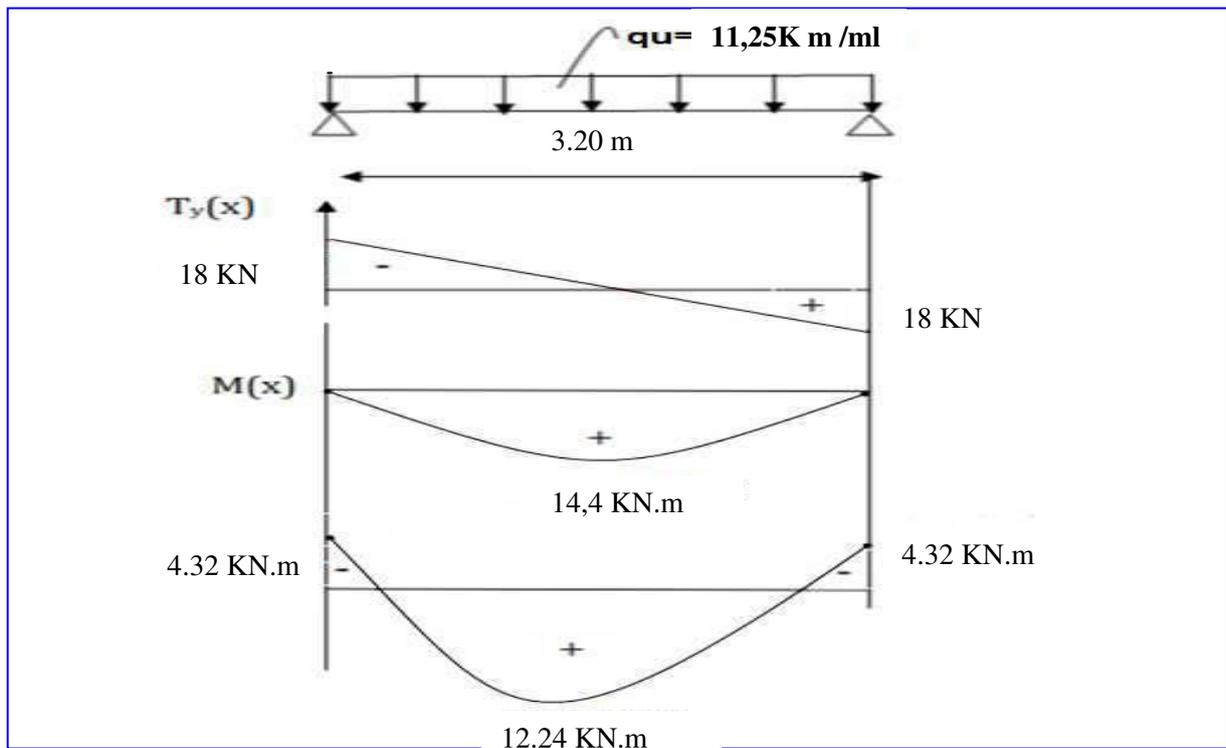


Figure III.3.3 : Diagramme des efforts intrnes à l'E.L.S

f) Les différentes vérifications à l'ELS :

➤ Vérification de la contrainte dans le béton :

• Aux appuis :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ avec } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,48$$

$$\rho_1 = 0,48 \quad ; \beta_1 = 0,895 \quad ; k_1 = 32,62$$

$$\sigma_s = \frac{4,32 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 3,39 \times 10^2} = 50,85 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{50,85}{32,62} = 1,55 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,55 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,48$$

$$\rho_1 = 0,48 \quad ; \beta_1 = 0,895 \quad ; k_1 = 32,62$$

$$\sigma_s = \frac{12,24 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 3,39 \times 10^2} = 144,07 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{144,07}{32,62} = 4,41 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est à effectuer parce qu'il s'agit d'une fissuration peu nuisible.

➤ **Etat limite de déformation : (BAEL 91, modifié/Art. A.4.6.**

Avant s'opter à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left(\begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{400} \end{array} \right)$$

Donc on a :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{320} = 0,09375 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,09375 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{12,24}{10 \times 14,4} = 0,085 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Conclusion :

Après toutes les vérifications on adopte le ferrailage suivant :

- **En travée** : $3HA12=3.39\text{cm}^2$
- **Aux appuis** : $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$
- **Les cadres** : $\emptyset 8$

Avec un espacement de : $S_t = 7\text{cm}$ en zone nodale et de $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

Chapitre IV

Contreventement

IV.1) Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Un système porteurs « poteaux- poutres » formant un portique.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends .pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003 recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage

IV.2) Etude des refends :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins :

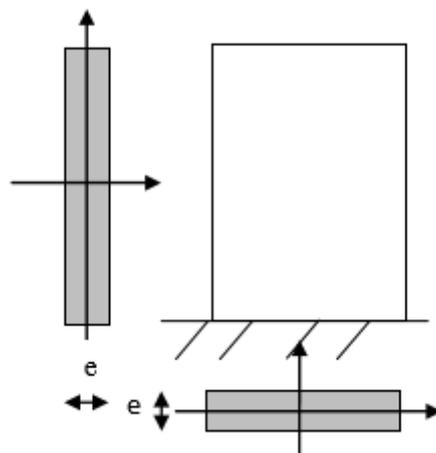
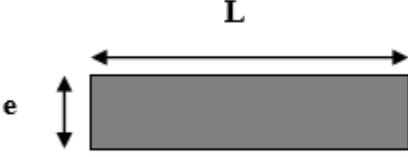


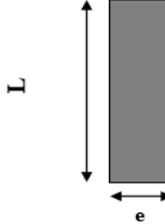
Figure (IV.1) : Vue en plan et en coupe des refends.

Calcul des inerties :**a-1) Refends longitudinaux :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_y = \frac{e \times L^3}{12} \end{array} \right.$$


On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), donc on prend I_y .

b-1) Refends transversaux :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = \frac{e \times L^3}{12} \\ I_y = \frac{L \times e^3}{12} \end{array} \right.$$


On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'), donc on prend I_x .

- Inertie des voiles longitudinaux :**

voiles	L(m)	e (m)	I_y (m ⁴)	Nbr de v	I_{yTOT}
VL	1,08	0,20	0,020	4	0,08

- Inertie des voiles transversaux:**

voiles	L(m)	e (m)	I_x (m ⁴)	Nbr de v	I_{xTOT}
VT ₁	1	0,20	0.016	4	0.066

IV.3) Caractéristiques géométriques des portiques :

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Poteau : $k_p = \frac{I_p}{h_c}$ I_p : Moment d'inertie de la poutre.

h_c : Hauteur calculée du poteau ($h_c = \bar{h} + \frac{1}{2}e_{pot} \leq h_0$)

Poutre : $k_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$ I_{pr} : Moment d'inertie de la poutre.

L_c : Longueur calculée de la poutre ($L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{pout} \leq L_0$)

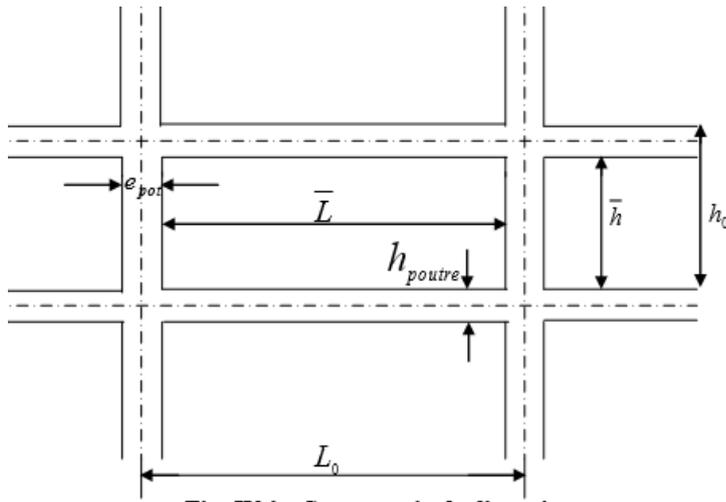


Fig. IV.1 : Coupe verticale d'un niveau

\bar{L} : longueur entre nus des appuis.

\bar{h} : Hauteur entre nue des appuis.

e_{pot} : épaisseur de poteau.

h_{pout} : épaisseur de la poutre.

L_0 : Longueur entre axe des poteaux.

h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs

Rigidités linéaires des poteaux :

- sens longitudinal :

Les poteaux :

niveaux	poteaux	\bar{h} (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	I_{pot} (cm ⁴)	K_{pot} (cm ³)
5 ^{ème}	35*35	276	35	293.5	125052,08	426.07
Du 1 au 4	40*40	276	40	296	213333,33	720.72
RDC	40*40	378	40	398	213333,33	536.01

Les poutres :

Niveaux	Travées	L_0 (cm)	e_p (cm)	\bar{L} (cm)	h_{pout}	L_c (cm)	I_{pout} (cm ⁴)	K_{pout} (cm ³)
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	a-b	370	35	335	30	350	56250	160.71
	b-c	335		300		315		178.57
	c-d	325		290		305		184.42
	d-e	345		310		325		173.07
	e-f	370		335		350		160.71
Du 1 ^{ème} au 4 ^{ème}	a-b	370	40	330	30	345	56250	163.04
	b-c	335		295		310		181.45
	c-d	325		285		300		187.5
	d-e	345		305		320		175.78
	e-f	370		330		345		163.04
RDC	a-b	370	40	330	30	345	56250	163.04
	b-c	335		295		310		181.45
	c-d	325		285		300		187.5
	d-e	345		305		320		175.78
	e-f	370		330		345		163.04

- Sens transversal

Poteaux:

niveaux	poteaux	\bar{h} (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	I_{pot} (cm ⁴)	K_{pot} (cm ⁴)
5et6	35*35	271	35	288.5	125052,08	433.45
Du1au4	40*40	271	40	291	213333,33	733.10
RDC	40*40	373	40	393	213333,33	542.83

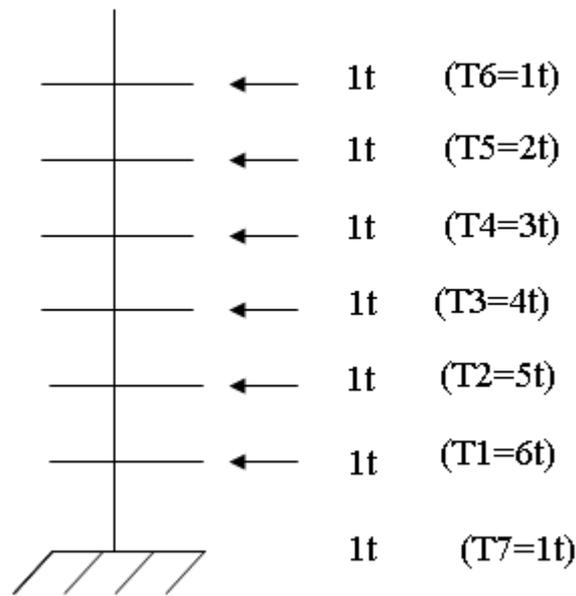
Poutre :

niveaux	Travées	L_0 (cm)	e_p (cm)	\overline{L} (cm)	h_{pout}	L_c (cm)	I_{pout} (cm ⁴)	K_{pout} (cm ³)
6 ^{ème} et5 ^{ème}	1-2	485	35	450	35	467.5	107187,5	229.27
	2-3	400		365		382.5		280.22
Du4 ^{ème} Au 1 ^{ème}	1-2	485	40	445		465		230.51
	2-3	400		360		380		282.07
RDC	1-2	485	40	445		465		230.51
	2-3	400		360		380		282.07

IV.4) Interaction voiles-portiques:

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1tonne, 0 et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à 1[m4], il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.



Figure(IV.3) : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

Calcul des flèches dans les refends « méthode des moments des aires » :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I = 1[m^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), ci-dessus est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}$$

Avec :

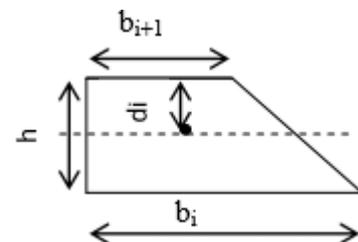
s_i : Surface du trapèze

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

b_i, b_{i+1} : Longueur horizontale du trapèze.

h : hauteur du trapèze

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})h}{3(b_i + b_{i+1})}$$



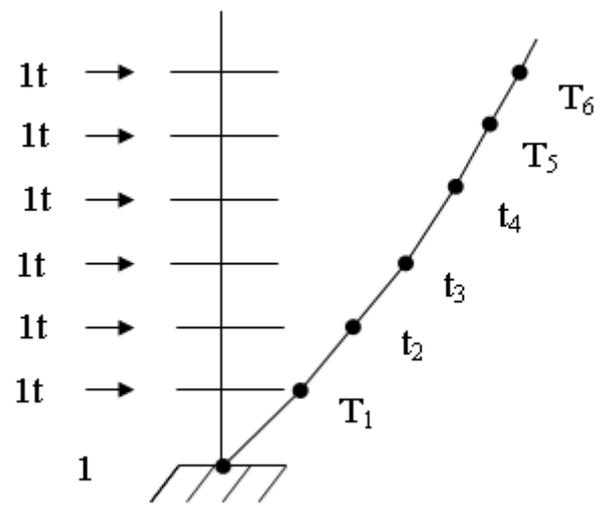
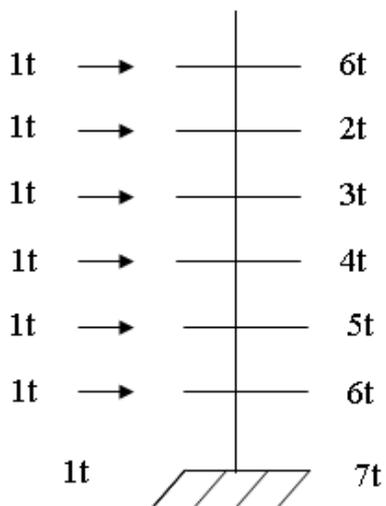
$$s_i = \frac{(b_i + b_{i+1})h}{2}$$

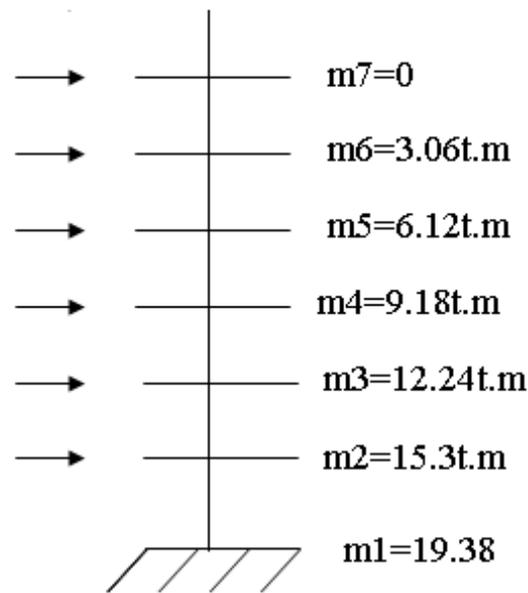
Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux :

NIV	h(m)	bi (m)	bi+1(m)	Si (m2)	di	Si x di	$\sum S_i \times d_i = EI f_i$
6	3,06	3.06	0	4,681	2.04	9.549	1513.959
5	3,06	9.18	3.06	18,727	1,785	33.42	1504.41
4	3,06	18,36	9.18	42,136	1,7	71.63	1470.99
3	3,06	30,60	18,36	74,908	1,657	124.122	1399.36
2	3,06	45,90	30,60	117,045	1,632	191.01	1275.238
1	3,06	64,26	45,90	168,544	1,615	272.198	1084.228
RDC	4 ,08	114.24	64,26	364.14	2,230	812.03	812.03

$$f_1 = \frac{s_1 d_1}{EI} = \frac{S_1 \times d_1}{EI} = \frac{812.03}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent





(IV.4) : Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveaux.

IV.5 : Calcul des déplacements des portiques :

$$\Delta_n = E\Psi_n \cdot h$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum KP_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

h : hauteur d'étage.

E : module de YOUNG de béton.

θ_n, θ_{n-1} : Rotation d'étage.

n : étage

La rotation d'un poteau encasté à la base au 1er niveau $E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n + 2 \sum KP_n}$

La rotation d'un poteau des étages courants : $E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$

Kt_n : Raideur des poutres par niveau.

Kp_n : Raideur des poteaux par niveau

$M_n = T_n \times h_n \text{ en (KN.m)}$

IV.5) Inertie fictive des portiques :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{Avec } D_n = \sum \Delta_n$$

I_{en} : Inertie fictive de portique au niveau i.

f_n : Flèche du refend au même niveau i.

D_n : Déplacement du portique au niveau i.

NIV	H	$\sum K_{tn}$	$\sum K_p$	M_n	M_{n-1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EI fi	I_{eiy}
6	3,06	0.00085	0.0025	3,06	0	150	402	1230.12	24077.30	1513.959	0.56
5	3,06			6,12	3,06	450	795.375	2433.84	22847.18	1504.41	0.065
4	3,06	0.00087		9,18	6,12	732.75	1057.21	3235.06	20413.34	1470.99	0.072
3	3,06			12,24	9,18	1025.86	1350.31	4131.94	17178.28	1399.36	0.081
2	3,06			15,30	12,24	1318.96	1762.02	5391.78	13046.34	1275.238	0.097
1	3,06			0.0043	18,36	15,30	1612.06	1368.16	4186.56	7654.56	1084.228
RDC	4,08		0.0032	22.44	18,36	531.25	850	3468	3468	812.03	0.23
$I_{eix_{moy}}=0.17$											

Avec : $\sum k_{tn} = \sum \frac{I_{poutre}}{L}$ ET $\sum k_p = \sum \frac{I_{pot}}{h}$

NIV	H	$\sum K_{tn}$	$\sum K_p$	M_n	M_{n-1}	$E\theta$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EI fi	I_{eix}
6	3,06	0.00051	0.0013	3,06	0	250	696.15	2130.19	33287.33	1513.959	0.045
5	3,06			6,12	3,06	750	1392.30	4260.43	31157.14	1504.41	0.048
4	3,06			9,18	6,12	1250	2088.46	6390.68	26896.71	1470.99	0.054
3	3,06			12,24	9,18	1750	2784.61	8520.44	20506.03	1399.36	0.068
2	3,06			15,30	12,24	2250	3083.54	9435.63	11985.59	1275.238	0.106
1	3,06		0.0022	18,36	15,30	2758	3395.69	10390.81	20549.96	1084.228	0.052
RDC	4,08		0.0016	22.44	18,36	2642.48	2489.99	10159.15	10159.15	812.03	0.079
$I_{eiy_{moy}}=0.064$											

IV.5) Interprétation des résultats :

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Sens longitudinal :

	Inertie (m ⁴)	pourcentage(%)
Portiques	0.17	68
Voiles	0.08	32
Portiques+voiles	0.25	100

Sens transversal :

	Inertie (m ⁴)	pourcentage(%)
portiques	0.064	64
Voiles	0.066	36
Portiques+voiles	0.70	100

Conclusion :

Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les voiles et les portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement «mixte, assuré par des voiles et des portiques» les recommandations suivantes :

- ❖ les voiles de contreventements doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales
- ❖ les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leur interaction à tous les niveaux.
- ❖ les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchants d'étage.

Chapitre V

Présentation de logiciel

❖ Présentation du logiciel ROBOT

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** (nommé **Robot** dans le fichier d'aide entier) est un progiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

❖ Etapes de modélisation

Nous pouvons résumer les étapes de modélisation comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles,....)
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Affectation des charges revenant aux éléments
- Introduction des combinaisons d'actions
- Définition des nœuds maitres inertie d'étages
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

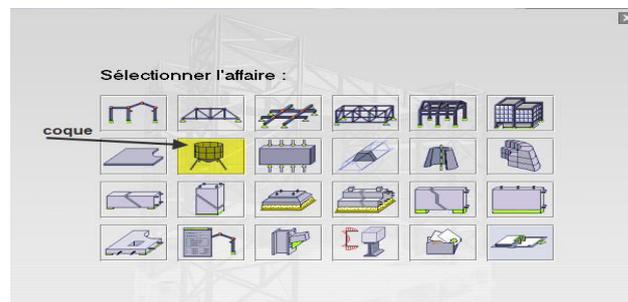


Figure 1: choix de la structure à étudier

❖ Configuration des préférences de l'affaire

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.

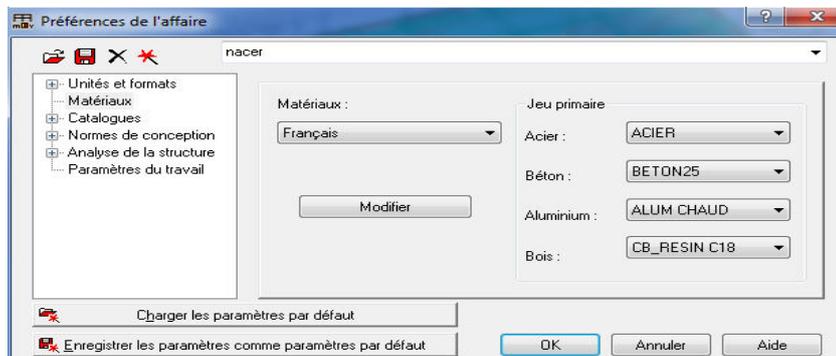


Figure 2 : Préférences de l'affaire.

❖ **Ligne de construction**

Les lignes de construction sont d'une grande importance lors de la modélisation de la structure. Dans le menu « **Structure** », on clique sur l'icône

❖ **Lignes de construction.**

Les cotes de ces lignes seront introduites dans la fenêtre donnée à côté dans le système de coordonnées cartésiennes.

