

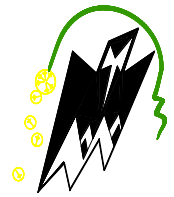
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

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

Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'une tour (R+12) à usage d'habitation et commercial

A contreventement mixte avec l'application ETABS.



Encadré par :

M^{me} : HADDAD

Etudié par :

M^r : YAHIAOUI Merzouk

M^r : ZERAR Aghilas

2018-2019

REMERCIEMENTS

Remercier est le début de sagesse. En remerciant, on désavoue à la fois l'ignorance et l'arrogance
**** DONACHY LADOUCEUR ****

Nous remercions, avant tous **Allah** de nous avoir donné la force afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions également **nos chers parents** de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Nous tenons encore à remercier notre promotrice **M^{me} HADDAD** qui est l'exemple du sérieux dans le travail et de savoir dans ce domaine, et pour le vif intérêt qu'elle a témoigné à l'égard de notre travail.

Nous sommes également très reconnaissants, à toute personne ayant contribué à la limite du possible de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier :

Le corps enseignant du département de génie civil.

Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Nous remercions aussi tous **nos amis** pour leur aide précieuse, et leur encouragement.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents à ceux que je dois tout.

A mes frères :Ahmed, Mohand, M'hend .

A mes sœurs : Ghalia, et Rezika.

A mes neveux et nièces : Loubna, Hakim, Hayet, Abdou, Youcef.

A ma grand-mère.

A mon beau frère mouloud, et ma belle sœur lila.

A mes oncles ainsi que leur famille.

A mes tentes ainsi que leur famille.

A toute la famille YAHIAOUI.

A tous mes amis.

A tous mes camarades de ma promotion 2018/2019.

Et pour toi mon ami **samy** que dieu t'accueille dans son vaste paradis.

MERZOUK

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents à ceux que je dois tout.

A mes chers frères : Madjid, Dahmane.

A mes sœurs : Karima, Djamila, Dalila, Hakima, Tassadit, Wassila.

A mes neveux et nièces.

A mes beaux frères : Omer, Belkacem, Said, Mourad, Khelifa, Hocine.

A mes belles sœurs : Samia, Guillane.

A mes oncles ainsi que leur famille.

A toute la famille ZERAR.

A tous mes amis.

A tous mes camarades de ma promotion 2018/2019.

Et pour toi grand-mère NOUARA et ma tante CHABHA paix à leurs âmes.

AGHILAS

I. INTRODUCTION :

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes qui causent par leur importance des destructions massives.

Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché la région du centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi-Ouzou) est un exemple très probant. D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées. Le rôle de l'ingénieur en génie civil s'est accentué en Algérie et devenu primordial. En effet aucun projet de construction n'est toléré sans l'assistance et l'intervention d'un ingénieur expérimenté en génie civil, qui doit bâtir une construction qui sera à la fois stable et apte à absorber tout les chocs sismiques qui subira cette dernière et cela en restant toujours dans la sécurité et l'économie ainsi que le respect du délai.

Une construction en béton armé fera objet de notre étude. De la descente de charge jusqu'au ferrailage, passant par la modélisation de la structure, chaque chapitre représente une étape fondamentale pour la réalisation d'un bâtiment.

Chaque calcul entamé doit être impérativement suivi de vérifications et dispositions constructives du règlement parasismique Algérien, car on dit que la méthode utilisée ne sera complète que si elle est accompagnée de ces dispositions, pour ainsi satisfaire les exigences et les conditions des différents règlements Algériens.

I.1 Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste en le calcul d'une tour en rez de chaussé +12 étages à ossature mixte, à usage d'habitation et commerciale, cette tour sera implantée à Tizi-Ouzou qui est classée selon le RPA 99/VERSION 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.5$ bars

Cette tour comporte :

- 01 rez de chaussée (RDC) à usage commercial.
- 12 étages à usages d'habitation
- 01 cage d'escalier
- 01 cage d'ascenseur.

Caractéristiques géométriques :

- La longueur totale du bâtiment :.....19.95 m.
- La largeur totale du bâtiment :.....15.60 m.
- La hauteur de rez de chaussée :.....4.59 m.
- La hauteur d'étage courant :.....3.06 m.
- La hauteur totale y compris l'acrotère :.....41.91 m.

I.2 Eléments de l'ouvrage :**1. Ossature :**

L'immeuble qui fait l'objet de cette étude est à ossature mixte, composée de :

-Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges.

-Un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), avec les quelles on obtient un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

2. Planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour rôles essentiels :

-les transmissions de différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux.

-la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.

-une isolation thermique et acoustique.

A l'exception de la cage d'ascenseur, tous les planchers de notre bâtiment sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens longitudinal (porteur).

Le plancher terrasse est inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

3. Maçonnerie :

Les façades seront réalisées en double cloison en maçonnerie briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm, pour tous les étages.

Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison en maçonnerie briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

4. Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

-Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les façades extérieures.

-Enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les façades intérieurs et plafonds.

-Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.

-Céramique pour les salles d'eaux.

5. Escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ce sont des escaliers à deux volées en béton armé (paliers et paillasse), coulés sur place.

6. Cage d'ascenseur :

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

7. Coffrage :

On a opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.3 Définitions des états limites :

Les états limites définissent des bornes admissibles vis-à-vis de la sécurité des personnes et des biens et vis-à-vis de l'aspect de la structure. Il convient de vérifier que l'ensemble des cas de charges permet de couvrir tous les cas réels les plus défavorables. Il existe deux états limites : états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS).

1. Etats limites ultimes :

Les états limites ultimes (ELU) permettent de calculer tout ce qui à trait à la sécurité des personnes et/ ou à la sécurité de la structure. Pour cette raison, des coefficients de sécurités sont pris en compte et permettent de prendre en compte les incertitudes des charges appliquées et des caractéristiques des matériaux.

2. Etats limites de service :

Les états limites de service permettent de vérifier la structure en utilisation normale. Vis-à-vis du confort des personnes notamment par la vérification de la déformation et de la vibration de la structure et sur la durabilité de l'ouvrage.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**1. Béton :**

Le béton est un mélange ciment, sable, granulat, et eau, dosé avec du ciment portland composé (CPJ). La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique de 25Mpa

a. Résistance caractéristique à la compression :

La résistance à la compression se mesure par compression axial de cylindres droits de révolution (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de 16 cm de diamètre et 32 cm,

Les propriétés du béton évolue avec le temps, à 28 jours la résistance à la compression est dite: résistance caractéristique à la compression et, noté f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A2.1, 11 B.A.E.L 91):

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \text{ en MPa ; pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \text{ en MPa ; pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25$ MPa.

b. Résistance caractéristique à la traction :

Selon L'Art A2.112 BAEL91 La résistance caractéristique à la traction à j jour noté f_{tj} est conventionnellement, définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ en Mpa} \quad \text{d'où } f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

c. Contraintes limites de service à la compression :

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ en MPa} \quad (\text{Art 4.5 .2 BAEL 91})$$

d. Contraintes limite de résistance à la compression :

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous ArtA4.3. 41BAEL91 :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ en Mpa}$$

γ_b : Coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1.5 \mapsto$ situation courante,
 $\gamma_b = 1.15 \mapsto$ situation accidentelle.

θ : coefficient de durée d'application des l'actions considérées,

$\theta=1$: si la durée d'application est >24 h,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est < 1 h,

Pour $\gamma_b=1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ MPa

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=0.85$, on aura $f_{bu} = 21.74$ MPa.

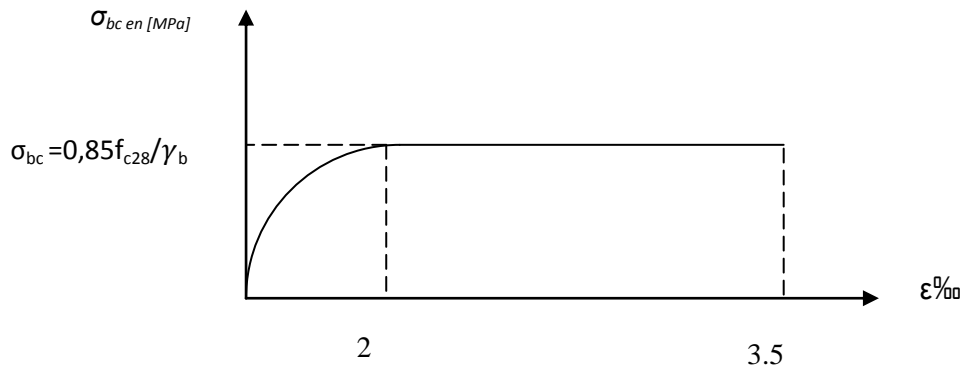


Fig. I.1 Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à l'ELU.

ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\tan \alpha = E_b = \text{constant}$ (module d'élasticité).

e. contrainte limite de cisaillement :

(Art : A5.1, 21 BAEL)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad ; \quad \text{Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

f. Module d'élasticité :

Selon la durée des sollicitations on distingue deux types de modules :

g. Module de déformation longitudinale instantané du béton :

Selon l'art : A2.1, 21 BAEL Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en Mpa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

h. Module de déformation longitudinale différée du béton :

Selon l'Art : A2.1, 22 BAEL, Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa.}$$

Pour $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ $E_v=10819 \text{ MPa}$.

i. Module d'élasticité transversale :

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \text{ en MPa.}$$

μ : coefficient de poisson,

E : module de YOUNG.

j. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales (Art : A2.1, 3 BAEL) :

$\nu=0.2$ à l'état limite de service.

$\nu=0$ à l'état limite ultime.

2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivants :

Type d'aciers	nominatio n	symbol e	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	AH	400	480	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	550	550	8‰	1.3	1

Tab I. 1 Caractéristiques des aciers

a. Module de déformation longitudinal :

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier $E_s = 200000 \text{ MPa}$

b. Contrainte limite ultime :

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité tel que : } \begin{cases} \gamma_s = 1.5 \mapsto \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa pour les HA.}$$

c. Contrainte limite de service :

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

c. 1 Fissurations peu nuisibles :

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

c. 2 Fissurations préjudiciables :

Les éléments sont exposés à des intempéries ou ils peuvent être immergés d'eau.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

c. 3 Fissurations très préjudiciables :

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

Dans ce cas là, on note :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6$ pour les adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta= 1.3$ pour les HA<6mm

$\eta =1.0$ pour les aciers ronds lisses.

d-Diagramme contraintes déformations de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

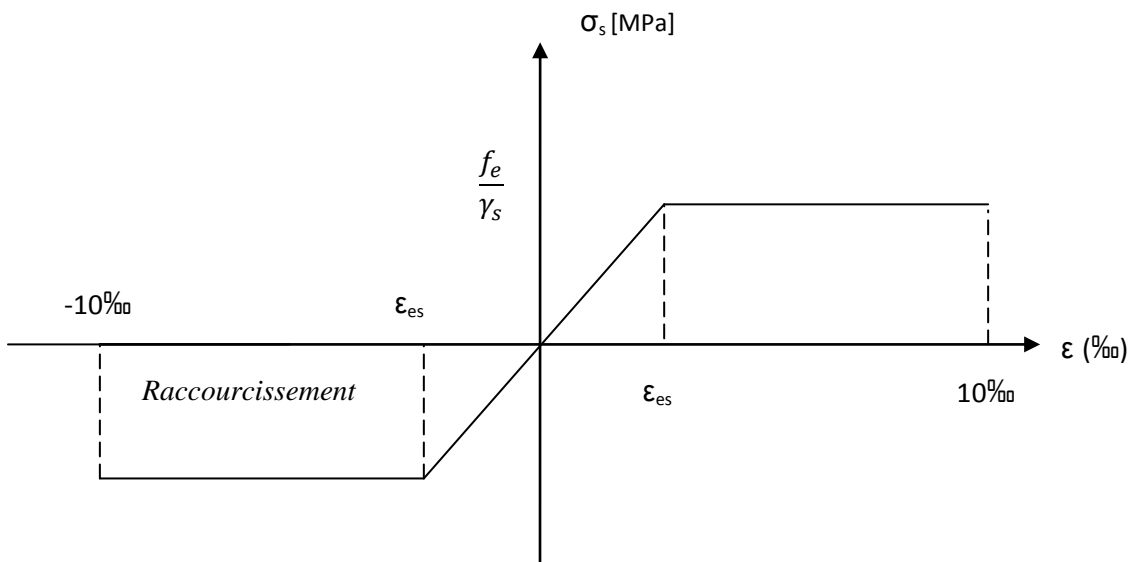


Fig. I.2 Diagramme contraintes déformations de l'acier

e-Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes (Art A7.1 BAEL) :

$C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;

$C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;

$C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations;

NB : dans notre cas les conditions nous exigent d'utiliser un enrobage supérieur ou égale à 3 cm.

II- Introduction :

Après avoir répertorié les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant, nous allons passer au pré dimensionnement des éléments structuraux tels que :

Les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Ce pré dimensionnement est plus ou moins exact, mais indispensable pour avancer dans l'étude. C'est-à-dire, on risque de redimensionner une fois qu'on a constaté un surdimensionnement ou bien le contraire.

II-1 Planchers en corps creux plus dalle de compression :

Les planchers de notre projet sont constitués d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur les poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

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

h_t : hauteur totale du plancher

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

$L_{max} = 310 - 25 = 285 \text{ cm}$

Par suite :

$$h_t \geq \frac{285}{22.5} = 12.66 \text{ cm}$$

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

Avec : Epaisseur du corps creux : 16 cm

: Epaisseur de la dalle de compression 4cm.

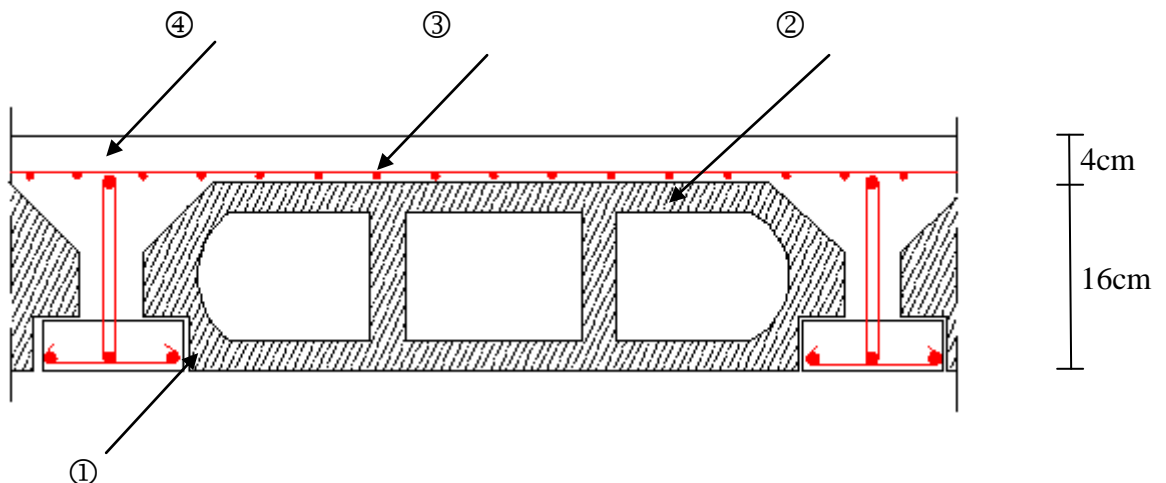


Fig .II.1 Coupe verticale du plancher

- 1 - Poutrelle
- 2 - Corps creux
- 3 - Treillis soudé
- 4 - Dalle de compression

II-2 Poutres :

D'après le RPA2003-Art 7-5-1, les dimensions des poutres doivent satisfaire les

$$\text{conditions suivantes : } \begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

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

Avec h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L : portée maximum entre nus.

a - Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$$L = 510 - 25 = 485\text{cm}$$

$$\frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10} \Rightarrow 32.33\text{cm} \leq h \leq 48.5\text{cm} \quad \text{Soit } h = 40\text{ cm}$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \quad \text{Soit } b = 35\text{ cm}$$

La section des poutres principales est :(35x40) cm²

b - Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elle assure le chaînage en plus de leurs capacités à reprendre les charges.

$$L = 310 - 25 = 285\text{cm}$$

$$\frac{285}{15} \leq h \leq \frac{285}{10} \Rightarrow 19\text{cm} \leq h \leq 28.5\text{cm} \quad \text{Soit } h = 35\text{ cm}$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit } b = 30\text{ cm}$$

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « $b = 30\text{ cm}$ » un peu supérieure.

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

Vérification des conditions exigées par le RPA 99 /v2003

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	OK
$h/b \leq 4$	1.14	1.17	OK

Tab .II.1. Vérification des conditions exigées par le RPA

Conclusion :

Poutres principales (35x40) cm².

Poutres secondaires (30x35) cm².

II-3 Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison ($N_s = G + Q$) avec :

N_s : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

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

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante : $A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$,

avec : A : section du poteau considéré.

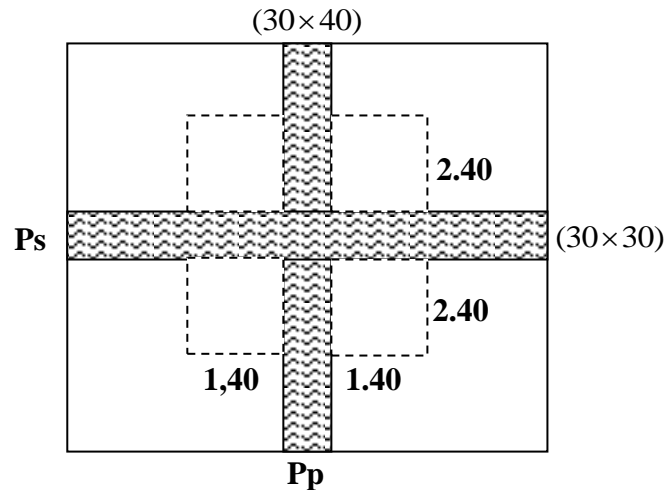
N_s : Effort normal revenant au poteau.

σ_{bc} Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

1. Descente de charge :**Surface d'influence :**

Surface du plancher revenant au poteau

$$S = 4(2.4 \times 1.4) = 13.44 \text{ m}^2$$

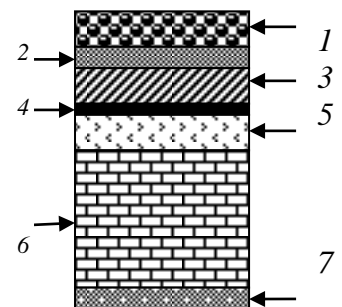


2. Détermination des charges et surcharges :

1. Charges permanentes :

1.1 Plancher terrasse :

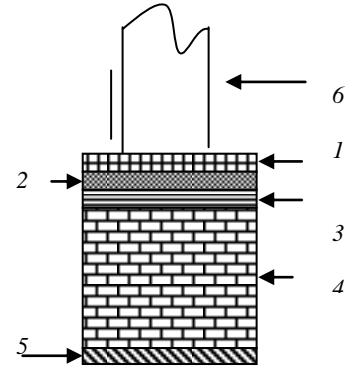
N ^o	Eléments	Epaisseur r (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Protection lourde	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.09	20	1.80
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	--	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	0.1	0.20
Charge permanente totale G_t				5.94



Tab II 2 charges permanentes du plancher terrasse

1.2 Plancher courant :

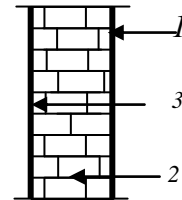
N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	-	-	1
Charge permanente totale Gt				5.20



Tab .II.3. Charges permanentes du plancher courant

1.3 Murs de séparation entre les logements :

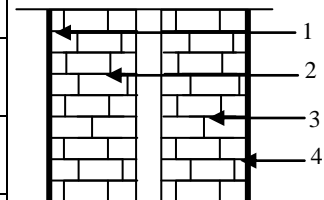
N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				1.30