❖ **Mode d'accrochages**

Pour éviter les erreurs dans la modélisation, il faut désactiver tous les accrochages sauf les nœuds et lignes de construction : on clique sur le bouton droit dans la zone graphique, modes d'accrochage du pointeur, et mode d'accrochage du pointeur

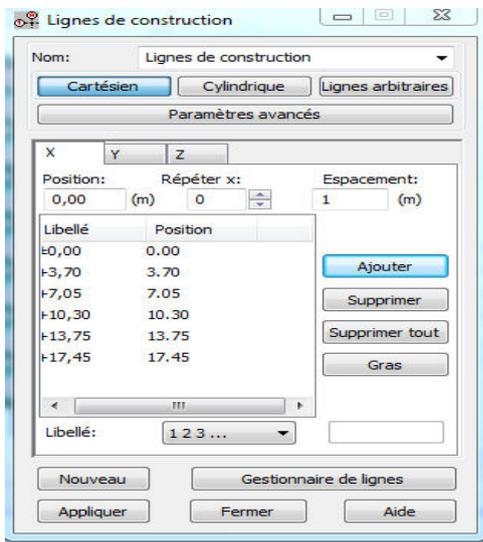


Fig.3 : Ligne de construction

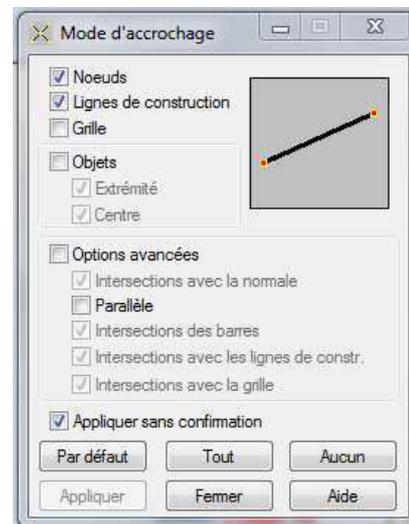
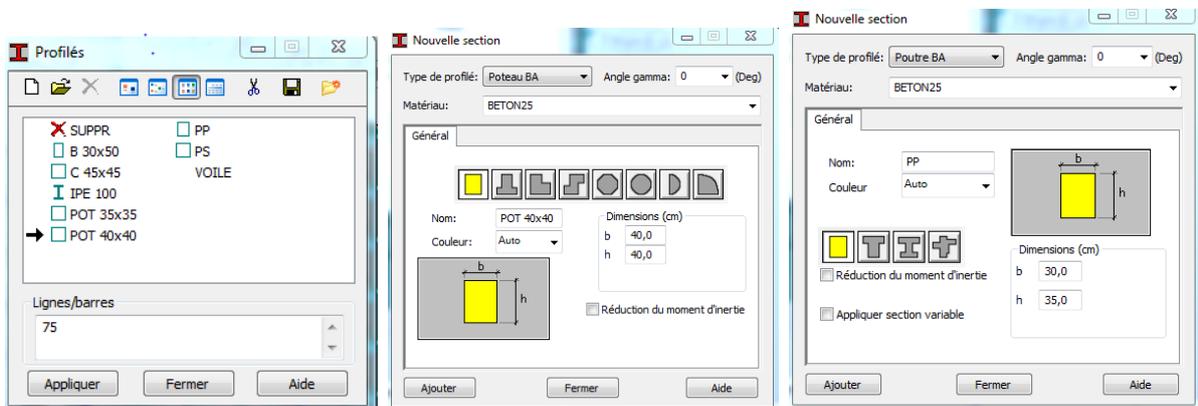


Fig.4 : Mode d'accrochage

Profils des barres

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « **structure-caractéristique-profils de barres** » ou dans la barre d'outils sur l'icône profilé de barres



❖ **Création du modèle de la structure**

Dans le menu « structure-poteau » ou avec la commande « élément de construction » on choisit l'élément de sa  section

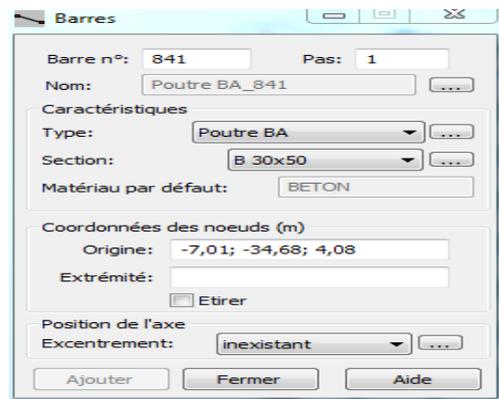
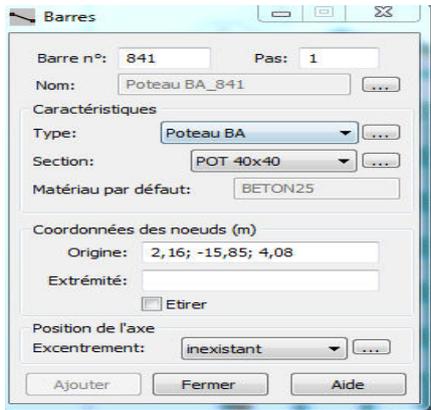
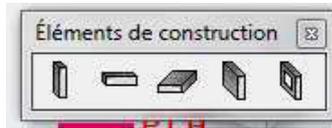


Figure 6: Modélisation des Poteaux-Poutre

Figure 7 : Affichage des attributs

Après avoir dessiné la structure, le logiciel nous donne la possibilité d'arranger notre structure avec des attributs. Pour choisir les attributs à afficher sur l'écran, dans le menu «affichage-attributs» ou on clique sur l'icône « affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la zone graphique  et on aura :

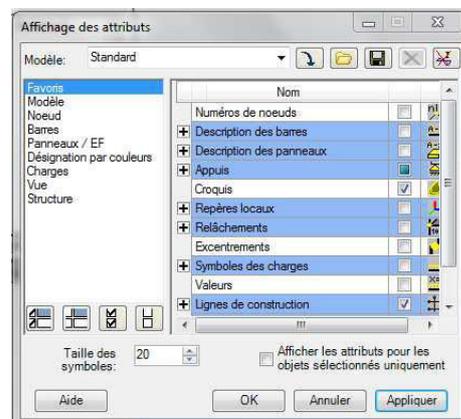
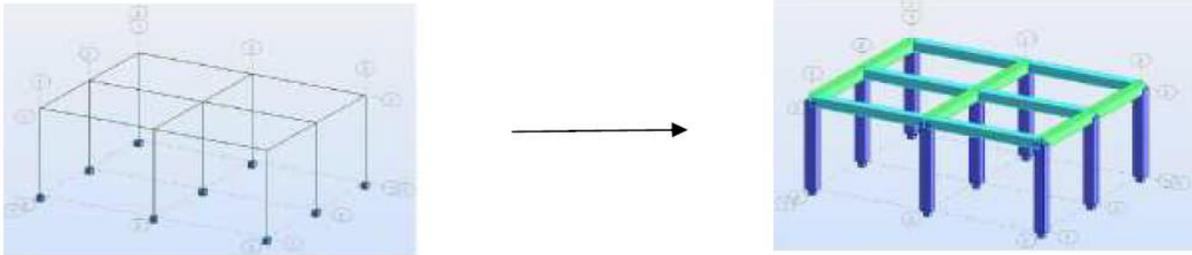


Figure 7 : Affichage des attributs

Exemple :



❖ **Définition des éléments panneaux**

A partir du menu déroulant « **structure** », « **caractéristiques** » puis « **Épaisseur EF** », ou bien en cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran. Une boîte de dialogue apparaît, après un clic sur « **définir nouvelle épaisseur** » et sur l'onglet « **Uniforme** » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

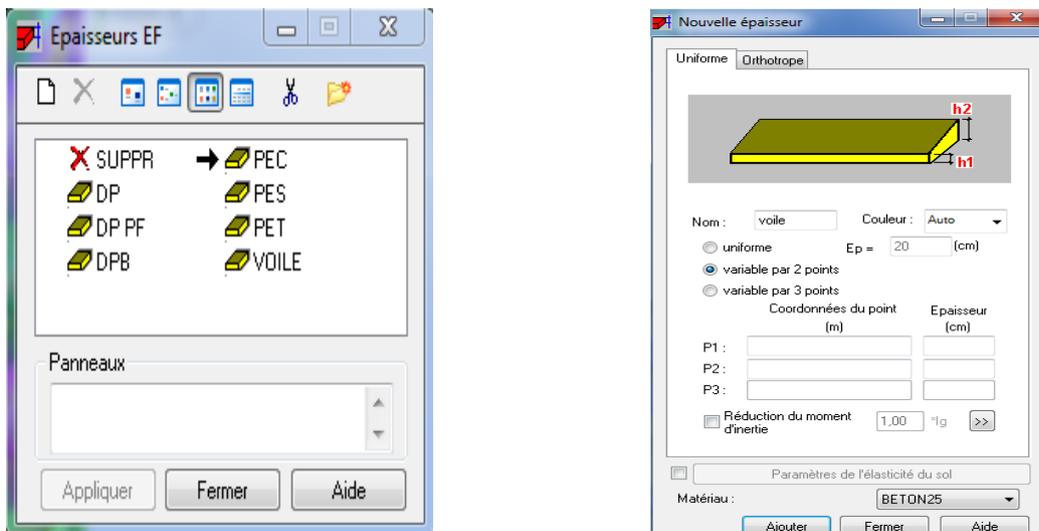


Figure 8 : définition des éléments panneaux

❖ **Encastrement des nœuds a la base**

Pour bloquer le mouvement des noeuds à la base de la structure, on affiche le niveau de base de la structure en 2D(XY), on clique sur appuis, encastrement, nœuds pour les barres et linéaires pour les voiles. 

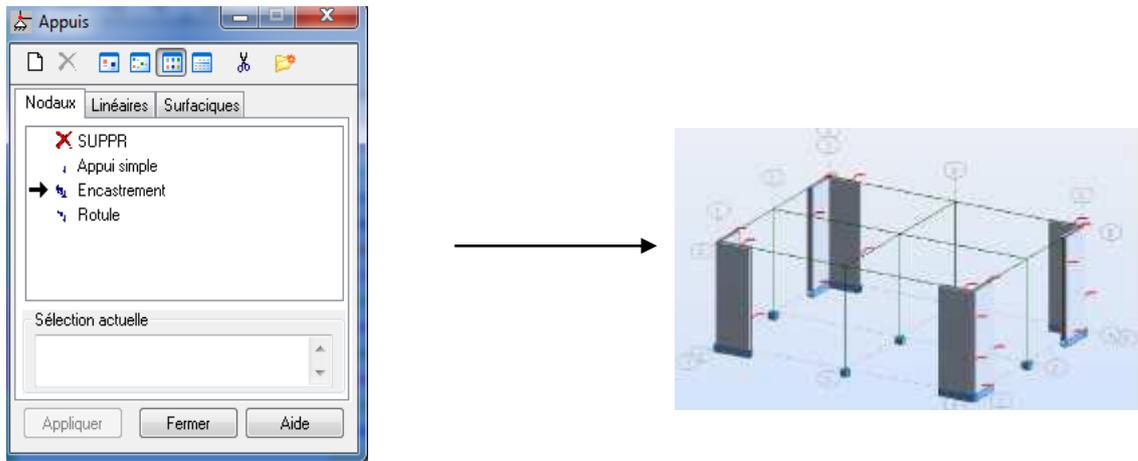


Figure 9 : Définition des appuis

❖ **Définition des cas de charges**

Pour définir les cas de charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **chargements** » « **cas de charges** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** », ou bien à droite de la zone graphique on clique sur cette icône. On peut créer les types de charges suivantes :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

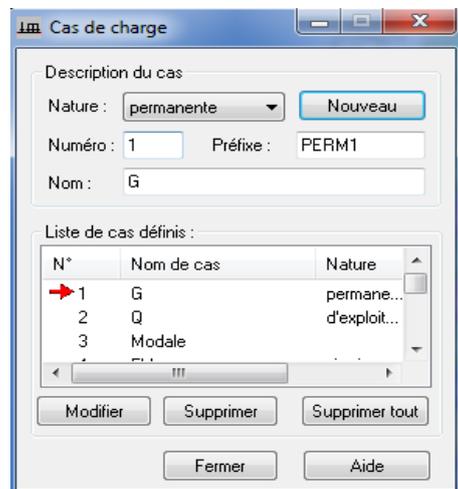


Figure 10 : Définition des cas de charges

❖ **Chargement de la structure**

Pour charger la structure on choisit le type de chargement G (permanente) ou Q (exploitation). Avant d'appliquer ces chargements sur la surface du plancher, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans

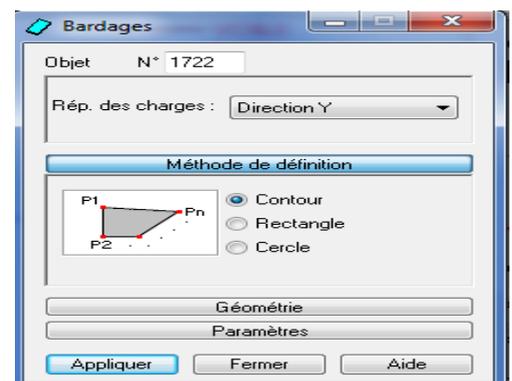


Figure 11 : Choix des bardages

le menu «**structure**», «**bardage** » Dans la boîte de dialogue ci-dessous on introduit le nom, la direction des charges(X pour nous) et la méthode de répartition des charges.

Dans le menu «**chargement**», «**définir charge**», on introduit les valeurs de **G** et **Q**

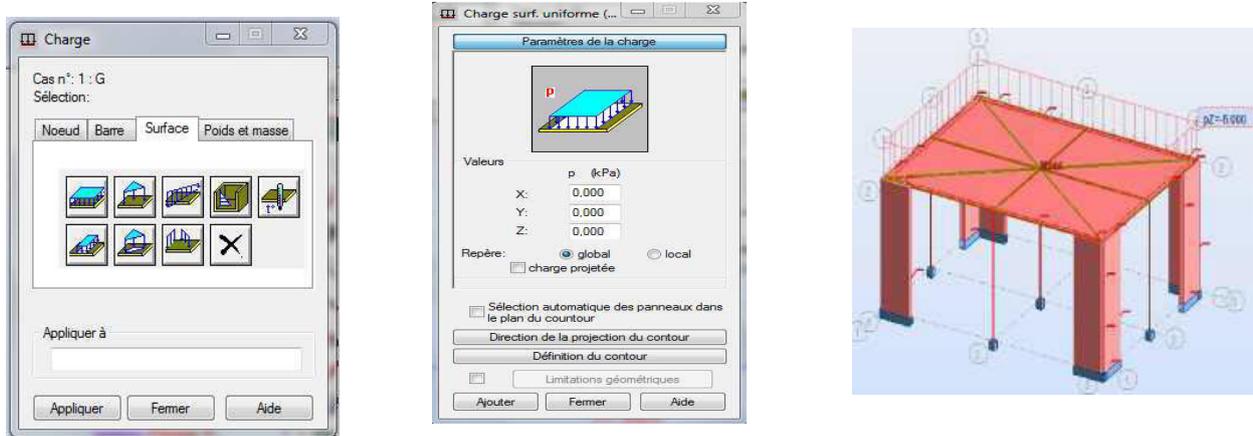


Figure 12 : Application des charges surfaciques.

❖ **Définition des options de calculs** (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu «**analyse**», «**type d'analyse**» on choisit options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique) et la masse ou l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA (règlement parasismique algérien99 version 2003) pour l'analyse sismique.

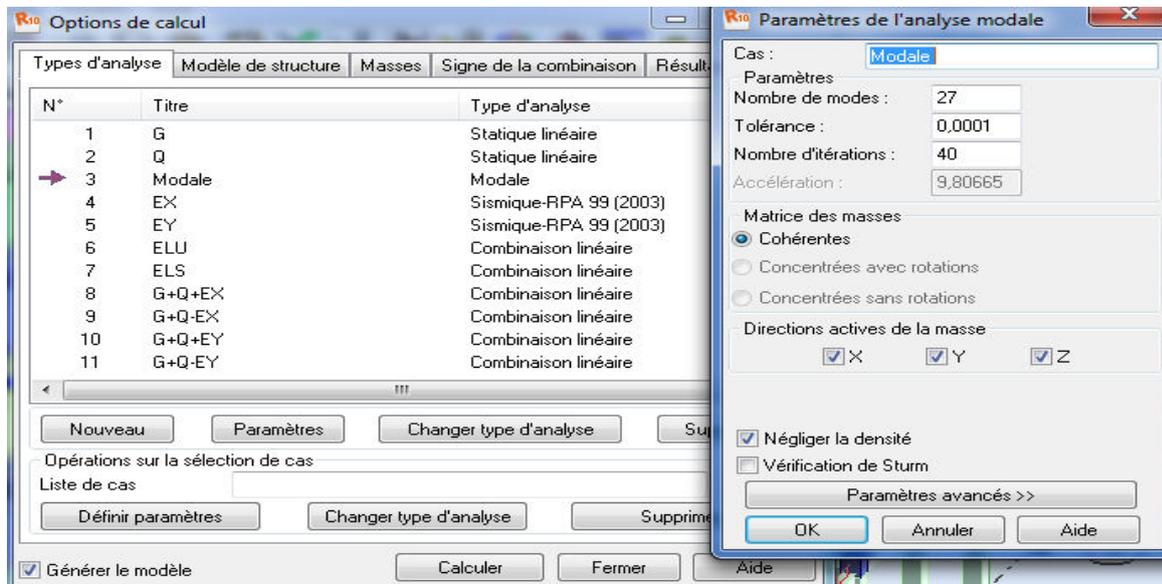


Figure 13 : Définition des charges dynamique

Alors on clique sur «**Nouveau**» et sélectionné le champ «**Modale**» les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran au-dessous.

Puis on clique sur l'icône «**définir l'excentrement des masse**» et on introduit les valeurs montrés sur la figure suivante :

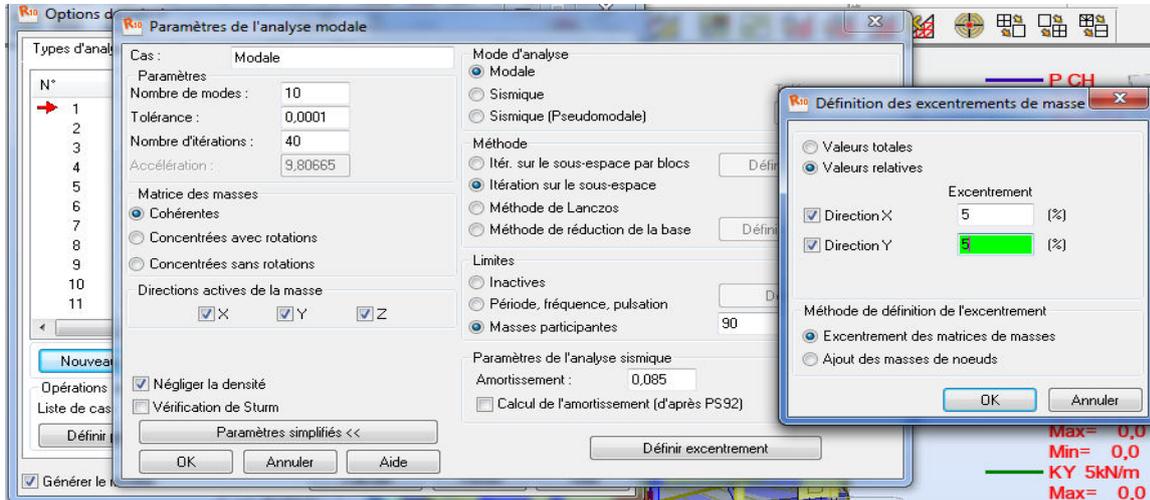


Figure 14 : Paramètres de l'analyse modale.

On clique une seconde fois sur «Nouveau», on coche la case sismique et choisir RPA 2003 et introduire ces paramètres dans le sens x puis y et valider

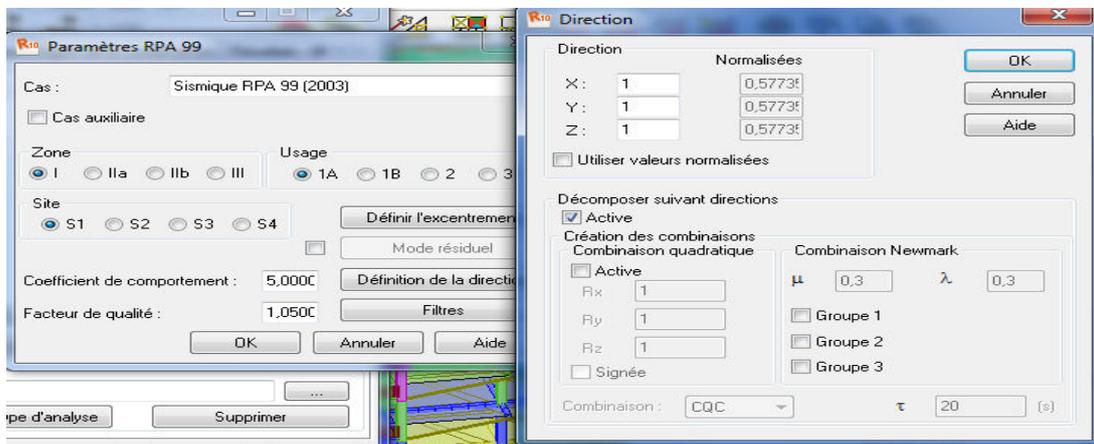


Figure 15 : Définition des paramètres du RPA

Comme ce logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduit dans la boîte de dialogue «**option de calculs**» l'icône masse puis convertir les cas où on choisit la charge G puis fermer. Choisir la direction ainsi que le coefficient et ajouter ; on refait la même opération pour la charge Q.

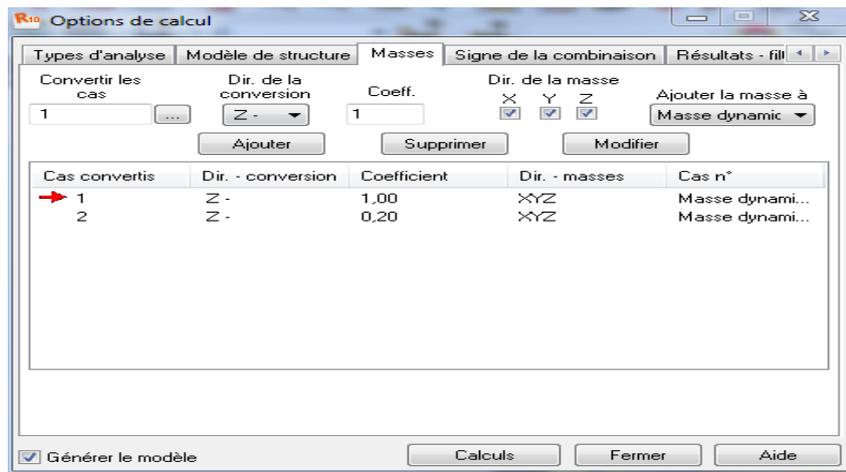


Figure 16 : Définition de la masse sismique

Et on aura les combinaisons suivantes

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
6 (C)	ELU	Combinaison lin	ELU	permanente	$1*1.35+2*1.50$
7 (C)	ELS	Combinaison lin	ELS	permanente	$(1+2)*1.00$
8 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2+4)*1.00$
9 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2)*1.00+4*-1.00$
10 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2+5)*1.00$
11 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2)*1.00+5*-1.00$
12 (C) (CQC)	0,8G+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.80+4*1.00$
13 (C) (CQC)	0,8G-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.80+4*-1.00$
14 (C) (CQC)	0,8G+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.80+5*1.00$
15 (C) (CQC)	0,8G-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.80+5*-1.00$
16 (C)	POIDS	Combinaison lin	ACC	poids propre	$1*1.00+2*0.20$

Figure 17 : Combinaison d'action

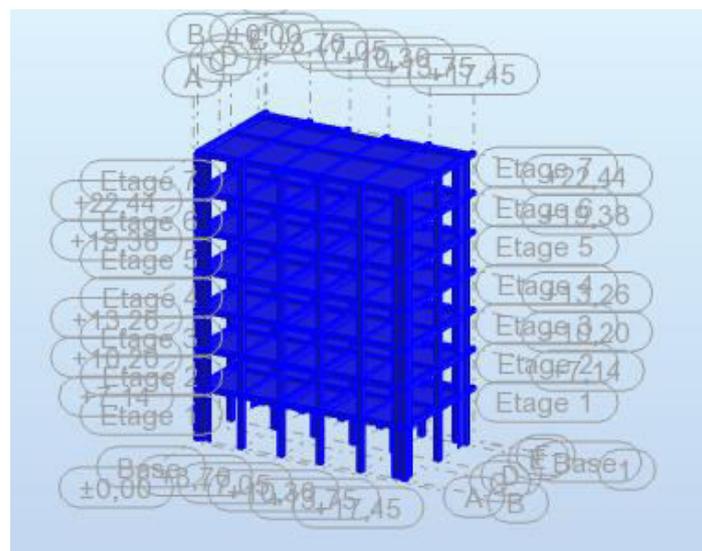


Figure 17: vue finale de la structure

Vérification de la structure

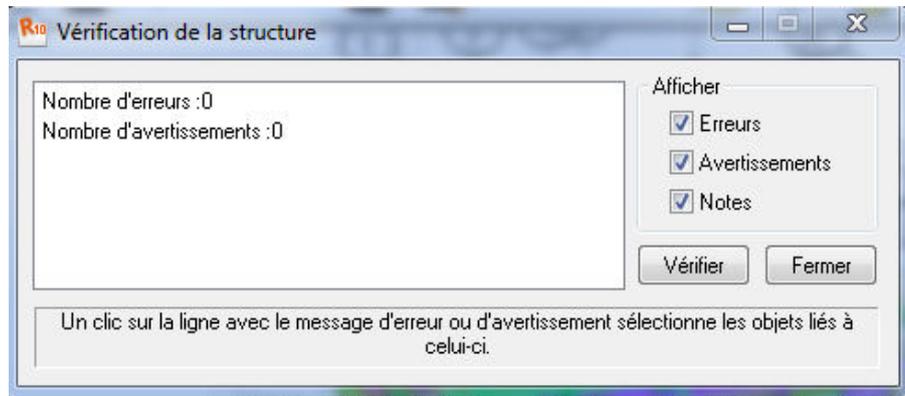


Figure 19 : Vérification de la structure.