Tab II 4 charges permanentes des murs de séparation

1.4 Murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	0.36
2	Maçonnerie	0.10	0.9
3	Maçonnerie	0.10	0.9
4	Enduit plâtre	0.02	0.2
G total			2.36



Tab II 5 charges permanentes des murs extérieurs

2- Surcharge d'exploitation :

Eléments	Surcharge (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher d'étage RDC	1.5
balcon	3.5

Tab .II.6. Surcharge d'exploitation

3. Poids propre des éléments :

1. Plancher terrasse :

$$G_t = 13.44 \times 5.94 = 79.83 \text{ kN.}$$

2. Plancher courant :

$$G_c = 13.44 \times 5.20 = 69.88 \text{ kN.}$$

3. Poutres :

➤ **Poutres porteuses**

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.40) (5.10 - 0.30)25 = 14.4 \text{ kN}$$

➤ **Poutres secondaires**

$$G_{pc} = (0.30 \times 0.30) (3.10 - 0.30)25 = 6.3 \text{ KN}$$

$$G_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{pc} = 20.7 \text{ KN}$$

4. poteaux:

Poteaux RDC

$$(0.25 \times 0.25) \times 25 \times 4.59 = 7.17 \text{ KN}$$

Poteaux d'étage courant :

$$(0.25 \times 0.25) \times 25 \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse inaccessible : $1.00 \times 13.44 = 13.44 \text{ KN}$.
- Plancher à usage d'habitation : $1.5 \times 13.44 = 20.16 \text{ KN}$.
- Plancher à usage commercial : $1.5 \times 13.44 = 20.16 \text{ KN}$.

4. Dégression vertical des surcharges d'exploitation :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est :
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Car les niveaux ne sont pas chargé de la même manier.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

niveau	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666	0.650	0.636	0.625

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

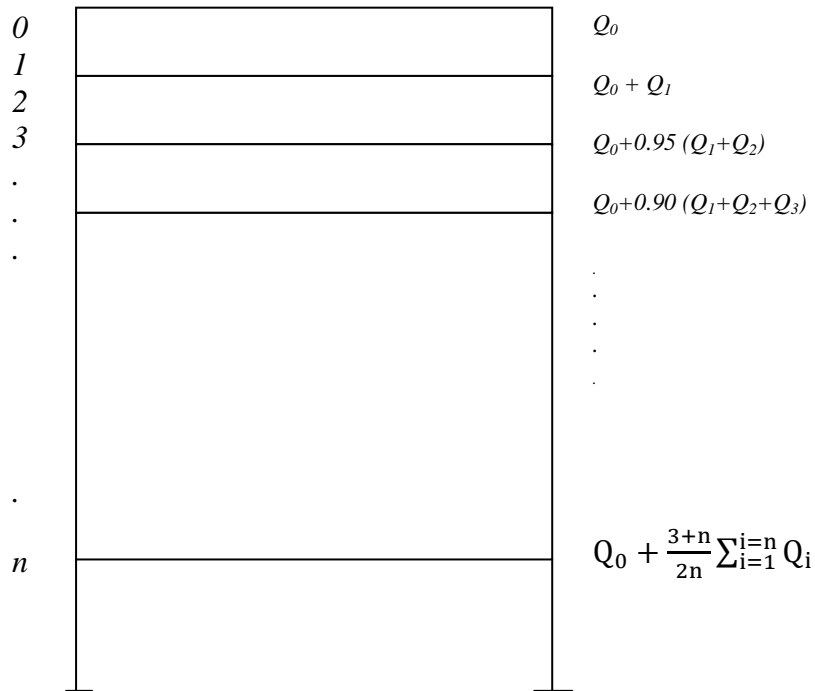


Fig II 2 Dégression vertical des surcharges d'exploitation

- Avec : $Q_0 = 1.00 \times 13.44 = 13.44 \text{ KN}$.
- $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{12} = 1.5 \times 13.44 = 20.16 \text{ KN}$

Surcharges cumulés :

- $\Sigma_0 = Q_0$
- $\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$
- $\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(2Q_1)$
- $\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(3Q_1)$
- $\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(4Q_1)$
- $\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(5Q_1)$
- $\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(6Q_1)$
- $\Sigma_7 = Q_0 + 0,714(7Q_1)$
- $\Sigma_8 = Q_0 + 0,687(8Q_1)$
- $\Sigma_9 = Q_0 + 0,666(9Q_1)$
- $\Sigma_{10} = Q_0 + 0,650(10Q_1)$
- $\Sigma_{11} = Q_0 + 0,636(11Q_1)$
- $\Sigma_{12} = Q_0 + 0,625(12Q_1)$

Application numérique

$$Q_{12} = 13.44 \times 1 = 13.44 \text{ KN}$$

$$Q_{11} = 13.44 + (20.16) = 33.6 \text{ KN}$$

$$Q_{10} = 13.44 + 0,95 (2 \times 20.16) = 51.744 \text{ KN}$$

$$Q_9 = 13.44 + 0,9 (3 \times 20.16) = 67.872 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 13.44 + 0,85 (4 \times 20.16) = 81.984 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 13.44 + 0,8 (5 \times 20.16) = 94.08 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 13.44 + 0,75 (6 \times 20.16) = 104.16 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 13.44 + 0,714 (7 \times 20.16) = 114.19 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 13.44 + 0,687 (8 \times 20.16) = 124.23 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 13.44 + 0,666 (9 \times 20.16) = 134.27 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 13.44 + 0,650 (10 \times 20.16) = 144.48 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 13.44 + 0,636 (11 \times 20.16) = 154.47 \text{ KN}$$

$$Q_0 = 13.44 + 0.625 (12 \times 20.16) = 164.64 \text{ KN}$$

Tab II 6 Tableau récapitulatif de la descente de charge :

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N = G_c + Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_c		Section trouvée	Section adoptée
12	79.83	20.7	00.00	100.53	100.53	13.44	13.44	113.97	75.98	40x40
11	69.88	20.7	4.78	95.36	195.89	20.16	33.6	229.49	152.99	40x40
10	69.88	20.7	4.78	95.36	291.25	20.16	51.744	342.994	228.66	40x40
9	69.88	20.7	4.78	95.36	386.61	20.16	67.872	454.482	302.98	40x40
8	69.88	20.7	4.78	95.36	481.97	20.16	81.984	563.954	375.97	45x45
7	69.88	20.7	4.78	95.36	577.33	20.16	94.08	671.41	447.61	45x45
6	69.88	20.7	4.78	95.36	672.69	20.16	104.16	776.85	517.9	45x45
5	69.88	20.7	4.78	95.36	768.05	20.16	114.19	882.24	588.16	45x45
4	69.88	20.7	4.78	95.36	863.41	20.16	124.23	987.64	658.43	50x50
3	69.88	20.7	4.78	95.36	958.77	20.16	134.27	1093.04	728.69	50x50
2	69.88	20.7	4.78	95.36	1054.13	20.16	144.48	1198.61	799.07	50x50
1	69.88	20.7	4.78	95.36	1149.49	20.16	154.47	1303.96	869.31	50x50
RDC	69.88	20.7	7.17	97.75	1247.24	20.16	164.64	1411.88	941.25	50x50

D'où les sections adoptées sont :

RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} niveau	⇒	(50 × 50) cm ²
Niveau 5, 6, 7, 8	⇒	(45 × 45) cm ²
Niveau 9, 10, 11, 12	⇒	(40 × 40) cm ²

La descente de charge ne tient pas en compte l'effet du séisme donc on ne majoré les sections des poteaux.

5. Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1)

a). $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa.

b). $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$

c). $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

h_e hauteur libre du poteau

a) $\text{min}(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$.

b.1) Poteaux RDC

$$\frac{h_e}{20} = \frac{459}{20} = 22.95 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b, h) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 22.95 \text{ cm} .$$

b.2) poteaux d'étages courants 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} niveau :

$$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b, h) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 15.3 \text{ cm} .$$

b.3) Poteaux d'étage courants 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme} niveau :

$$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b, h) = 35 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

b.4) Poteaux d'étage courants 9^{eme}, 10^{eme}, 11^{eme}, 12^{eme} niveau :

$$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b, h) = 30 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

c.1) Pour le RDC, 1^{er} 2^{ème} 3^{ème} et 4^{ème} étage : $1/4 < b/h = 40/40 = 1 \leftrightarrow 0.25 < 1 < 4$

Condition vérifiée.

c.2) Pour le 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage : $1/4 < b/h = 35/35 = 1 \leftrightarrow 0.25 < 1 < 4$

Condition vérifiée.

c.3) Pour le 9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème} et 12^{ème} étage : $1/4 < b/h = 30/30 = 1 \leftrightarrow 0.25 < 1 < 4$

Condition vérifiée.

Conclusion : Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

6. Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement :

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

Il faut vérifier l’élancement des poteaux.

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

Avec

l_f : Longueur de flambement d’un poteau (Art.B.8.3.3.1, BAEL 91) ($l_f = 0.7 l_0$)

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

l_0 : Longueur libre de poteau

I : Moment d’inertie du poteau : $I = bh^3/12$

B : section transversale du poteau

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \quad \text{Ou} \quad \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$\text{Ce qui donne : } \lambda = \frac{0,7 \times l_0 \sqrt{12}}{b}$$

Pour le RDC (poteaux 40 x40) ; $l_0=4.59 \text{ m} ; \lambda = 27.82 < 50$

Pour le 1^{er}, 2^{ème}, et 3^{ème} et 4^{ème} étage : (40x40); $l_0=3.06 \text{ m} ; \lambda = 18.55 < 50$

Pour le 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage : (35x 35); $l_0=3.06 \text{ m} ; \lambda = 21.20 < 50$

Pour le 9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème} et 12^{ème} : (30x 30); $l_0=3.06 \text{ m} ; \lambda = 24.73 < 50$

Conclusion : La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l’ossature sont prémunis contre le flambement.

II-4 Voiles :

Le pré-dimensionnement se fera conformément à l'article **7.7.1 [RPA2003]**. L'épaisseur (e) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm. Dans notre structure, on dispose de voiles linéaires dans les deux sens (figure2.3).

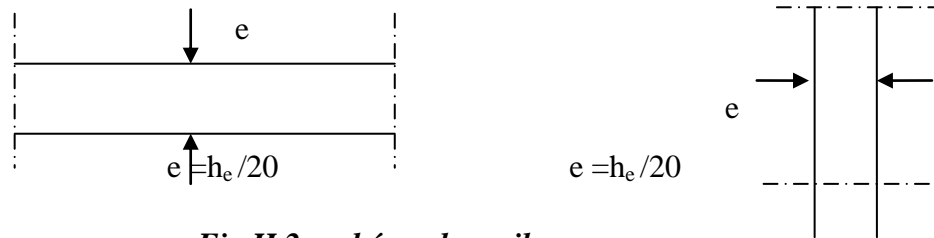


Fig II 2 schéma des voiles

Dans notre projet la hauteur max d'étages $h_e = 459 - 20 = 439$ cm

Par suite :
$$e \geq \frac{439}{20} = 21.95 \text{ cm}$$

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

Largeur minimale du voile :

La largeur minimale l_{\min} du voile devra satisfaire la condition $l_{\min} \geq 4e$.

$4e = 100$ cm soit $l_{\min} = 173 \text{ cm} \geq 4e$.

III.1 : étude des planchers**1. Introduction :**

La partie de calcul des éléments, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

2. La dalle de compression :

La dalle de compression coulée sur place doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser (BAEL 91/B.6.8,423) :

- 20cm (5 p. m.) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (3 p. m.) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections de ces armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

- si : $\ell_x \leq 50$ cm alors $A_c = \frac{200}{f_e}$
- si : $50 \leq \ell_x \leq 80$ cm alors $A_c = \frac{200}{f_e} \times 0,02 \ell_x = \frac{4 \ell_x}{f_e}$

Les armatures parallèles aux poutrelles doivent avoir une section A : $A \text{ (cm}^2 \text{ / ml)} \geq \frac{A_c}{2}$

Avec :

ℓ_x : Écartement entraxe des poutrelles.

f_e : Limite d'élasticité en MPa.

A_c : Section des armatures perpendiculaires aux poutrelles.

A : Section des armatures parallèles aux poutrelles.

On a :

$$\ell_x = 65 \text{ cm.}$$

$$f_e = 520 \text{ MPa.}$$

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_c = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On prend } 5\phi 5 / \text{ml} \Rightarrow A_c = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Avec un espacement $e=20$ cm

b. armatures parallèles aux poutrelles :

$$A \text{ (cm}^2 \text{ / ml)} \geq \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 \text{ / ml.}$$

On prend $5\phi 5 / \text{ml} \Rightarrow A_{//} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$

Donc on adoptera un treillis soudés de : $\phi 5 (200 \times 200) \text{ mm}^2$.

Avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$.

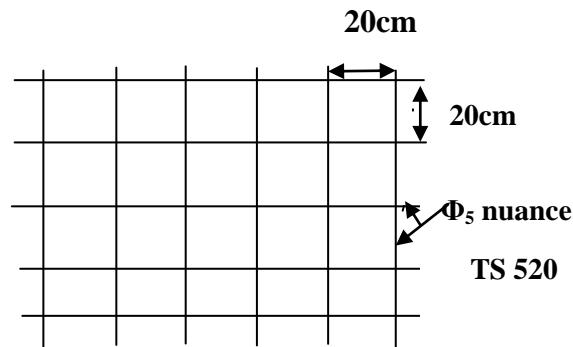


Fig III 1.1 Treillis soudés (200×200)

3. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties et seront calculées en deux étapes

3.1 Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 kN/m^2 ainsi que celui de l'ouvrier :

- Poids propre : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

a. Ferrailage à l'ELU :

En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable, Le calcul se fera pour la travée la plus longue.

b. Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{Avec } G = G_1 + G_2$$

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

Mu : moment maximal au milieu de travée.

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.10^2}{8} = 3 \text{ kN. m}$$

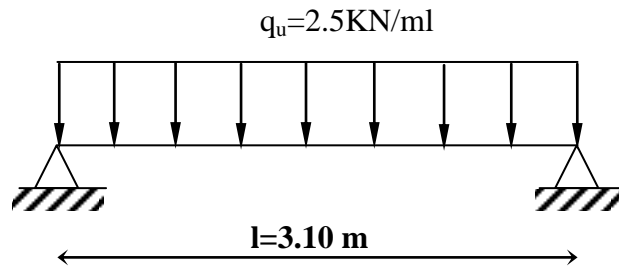
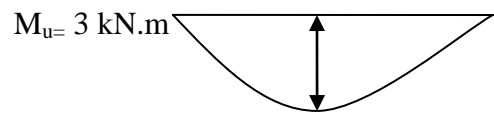
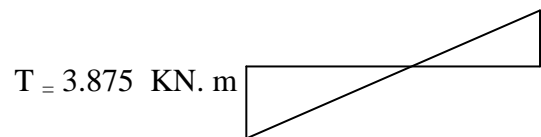


Fig III.1.2 Schéma statique de la poutrelle

c. effort tranchant max :

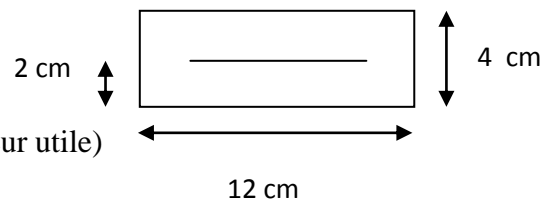
$$T = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{2.5 \times 3.10}{2} = 3.875 \text{ KN}$$



d. calcul des armatures :

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

Avec : b=12cm ; d= h - c ; h=4cm ; c=2cm ; d=2cm (hauteur utile)



$$\mu_b = \frac{3 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 4.40 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

REMARQUE :

Comme la section de la poutrelle est très réduite il nous est impossible de disposer les armatures de compression et de traction on est donc obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

3.2 après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis (6). Les charges et surcharges seront considérées comme étant uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. La poutrelle supportera les charges suivantes :

* Poids propre du plancher : $G=5.20 \times 0.65=3.38\text{KN/m}$;

* Surcharge d'exploitation : $Q=1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}$;

La charge de calcul sera donc : à l'ELU $\rightarrow q_u=1.35G+1.5Q \rightarrow q_u=6.0255\text{KN/m}$

à l'ELS $\rightarrow q_s=G+Q \rightarrow q_s=4.355\text{KN/m}$

***Détermination de la largeur de la table de compression**

D'après le BAEL91 Art A.4.1, 3

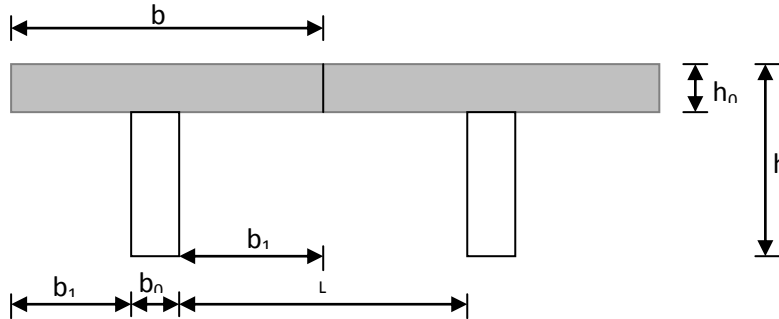


Fig. III.1.3 schéma de la table de compression

Avec :

L: distance entre faces voisines de deux nervures.

X : la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

L_1, L_2 : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché

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

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

l_1 : portée de la travée ($l_1 = 310\text{cm}$) ;

$$- b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} = \frac{310 - 12}{2} = 149 \text{ cm}$$

- $b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{275}{10} = 27.5\text{cm}$
- $b_1 \leq \frac{2}{3} \cdot x = \frac{2}{3} \times \frac{275}{2} = 91.67\text{cm}$

On prend $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

On a $b = 2b_1 + b_0 = 26.5 \times 2 + 12 = 65 \text{ cm}$

$$b = 65 \text{ cm}$$

***Méthode de calcul**

Parmi toutes les méthodes de calcul des poutres continues qui existent, le BAEL 99 nous recommande la « méthode forfaitaire » qui est convenable pour des planchers à charge d’exploitation modérée tel que le plancher de notre bâtiment, et pour appliquer cette méthode notre poutre doit satisfaire quelques conditions qui sont les suivantes :

- La charge d’exploitation $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$.
- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.
- Les portées successives des poutres sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Les moments d’inertie des sections transversales restent les même dans les différentes travées.

Vérification de ces 4 conditions

1- $Q \leq \max \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

En effet : $\max \{2G; 5\text{kN/m}^2\} = 2G = 2 \times 3.38 = 6.76 \text{ kN/m}^2$

$1.5 < 6.76 \quad \mapsto \quad \text{condition vérifiée}$

2- Le moment d’inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.