❖ Calcul de la structure

Dans le menu «**analyse**», «**calculer**», et le calcul est lancé, ou bien icône .

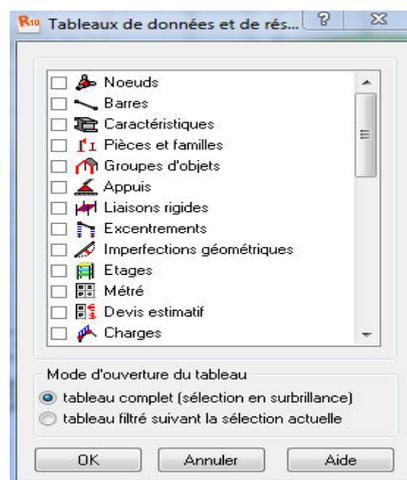


Figure 20 : Exploitation des résultats

❖ Vérification des périodes

On clique sur le bouton droit de la souris, tableau, et on coche la case mode propre ou bien dans le menu «**résultats**», «**avance**», «**mode propre**», on aura toutes les informations concernant l'analyse modale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,54	0,65	0,00	82,21	0,00	0,00	82,21	0,00	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 2	1,87	0,54	83,71	82,21	0,00	83,71	0,00	0,00	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 3	2,36	0,42	84,02	82,37	0,00	0,30	0,16	0,00	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 4	5,60	0,18	84,02	93,82	0,01	0,00	11,45	0,00	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 5	6,39	0,16	94,48	93,82	0,01	10,46	0,00	0,00	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 6	9,16	0,11	94,51	93,84	0,01	0,04	0,02	0,00	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 7	11,51	0,09	94,51	97,67	0,01	0,00	3,83	0,00	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 8	12,53	0,08	97,95	97,67	0,01	3,44	0,00	0,00	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 9	16,31	0,06	97,95	97,67	72,90	0,00	0,00	72,89	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 10	18,61	0,05	97,95	99,01	74,91	0,00	1,33	2,01	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 11	19,28	0,05	97,95	99,01	75,02	0,00	0,00	0,11	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 12	19,32	0,05	97,95	99,02	75,02	0,00	0,01	0,00	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 13	19,56	0,05	97,95	99,02	75,10	0,00	0,00	0,08	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 14	19,67	0,05	98,65	99,03	75,10	0,70	0,00	0,00	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 15	19,86	0,05	98,66	99,03	76,15	0,01	0,01	1,05	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 16	20,09	0,05	98,67	99,03	76,96	0,01	0,00	0,81	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 17	20,11	0,05	98,67	99,03	77,12	0,00	0,00	0,16	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 18	20,38	0,05	99,30	99,04	77,19	0,63	0,00	0,07	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 19	20,65	0,05	99,30	99,06	79,11	0,00	0,02	1,92	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 20	20,70	0,05	99,30	99,20	88,28	0,00	0,14	9,17	888788,10	888788,10	888788,10
3/ 21	20,96	0,05	99,30	99,20	88,28	0,00	0,00	0,00	888788,10	888788,10	888788,10

Figure 21 : Résultats dynamiques

On clique sur extrême globaux et on obtient les valeurs max et min.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	20,96	0,65	99,30	99,20	88,28	83,71	82,21	72,89	888788,10	888788,10	888788,10
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	21	1	21	21	21	2	1	9	1	1	1
MIN	1,54	0,05	0,00	82,21	0,00	0,00	0,00	0,00	888788,10	888788,10	888788,10
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	21	1	1	1	12	17	5	1	1	1

Figure 22 : L'analyse modale

Vérification des déplacements des nœuds

On coche la case (déplacement des noeuds) dans le tableau précédent ou bien dans le menu «résultats» «déplacements» et on aura les déplacements des nœuds de la structure

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0,0	0,1	0,0	0,001	0,000	0,000
Noeud	1128	815	1	2014	2027	775
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
MIN	-0,0	-0,0	-0,2	-0,001	-0,000	-0,000
Noeud	775	1111	1076	1820	1836	808
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

Figure 23 : Déplacements des nœuds

❖ **Vérification de la flèche**

Même opération que la précédente, en cochant (flèche des barres).

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,0	0,1	0,2
Barre	1	12	212
Cas	8 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
MIN	-0,0	-0,1	-0,2
Barre	1	12	212
Cas	13 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

Figure 24 : Vérification des déformations

❖ **Réactions**

d'appuis

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	132,863	128,579	1310,979	113,138	121,327	1,349
Noeud	1181	1109	31	23	31	23
Cas	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
MIN	-132,400	-118,949	-338,503	-119,456	-121,083	-1,422
Noeud	1169	1121	1121	31	5	1
Cas	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

Figure-25 : Réactions d'appuis

❖ **Les efforts internes dans les barres**

Si on veut avoir les efforts dans les poutres principales par exemple, on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats et on valide.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	689,038	60,599	141,561	9,521	74,312	97,273
Barre	16	28	829	684	84	28
Noeud	31	55	57	71	18	56
Cas	10 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-80,863	-63,717	-89,169	-9,241	-84,422	-97,701
Barre	12	28	829	683	829	28
Noeud	23	55	57	41	57	55
Cas	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

Figure 26 : Les efforts internes

❖ **Diagramme des efforts dans les barres**

Dans le menu «résultat» on clique «**diagramme barres**», on clique sur la case «paramètre» pour régler l’affichage des diagrammes.

Si on veut avoir les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchant ou des efforts normaux il suffit de cocher la case correspondante (efforts normaux FX; efforts tranchants FZ, FY; moments MY, MZ) appliquer et fermer

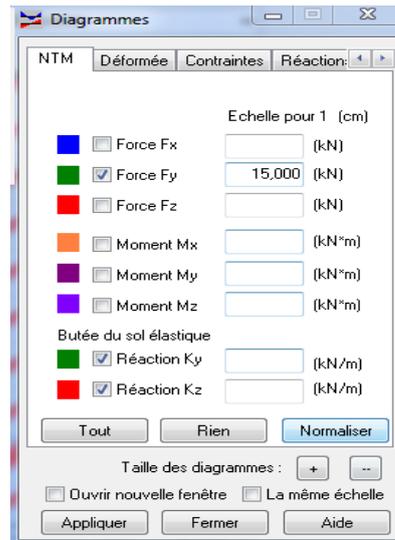
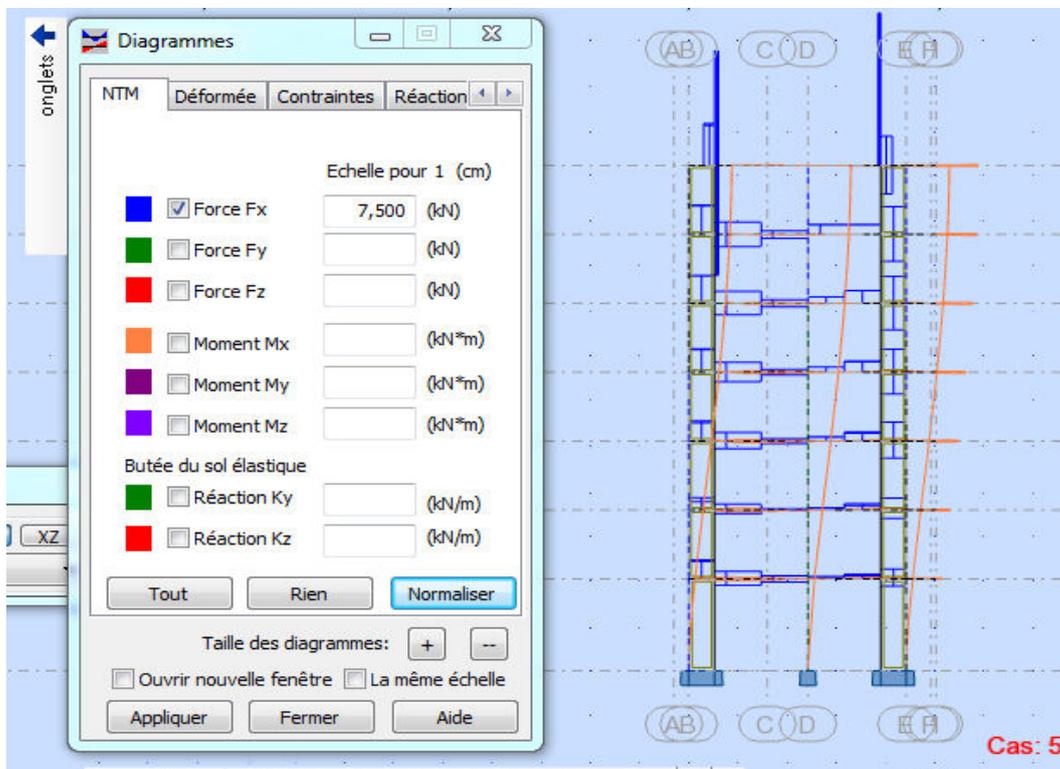


Figure 27 : Diagrammes-barres



❖ **Les efforts dans les voiles**

Dans le menu «résultats» on clique sur «**cartographie-panneau**», on sélectionne les voiles dont on veut avoir les résultats et on coche la case de la commande recherchée, le résultat s’affiche comme notre exemple.

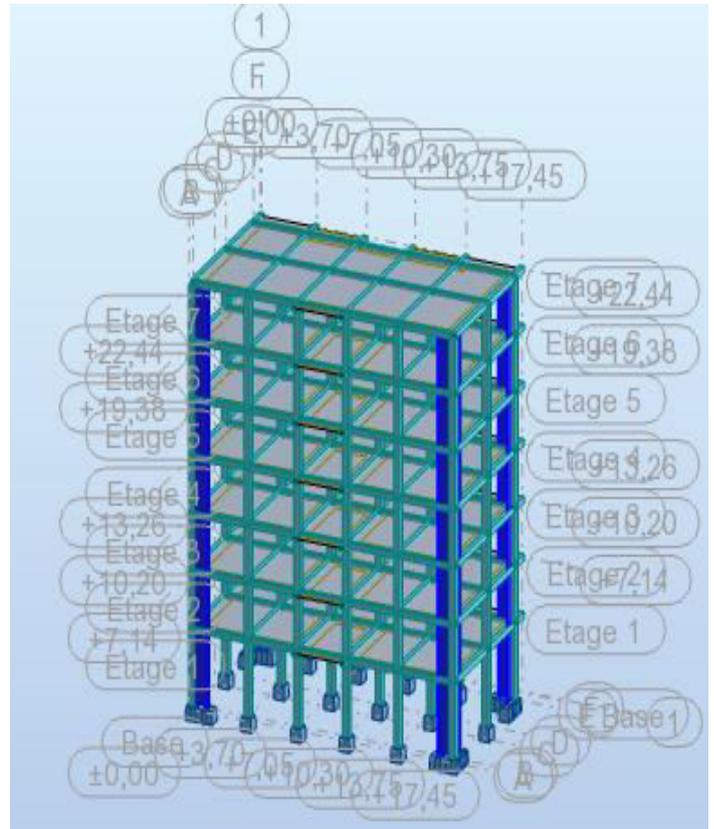
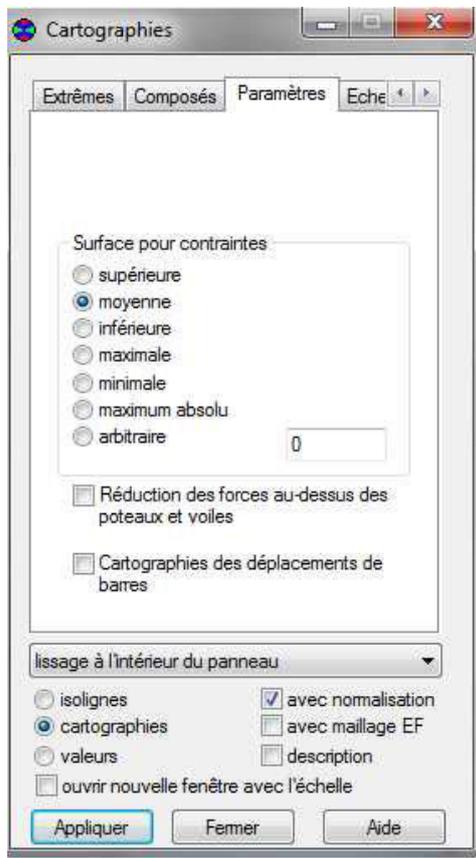


Figure 29 : Interaction des voiles

On a aussi la possibilité d’afficher ces résultats sous forme de diagrammes dans des tableaux «Panneau», «résultats réduits pour les panneaux»

❖ **Note de calcul :**

Dans le menu «analyse», «**note de calcul**» et on choisit simplifiés ou complète. Nous avons la possibilité de l’enregistrer sous fichier Word et l’imprimer

✚ **Conclusion**

On a présenté dans ce chapitre les principales étapes de la modélisation d’une structure avec le logiciel Robot et dans les chapitres qui suivent on les appliquera sur notre structure à étudier.

Chapitre VI

Exploitation des résultats et vérification des exigences de le RPA

VI Exploitation des résultats

VI.1 Introduction

Après avoir suivi les étapes de modélisation sur notre structure, on vise dans ce chapitre l'exploitation des résultats données par le logiciel ROBOT.

VI.2 les différentes vérifications de RPA

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer le degré de protection acceptable.

_ On doit vérifier les conditions nécessaires :

VI.3 Justification du système de contreventement

- $F_x \longrightarrow 100\%$

F_x (voiles, poteaux) $\longrightarrow x\%$

Sens xx :

Voiles : 32%

Portique : 68%

- $F_y \longrightarrow 100\%$

F_y (voiles, poteaux) $\longrightarrow x\%$

Sens yy :

Voiles : 36%

Portique : 64%

Conclusion

Le système de contreventement est mixte.

VI.4 vérification de l'effort tranchant à la base

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération du zone.

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids totale de la structure en (KN).

VI.4.1 coefficient d'accélération de la zone (A)

le coefficient (A) est donné par le tableau (4.1. RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0.15$

VI.4.2 coefficient de comportement de la structure (R)

Le coefficient (R) est donné par le tableau (4.3 RPA99/2003) en fonction du système de contreventement (mixte portiques/voiles avec interaction R=5)

IV.4.3 Facteur de qualité Q

$$Q = \sum_1^6 Pq$$

Pq : pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau (4.4.RPA99/2003).

Tableau de facteur de qualité Qx

Critère	Observé (oui ou non)	Pq
Condition minimale sur les filles de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de la qualité d'exécution	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0

Tableau IV.1

On aura donc Qx= 1+(0+0+0.05+0+0+0)= 1.05

Tableau de facteur de qualité Qy

Critère	Observé (oui ou non)	Pq
Condition minimale sur les filles de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Non	0 .05
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de la qualité d'exécution	Non	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0

Tableau IV.2

On aura donc Qy= 1+(0+0.05+0.05+0+0+0)= 1.10

VI.3.4 Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

• T2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7.RPA99/2003). Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de site 3 donc T2=0.5s

• η Facteur de correction d'amortissement donne par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ(%) : le pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau (4.2.RPA/2003)

ξ= 7% ➡ Construction auto stable

$\xi = 10\% \rightarrow$ Contreventement par voiles

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.76 \geq 0.7 \text{ OK}$$

• T période fondamentale de la structure (4-24.RPA99/2003) : $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau, $h_N = 22.44\text{m}$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau (4.6.RPA99/2003), $C_T = 0.05$

$$T = 0.05(22.44)^{3/4} = 0.51\text{s}$$

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
3/ 1	1,54	0,65
3/ 2	1,87	0,54
3/ 3	2,36	0,42

Les périodes donnés par ROBOT sont :

T ROBOT= 0.65s 1 ere mode translation

T ROBOT= 0.54s 2 eme mode translation

T ROBOT= 0.42s 3 eme mode rotation

$T_{ROBOT} < 1.3 T_{calculer} = 1.3 \times 0.51 = 0.663\text{s} \rightarrow$ Condition vérifiée

• **Calcul de la valeur de D**

$$T_{calculer} = 0.51\text{s} \geq T_2 = 0.5\text{s} \rightarrow D = 2.5n[T_2/T]^{2/3} = 1.87$$

- **Vérification de la résistance des forces sismique a la base**(art4.3.6.RPA99/2003)

La résultante des force sismique a la base(VD) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 80% de la résultante des force sismique déterminer par la méthode statique équivalente VS.

$$W = 8716.037 \text{ KN}$$

$$V_{sx} = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.87 \times 1.05}{5} \times 8716.037 = 513.41 \text{ KN}$$

$$V_{sy} = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.87 \times 1.1}{5} \times 8716.037 = 537.86 \text{ KN}$$

Sens xx : $80\% V_{sx} = 410.72 \text{ KN} < V_{DX} \text{ Robot} = 744.077 \text{ KN}$

Sens yy : $80\% V_{sy} = 430.29 \text{ KN} < V_{DY} \text{ Robot} = 645.719 \text{ KN}$

} Condition vérifié

VI.5 Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7 du RPA99 version 2003)

Comme pour toutes les structures comportant des planchers au diaphragme horizontaux rigide dans leur plan, on supposera à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale a la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension de bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultante des plans.

Avec :

CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

ex et ey : excentricités accidentelles

Ex et Ey : excentricités théoriques

➤ **Tableau de l'excentricité**

Etage	Lx [m]	Ly [m]	Xcm	Ycm	Xcr	Ycr	Ex	Ey	ex	ey
RDC	17.45	10.65	8.72	4.84	8.72	4.45	0	0.39	0.87	0.53
Etage 1	17.45	10.65	8.72	4.84	8.72	4.45	0	0.39	0.87	0.53
Etage 2	17.45	10.65	8.72	4.84	8.72	4.45	0	0.39	0.87	0.53
Etage 3	17.45	10.65	8.72	4.84	8.72	4.45	0	0.39	0.87	0.53
Etage 4	17.45	10.65	8.72	4.84	8.72	4.45	0	0.39	0.87	0.53
Etage 5	17.45	10.65	8.72	4.84	8.72	4.45	0	0.39	0.87	0.53
Etage 6	17.45	10.65	8.73	4.80	8.72	4.45	0.01	0.35	0.87	0.53

Tableau IV.3

On doit vérifier que : $5\%L \geq E$ ➡ Condition vérifier

VI.6 Vérification du déplacement latéral inter l'étage (Art 4.4.3 du RPA99 version 2003)

Le déplacement horizontale à chaque niveau de la structure est calculer comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : coefficient de comportement R=5

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques

le déplacement relative au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le (art 5.10 RPA99/2003) le déplacement relatives latéraux d'un étage par rapport aux étage qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

• **Tableau de déplacement latéral inter l'étage**

Etage	δ_{kx} [cm]	δ_{ky} [cm]	Δ_{kx} [cm]	Δ_{ky} [cm]	1%h[cm]
RDC	0.7	0.7			4.08
Etage 1	1.4	1.7	0.4	1	3.06
Etage 2	2.1	2.6	0.7	0.9	3.06
Etage 3	2.8	3.5	0.7	0.9	3.06
Etage 4	3.3	4.3	0.5	0.8	3.06
Etage 5	3.7	4.8	0.4	0.5	3.06
Etage 6	3.8	5.0	0.1	0.2	3.06

Tableau IV.4

Conclusion

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage.

• **Spécification pour les poteaux Art 7.4.3.1/RPA version 2003**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{bc \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec : N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière

F_{c28} : est la résistance caractéristique de béton.

Pour les poteaux de RDC(40x40) cm² $N_d = 689.038 \text{kn}$

$$v = \frac{689.038 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.17 \leq 0.30 \text{ de la condition de RPA } \rightarrow \text{condition vérifié}$$

VI.7 Vérification de l'effet P-Delta

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation de la charge associées au-dessus du niveau (k) ;

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1) ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) ;

h_k : Hauteur de l'étage (k).

-Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous

étage	P_k (Kn)	Δ_k^x (m)	Δ_k^y (m)	v_k^x (KN)	v_k^y (KN)	h_k (m)	θ_x	θ_y	ob s
Etage6	1245,715	0	0	744,077	647,719	3,06	0,000	0,000	cv
Etage5	1245,715	0,4	1	710,794	619,436	3,06	0,002	0,007	cv
Etage4	1245,715	0,7	0,9	650,684	569,095	3,06	0,004	0,006	cv
Etage3	1245,715	0,7	0,9	563,921	496,177	3,06	0,005	0,007	cv
Etage2	1245,715	0,5	0,8	453,323	402,425	3,06	0,004	0,008	cv
Etage1	1245,714	0,4	0,5	321,726	289,112	3,06	0,005	0,007	cv
RDC	1241,745	0,1	0,2	169,235	154,134	3,06	0,002	0,005	cv

Tableau IV.5

Chapitre VII

Ferraillages des éléments structuraux

VII.2 Ferrailage des poutres

VII.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

VII.2.2 Recommandation du RPA

Armatures longitudinales

- **Pourcentage total minimal**

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h$$

➤ Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

➤ Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.5 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage total maximum**

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h \quad \text{En zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h \quad \text{En zone de recouvrement}$$

➤ **Poutres principales**

Zone courante $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

➤ **Poutres secondaires**

Zone courante $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$

VII.2.3 Étapes de calcul de ferrailage

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

- **Calcul du moment réduit à l'ELU :**

Si $\mu < \mu_l = 0.392$: la section simplement armée (SSA)

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_{sc} = 0$$

Si $\mu > \mu_l$ la section est doublement armée (SDA)

On calcule le moment limite M_1 : $M_1 = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$, $\Delta M = M_u - M_1$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s}$$

VII.2.4 Ferrailage des poutres principales

Ferrailage des poutres principales en travées									
NIVEAU	Comb	M (KN .m)	μ	OBS	β	AS cm2	A min RPA	FERRAILAGE	ADOPTÉ
								choix	A (cm2)
RDC	COU	28.51	0.0527	SSA	0.973	2.55	5.25	3HA12 +3HA12	6.78
ETAGE 1	ACC	39.31	0.0474	SSA	0.976	3.05	5.25	3HA12 +3HA12	6.78
ETAGE 2	ACC	30.442	0.0367	SSA	0.981	2.35	5.25	3HA12 +3HA12	6.78
ETAGE 3	ACC	28.802	0.048	SSA	0.982	2.22	5.25	3HA12 +3HA12	6.78
ETAGE 4	ACC	28.122	0.0339	SSA	0.983	2.17	5.25	3HA12 +3HA12	6.78
ETAGE 5	ACC	28.445	0.0343	SSA	0.983	2.19	5.25	3HA12 +3HA12	6.78
ETAGE 6	ACC	2.741	0.0033	SSA	0.998	5,47	5.25	3HA12 +3HA12	6.78

Ferrailage des poutres principale sur appuis									
NIVEAU	Comb	M KN .m	μ	OBS	β	AS cm2	A min RPA	FERRAILAGE ADOPTÉ	
								choix	A (cm2)
RDC	ACC	59.05	0.0713	SSA	0.963	4.65	5.25	3HA12 +3HA12	6.78
ETAGE 1	ACC	63.16	0.0762	SSA	0.960	4.98	5.25	3HA12 +3HA12	6.78
ETAGE 2	COU	54.812	0.0661	SSA	0.966	4.30	5.25	3HA12 +3HA12	6.78
ETAGE 3	ACC	44.489	0.0537	SSA	0.972	3.47	5.25	3HA12 +3HA12	6.78
ETAGE 4	ACC	54.12	0.0653	SSA	0.966	4.24	5.25	3HA12 +3HA12	6.78
ETAGE 5	ACC	46.077	0.0556	SSA	0.971	3.59	5.25	3HA12 +3HA12	6.78

ETAGE 6	ACC	6.536	0.0079	SSA	0.996	0.50	5.25	3HA12 +3HA12	6.78
---------	-----	-------	--------	-----	-------	------	------	-----------------	------

VII.2.5 Ferrailage des poutres secondaires

Ferrailage des poutres secondaires sur appuis									
NIVEAU	Comb	M KN .m	μ	OBS	β	AS cm2	A min RPA	FERRAILAGE ADOPTE	
								choix	A (cm2)
RDC	ACC	13.291	0.478	SSA	0.976	1.4	3,75	3HA12	3,39
ETAGE 1	COU	13.422	0.0482	SSA	0.975	1.41	3,75	3HA12	3,39
ETAGE 2	COU	13.408	0.0482	SSA	0.975	1.41	3,75	3HA12	3,39
ETAGE 3	COU	13.37	0.0480	SSA	0.975	1.41	3,75	3HA12	3,39
ETAGE 4	COU	13.45	0.0483	SSA	0.75	1.42	3,75	3HA12	3,39
ETAGE 5	COU	12.514	0.0295	SSA	0.985	1.13	3,75	3HA12	3,39
ETAGE 6	COU	1.635	0.0059	SSA	0.097	0.17	3,75	3HA12	3,39
ETAGE 6	COU	0.315	0.0011	SSA	0.999	0.03	3,75	3HA12	3,39

Ferrailage des poutres secondaires en travées									
NIVEAU	Comb	M (KN .m)	μ	OBS	β	AS cm2	A min RPA	FERRAILAGE	ADOPTE
								choix	A (cm2)
RDC	COU	8.675	0.0312	SSA	0.984	0.900	3,75	3HA12	3,39
ETAGE 1	COU	8.702	0.0313	SSA	0.984	0.91	3,75	3HA12	3,39
ETAGE 2	COU	8.703	0.0313	SSA	0.914	0.91	3,75	3HA12	3,39
ETAGE 3	COU	8.699	0.0313	SSA	0.994	0.91	3,75	3HA12	3,39
ETAGE 4	COU	8.702	0.0313	SSA	0.984	0.91	3,75	3HA12	3,39
ETAGE 5	COU	8.62	0.0313	SSA	0.984	0.90	3,75	3HA12	3,39
ETAGE 6	COU	0.315	0.0011	SSA	0.999	0.03	3,75	3HA12	3,39

VII.2.6 Vérifications des poutres à l'ELU

VII.2.6.1 Vérification de la condition de non fragilité

Art A4.2.1 BAEL91

$$A_{ad} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32.5 \times 2.1}{400} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{min} \text{ Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 27.5 \times 2.1}{400} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ Condition vérifiée}$$

V.2.6.2 Justification sous sollicitation d'effort tranchant Art A.5.1.1,11 BAEL 91 modifiée 99

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.64}{\gamma_b} f_{c28}^{2/3} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.64 ; 5 \} = 3.64 \text{ MPa}$$

- Pour les poutres principales

$$\tau_u = \frac{64.46 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.661 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

- Pour les poutres secondaires

$$\tau_u = \frac{27.545 \times 10^3}{300 \times 275} = 0.040 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

Condition vérifiée

VII.2.6.3 Influence de l'effort tranchant sur le béton Art A5.1.3.13 BAEL 91 modifiée 99

$$T_u \leq \frac{0.8 \times 3.4 \times f_{c28}^{2/3} \times b \times 0.9 \times d}{2\gamma_b}$$

- Pour les poutres principales

$$\frac{0.8 \times 3.4 \times 25 \times 30 \times 0.9 \times 32.5}{2 \times 1.5} = 198.90 \text{ kN} > T_u = 64.46 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

- Pour les poutres secondaires

$$\frac{0.8 \times 3.4 \times 25 \times 25 \times 0.9 \times 27.5}{2 \times 1.5} = 140.25 \text{ kN} > T_u = 27.545 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

VII.2.6.4 Influence de l'effort tranchant sur les armatures

- Appuis de rives Art A.5.1.3.12 BAEL91

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui et y ancrer une section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u

- Poutres principales

$$A_{\text{s ancrer}} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{64.46 \times 10^3}{348 \times 100} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ ancrer}} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires**

$$A_{s \text{ ancrer}} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{27.545 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ ancrer}} \text{ Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires Art A5.1.3.21 BAEL 91

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

$$T_{u \text{ max}} + \frac{M_{\text{max}}}{0.9d}$$

$$\text{Donc } A_{st} \geq (T_u - \frac{M_{\text{max}}}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_s}$$

- **Poutres principales**

$$A_{st} = \left(64.46 - \frac{59.05}{0.9 \times 0.325} \right) \frac{1}{348} \times 10 = -5.00 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres principales**

$$A_{st} = \left(27.545 - \frac{13.45}{0.9 \times 0.275} \right) \frac{1}{348} \times 10 = -0.77 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.6.5 Entraînement des barres Art A.6.1.3 BAEL 91

Pour qu'il n'y est pas entraînement des barres il faut vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma\mu} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

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

- **Poutres principales**

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = 3 \times 1.6 \times 3.14 = 15.075 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{64.46 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 150.7} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires**

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = 3 \times 1.2 \times 3.14 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.545 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 113.04} = 0.98 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

VII.2.6.6 Longueur de scellement BAEL91 : Art A.6.1, 23

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

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 f_{t28} = 0.2 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

Le BAEL limite $L_s = 40\Phi$ pour FeE400

Pour $\phi 16$: $L_s = 60 \text{ cm}$

Pour $\phi 12$: $L_s = 50 \text{ cm}$

Pour $\phi 10$: $L_s = 40 \text{ cm}$

La longueur hors de crochet L_c est au moins égal à $0.4L_s$

Pour $\phi 16$: $L_c = 25 \text{ cm}$

Pour $\phi 12$: $L_c = 20 \text{ cm}$

Pour $\phi 10$: $L_c = 20 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres principales :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2.$$

- **Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} \geq A_{\min}$  La condition de non fragilité est vérifiée; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_b \leq K\sigma_s \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} (K, \beta_1)$  sont tirer du tableau a l'ELS.

Avec : $\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{B_1 \cdot d \cdot A_s}$ (A_s : Armatures adoptées à l'ELU)

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

	M_s (KN.m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
Travée	13.035	6.78	0,618	0,884	0.865	28.10	76	2.7	15	vérifiée
Appui	12.877	6.78	0.618	0,864	0.865	21,66	75	2.7	15	vérifiée

Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS

- **Poutres secondaires :**

	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
Travée	24,14	3,39	0,502	0,893	0,320	31,87	177,35	9,89	15	vérifiée
Appui	40,12	3.39	1,576	0,836	0,490	15,57	167,05	10,64	15	vérifiée

Etat limite de déformation

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

- ❖ **Vérification de la flèche :**

On faite le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. BAEL99 (A.6.5.2)

- **Sens des Poutres principales :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4250}{500} = 8,5 \text{ mm}$

- **Sens des Poutres secondaires :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \times L^2}{10.E_v . I_{fv}} \leq \bar{f}$

Avec : $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{MPa}$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

(Pourcentage d'armatures). $\rho = \frac{A}{b_0 . d}$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients : $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$; $\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$

➤ Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	As (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f(mm)	obs.
27,46	425	10818.87	8,01	0,008	1,05	122,82	0,390	132543,65	103439,53	4,43	Vérifiée

Vérification de la flèche dans les poutres Principales

Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	As (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f(mm)	obs.
24,14	400	10818.87	6,03	0,008	1,05	177,35	0,528	69274,8	75881,75	4,7	vérifiée

Calculer des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant :

$$\Phi \leq \min (h/35, \Phi_1, b/10) = \min (1, 1.2, 3)$$

Φ_1 : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

Soit : $\Phi_1=8\text{mm}$

On choisira un cadre +un étrier soit $A_t=4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2$.

A) Calcul des espacements :

Sens principale :

- Zone nodale (appui) :

$$S_t^{\max} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30 \right) = \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2, 30 \right) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 8\text{cm.}$$

- Zone courante : (travée)

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$$

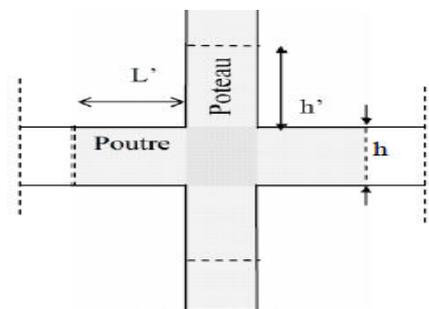
Sens secondaire :

- Zone nodale (appui) :

$$S_t^{\max} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30 \right) = \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.2, 30 \right) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 8\text{cm.}$$

Zone courante : (travée)

$$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$$



B) Détermination de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h = \max [h_e, b_1, h_1, 60 \text{ cm}]$$

Délimitation de la zone nodale

h : Hauteur des poutres.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

Les poutres :

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2 \times 35 = 70\text{cm} \text{ poutres principales (30x35).} \end{array} \right.$$

$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$ poutres secondaires (25x30).

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

Armatures transversale minimales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée

Conclusion :

❖ Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA14+3HA12	3HA14+3HA14	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8
Poutres secondaires	3HA12	3HA16+3HA14	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8

Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et sec

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications à faire sont :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de résistance du béton en compression.
- État limite de déformation.

V.2.8.1 État limite d'ouvertures des fissures Art B.6.3 BAEL 91

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

VII.2.8.2 État limite de résistance du béton en compression Art A.4.5.2 BAEL 91

La contrainte de compression du béton est limité à $0.6 \times f_{c28}$

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

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

On calcul

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_t}{b \times d} \times 100$$

Puis en déduit les valeurs de β et K_1

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta \times d \times A_t} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

Poutres principales

NIV	M _{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	$k_{,1}$	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc}^{bar} [Mpa]	obs
RDC	23,136	9,14	0,937	0,87	21,8	90	4,14	15	CV
ETG1	28,64	11,4	1,169	0,85	18,9	90,7	4,8	15	CV
ETG2	28,879	11,4	1,169	0,85	18,9	91,4	4,84	15	CV
ETG3	29,035	11,4	1,169	0,85	18,9	91,9	4,86	15	CV
ETG4	29,379	9,14	0,937	0,87	21,8	114	5,25	15	CV
ETG5	29,317	11,4	1,169	0,85	18,9	92,8	4,91	15	CV
ETG6	29,388	11,4	1,169	0,85	18,9	93	4,92	15	CV

Poutre secondaires

NIV	M _{smax}	A adopté	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s [Mpa]	σ _{bc} [Mpa]	σ _{bc} ^{bar} [Mpa]	obs
S-sol	1,746	6,10	0,626	0,884	27,92449	9,968	0,357	15	CV
RDC	2,165	6,10	0,626	0,884	27,92449	12,360	0,443	15	CV
ETG1	3,126	6,10	0,626	0,884	27,92449	17,847	0,639	15	CV
ETG2	3,796	6,88	0,706	0,874	25,8102	19,428	0,753	15	CV
ETG3	4,68	6,88	0,706	0,874	25,8102	23,953	0,928	15	CV
ETG4	5,59	6,88	0,706	0,874	25,8102	28,610	1,108	15	CV
ETG5	6,79	6,88	0,706	0,874	25,8102	34,752	1,346	15	CV
ETG6	7,19	6,10	0,626	0,884	27,92449	41,048	1,470	15	CV
ETG7	8,32	6,10	0,626	0,884	27,92449	47,500	1,701	15	CV
ETG8	10,32	6,10	0,626	0,884	27,92449	58,9	2,11	15	CV

VII.2.8.3 Vérification de la flèche Art B.6.5.2 BAEL 91

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec A_s : section adopté en travée

M_t : Moment max en travée à l'ELS

M_0 : Moment max isostatique

➤ Poutre principale

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{475} = 0.076 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée

$$\frac{h}{l} = 0.076 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{30,96}{10 \times 87,86} = 0.035$$

Condition vérifiée

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{9.14}{30 \times 32,5} = 0.007 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

➤ Poutre secondaire

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{380} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée

$$\frac{h}{l} = 0.092 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{10.32}{10 \times 21,035} = 0.049$$

Condition vérifiée

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{6.1}{30 \times 32,5} = 0.006 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

VII.2.8.4 Dispositions constructives pour les armatures longitudinales

Pour la détermination de la longueur des chapeaux, il ya lieu d'observé les recommandations suivantes

La longueur de chapeaux à partir des nœuds d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grand portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grand portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

VII.2) Ferrailage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	γ_b	F_{C28}	F_{bu}	γ_s	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1.15	25	21,73	1	400	400

TableauV-II-1 Caractéristique mécanique des matériaux

VII.3.1) Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- E L U 1,35 G + 1,5 Q
- E L S G + Q

Selon RPA 99 révisé en 2003 (situation accidentelle)

- G + Q ± E RPA 2003
- 0,8G ± E RPA 2003

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Effort normal maximal et le moment correspondant. (N max : M correspondant)

Effort normal minimal et le moment correspondant. (N min : M correspondant)

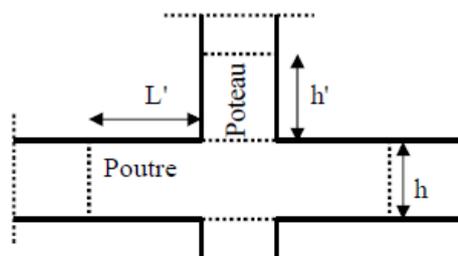
Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant. (M max : N correspondant)

VII.2.2) Recommandations du RPA99 révisé en 2003 pour la zone IIa:

a) Armature longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par L' et h' .

$$L' = 2h$$



$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

$(h_1 ; b_1)$: section de poteau

h_e : hauteur d'étage

VII.2.3) Ferrailage longitudinal :

- **Ferrailage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :**

Le pourcentage minimale de l'acier sera de 0.8% .

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) \rightarrow 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage maximum :**

Le pourcentage maximal de l'acier sera de :

4% en zone courante.

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) \rightarrow 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

6% en zone de recouvrement.

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) \rightarrow 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

VII.2.3.1) Calcul des armatures longitudinales :

Etape de calcul en flexion composée:

N : effort de traction

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \quad \text{Alors la section est } \mathbf{\text{partiellement tendue (S.P.T).}}$$

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \quad \text{Alors la section est } \mathbf{\text{entièrement tendue (S.E.T).}}$$

N : effort de compression

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \quad \longrightarrow \quad \text{Alors la section est } \mathbf{\text{partiellement comprimée (S.P.T).}}$$

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \quad \longrightarrow \quad \text{Il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :}$$

$$(d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h} \right) b h^2 f_{bc} \quad \dots\dots(A)$$

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad \longrightarrow \text{Moment fictif}$$

Si l'égalité est vérifiée, alors la section est **partiellement comprimée**, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par :

$$A'_s = A' \quad \text{et} \quad A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est **entièrement comprimée** ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante:

$$N_u(d - c') - M_f < (0,5 - cb)h \cdot f_{bc} \dots \dots (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{M_f - (d - 0.5h)bf_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_1 = \frac{N - \Psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

Le calcul de ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x) :

Section	Effort normal N_u (KN)	Moment M_u (KN.m)	e_s (m)	(h/2)-c	Nature	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	Ferraillage
Du RDC au 3 ^{eme} (40X40)	N_{max} 689,03	$M_{cor} =$ 0,18	0,0003	0,18	SPC	/	(0)	12,8	4HA16+4HA14
	$N_{min} =$ 80,86	$M_{cor} =$ 0,68	0,0084	0,18	SPC	/	(0)		
	$N_{cor} =$ 267,85	$M_{max} =$ 1,53	0,0057	0,18	SPC	/	(0)		
Du 4 ^{eme} Au 6 ^{eme} (35X35)	N_{max} 244,82	$M_{cor} =$ 0,21	0,0009	0,155	SPC	/	(0)	9,8	4HA12+4HA14
	$N_{min} =$ 23,229	$M_{cor} =$ 0,082	0,0035	0,155	SPC	/	(0)		
	$N_{cor} =$ 70,47	$M_{max} =$ 0,729	0,0103	0,155	SPC	/	(0)		

Ferraillage des poteaux dans le sens (y-y) :

section	Effort normal N_u (KN)	Moment M_u (KN.m)	e_s (m)	(h/2)-c	Nature	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	Ferraillage
Du RDC au 3 ^{eme} (40×40)	$N_{ma} =$ 60,529	$M_{cor} =$ 0,27	0,0045	0,18	SPC	/	(0)	12,8	4HA16+4HA14 =14,19
	$N_{mi} =$ 63,71	$M_{cor} =$ 0,78	0,0122	0,18	SPC	/	(0)		
	$N_{co} =$ 2,2	$M_{max} =$ 74,31	33,7773	0,18	SPC	/	5,02		
Du 3 ^{eme} Au 6 ^{eme} (35 ×35)	$N_{ma} =$ 44,261	$M_{cor} =$ 0,195	0,0044	0,155	SPC	/	(0)	9,8	4HA12+4HA14 = 10,67
	$N_{mi} =$ 47,3	$M_{cor} =$ 0,625	0,0132	0,155	SPC	/	(0)		
	$N_{co} =$ 2,267	$M_{max} =$ 52,30	23,0741	0,155	SPC	/	4,07		

Tableau (VII.5): Ferraillage des poteaux.

VII.2.3.2) Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison Sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec : τ_{bu} : Contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h-c$)

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

L_f : La longueur de flambement du poteau.

$$\text{On à :} \quad \lambda_g = \frac{442}{40} = 11,05 \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\bar{\tau}_b = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (40 x 40) :**

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{80,863 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_{bu} = \frac{63,717 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,41 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (35x 35) :**

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{23,229 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_{bu} = \frac{47,330 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

VII.2.3.3) Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :

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

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}^t$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ Pour les aciers à haute adhérence.}$$

- HA14 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,4 \text{ cm}$ on prend $l_s = 50 \text{ cm}$
- HA16 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$ on prend $l_s = 60 \text{ cm}$
- HA12 : $l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$ on prend $l_s = 50 \text{ cm}$

VII.2.3.4) Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

- Pour les HA14 :
 $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$
- Pour les HA16 :
 $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$
- Pour les HA12 :
 $L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.

VII.2.4) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VII.2.4.1) Diamètre des armatures : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \rightarrow \phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

ϕ_l^{max} : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Soit ($A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$)

VII.4.2) Calcul des espacements :

- **L'espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003).**

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10\phi_l^{\text{min}}, 15 \text{ cm}) = \text{Min} (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \phi_l^{\text{min}} = 18 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 18 \text{ cm}$

Avec :

ϕ_l^{min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

Elancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Avec : L_f : La longueur de flambement des poteaux ($L_f = 0,707 l_0$).

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)

l_0 : hauteur libre du poteau.

S : section brute du poteau [(b-c) x (h-c')].

I : moment d'inertie du poteau ($I = bh^3 / 12$) par rapport à l'axe faible

Application numérique :

Pour le cas le plus défavorable :

$$L_f = 0,707 L_0 = 0,707 \times 3,73 = 2,63 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0,0021}{0,14}} = 0,12$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{2,63}{0,12} = 5,25$$

$\lambda_g \geq 5$ donc le coefficient $\rho_a = 2,50$

L'effort tranchant max est égale a $V_u = 80,863 \text{ KN}$

Pour les poteaux du RDC (40×40) :

❖ **Zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 80,863}{40 \times 40} \times 10 = 1,26 \text{ cm}^2$$

❖ **Zone courante $S_t = 20 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{2,5 \times 80,863}{40 \times 40} \times 20 = 2,52 \text{ cm}^2$$

VII.3.4.3) Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \cdot S \cdot b$$

❖ **En zone nodale :**

$$A_{t \min} = 0,3\% \cdot b \cdot s_t = 0,003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2$$

❖ **En zone courante :**

$$A_{t \min} = 0,3\% \cdot b \cdot s_t = 0,003 \times 40 \times 18 = 2,16 \text{ cm}^2 > A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Délimitation de la zone nodale :

Au niveau des poutres $L' = 2 \times h$

$$h' = \max (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm})$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max(68; 40; 40; 60 \text{ cm})$$

$$h' = 68 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes à L'ELS .

a- Etat limites d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considéré comme peut nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifié les contraintes dans les aciers

b- Etat limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées a l'état limite de service sous M_{ser} et N_{ser} on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissible

$$\sigma_{\text{bc}} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91A.4.5.2})$$

- Si $\frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

c- Vérification des contraintes :

La section homogène est :

$$S = b \times h + \eta (A_s + A_s')$$

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A(V_1 - c')^2 + A'(V_2 - c')^2]$$

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{\text{ser}} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \overline{\sigma_b}$

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

B_0 : Section total homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A')$$

- Si $\frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$\sigma_{bc} = K.y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15.K.(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\text{Avec } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2}.y_{ser} + 15[A'.(y_{ser} - c') - A.(d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2}\right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p.y_c + q = 0$$

$$p = -3.c^3 - \frac{90.A'}{b}(c - c') + \frac{90.A}{B}.(d - c)^2$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90A}{B}.(d - c)^2.$$

C : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{as} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{ai} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

• **Sens longitudinal :**

section	Effort normal N_u (KN)	Moment M_u (KN.m)	e_s (m)	(h/6)	Nature	σ_b sup MPA	σ_b inf MPA	σ_{bc} MPA	σ_a sup MPA	σ_a inf MPA	Σs MPA
Du RDC au 3 ^{eme} (40×40)	$N_{max} = 407,252$	$M_{cor} = 3,416$	0,008	0,06	SEC	1,140	1,077	15	17,0 58	16,200	348
	$N_{min} = 177,206$	$M_{cor} = 0,251$	0,0014	0,06	SEC	0,478	0,476		7,17 5	7,142	
	$N_{cor} = 235,582$	$M_{max} = 12,295$	0,043	0,09	SEC	0,937	0,703		13,8 85	10,718	
Du 4 ^{eme} Au 6 ^{eme} (35×35)	$N_{max} = 177,406$	$M_{cor} = 0,152$	0,0008	0,05	SEC	0,631	0,627	15	9,46 6	9,405	348
	$N_{min} = 37,475$	$M_{cor} = 0,494$	0,013	0,05	SEC	1,337	1,323		20,0 49	19,852	
	$N_{cor} = 932,42$	$M_{max} = 20,795$	0,022	0,05	SEC	3,770	3,144		56,0 12	47,698	

Tableau (VII.6): Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.

• **Sens transversal :**

section	Effort normal N_u (KN)	Moment M_u (KN.m)	e_s (m)	(h/6)	Nature	σ_b sup MPA	σ_b inf MPA	σ_b c MPA	σ_a sup MPA	σ_a inf MPA	Σs MPA
Du RDC au 2 ^{eme} (55×55)	$N_{max}= 117,11$	$M_{cor}=1,914$	0,016	0,06	SEC	0,342	0,305	15	5,101	4,605	348
	$N_{min}= -67,92$	$M_{cor}=3,283$	0,048	0,06	SEC	0,230	0,167		3,401	2,550	
	$N_{cor}= 235,58$	$M_{max}=12,295$	0,043	0,06	SEC	0,937	0,703		13,885	10,718	
Du 3 ^{eme} Au 7 ^{eme} (50 ×50)	$N_{max}= 131,32$	$M_{cor}=1,790$	0,013	0,05	SEC	0,505	0,451	15	7,532	6,816	348
	$N_{min}=73,25$	$M_{cor}=2,154$	0,029	0,05	SEC	0,308	0,243		4,563	3,702	
	$N_{cor}= 932,42$	$M_{max}=20,798$	0,022	0,05	SEC	3,770	3,144		56,012	47,698	

Tableau (VII.7): Vérification des contraintes dans le sens transversal.

Conclusions :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « **RPA.99-V 2003** » en zone II

	NIVEAU	Section (cm ²)	Armatures longitudinaux
Zone I	RDC, 1,2,3	40X40	4HA16+4HA14
Zone II	4, 5,6	35X35	4HA12+4HA14

Tableau VII.A. Ferrailage finale des poteaux

VII.3) Ferrailage des voiles :

VII.3.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de Ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- Zone I : du RDC au 2ème niveau
- Zone II : du 3ème au 5ème niveau
- Zone III : du 6ème au 7ème niveau

VIII.2. Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

RPA.99/modifié 2003 :

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q + 0.8 G + E$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$G + Q + E$$

1-Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{array} \right.$$

Avec : **B** : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et **V'** : bras de levier, $V=V' = L_{\text{voile}} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

L_t : longueur tendue = **L** - **L_c**

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

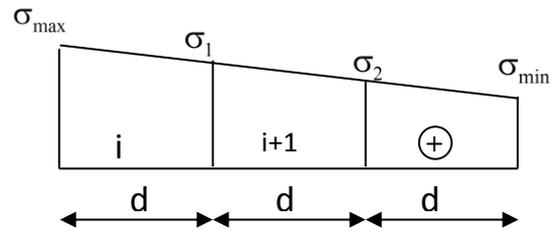
• **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile.

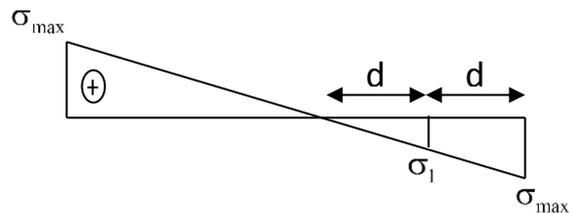
Section entièrement comprimée



• **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

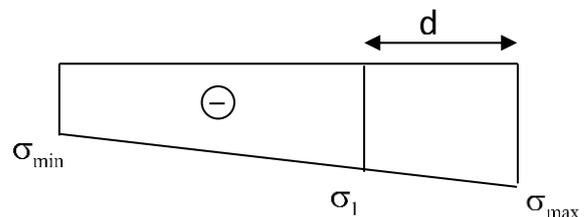
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



• **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Section partiellement comprimée



Section entièrement tendue

2-Calcul des sections d'armatures verticales:

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier.

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier.

a) Armatures minimales :

- **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

- **Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\%B \right\}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec : **B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2%** de la section horizontale du béton tendu.

VII.1.4 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_h \geq 0.15\% B \text{ Globalement dans la section du voile.} \\ A_h \geq 0.10\% B \text{ En zone courante.} \end{array} \right.$$

B : Section du béton

A_V: Section d'armature verticale.

VII.3.5. Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

VII .3.6. Armatures de coutures :(Art7.7.4.3 RPA 2003).

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII .3.7. Armatures de Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).}$$

Avec : e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile.

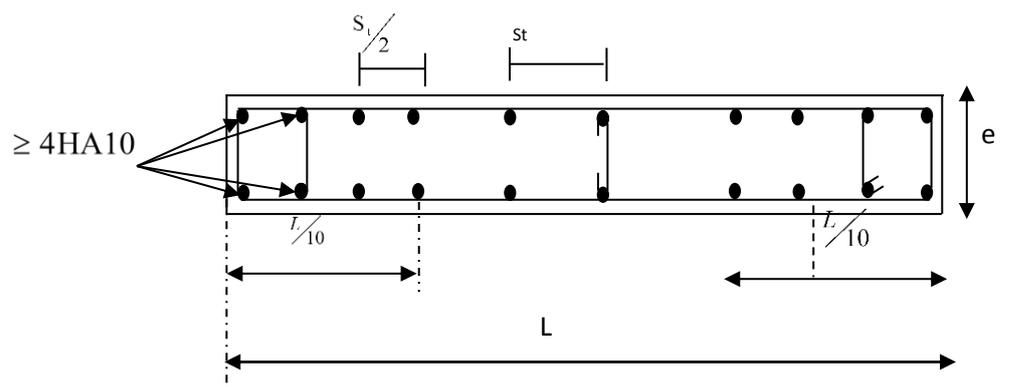
Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

• **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- **40 Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20 Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.



Disposition des armatures verticales.

VII.3. 2Vérification :

❖ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué.

B: Section du béton.

A: Section d'armatures adoptée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**
- **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } \tau_u \text{ : contrainte de cisaillement}$$

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right), \text{ Pour la fissuration très préjudiciable.}$$

Exemple de calcul : Soit à calculer le ferrailage du voile transversal VL1=1.08m sur la zone (I) :

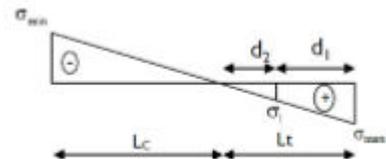
$$L = 1.08 \text{ m.} \quad e = 0.20 \text{ m.}$$

$$\sigma_{\max} = 677 \text{ KN .m}$$

$$\sigma_{\min} = -3583 \text{ KN .m} \quad \longrightarrow \quad \text{SPC}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{677}{677 + 3583} \cdot 1.08 = 0.17 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.08 - 0.17 = 0.91 \text{ m.}$$



$$d_1 \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = d \leq \min \left(\frac{4.08}{2}; \frac{2}{3} \cdot 0.17 \right) = 0.11 \text{ m}$$

$$d_2 = L_t - d_1 = 0.91 - 0.11 = 0.8 \text{ m}$$

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur :

$$\text{On prend : } \begin{cases} d_1 = 0.11 \\ d_2 = 0.8 \text{ m} \end{cases}$$

Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

- **Zone courante :** $St \leq \min(1.5x e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$ **Soit : $St = 30 \text{ cm.}$**
- **Zone d'appuis :** $S_A = St / 2 = 15 \text{ cm.}$ **Soit : $S_A = 15 \text{ cm.}$**
- **Détermination des armatures :**

- **Armatures verticales :**

- **1^{ère} bande : $d_1 = 0,11 \text{ m.}$**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(0,91 - 0,11) \times 3583}{0,91} = 3131,667 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = \frac{3585 + 3131,667}{2} \times 0,11 \times 0,2 = 76,83 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{f_e} = \frac{76,83 \times 10}{400} = 1,91 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005d \cdot e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23 \times 11 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 11 \times 20 \right\} = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **2^{ième} bande : $d_2 = 0,8 \text{ m.}$**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{3131,667 \times 0,8 \times 0,2}{2} = 248,64 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{f_2} = \frac{248,64 \times 10}{400} = 6,216 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :** $A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005d \cdot e \right\}$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23 \times 80 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 80 \times 20 \right\} = 8 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 144,16 \times 10}{400} = 5,55 \text{ cm}^2$$

$$A1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 3,29 \text{ cm}^2$$

$$A2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 7,60 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.,

1^{ère} bande : 2×2HA12 = 4,52 cm²/d₁ soit: 2HA12 /nappe .avec espacement de 15cm.

2^{ème} bande : 2×4HA12 = 9,08 cm²/d₂ soit: 4HA14/nappe avec espacement de 20cm.

❖ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{9,08}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15 \% B \right\} = 3,24 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 = 6,78cm²/ ml avec :St =20 cm.

❖ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

Soit : 04 épingles de HA8 / m²

❖ **Armature des potelets :**

Vu que la section d'armatures doivent dans le poteau est supérieure a celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement:**

❖ **Selon le RPA99 :(Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003) :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 144,160 \times 1000}{200 \times 0,9 \times 1080} = 1,038 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **D'après le BAEL 91 : (Art 5.1.1 /BAEL modifié 99) :**

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa} \quad (\text{cas : } \gamma_b = 1.15)$$

$$\tau_u = \frac{144,16 \times 1000}{200 \times 0,9 \times 1080} = 0,74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{523,82 \times 10^3}{0,216 \times 10^6 + 15(9,05 \times 10^2)} = 2,28$$

$$\sigma_{bc} = 2,19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Les voiles étudiés et ferrillés sont les voiles de plus grandes et petites dimensions

VT1=1,08 m

Pour les voiles VT2 , VT3 , VT4 seront calculés et ferrillés par la même méthode de calcul avec les voiles précédents

Voiles longitudinales VT1 VT2

C	Zone	I	II
	hpoutre(m)	0,30	0,30
	hauteur etage (m)	4,08	3,06
	L (m)	1,08	1,08
	e (m)	0,20	0,20
	B (m ²)	0,216	0,216
	h	3,78	2,76
Solicitation de calcul	T(kN)	144,660	107,366
	N _{ser} (kN)	523,82	523,82
	Vu (kN)	202,524	150,312
	σ _{max} (kN/m ²)	677,000	562,000
	σ _{min} (kN/m ²)	3583,000	3154,000
	NATURE	SPC	SPC
	σs (kN/m ²)	400,00	400,00
	L _c	0,17	0,16
	L _t	0,91	0,92
	d	0,11	0,11
	d _{adopté}	0,11	0,11
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,79	0,81
	σ ₁	3131,667	2779,333
	N ₁	76,83	64,61
N ₂	248,64	224,51	

armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		1,92	1,62
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		6,22	5,61
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		5,57	4,13
	$A'v1/\text{bande/nappe}$		3,31	2,65
	$A'v2/\text{bande/nappe}$		7,61	6,65
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		1,20	1,14
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		4,52	4,52
	$A'v2 \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		9,07	9,07
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*2HA12	2*2HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*4HA12	2*4HA14
	ST		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10
		Bande 2	20	20
Armatures horizontales	$AH_{\min} / \text{nappe (cm}^2\text{)}$		0,69	0,65
	$AH / \text{nappe (cm}^2\text{)}$		3,24	1,67
	$AH \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12
Espacement (cm)			20	20
A transversal	At adoptées		4 épingles	HA8 /m ²
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,042	0,773
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0,744	0,552
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,28	2,28
OBSERVATION	Observation		Verifiée	Verifiée

Voiles transversal VT 3 VT4

C	Zone		I	II
	hpoutre(m)		0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06
	L (m)		1,00	1,00
	e (m)		0,20	0,20
	B (m²)		0,2	0,2
	h		3,73	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		128,501	107,366
	N_{ser} (kN)		523,82	523,82
	Vu (kN)		179,901	150,312
	σ_{max} (kN/m²)		385,000	677,000
	σ_{min} (kN/m²)		2046,000	3583,000
	NATURE		SPC	SPC
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00
	L_c		0,16	0,16
	L_t		0,84	0,84
	d		0,11	0,11
	d_{adopté}		0,11	0,11
	d2 = L_t - d_{adopté}		0,74	0,74
	σ₁		1789,333	3131,667
	N₁		40,49	71,14
N₂		131,70	230,22	
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)		1,01	1,78
	A_{v2}/bande (cm²)		3,29	5,76
	A_{vj} (cm²)		4,95	4,13
	A'_{v1}/bande/nappe		2,25	2,81
	A'_{v2}/bande/nappe		4,53	6,79
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm²)		1,11	1,11
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm²)		3,14	3,14
	A'_{v2} adopté (cm²)		6,28	6,28
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*2HA10	2*2HA10

	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*4HA10	2*4HA10
	ST		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10
Bande 2		15	15	
Armatures horizontales	AHmin /nappe (cm ²)		0,63	0,64
	AH /nappe (cm ²)		2,76	1,70
	AH adopté (cm ²)		3,14	4,71
	choix de la section		6HA10/ml	6HA10/ml
Espacement (cm)			20	20
A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²	
Vérfication des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,999	0,835
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0,714	0,596
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,419	2,348
OBSERVATION	Observation		Verifíee	Verifíee

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VI Etude De L'infrastructure

VI.1 Introduction

Les fondations sont des éléments intermédiaires qui ont pour objet de transmettre des efforts de la superstructure au sol.

La superstructure peut transmettre plusieurs types d'efforts à la fondation, tel que :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment : qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a) Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b) Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante

VI.2 Etude du sol

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars (sol meuble).

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

VI.3 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.

- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.
- facilite d'exécution.
- Economie.

Remarque

Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage. On optera pour des fondations superficielles.

VI.3.1 Semelles isolés sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{S_{max}}$ qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k \Rightarrow \frac{40}{40} = 1$$

$$d'ou \quad A = B$$

$$\text{Alors } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Application numérique :

$$N_{ser} = 924,158 \text{ kN}; \quad \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{924,158}{200}} = 2,14 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2,14 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

VI.3.2 Semelles filantes

a) Semelles sous poteaux

- **Hypothèse de calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul**

-détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

-détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} ;$$

Avec : e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution de charges par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} \quad 770,64$$

- **Exemple de calcul**

Poteaux	$N_i (G+Q)$	Moment	$e_i(\text{m})$	$N_i \times e_i$	$M_i + N_i \times e_i$
A	770,64	0,209	-4.4	-3390.816	-3389.951
B	370.678	0.008	0.45	166.805	166.813
C	924,15	-0,05	4.4	4066.26	4066.21
Total	2064,94	/	/	/	843.072

Tableau VI.1

On obtient

$$R = \sum N_i = 2064.94 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{843.072}{2064.94} = 0.40 \text{ m}$$

$$e = 0,4 < \frac{9,2}{6} = 1,53 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{2064.94}{9.2} \left(1 + \frac{6 \times 0,40}{9.2}\right) = 283.00 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{2064.94}{9.2} \left(1 - \frac{6 \times 0,4}{9.2}\right) = 165.89 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{2064.94}{9.2} \left(1 + \frac{3 \times 0,40}{9.2}\right) = 253.72 \text{ ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{253.72}{200} = 1,26 \text{ m on prend } B = 1,30 \text{ m}$$

D'où

La surface de la semelle filante sous poteaux : $1,30 \times 9.2 = 11.96 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux S_p :

$$S_p = (11.96 \times 6) = 71.76 \text{ m}^2$$

b) Semelles sous Voiles

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort N :

$$N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol vaut 0,2 Mpa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

G : charge permanente revenant aux voiles

Q : surcharge revenant aux voiles

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

- **Sens x-x**

Voiles	Ni (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L
VX1	559.659	1.08	2.59	2.792
VX2	556.547	1.08	2.57	2.77
VX3	461.34	1.08	2.14	2.31
VX4	455.95	1.08	2.11	2.27

Tableau VI.2

- **Sens y-y**

Voiles	N_i (kN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$
V_{X1}	465.846	1	2.32	2.32
V_{X2}	464.564	1	2.32	2.32
V_{X3}	522.814	1	2.61	2.61
V_{X4}	520.163	1	2.60	2.60

Tableau VI.3

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_V = \sum B_i \times L_i = 19.99 \text{m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_p + S_V = 71.76 + 19.99 = 91.753 \text{m}^2$$

Calcul du rapport $\frac{S_T}{S_{\text{batiment}}}$

$$\frac{S_T}{S_{\text{Batiment}}} = \frac{91.75}{163.79} = 0,56 \Rightarrow 56\% \text{ De la surface de l'assise.}$$

Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité

VI.4 Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VI.4.1 Pré dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25cm.

Selon la condition forfaitaire :

a) Sous voile

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4.85 \text{ m} ; 60.625\text{cm} \leq h \leq 97\text{cm}$$

On prend : $h = 80\text{cm}$.

b) Sous poteau, la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

Une hauteur minimale de 25cm

$$L_{\max} = 4.85\text{m} ; h_d \geq \frac{487}{20} = 24.35\text{cm}$$

On prend : $h_d = 25\text{cm}$.

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \geq \frac{485}{10} = 48.5\text{cm} \quad \text{on prend } h_n = 60\text{cm}$$

c) la largeur de la nervure

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \longrightarrow 24\text{cm} \leq b_n \leq 42\text{cm}$$

On prend : $b_n = 40\text{cm}$

Calcul de la hauteur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$

I : L'inertie de la section.

E : Module de déformation longitudinale différée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}.$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.85\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 1.00 \text{ m}$$

Soit : $h = 100 \text{ cm}$.

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

d) Hauteur des nervures suivant les deux sens

-Hauteur de la nervure : $h_n = 100 \text{ cm}$;

-Largeur de la nervure : $b_n = 40 \text{ cm}$.

-Hauteur de la dalle : $h_d = 25 \text{ cm}$.

Calcul de la surface du radier :

e) Les charges

La charge permanente totale à la base $G = 8262,792 \text{ kN}$.

La charge d'exploitation totale à la base $Q = 2266,226 \text{ kN}$

f) Les combinaisons

L'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8262,792 + 1.5 \times 2266,226 = 14554,108 \text{ kN}$

L'ELS : $N_s = G + Q = 8262,792 + 2266,226 = 10529,018 \text{ kN}$

VI.4.2 Caractéristiques du radier

a) Surface du radier

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{14554,108}{1,33 \times 200} = 54,7 \text{ m}^2.$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{10529,018}{200} = 52,64 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S^{\text{ELU}}; S^{\text{ELS}}) = 54,7 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 163,76 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 54,7 \text{ m}^2.$$

D'après le BAEL91, on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur $d_{\text{déb}}$ avec :

$$d_{\text{déb}} \geq \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}.$$

Avec :

h : hauteur du radier Soit un débord de 50 cm.

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{déb}} = 163.76 + 40 \times 0,5 = 191.26 \text{ m}^2.$$

b) Poids total du radier

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de la dalle flottante
+ poids de T. V. O

$$G_{\text{dalle}} = 191.26 \times 0.25 \times 25 = 1195.37 \text{ kN}$$

$$G_{\text{nervure}} = 0.5 \times 25 \times (1 - 0,25) \times (10.2 \times 3 + 18.8 \times 6) = 1344.37 \text{ kN}$$

❖ Poids de TVO :

ρ : poids volumique du remblai.

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = 0,5(10.2 \times 3 + 18.8 \times 6) = 71.7 \text{ m}^2.$$

$$P_{\text{TVO}} = (191.26 - 71.7) \times (1 - 0,25) \times 17 = 1524.39 \text{ kN}$$

Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = (191.26 - 71.7) \times 0,1 \times 25 = 298.9 \text{ kN. (} e_p = 10 \text{ cm)}$$

$$G_{\text{radier}} = 1195.37 + 1524.39 + 1344.37 + 298.9 = \mathbf{4363.03 \text{ kN}}$$

- **Poids totale de l'ouvrage**

$$G_T = G_{\text{rad}} + G_{\text{str}} = 4363.03 + 8262,792 = 12625.82 \text{ kN}$$

- **Surcharge total**

$$Q_T = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{str}} = 1.5 \times 191.26 + 2266,226 = 2553.116 \text{ kN}$$

c) Les combinaisons d'actions

$$\text{L'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 12625.82 + 1.5 \times 2553.116 = 20874.53 \text{ kN}$$

$$\text{L'ELS : } N_s = G + Q = 12625.82 + 2553.116 = 15178.9 \text{ kN}$$

d) Vérification de la contrainte de cisaillement BAEL91 Art A.5.1.1

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.64 \times f_{c28}^{2/3}$$

$$b = 1 \text{ m ; } d = 0.9h_d = 0.9 \times 25 = 22.5 \text{ cm}$$

$$T_{u \text{ max}} = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{rad}}} = \frac{20874.53 \times 4,85}{2 \times 191.26} = 264.66 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{264.66 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1.17MPa$$

$$\tau_u = 1.17 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification à l'effort sous pression

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire la condition suivante :

$$P \geq \gamma_w \times S \times Z \times f_s$$

P : Poids total a la base du radier.

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

f_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $f_s = 1.5$.

Z : Profondeur de l'infrastructure $Z = 1 \text{ m}$.

$$P = G_{rad} + G_{str} = 12625.82 \text{ kN}$$

$$\gamma_w \times S \times Z \times f_s = 10 \times 191.26 \times 1 \times 1.5 = 2868.9 \text{ kN}$$

$$P = 12625.82 \text{ kN} > \gamma_w \times S \times Z \times f_s = 2868.9 \text{ kN}$$

Condition

vérifiée

f) Vérification au poinçonnement BAEL : Art A.5.2.42

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$Q_u \leq \frac{1}{\gamma_b} 0.045 u_c h f_{c28}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

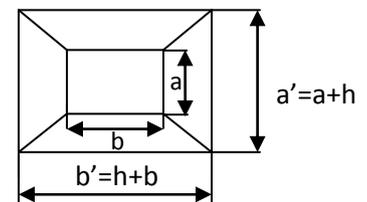
u_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$$u_c = (a + b + 2h) \times 2$$

a : Épaisseur du voile ou de poteau.

b : Largeur du poteau ou de voile (une bande de 1 m).

h : Épaisseur totale du radier.



- Vérification pour les poteaux

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité $Q_u = 195.20 \text{ kN}$

$$u_c = (0.40 + 0.40 + 2 \times 1) \times 2 = 4.32$$

$$\frac{1}{\gamma_b} 0.045 u_c h f_{c28} = \frac{1}{1.5} 0.045 \times 4.32 \times 1 \times 25 \times 10^3 = 3240 \text{ kN}$$

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité pour une bonde de largeur $b = 1 \text{ m}$
 $1 \text{ m} Q_u = 195.20 \text{ kN} < 3240 \text{ kN}$ Condition vérifiée

Vérification pour les voiles

$$Q_u = 195.201 \text{ kN} \quad L = 1.08 \text{ m}$$

$$u_c = (0.20 + 1.08 + 2 \times 1) \times 2 = 6.56$$

$$\frac{1}{\gamma_b} 0.045 u_c h f_{c28} = \frac{1}{1.5} 0.045 \times 6.56 \times 1 \times 25 \times 10^3 = 4920 \text{ kN}$$

$$Q_u = 195.201 \text{ kN/ml} < 5906.25 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

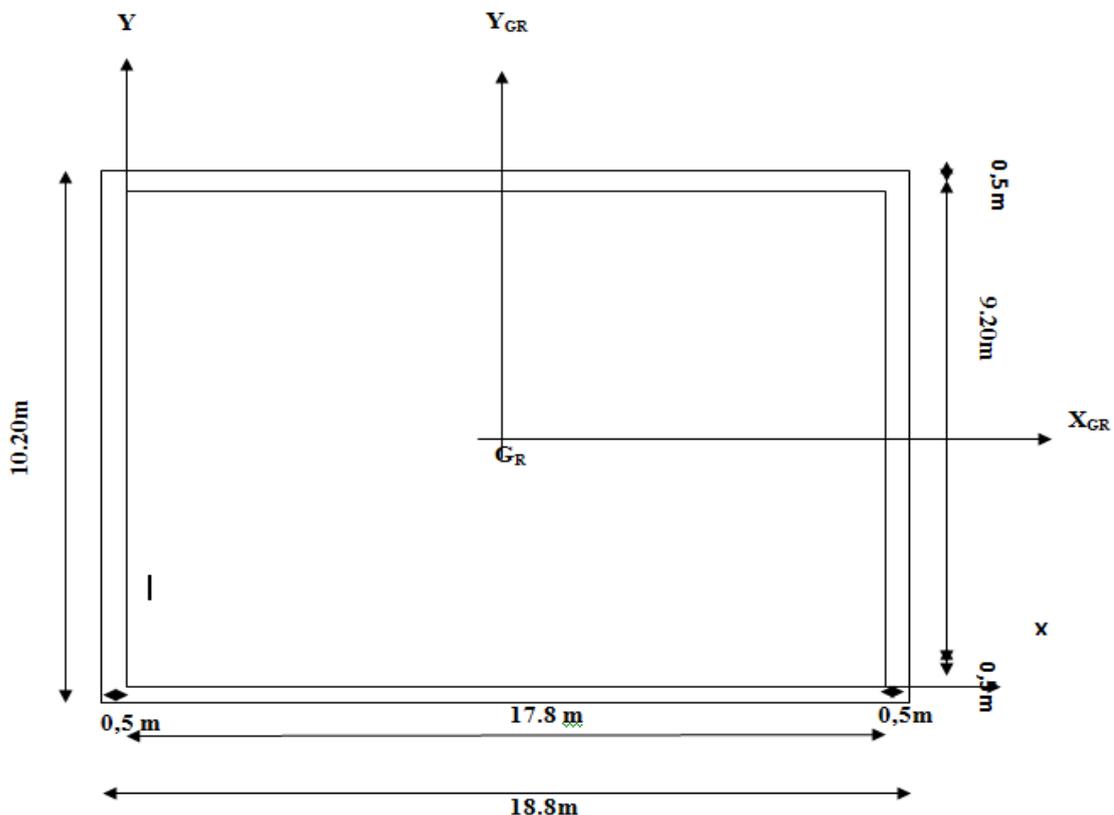
$$X_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i} = 9.4 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i} = 5.1 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i , Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = 6656.969 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 22599.506 \text{ m}^4$$



- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure ;

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure ;

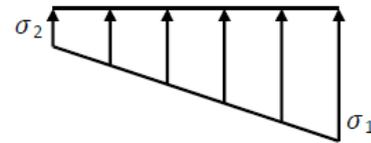
I_{xx} , I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \sigma_{sol} \text{ (RPA99/2003.Art.10.1.4.1)}$$



Figure(VIII.2) : Diagramme des contraintes

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V.$

Sens longitudinal :

$$M_{0x} = 16674.76 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0x} = 744.077 \text{ KN}$$

$$N_u = 20874.53 \text{ kN}$$

L'ELU

$$15178.9 \text{ kN}$$

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h = 16674.76 + 744.077 \times 1 = 17418.83 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{20874.53}{191.26} + \frac{17418.83}{22599.506} \times 9.4 = 116.38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{20874.53}{191.26} - \frac{17418.83}{22599.506} \times 9.4 = 101.89 \text{ KN/m}^2$$

$$D'ou : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 116.38 \text{ KN}) + 101.89}{4} = 112.75 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

→ condition vérifiée.