Comme il n’y a pas de changement de section $\mapsto \quad \text{condition vérifiée}$

3- les portées successives des différentes travées sont dans un rapport entre 0.80 et 1.25

C à d : $0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$

$0.8 < \frac{3.10}{3.10} = 1 < 1.25 \quad \mapsto \text{condition vérifiée}$

$0.8 < \frac{3.10}{2.85} = 1.08 < 1.25 \quad \mapsto \text{condition vérifiée}$

$$0.8 < \frac{2.85}{3.10} = 0.9 < 1.25 \quad \mapsto \text{condition vérifiée}$$

4- la fissuration est non préjudiciable \mapsto condition vérifiée

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

***Principe de la méthode**

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

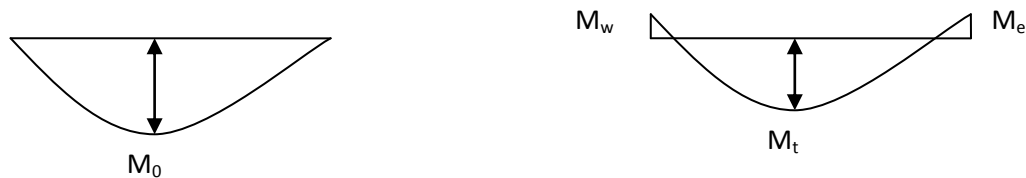


Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

***Exposé de la méthode :**

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

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

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

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

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

q : charge uniformément répartie

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

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

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

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; (1+0,3\alpha)M_o]$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_o \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_o \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

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

- $0,6M_o$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0,5M_o$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4M_o$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3M_o$ pour les appuis de rive semi encastés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 06 appuis, comme présentée dans le schéma statique suivant :

3.3 calcul des moments en travée et en appuis en fonction de M_o :

on dispose de deux cas, le premier, poutre continue sur six (6) appuis, et le deuxième cas poutre continue sur trois (3) appuis.

a. cas de la poutre continue sur six appuis :

a.1 calcul des moments :

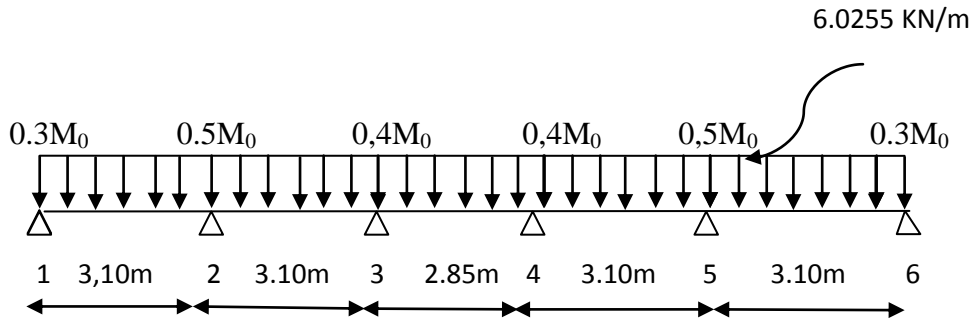


Fig.III.1.4 Schéma statique de la poutre continue reposant sur 06 appuis

*Calcul du coefficient α

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0,975}{0,975 + 3,38} = 0,224$$

*Travées de rive (1-2) et (5-6)

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{0,3M_o + 0,5M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,0672M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,224)}{2} M_o \end{cases} \begin{cases} M_t \geq 0,6672M_o \\ M_t \geq 0,6336M_o \end{cases}$$

* Travées intermédiaires (2-3) et (4-5)

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{0,5M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,0672M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,224)}{2} M_o \end{cases} \begin{cases} M_t \geq 0,6172M_o \\ M_t \geq 0,5336M_o \end{cases}$$

*Travée intermédiaire (3-4)

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{0,4M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,0672M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,224)}{2} M_o \end{cases} \begin{cases} M_t \geq 0,6672M_o \\ M_t \geq 0,5336M_o \end{cases}$$

*** Travées (1-2) et (5-6)**

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{6,0255 \times 3,1^2}{8} = 7,238 \text{ kN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(5-6)} = 0,6672M_o = 0,6672 \times 7,238 = 4,829 \text{ kN.m}$$

$$M_{a1} = M_{a6} = 0,3M_o = 0,3 \times 7,238 = 2,171 \text{ kN.m}$$

$$M_{a2g} = M_{a5d} = 0,5M_o = 0,5 \times 7,238 = 3,619 \text{ kN.m}$$

***Travées (2-3) et (4-5)**

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{6,0255 \times 3,1^2}{8} = 7,238 \text{ kN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(4-5)} = 0,6172M_o = 0,6172 \times 7,238 = 4,467 \text{ kN.m}$$

$$M_{a2d} = M_{a5g} = 0,5M_o = 0,5 \times 7,238 = 3,619 \text{ kN.m}$$

$$M_{a3g} = M_{a4d} = 0,4M_o = 0,4 \times 7,238 = 2,895 \text{ kN.m}$$

***Travée (3-4)**

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{6,0225 \times 2,85^2}{8} = 6,115 \text{ kN.m}$$

$$M_{t(3-4)} = 0,6672M_o = 0,6672 \times 6,115 = 4,08 \text{ kN.m}$$

$$M_{a3d} = M_{a4g} = 0,4M_o = 0,4 \times 6,115 = 2,446 \text{ kN.m}$$

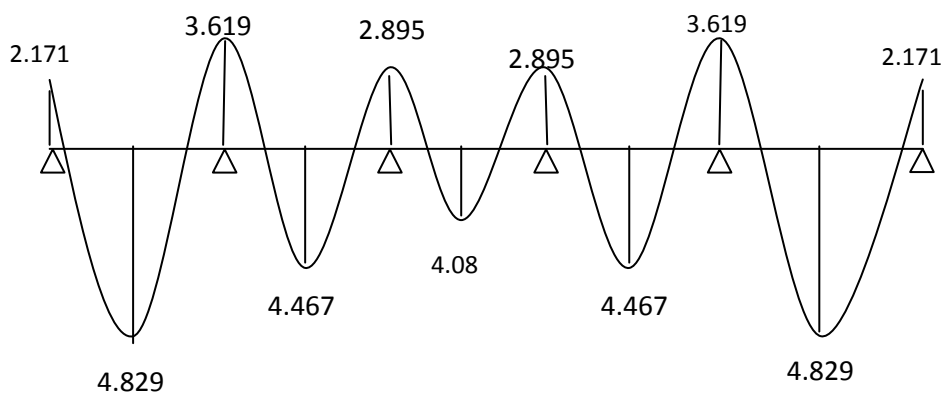


fig.III.1.5 Diagramme final des moments fléchissant (KN.m) à l'ELU

a.2 Calcul des efforts tranchants :

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

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

Travée	L(m)	qu(KN/m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN/m)
1	3.10	6.0255	9.80	-8.87
2	3.10	6.0255	9.10	-9.70
3	2.85	6.0255	8.58	-8.58
4	3.10	6.0255	9.70	-9.1
5	3.10	6.0255	8.87	-9.8

Tab III.1 Tableau récapitulatif des efforts tranchons

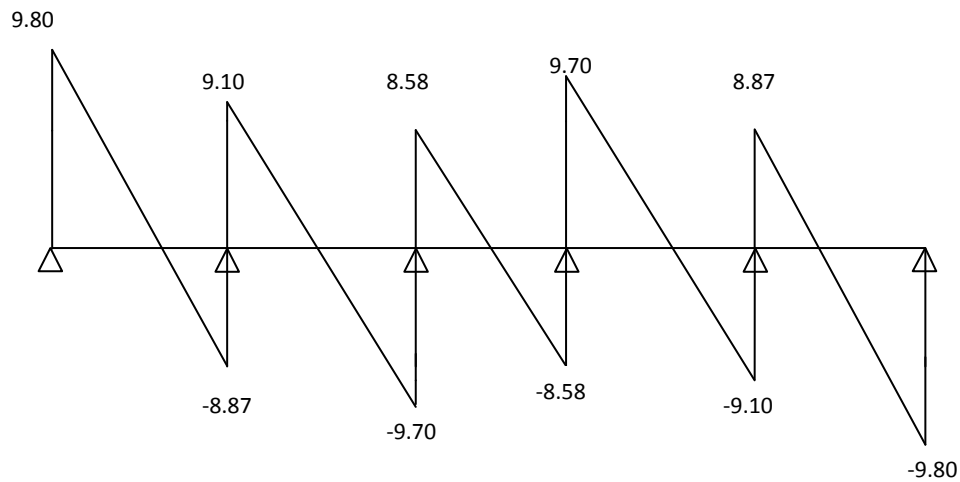


Fig. III.1.6 Diagramme des efforts tranchants (KN/m) à l'ELU

b. Cas de la poutre continue sur trois appuis/

b.1 Calcul des moments :

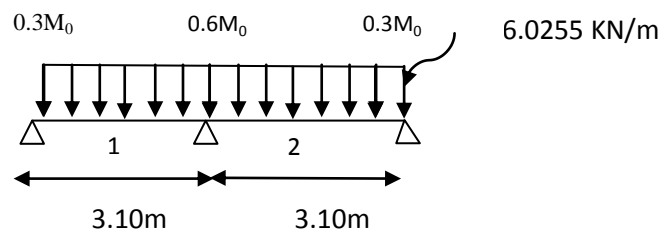


Fig.III.1.7 Schéma statique de la poutre continue reposant sur 02 appuis

***Travées de rive (1-2) et (2-3)**

$$\begin{cases} M_t + \left(\frac{0,3M_o + 0,6M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,0672M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,224)}{2} M_o \end{cases} \begin{cases} M_t \geq 0,6172M_o \\ M_t \geq 0,6336M_o \end{cases}$$

A.N

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{6,0255 \times 3,1^2}{8} = 7,238 \text{ kN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(2-3)} = 0,633M_o = 0,6336 \times 7,238 = 4,586 \text{ kN.m}$$

$$M_{a1} = M_{a3} = 0,3M_o = 0,3 \times 7,238 = 2,171 \text{ kN.m}$$

$$M_{a2} = 0,6M_o = 0,6 \times 7,238 = 4,34 \text{ kN.m}$$

b.2 Calcul des efforts tranchant :

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

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

TRAVEE	L(m)	q _u (kN/m)	T _i (kN)	T _{i+1} (kN/m)
1	3.10	6.0255	10.04	-8.64
2	3.10	6.0255	8.64	-10.04

Tab III.1 Tableau des efforts tranchons

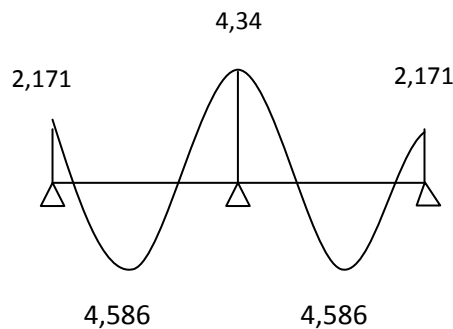


Fig.III.1.8 Diagramme final des moments fléchissant

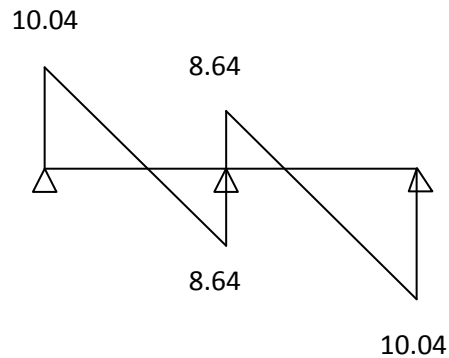


Fig.III.1.9 Diagramme final des efforts tranchants (kN)

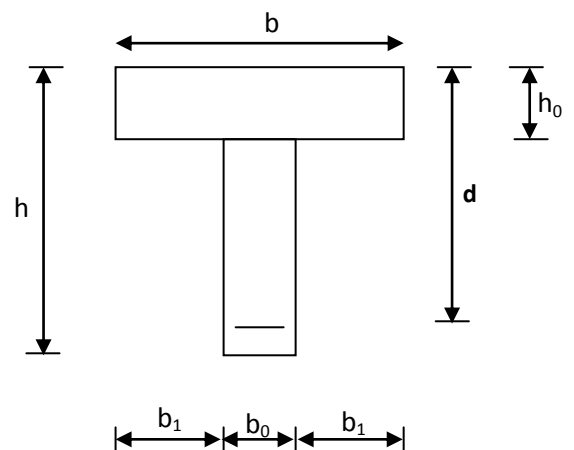
3. Ferrailage :

3.1 Calcul des armatures :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$M_{Tmax} = 4.829 \text{ kN.m}$ (en travée)

$M_{Amax} = 3.619 \text{ kN.m}$ (n appui)



**Section de calcul de la poutre après
Coulage de la dalle de compression**

3.2 Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

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

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

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

3.3 Moment résistant :

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_f = 4.829 < M_0 = 41.53 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

3.4 Calcul des armatures longitudinales :

a. En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.829}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.016 < 0.392 \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

***Les armatures nécessaires (traction)**

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{4.829 \times 10^2}{0.992 \times 18 \times 34.8} = 0.77 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 3\text{HA}8 = 1.51\text{cm}^2$

b. Aux appuis

La table est entièrement tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$$b_0 = 12\text{cm}, c = 2\text{ cm}, h = 20\text{cm}, d = 18\text{cm}$$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.619}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,065$$

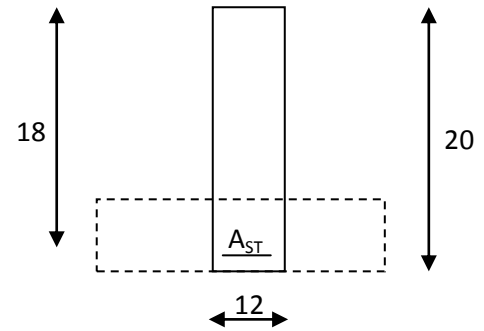
$$\mu = 0.065 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0\text{cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.065 \rightarrow \text{par interpolation : } \beta = 0.9865$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{3.619 \times 10^2}{0.9865 \times 18 \times 34.8} = 0.58\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}8 = 1\text{ cm}^2$$



3.5 Calcul les armatures transversales :

a. Le diamètre minimal des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{12; 0.57; 8\} = 0.57\text{ mm}$$

On prend : $\Phi_t = 6\text{mm}$

$$A_t = 2\phi_6 = 0.56\text{cm}^2$$

b. La section des armatures transversales

$$S_{t1} \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = 16.2\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

4. Vérifications à L'E.L.U :

a. Vérification à la condition de non fragilité :

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

Aux appuis : $A_a = 1\text{ cm}^2 > 0.26\text{cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 1.50\text{cm}^2 > 0.26\text{cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

b. Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme, de déterminer les armatures transversales, et l'arrêt des armatures longitudinales.

c. Vérification de la contrainte tangentielle :

(BAEL91.Art.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 9.80 \text{ KN}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{9.80 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,45 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

d. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :

(B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{9.80 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 2 \times 8} = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.20 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

e. Ancrage des barres :

(BAEL91.Art. A-6-1-2)

Ancrage des barres aux appuis

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_s$

$$L_a = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm} \quad \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm.}$$

f. vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{9,8 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 120} = 0,504 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

6. calcul à l'ELS :

On a $q_s = 4,355 \text{ kN/m}$

***Calcul des moments en travées et aux appuis**

a. Premier cas

***Travées (1-2) et (5-6)**

$$M_o = \frac{q_s \times \ell^2}{8} = \frac{4,355 \times 3,1^2}{8} = 5,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(5-6)} = 0,6672 M_o = 0,6672 \times 5,23 = 3,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{a1} = M_{a6} = 0,3 M_o = 0,3 \times 5,23 = 1,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2g} = M_{a5d} = 0,5 M_o = 0,5 \times 5,23 = 2,61 \text{ KN.m}$$

*** Travées (2-3) et (4-5)**

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{4,355 \times 3,1^2}{8} = 5,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(4-5)} = 0,6172M_o = 0,615 \times 5,23 = 3,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2d} = M_{a5g} = 0,5M_o = 0,5 \times 5,23 = 2,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3g} = M_{a4d} = 0,4M_o = 0,4 \times 5,23 = 2,09 \text{ KN.m}$$

***Travée (3-4)**

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{4,355 \times 2,85^2}{8} = 4,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(3-4)} = 0,6672M_o = 0,6672 \times 4,42 = 2,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3d} = M_{a4g} = 0,4M_o = 0,4 \times 4,42 = 1,78 \text{ KN.m}$$

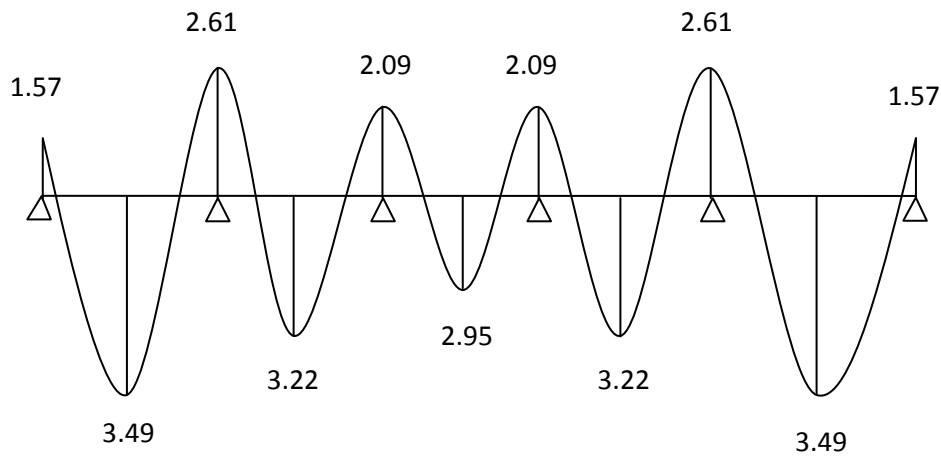


Fig.III.1.10 diagramme des moments fléchissant à l'ELS cas 1

b. deuxième CAS

***Travées de rive (1-2) et (2-3)**

$$M_o = \frac{qs \times \ell^2}{8} = \frac{4,355 \times 3,1^2}{8} = 5,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(2-3)} = 0,633M_o = 0,633 \times 5,23 = 3,31 \text{ kN.m}$$

$$M_{a1} = M_{a3} = 0,3M_o = 0,3 \times 5,23 = 1,57 \text{ kN.m}$$

$$M_{a2} = 0,6M_o = 0,6 \times 5,23 = 3,14 \text{ kN.m}$$

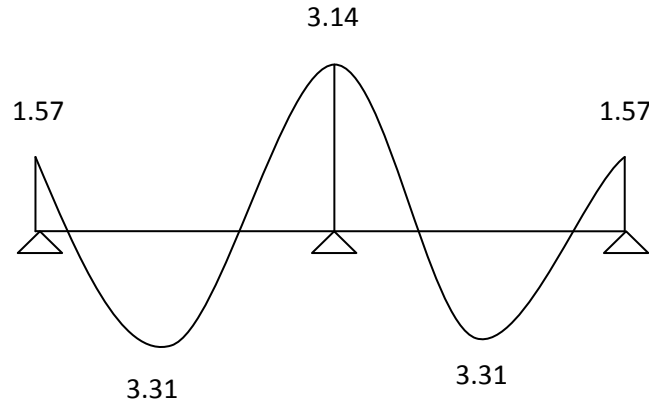


Fig.III.1.11 diagramme des moments fléchissant à l'ELS cas 2

1.Vérification de la résistance à la compression du béton :

1.1 Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,00}{12 \times 18} = 0,46 \quad \left(\beta_1 = 0,897 ; K_1 = 33,54 ; K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33,54} = 0,30 \right).$$

a. La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec: $M_a^{max} = 2.61[\text{kN. m}]$

$$\sigma_s = \frac{2.61 \times 10^3}{0,897 \times 18 \times 1,00} = 161.65[\text{MPa}].$$

$\sigma_s = 161.65[\text{MPa}] < \overline{\sigma}_s = 348 [\text{MPa}] \Rightarrow$ condition vérifiée.

b.La contrainte dans le béton :

La fissuration est peut nuisible donc elle doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 [\text{MPa}].$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{161.65}{33,54} = 4.82[\text{MPa}]$$

$\sigma_{bc} = 4.82[\text{MPa}] < \overline{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \Rightarrow$ condition vérifiée.