L'ELS

$$N_s = 15178.9 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{15178.9}{191.26} + \frac{17418.83}{22599.506} \times 9.4 = 86.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{15178.9}{191.26} - \frac{17418.83}{22599.506} \times 9.4 = 72.11 \text{ KN/m}^2$$

$$D'ou : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 86.60) + 72.11}{4} = 82.97 \text{ KN/m}^2 < 2 \cdot \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2$$

→ condition vérifiée.

- **Sens transversal :**

L'ELU

$$M_{0Y} = 14470.56 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0Y} = 645.719 \text{ KN}$$

$$N_u = 20874.53 \text{ kN}$$

$$M_y = M_{0Y} + T_{0Y} \times h = 14470.56 + 645.719 \times 1 = 15116.28 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{20874.53}{191.26} + \frac{15116.28}{6656.969} \times 5.1 = 120.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{20874.53}{191.26} - \frac{15116.28}{6656.969} \times 5.1 = 97.56 \text{ KN/m}^2$$

$$D'ou : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 120.73) + (97.56)}{4} = 114.9 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

→ condition vérifiée.

L'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{15178.9}{191.26} + \frac{15116.28}{6656.969} \times 5.1 = 90.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{15178.9}{191.26} - \frac{15116.28}{6656.969} \times 5.1 = 67.78 \text{ KN/m}^2$$

$$D'ou : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 90.94) + (67.77)}{4} = 85.15 \text{ KN/m}^2 < 2. \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2$$

→ condition vérifiée.

VIII.6. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99); on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

1) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

On distingue deux cas : selon $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec ($L_x < L_y$)

1^{er} cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

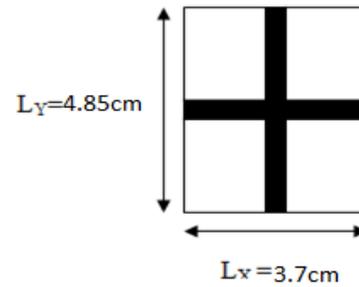
Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{4.85} = 0,76$$

Figure(VIII.3) : Entre axes du panneau le plus**sollicité**

$0,4 \leq \rho = 0,76 \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(112.75 ; 114.9) = 114.9 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(82.97 ; 85.15) = 85.15 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(114.9 - \frac{4363.03}{191.26} \right) \times 1\text{m} = 92.08 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(85.15 - \frac{4363.03}{191.26} \right) \times 1\text{m} = 62.33 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul:**

1-Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v=0 \quad ; \quad \rho = 0,76$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L^2_x = 0,0608 \times 92,08 \times 3,7^2 = 76,64 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,5274 \times 76,64 = 40,42 \text{KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{\text{app}} \begin{cases} 0,3M_x \text{ Pour un appui de rive.} \\ 0,5M_x \text{ Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{\text{travé}} \begin{cases} 0,85M_x \text{ Pour une travée de rive.} \\ 0,85M_x \text{ Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_x = 76,64 \text{KN.m} \text{ et } M_y = 40,42 \text{KN.m}$$

❖ **Moment aux appuis :**

- de rive :

$$M_x^a = 0,3 M_x = 0,3 \times 76,64 = 22,992 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 M_y = 0,3 \times 40,42 = 12,126 \text{KN.m}$$

- Intermédiaire:

$$M_x^a = 0,5 M_x = 0,5 \times 76,64 = 38,32 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 M_y = 0,5 \times 40,42 = 20,21 \text{KN.m}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 76,64 = 65,14 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 40,42 = 34,35 \text{KN.m}$$

❖ **Ferraillage**

$$\mu_u = \frac{M_x^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{38.32 \times 10^3}{100 \times (22.5)^2 \times 14.2} = 0,055 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_{sc} = 0$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1ml

Avec: **b = 100 cm ; h = 25 cm**

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A(cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	38,32	0.055	0.971	SSA	5.15	6HA12 = 5.65	12
	Travée	65.14	0.09	0.953	SSA	8.65	6HA14 = 9.23	10
yy	Appuis	20.21	0.029	0.986	SSA	2.67	6HA10 = 4.71	16
	travée	34.35	0.049	0.975	SSA	4.6	6HA12 = 6.78	10

Tableau (VII.4): Ferraillage du radier.

VII.4.5.Vérification à L'ELU:

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{bh} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour fe 400

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	5.65	4,48	Condition vérifiée
	Travée	9.23		Condition vérifiée
yy	Appuis	4.71		Condition vérifiée
	travée	6.78		Condition vérifiée

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.76}{2} \times 100 \times 50 = 4,48 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 50; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 40\text{cm}\} = \min \{4 \times 50; 40\text{cm}\} = 40\text{cm}$$

$$S_t = 12\text{cm} < 40\text{cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b=1\text{m} \quad ; \quad d=0,9 \quad h_d = 0,9 \times 0,25 = 0,225 \text{ m}$$

Avec :

$$p = q_{um} l_x l_y = 233,78 \times 4 \times 4,25 = 3974,26 \text{ KN/m}^2$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3974,26}{3 \times 4,25} = 311,70 \text{ KN}$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{3974,26}{2 \times 4,25 + 4} = 317,94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{317,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,405} = 0,78 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,78 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.4.5. Calcul et vérification à l'E.L.S :

On a : $\rho = 0,76$ et $v = 0.2$

$$\text{A l'E.L.S:} \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0632 \times 62,33 \times 3,7^2 = 53,94 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0,710 \times 53,94 = 38,29 \text{ KN.m}$$

$M_x = 53,94 \text{ KN.m}$ et $M_y = 38,29 \text{ KN.m}$

❖ **Moment aux appuis :**

- de rive :

$$M_x^a = 0,3 M_x = 0,3 \times 53,94 = 16,18 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 M_y = 0,3 \times 38,29 = 11,48 \text{ KN.m}$$

- intermédiaire:

$$M_x^a = 0,5 M_x = 0,5 \times 53,94 = 26,96 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 M_y = 0,5 \times 38,29 = 19,14 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 53,94 = 45,84 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 38,29 = 32,54 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot 1.d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b.d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X _x	Appuis	5.65	26.96	0.251	0.920	47.50	230.5	348	4.85	15	Cv
	Travée	9.23	45.84	0.410	0.902	36.02	244.71	348	6.79	15	Cv
Y _y	Appuis	4.71	19.14	0.20	0.927	51.49	194.83	348	3.78	15	Cv
	travée	6.78	32.54	0.30	0.903	42.47	236.22	348	5.39	15	Cv

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII.5.Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

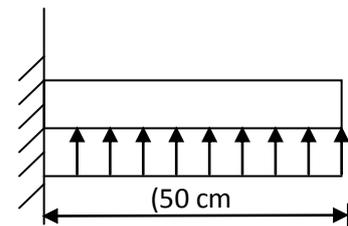


Figure VII.3: Schéma statique du débord.

$$P_u = q_u = 92.08 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \quad M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-92.08 \times 0.5^2}{2} = -11.51 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$P_s = q_s = 62.33 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-62.33 \times 0.5^2}{2} = -17.53 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures : $b = 1 \text{ m}$; $d = 22.5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.51 \cdot 10^2}{100 \times 22.5 \times 14.2} = 0.036 < 0.392 \text{SSA}$$

$$\mu = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.53 \times 10^2}{0.982 \times 22.5 \times 34.8} = 2.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_a = 5\text{HA}12 = 5,65.93 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22.5 \times 2.1}{400} = 2.71 \text{ cm}^2$$

$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.71 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

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

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 22.5} = 0.251$$

$\rho_1 = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.920 \rightarrow \alpha_1 = 0.240$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.240}{15(1 - 0.240)} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{17.53 \times 10^{-3}}{0.920 \times 0.225 \times 5.65 \times 10^{-4}} = 149.88 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.021 \times 149.88 = 3.14 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$\sigma_{st} = 149.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VII.6.Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

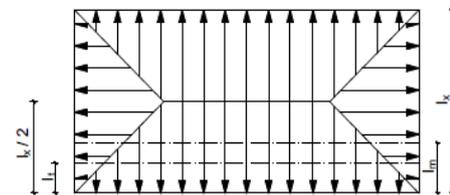
Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho}{4} \right)$



Figure(VII.4): Répartition trapézoïdale.

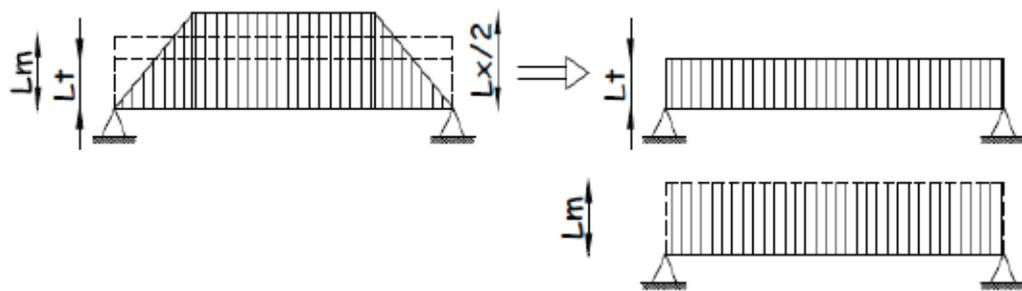
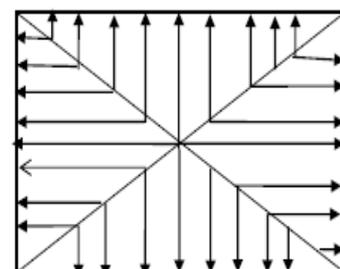


Figure (VII.4): Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $l_m = 0,333xl_x$



Figures(VII.5): Répartition triangulaire.

Effort tranchant : $I_t = 0,25xI_x$

Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(114,9 - \frac{4363,03}{191,26} - \frac{1344,37}{71,7} \right) \times 1ml$$

$$= 110,83KN/ml$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(85,15 - \frac{4363,03}{191,26} - \frac{1344,37}{71,7} \right) \times 1ml = 81,08KN/ml$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u L_m$$

$$Q_S = q_s L_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u L_t$$

$$Q_S = q_s L_t$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sense longitudinal : Nervure (file 2)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3.7	4.85	0.76	triangulaire	1.23	0.92	110.83	81.08	136.32	272.64	99.72	199.44	101.96	203.92	74.59	149.18
	2	3.7	4.85	0.76	triangulaire	1.23	0,92	110.83	81.08	136.32		99.72		101.96		74.59	
B - C	1	3.35	4.85	0.69	triangulaire	1.11	0.83	110.83	81.08	122.35	244.7	89.99	179.98	91.89	183.78	67.29	134.58
	2	3.35	4.85	0.69	triangulaire	1.11	0.83	110.83	81.08	122.35		89.99		91.89		67.29	
C - D	1	3.25	4.85	0.67	triangulaire	1.08	0.81	110.83	81.08	119.04	238.08	87.56	175.12	89.77	179.54	65.67	131.34
	2	3.25	4.85	0.67	triangulaire	1.08	0.81	110.83	81.08	119.04		87.59		89.77		65.67	
D - E	1	3.45	4.85	0.71	triangulaire	1.14	0.86	110.83	81.08	125.66	259.12	92.43	184.86	95.31	190.62	65.67	131.34
	2	3.45	4.85	0.71	triangulaire	1.14	0.86	110.83	81.08	125.66		92.43		95.31		65.67	
E - F	1	3,7	4.85	0,76	triangulaire	1.23	0,92	110.83	81.08	136.32	272.64	99.72	199.44	101.96	203.92	74.59	149.18
	2	3.7	4.85	0,76	triangulaire	1.23	0,92	110.83	81.08	136.32		99.72		101.96		74.59	

Tableau (VII.7) : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversal: Nervure (file B)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	L_Y	L_X	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
1-2	1	4.85	3.7	0.76	trapézoïdal	1.49	1.14	110.83	81.08	165.13	330.26	120.80	241.6	126.34	252.68	92.43	184.86
	2	4.85	3.7	0.76	trapézoïdal	1.49	1.14	110.83	81.08	165.13		120.80		126.34		92.43	
2-3	1	4	3.7	0.925	trapézoïdal	0.75	0.99	110.83	81.08	83.12	166.24	60.81	121.62	109.72	219.44	60.81	121.62
	2	4	3.7	0.925	trapézoïdal	0.75	0.99	110.83	81.08	83.12		60.81		109.72		60.81	

Tableau (VII.8) : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Détermination des sollicitations:

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudina

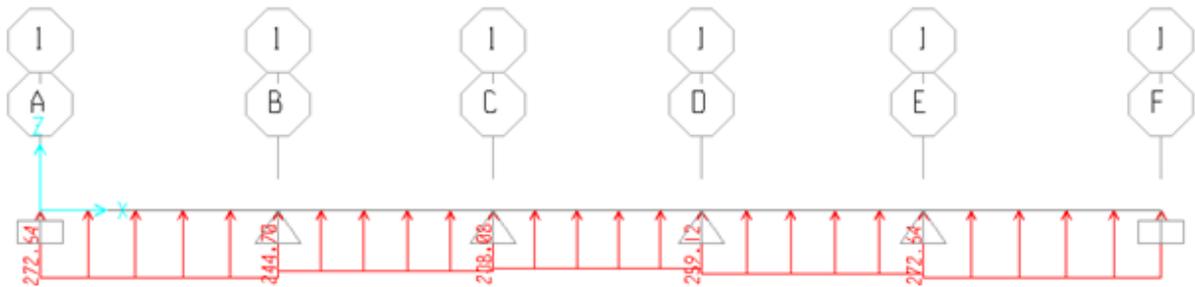


Figure (VII.6) : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

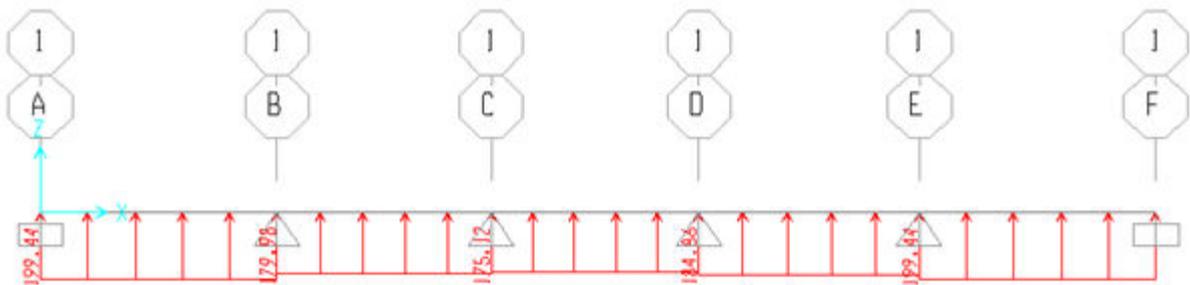


Figure (VII.7) : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

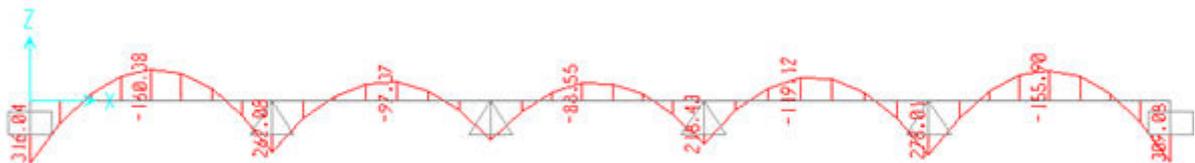


Figure (VII.8) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

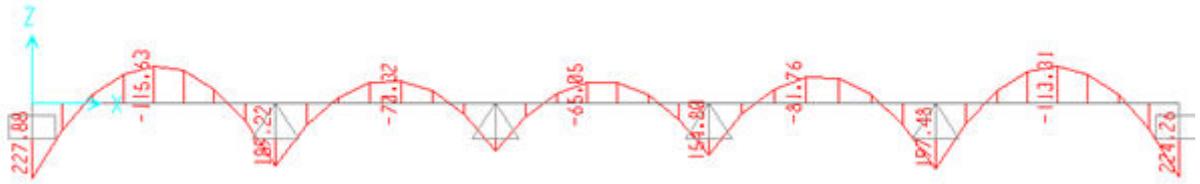


Figure (VII.9) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

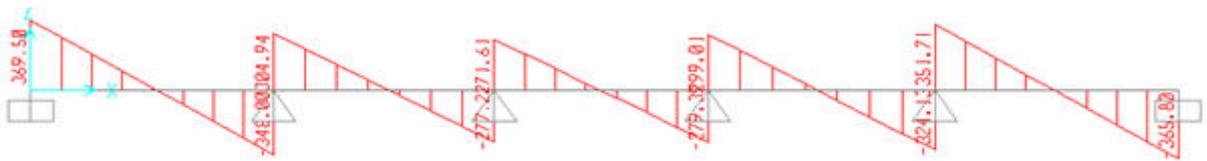


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

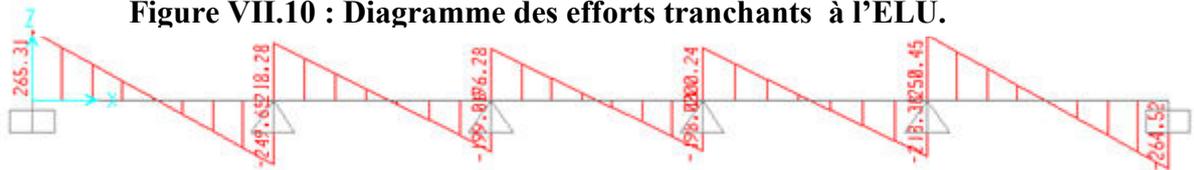


Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Sens transversal :

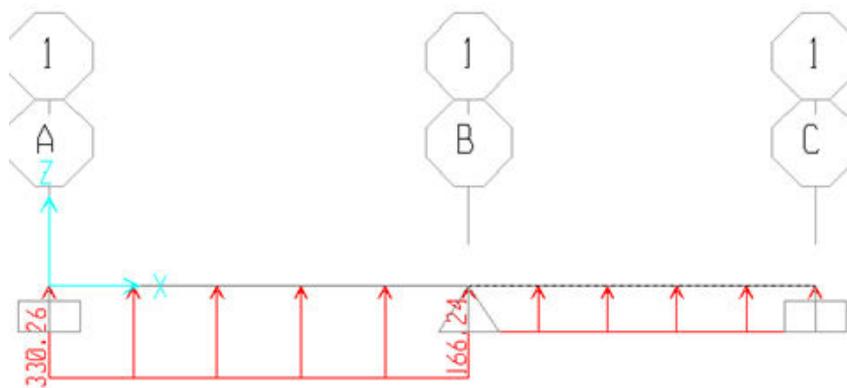


Figure (VII.12) : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

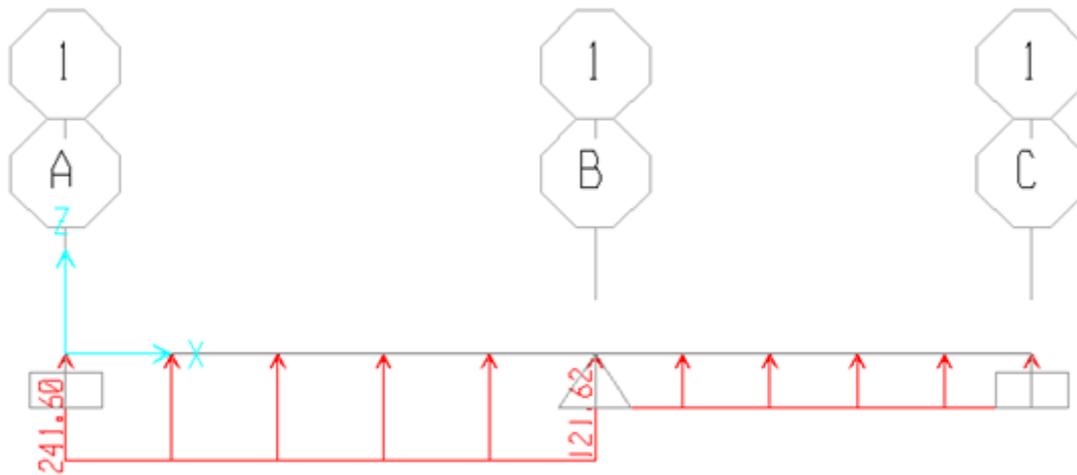


Figure (VII.13) : Schéma statique de la nervure EIS (sens transversal).