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

1.2 En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,699 \Rightarrow \left(\beta_1 = 0,879 ; K_1 = 26,32 ; K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{26,32} = 0,038 \right).$$

a. La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec: $M_t^{max} = 3.49$ [kN.m]

$$\sigma_s = \frac{3.49 \times 10^3}{0,879 \times 18 \times 1,51} = 146.07 \text{ [MPa]}$$

b. La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{146.07}{26,32} = 5.55 \text{ [MPa]}$$

$\sigma_{bc} = 5.55 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow$ section vérifiée vis – à – vis de la compression.

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

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

La fissuration étant non préjudiciables donc aucune vérification n'est nécessaire.

3. Vérification de la flèche :

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

Les règles de **BAEL (art B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de Procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{aligned} 1) \quad & \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \quad & \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ 3) \quad & \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e} \end{aligned}$$

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{3.10} = 0.065 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Vu que cette 1^{er} condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche

$$f = \frac{M_t^s J^2}{10.E_v.I_{fv}} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{3100}{500} = 6.2\text{mm}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation différée.

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

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n = 15)

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

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.0070$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0) h_0 / 2 + (h - h_0) b_0 [(h - h_0) / 2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times 4 / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 1.51 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 1.51}$$

$$Y_1 = 6.8\text{cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 20 - 6.8 = 13.2 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0 (b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_s \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [6.8^3 + 13.2^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(6.8 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 1.51 \times (13.2 - 2)^2$$

$$I_0 = 18465.9\text{cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.0070} = 2.34$$

$$\nu = \max \left[0,1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0070 \times 125.66 + 2.1} \right] = 0.6540$$

$$I_{fv} = \frac{1,10 \times I_0}{1 + \lambda_v \nu} = \frac{1,10 \times 18465.9}{1 + 2.34 \times 0,6540} = 8027.6 \text{ cm}^4$$

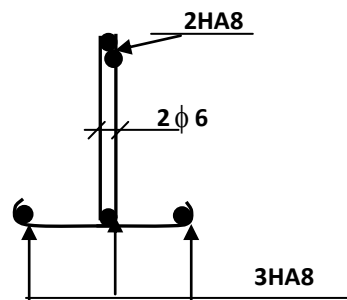
$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{3.49 \times 10^6 (3100)^2}{10 \times 10818.86 \times 10^4 \times 8027.6} = 3.86\text{mm}$$

$$f = 3.86\text{mm} < \bar{f} = 6.2\text{mm} \rightarrow \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

CONCLUSION :

- **Appuis :** $2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$.
- **Travée :** $3 HA 8 = 1.51 \text{ cm}^2$.
- **Armatures transversales :** $2\phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm.

**Fig.III.1.12 Plan de ferrailage de poutrelle**

III.2 étude du balcon

Le balcon est considéré comme une console encadrée au niveau de la poutre de rive; son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

Le garde corps du balcon est en briques ayant un égal à 1kN/ml.

$$e_p \geq \frac{145}{10} = 14.5 \text{ cm} . \quad \text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

1. Charges et Surcharges :1.1 Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle pleine : $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ kN/ml}$
- Couche de sable (2cm) : $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ kN/ml}$
- Mortier de pose (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ kN/ml}$
- Carrelage scellé (2cm) : $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ kN/ml}$
- Enduit de ciment (2cm) : $0,02 \times 10 = 0,20 \text{ kN/ml}$

1.2 Charge permanente :

$$G_1 = 5,15 \text{ kN/ml}$$

Poids propre du garde corps : $G_2 = 1 \times 1 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q = 3,5 \text{ kN/ml}$

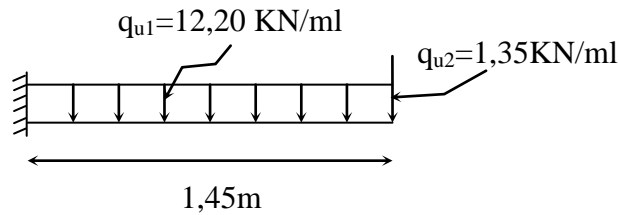
La surcharge due à la main courante $F = 1 \text{ kN/ml}$ appliqué sur le garde corps de hauteur $H = 1,1 \text{ m}$ et ne provoque aucun effort sur le balcon.

2. combinaison des charges :

$$\begin{aligned} \bullet \text{ E.L.U} &\rightarrow \begin{cases} q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 12,20 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \text{ KN/ml} \end{cases} \\ &\rightarrow \begin{cases} q_{s1} = G_1 + Q_1 = 8,65 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} = G_2 = 1 \text{ KN/ml} \end{cases} \end{aligned}$$

3. calcul à l'E.L.U :

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



➤ **Le moment :**

$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,20 \times 1,45^2}{2} + 1,35 \times 1,45 = 14,78 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 19,04 \text{ KN}$$

a. Calcul de la section d'armatures à la flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{14,78 \times 10^6}{1000 \times 145^2 \times 14,2} = 0,0495 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,050 \rightarrow \alpha = 0,0641 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,78 \times 10^6}{0,975 \times 145 \times 34800} = 3,00 \text{ cm}^2$$

On adopt 5HA12 $\rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$, $S_{t1} = 25 \text{ cm}$

b. Les armatures de répartition :

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

On adopt 4HA10 $\rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2$, $S_{t2} = 25 \text{ cm}$

Vérification :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,449 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Ecartement des barres :

Pour les armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

$$S_{t1} = 25\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Pour les armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

$$S_{t2} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15f_{c28}, 5\text{MPa}\} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{19,04 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0,13\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi$$

$$\sum U_i = 5\pi \times 10 = 157,079\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{19,04 \times 10^3}{0,9 \times 145 \times 157,079} = 0,928\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Longueur de scellement :

la longueur de scellement droit est donnée par la loi

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 3,15} = 317,46 \text{ mm} \quad \text{soit } l_s = 35 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal

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

$$\text{HA : } l_a = 0,4 \times l_s$$

$$l_a = 0,4 \times 317,46 = 126,984 \text{ mm}$$

Soit $l_a = 13 \text{ cm}$

4. Calcul à l'ELS :

a. Combinaison de charges :

- dalle : $q_s = G_1 + Q = 5.15 + 3.5 = 8.65 \text{ kN/ml}$
- garde-corps : $g_s = G_2 = 1 \text{ kN/ml}$

b. Calcul des moments :

$$M_s = M_{q_s} + M_{g_s} = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \left(\frac{8.65 \times 1.45^2}{2} + 1 \times 1.45 \right) = 8.65 \text{ kN.m}$$

❖ vérification à l'ELS :

a. Vérification des contraintes dans le béton :

On a : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.050 \rightarrow \alpha = 0.0641$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.78}{10.54} = 1.4$$

$$\alpha = 0.0641 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la contrainte des aciers :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266.66 ; 201.63 \} \quad \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.33$$

$$\beta_1 = 0.910 ; K_1 = 40.56 \quad K = \frac{1}{K_1} = 0.025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{B_1 d A} = \frac{10.54 \times 10^3}{0.910 \times 12 \times 5.65} = 170.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 170.83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c. Vérification de la flèche :

(BAEL.99/Artb6.5,2)

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{145} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.103 > \frac{M}{10 \times M} = 0.085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

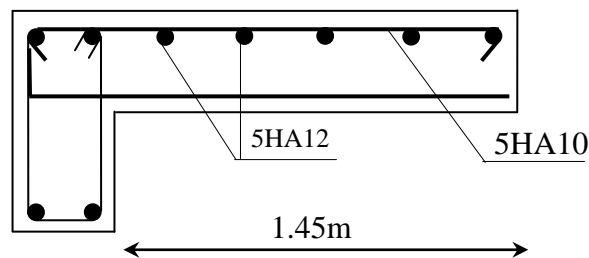


Fig.III.2.1 plan de ferrailage du balcon

III.3 Etude de l'acrotère

1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

2. Dimension de l'acrotère :

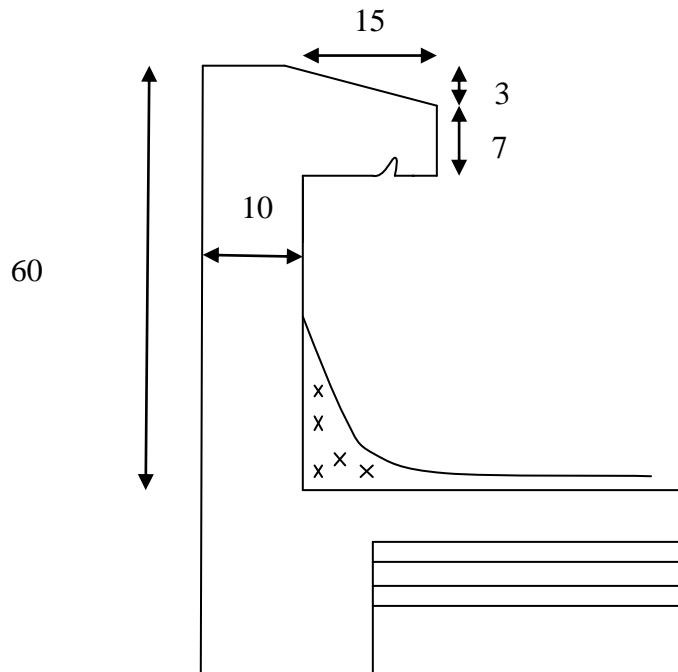


Fig.III.3.1 Coupe transversal de l'acrotère.

Schéma statique et efforts internes .