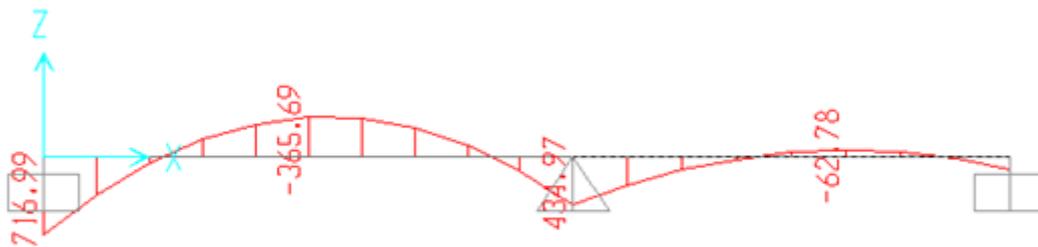


Figure (VII.14) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

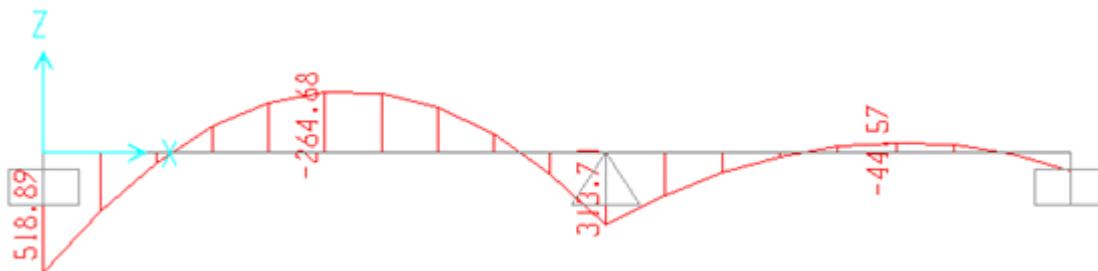


Figure (VII.15) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

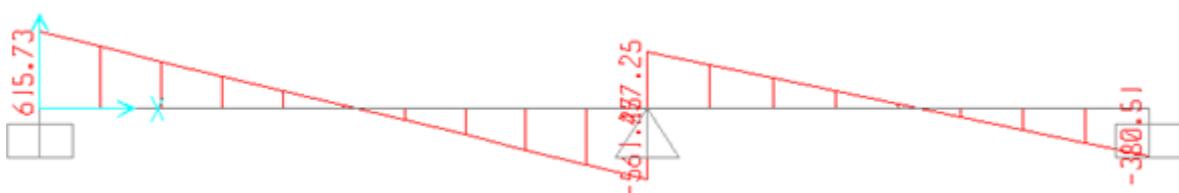


Figure (VII.16) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

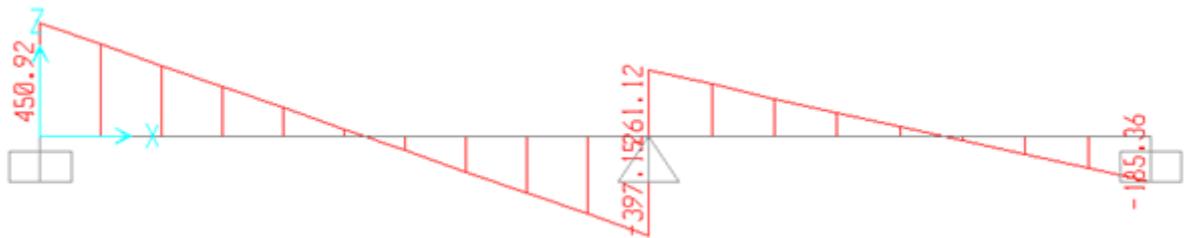


Figure (VII.17) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	316.04	227.88	716.99	518.89
M_{tmax} (KN.m)	155.9	115.63	365.69	264.68
T_{max} (KN)	369.50	265.312	615.73	450.92

Tableau (VII.9) : Les efforts internes dans les nervures.

Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales : $b=40$ cm $d=90$ cm

V.2.3 Étapes de calcul de ferrailage

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

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

- Calcul du moment réduit à l'ELU :

Si $\mu < \mu_l = 0.392$: la section simplement armée (SSA)

$$A = \frac{M_{\mu}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
xx	Appuis	316.04	0.068	0.965	SSA	10.45	8HA14=12.31
	Travée	155.9	0.033	0.983	SSA	5.06	6HA12=6.78
yy	Appuis	716.99	0.15	0.919	SSA	24.91	8AH20=25.13
	travée	365.69	0.079	0.958	SSA	12.18	8HA16=16.09

Tableau (VII.10): Le ferrailage adopté pour la nervure.

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8\text{mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{100}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.52$$

$$\text{Soit : } A_t=4\text{HA8}=2.01\text{cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)}$$

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

- **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 4.347 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 25.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.13 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 16.09 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 369.50 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{369.50}{40 \times 90} = 1.02 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal: $T_u^{\max} = 615.73 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{615.73}{90 \times 40} = 0.87 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

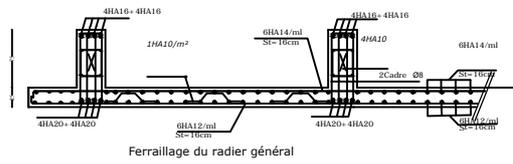
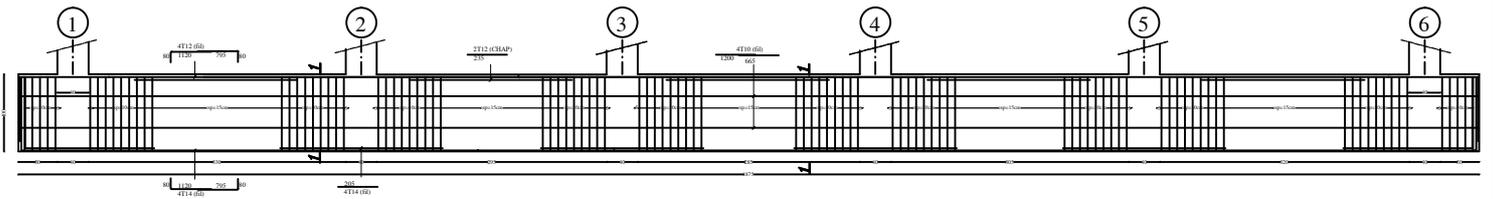
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sense	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	12.31	227.8 8	0.341	0.909	39.95	226.27	348	5.66	15	CV
	Travée	6.78	115.6 3	0.188	0.929	55.42	203.97	348	3.68	15	CV
yy	Appuis	25.13	716.9 9	0.698	0.879	26.32	328.35	348	12.4 7	15	CV
	Travée	16.09	365.6 9	0.446	0.898	34.02	281.21	348	8.26	15	CV

Tableau (VII.11) : Vérification des contraintes à l'ELS

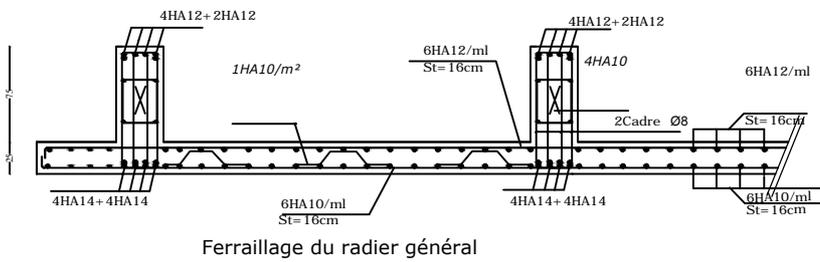
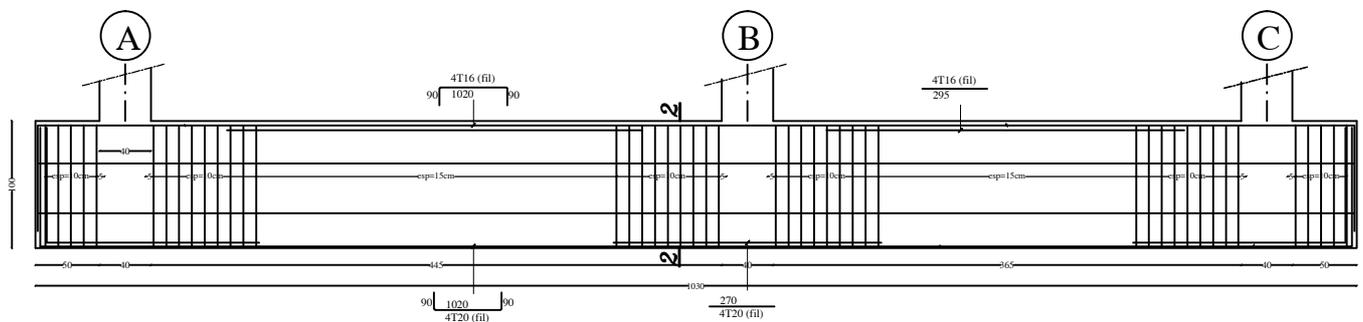
Les plans

FERRAILLAGE NERVURE DIM (40 X 100) sens longitudinale



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: BOUGHEDA SABRENA BELALIA FARIDA	PLAN DE FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE
DIRIGER PAR: Mme:YAHYAOUI	Echelle : 1/50
Promotion: 2016-2017	

FERRAILLAGE NERVURE DIM (40 X 100) sens transversale



Ferrailage du radier général

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:

BOUGHEDA SABRINA
BELALIA FARIDA

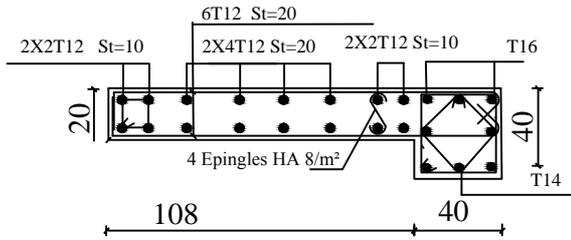
DIRIGER PAR:
Mme:YAHYAOU

PLAN DE FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE

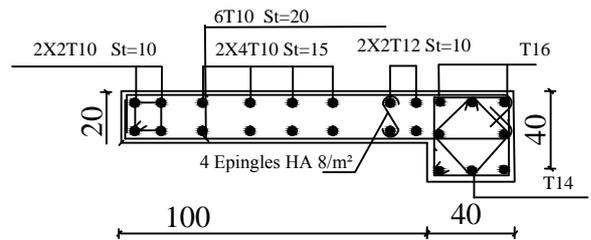
Echelle : 1/50

Promotion: 2016-2017

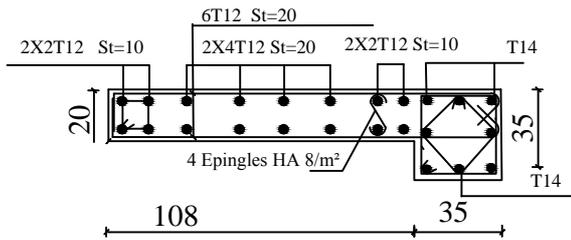
Voiles longitudinales :RDC ,1er ,2 ,3eme étage



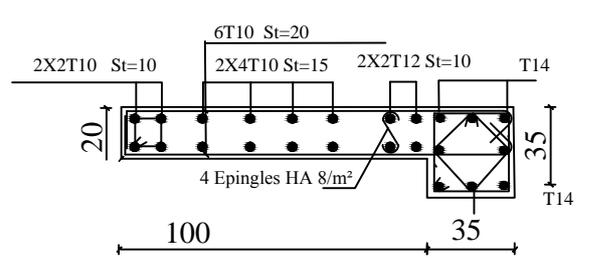
Voiles transversales :RDC ,1er ,2 ,3eme étage



Voiles longitudinales 4, 5 ,6eme étage



Voiles longitudinales 4, 5 ,6eme étage



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

-TIZI OUZOU -

PROJET:

ETUDE DE LA STRUCTURE D UN BATIMENT R+6

Présenté par:

boughedda sabrina
belalia farida
MASTER 2

Encadré par:

yahyaoui

Désignation: Coffrage et ferrailage des voiles

Date:

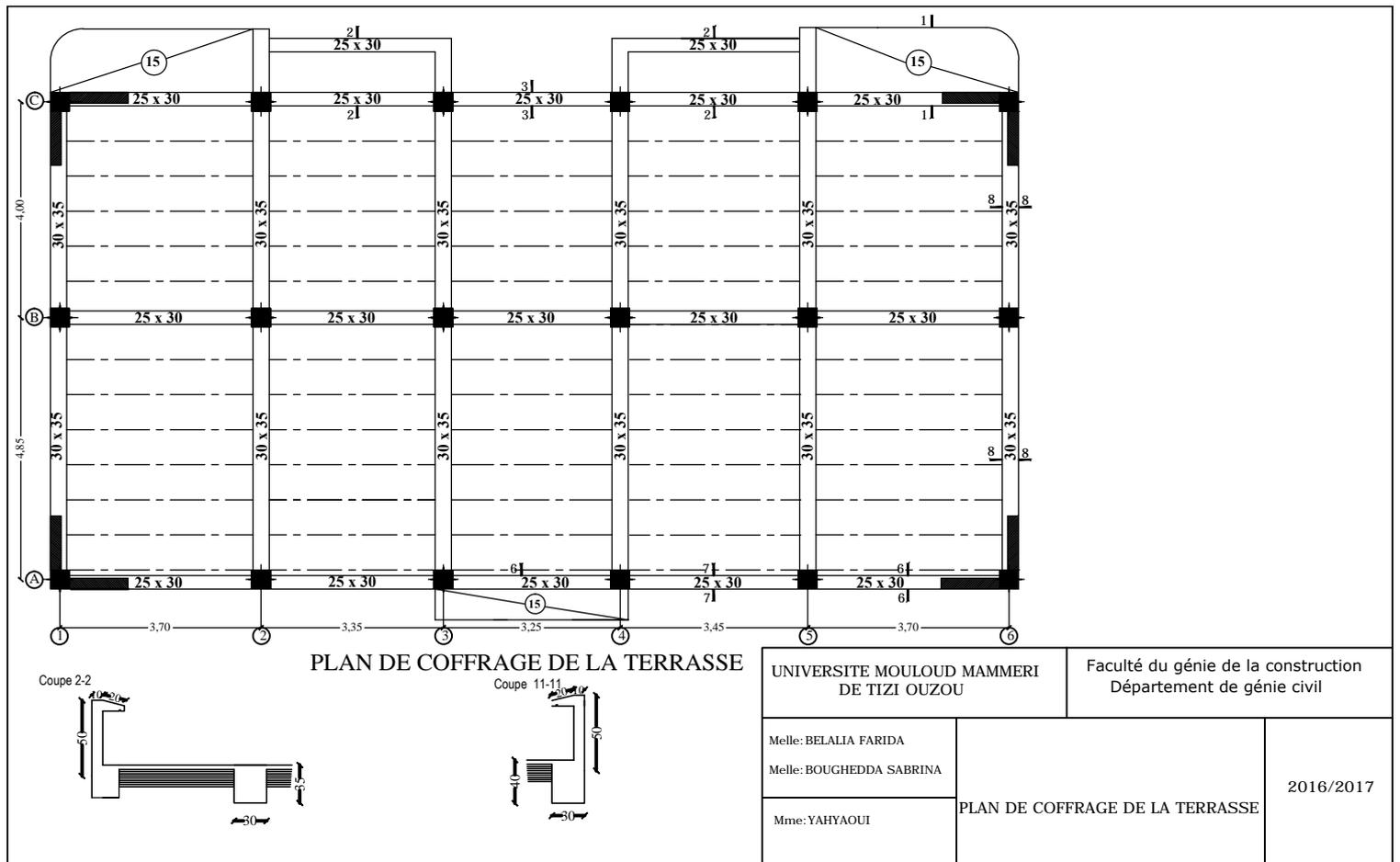
SEPTEMBRE 2017

Echelle:

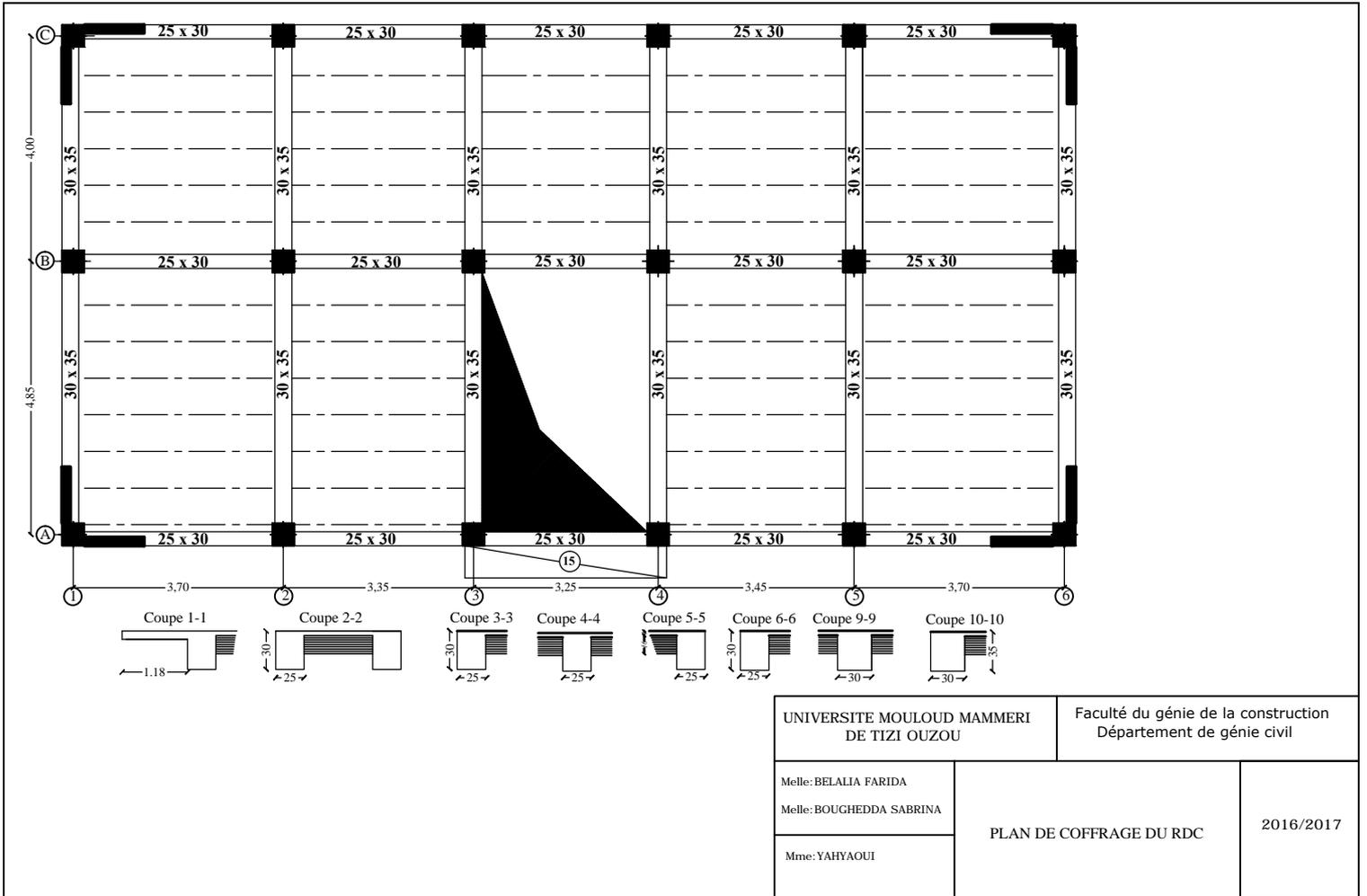
1/25

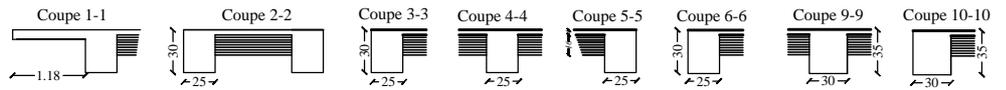
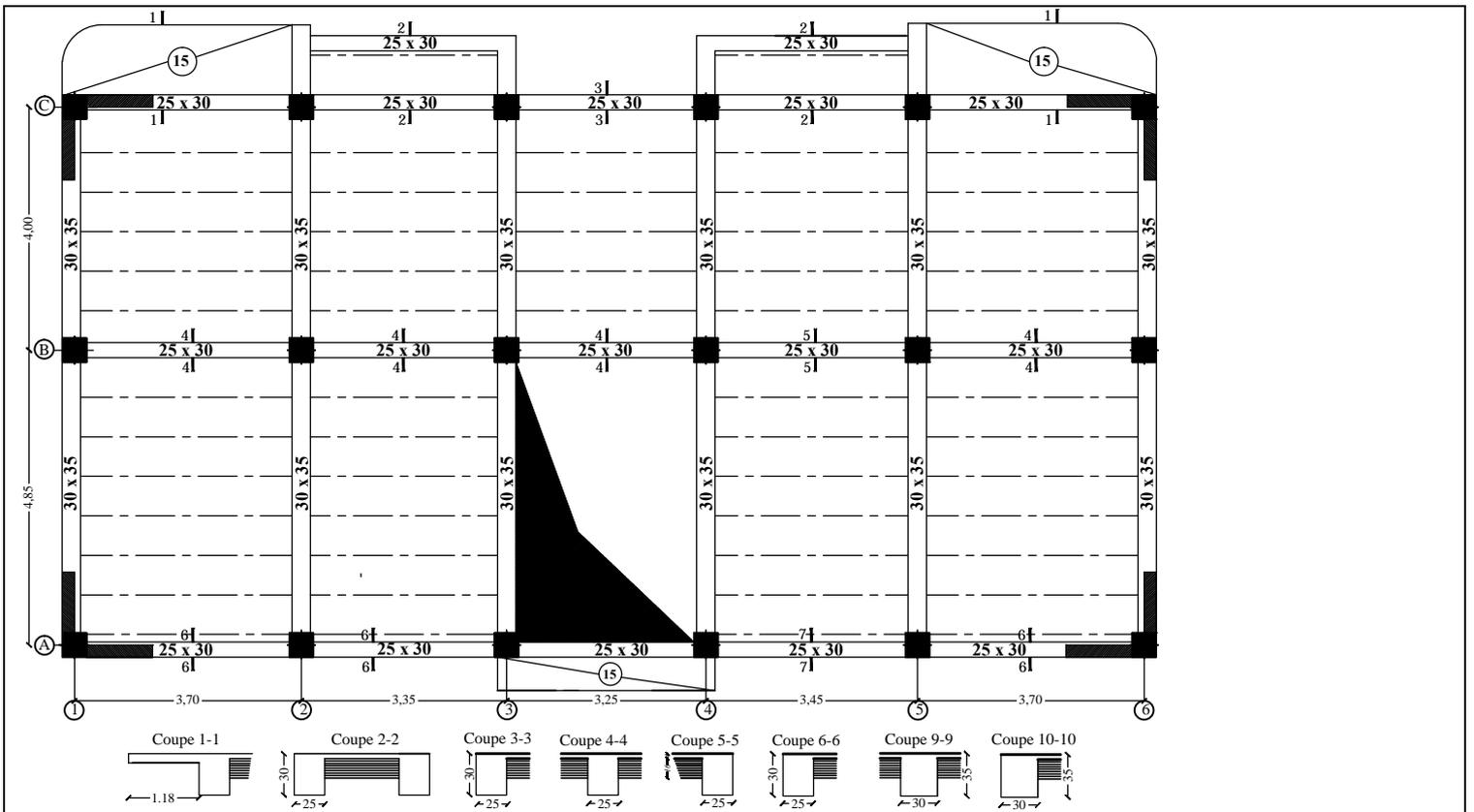
Plan N°:

06

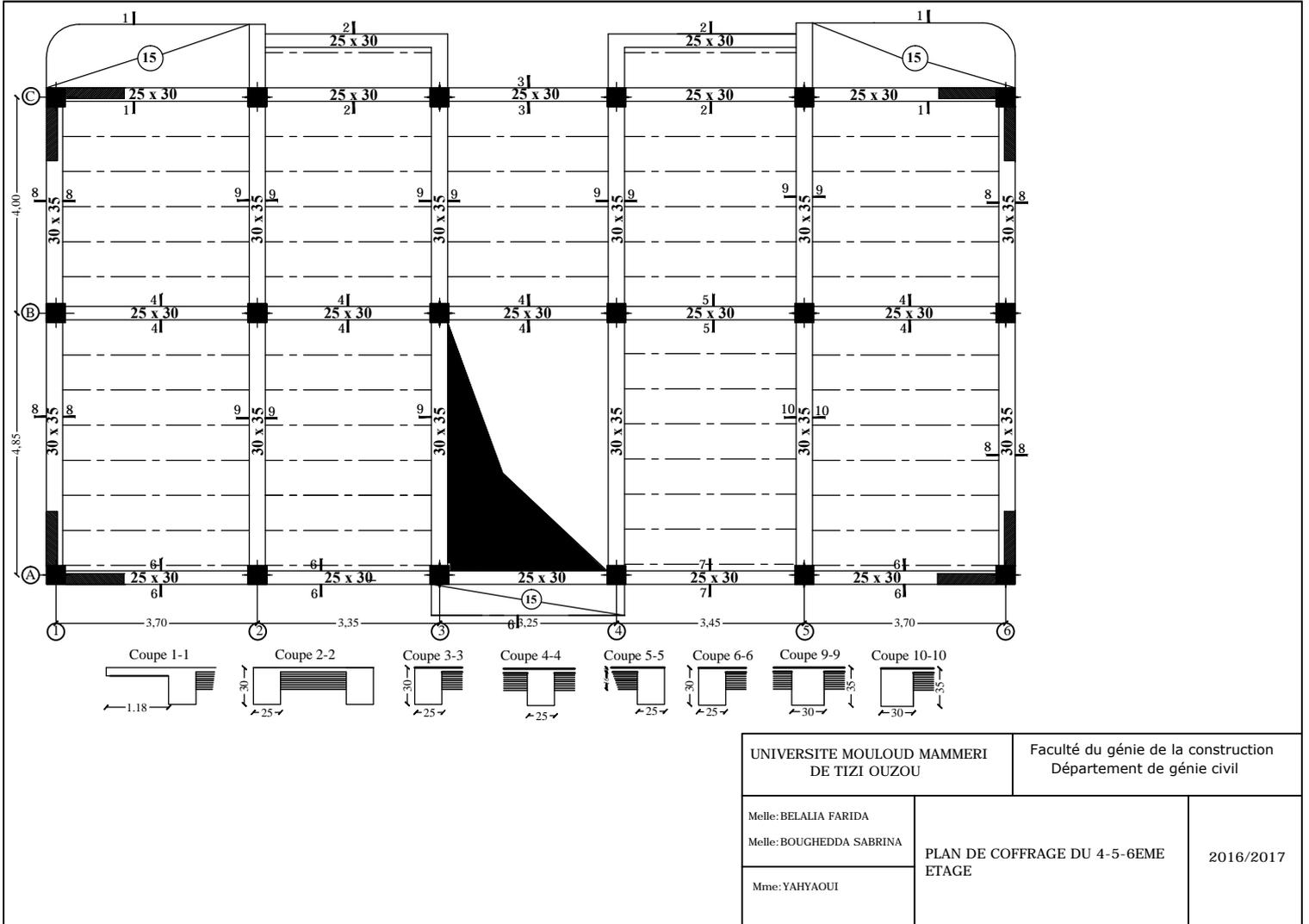


UNIVERSITE MOULUD MAMMARI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Melle: BELALIA FARIDA Melle: BOUGHEDDA SABRINA	PLAN DE COFFRAGE DE LA TERRASSE	2016/2017
Mme: YAHYAOU I		

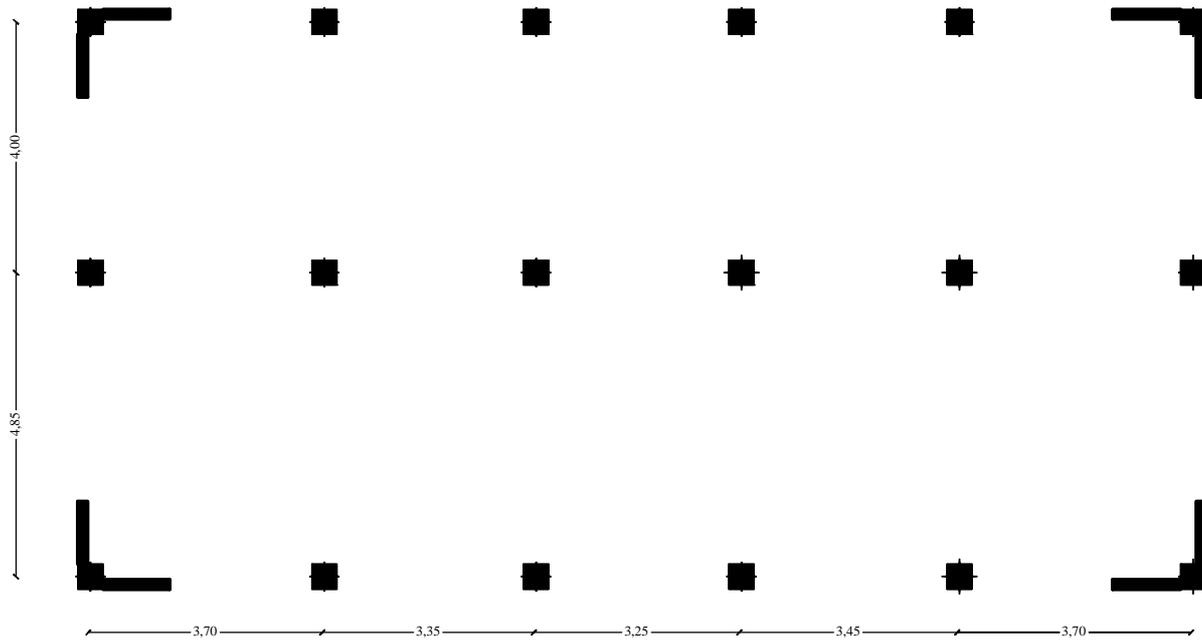




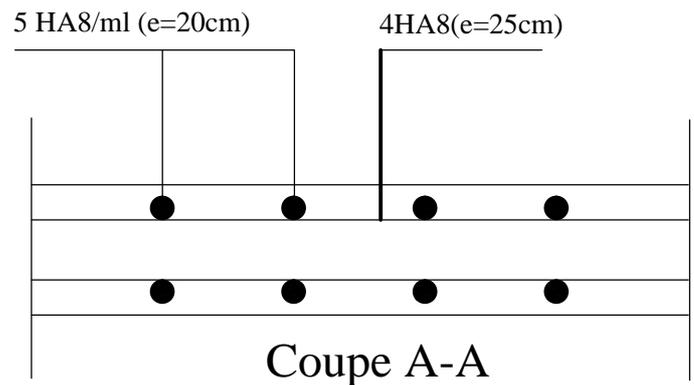
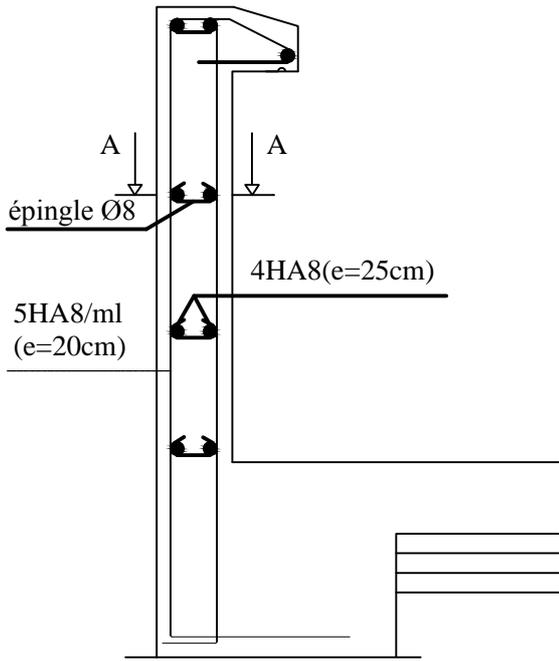
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Melle: BELALIA FARIDA		
Melle: BOUGHEDDA SABRINA		
		2016/2017



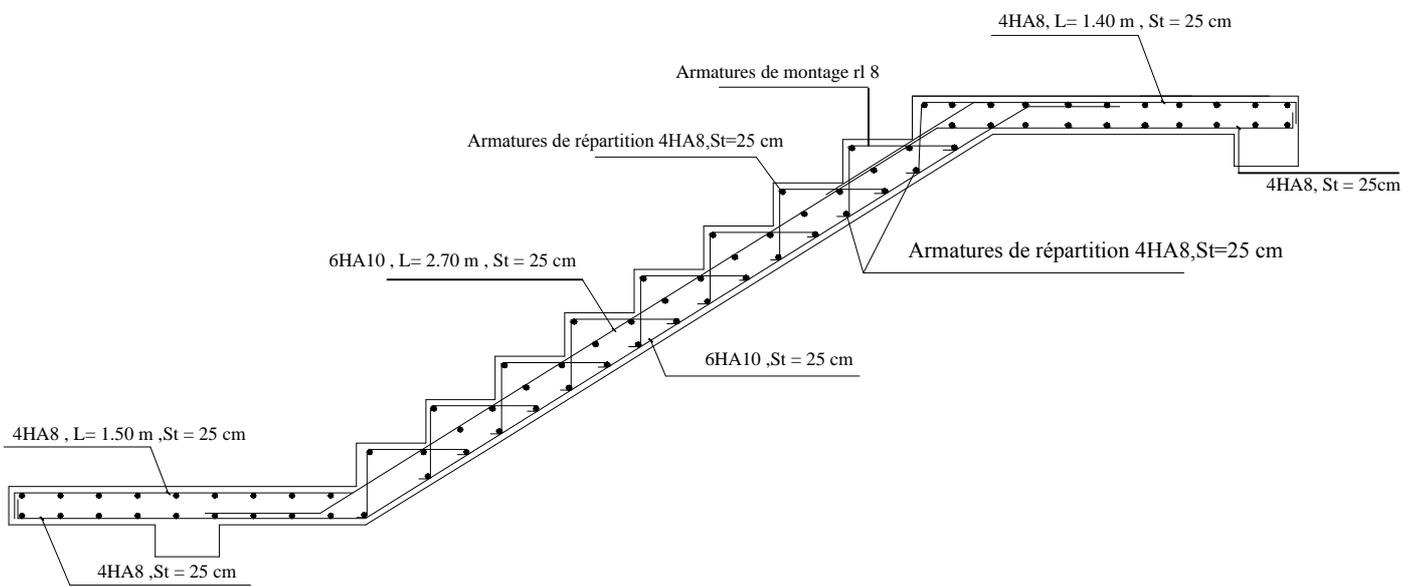
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Melle: BELALIA FARIDA	PLAN DE COFFRAGE DU 4-5-6EME ETAGE	2016/2017	
Melle: BOUGHEDDA SABRINA			
Mme: YAHYAUI			



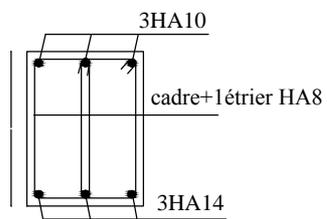
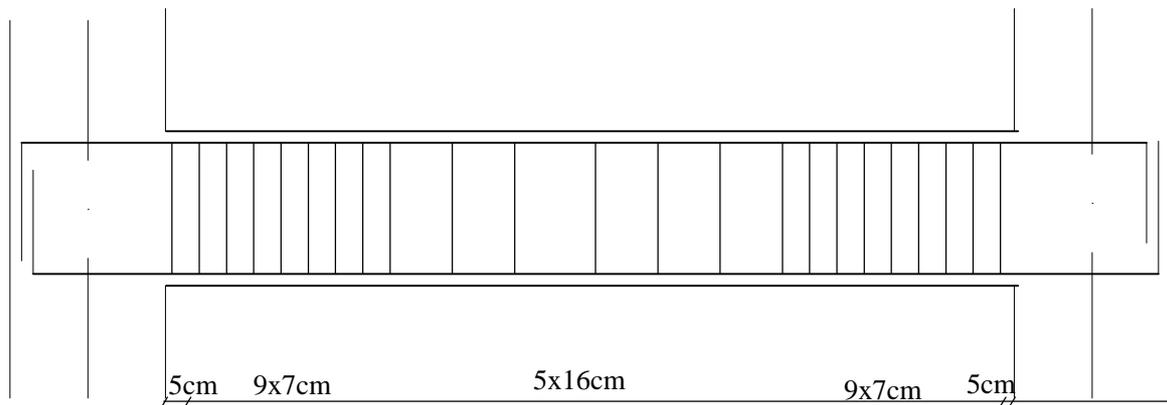
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Melle: BELALIA FARIDA	PLAN DE DISPOSITION DES VOILES	2016/2017	
Melle: BOUGHEDDA SABRINA			
Mme: YAHYAOU			



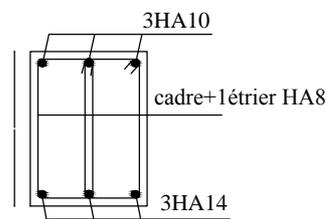
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Melle: BELALIA FARIDA	Plan de ferrailage de l'acrotère	2016/2017	
Melle: BOUGHEDDA SABRINA			
Mme: YAHYAOU			



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Melle: BELALIA FARIDA	Plan de ferrailage Escalier	2016/2017	
Melle: BOUGHEDDA SABRINA			
Mme : YAHYA OUI		2016/2017	

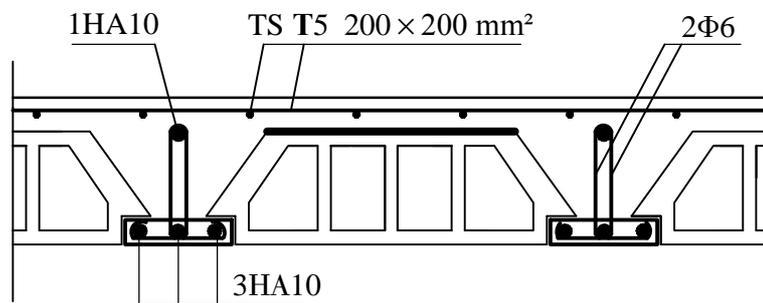
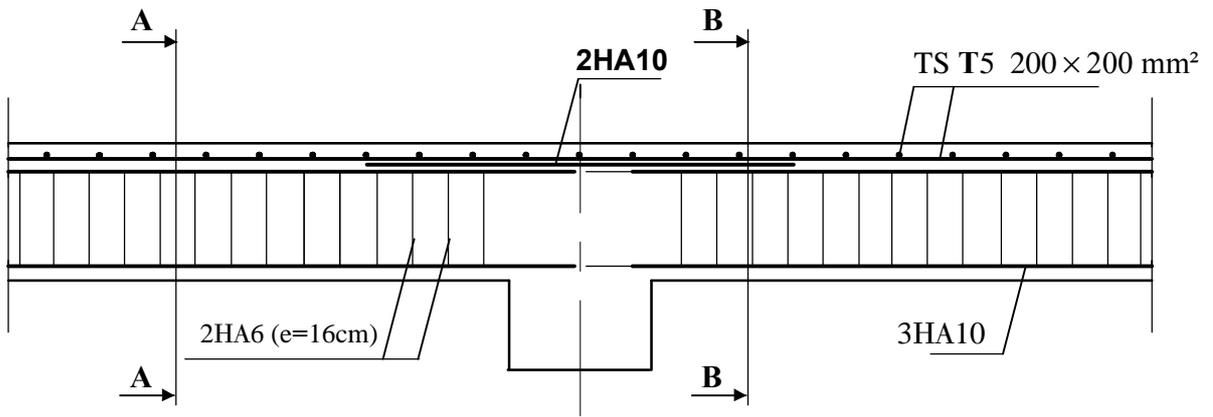


Coupe A-A

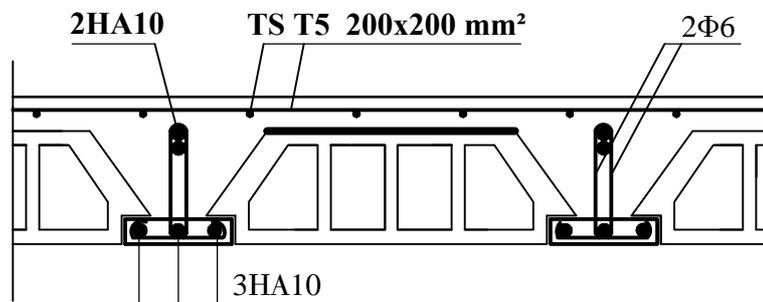


Coupe B-B

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Mlle: BELALIA FARIDA Mlle: BOUGHEDDA SABRINA	Plan de ferrailage de la poutre pallère
Mme: YAHYAOUI	

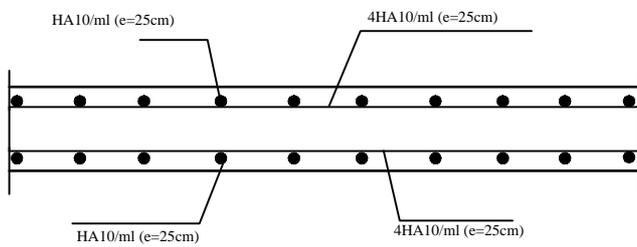
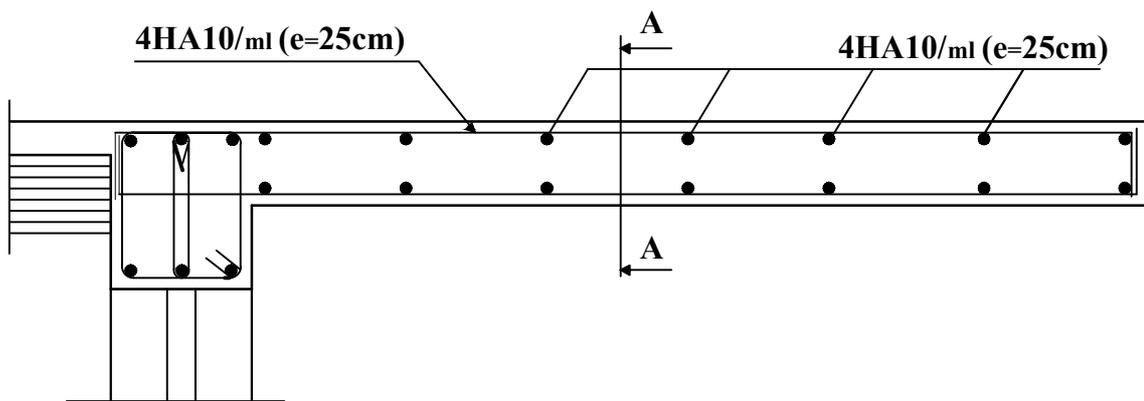


coupeA-A



coupeB-B

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Me: BELALIA FARIDA Me: BOUGHEDDA SABRINA Mme: YAHYAOU	Plan de ferrillage des plancher a usage d'habitation
	2016/2017



COUPE A-A

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Melle: BELALIA FARIDA

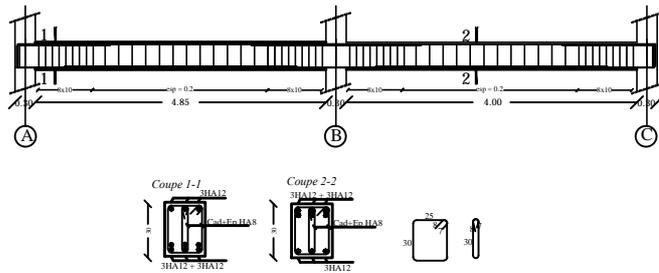
Melle: BOUGHEDDA SABRINA

Mme: YAHYAOU

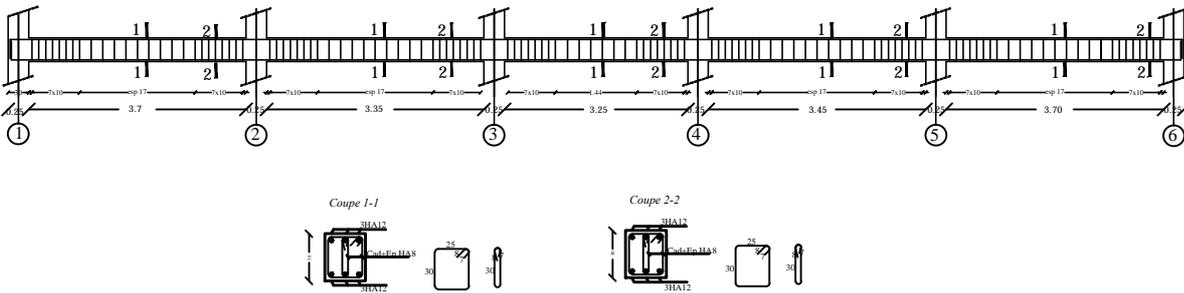
Plan de ferrailage de balcon

2016/2017

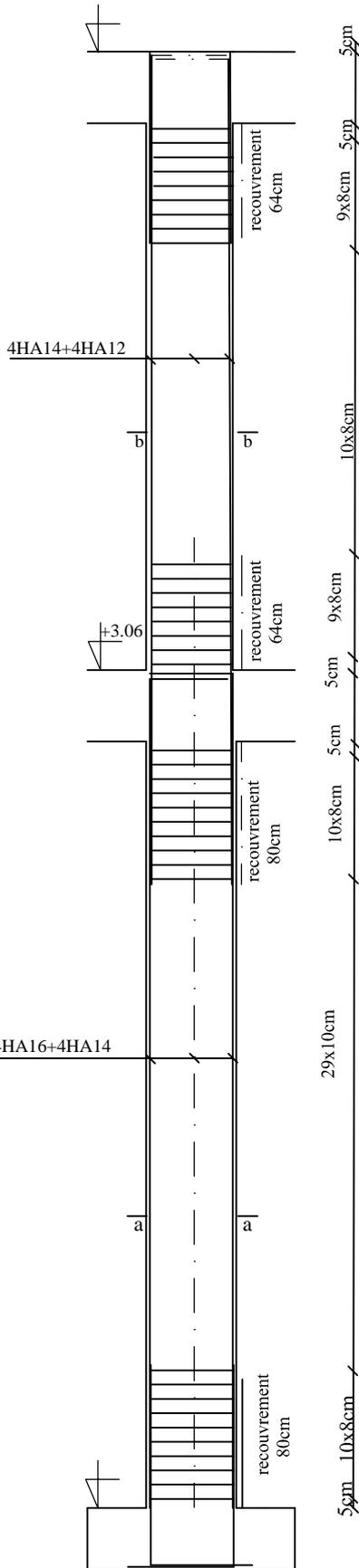
Plan de ferrailage des poutres principales (30x35)



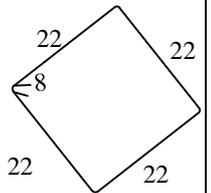
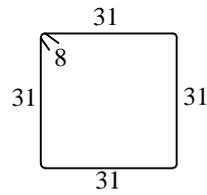
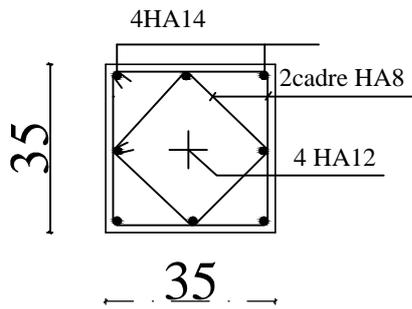
Plan de ferrailage des poutres secondaire (25x30)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOU MAMMERRI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: M: M:	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+6+2S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: Med	FERAILLAGE DES POUTRE	DATE: 2016/2017

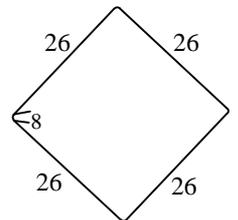
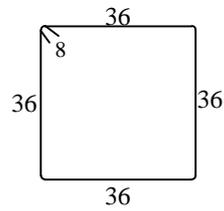
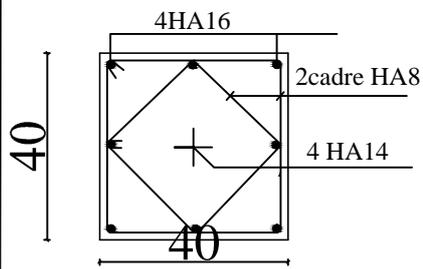


COUPE POTEAU ZONE II



coupe b-b

COUPE POTEAU ZONE I



coupe a-a

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Melle: BELALIA FARIDA	Plan de ferrailage des poteaux	2016/2017	
Melle: BOUGHEDDA SABRINA			
Mme : YAHYA OUI			

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- ✓ L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire.

Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

Bibliographie

Bibliographie

- Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.
- Cour de DDS, RDM, MDS, bâtiment et de béton des années précédentes.
- Logiciel d'analyse des structures Robot.
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2010.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.