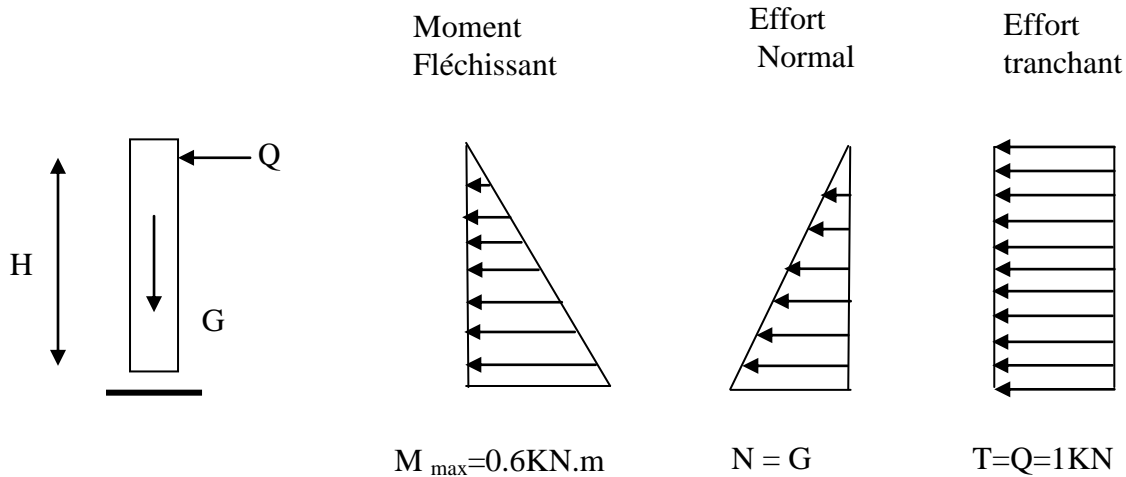


Fig.III.3.2 Diagrammes des efforts internes.

3. Détermination des sollicitations :

$$G = 25[(0.6 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) - (0.03 \times 0.15)/2] = 1.819 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.819 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1.819 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1.00 \text{ KN}$

Moment fléchissant maximal dû à la surcharge Q

$$M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 1.00 \times 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

❖ Combinaison des charges :

✓ **A l'ELU :**

La combinaison de charge est : **$1.35G + 1.5Q$**

Effort normal du a G :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.819 = 2.455 \text{ KN}$$

Moment de flexion du a Q :

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

✓ **A L'ELS:**

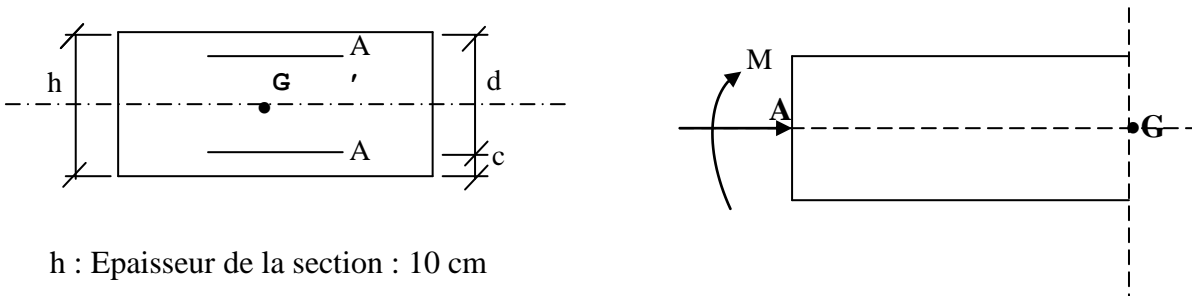
La Combinaison de Charge est : **G + Q**

Effort normal du a **G** : $N_s=1.819 \text{ KN}$

Moment de Flexion du a **Q**: $M_s=0.60 \text{ KN.m}$

4. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée



h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 3 cm

$d = h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$ (Hauteur utile)

❖ **Calcul des armatures à L'ELU :**

✓ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.455} = 36.65 \text{ cm} = 37 \text{ cm}$$

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

❖ **Calcul en flexion simple :**

• **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - C) = 2.455(0.37 + \frac{0.1}{2} - 0.03) = 0,957 \text{ KNm}$$

• **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.957 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée

$$\mu_u = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.994$$

❖ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,957 \times 10^5}{0.994 \times 7 \times 348 \times 10^2} = 0.39 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.455 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.32 \text{ cm}^2$$

5. Vérification à l'ELU :

• **Condition de non fragilité (Art : A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \frac{33 - 0.455 \times 7}{33 - 0.185 \times 7} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Avec : $e_s^{\min} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.79}{1.819} = 0.33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$ □

➤ **Conclusion :**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_s = A_{\min} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_s = 3\text{HA}8 = \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 33 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.50}{4} = 0.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 3HA8=1.50 cm² avec un espacement $S_t=33 \text{ cm}$

• **Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0.021 < \bar{\tau}_u = 2.5 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

• **Vérification de l'adhérence des barres: (art A.6.1.1, 3BAEL91) :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barre}$$

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 3 \times 0.8 \times 3.14 = 7.536 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 75.36} = 0.316 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ **Ancrages des barres verticales :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Soit : Ls = 30 cm.

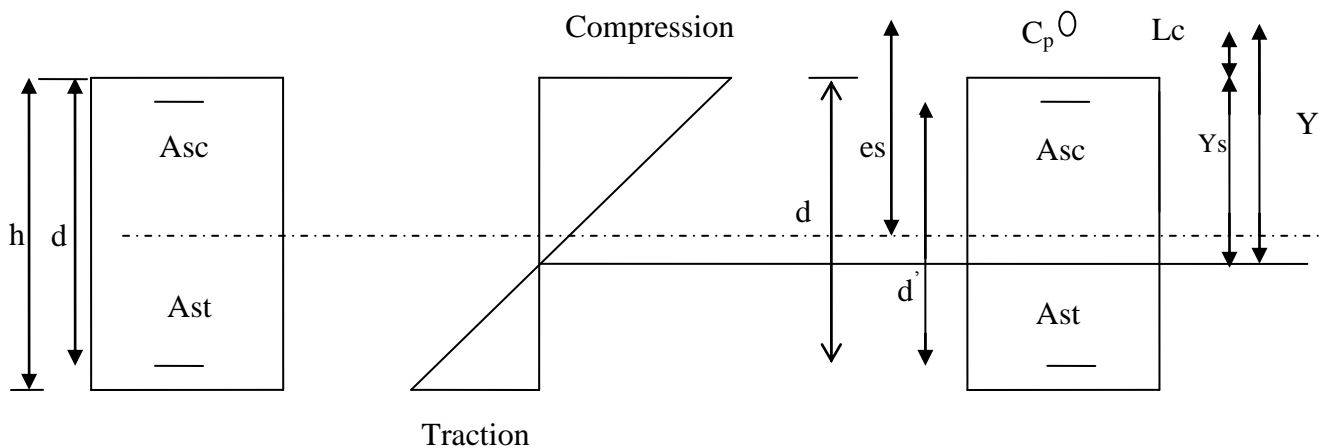
5. Vérification à l'ELS :

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} = \min (201.63 \text{ MPa} ; 266.66 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$$

. $\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 8 \text{ mm}$



Répartition des contraintes dans l'acrotère.

On a L_c : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$L_c = h/2 - e_s = 10/2 - 33 = -28 \text{ cm}$$

$$L_c = -28 \text{ cm}$$

En se basant sur la figure sous dessus. On résout l'équation suivante pour trouver la valeur de y

$$Y^3 + pY + q = 0 \dots\dots\dots *$$

$$P = -3L_c^2 - 90A_{sc} \frac{L_c - d'}{b} + 90A_{st} \frac{d - L_c}{b}$$

$$A_{sc} = A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$P = -3 \cdot (-28)^2 - 90(2.01) \frac{-28 - 4}{100} + 90 \cdot (2.01) \cdot \frac{(7 + 28)}{100}$$

$$P = -2230.8$$

$$q = -2L_c^3 - 90A_{sc} \frac{(L_c - d')^2}{b} - 90A_{st} \frac{(d - L_c)^2}{b}$$

$$q = -2(-28)^3 - 90(2.01) \frac{(-28-4)^2}{100} - 90(2.01) \frac{(7+28)^2}{100}$$

$$q = 39835.8$$

$$* \rightarrow y^3 - 2230.8.y + 39835.8 = 0$$

Pour la résolution de cette équation on procède comme suit :

-Calcul de Δ :

$$\Delta = q^2 + (4.p^3/27) = (39835.8)^2 + 4.(-2230.8)^3/27$$

$$\Delta = -5.77.10^7 < 0 \rightarrow \text{L'équation admet trois racines}$$

$$Y_1 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$Y_2 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2.\pi}{3}\right)$$

$$Y_3 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4.\pi}{3}\right)$$

Avec:

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{2230.8}{3}} = 54.53$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = \arccos\left(\frac{3 \times 39835.8}{2 \times (-2230.8)}\sqrt{\frac{3}{2230.8}}\right)$$

$$\varphi = 2.95$$

$$\text{Donc : } Y_1 = 54.53 \cos\left(\frac{2.95}{3}\right) = 30.22$$

$$Y_2 = 54.53 \cos\left(\frac{2.95}{3} + \frac{4.\pi}{3}\right) = 24.09$$

$$Y_3 = 54.47 \cos\left(\frac{2.95}{3} + \frac{2.\pi}{3}\right) = -54.41$$

La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section, c'est la hauteur de la partie comprimée.

$$0 < y_{ser} < d$$

$$Y_{ser} = y + Lc$$

$$y^1_{ser} = 30.22 - 28 = 2.22 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$y^2_{ser} = 24.09 - 28 = -3.91 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y^3_{ser} = -54.41 - 28 = -82.41 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y_{ser} = y^1_{ser} = 2.22 \text{ cm}$$

$$y = 28 + 2.22 = 30.22 \text{ cm.}$$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + n [A_{st}(d - y_{ser})^2 + A_{sc}(y_{ser} - d')^2]; \quad n = \frac{E_s}{E_b} = 15 : \text{ Coefficient d'équivalence.}$$

$$I = \frac{100 \cdot 2.22^3}{3} + 15 [2,01(7 - 2.22)^2 + 2,01(2.22 - 4)^2]$$

$$I = 1149.10 \text{ cm}^4.$$

a. Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{302.2 \times 1,819 \times 10^3}{1149.10 \times 10^4} \times 22.2$$

$$\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa (Déjà calculée)}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{y \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \cdot \frac{302.2 \times 1,819 \times 10^3}{1149.1 \times 10^4} (70 - 22.2)$$

$$\sigma_s = 2.28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'écartement dans les barres :**

1. Armature verticale :

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{ (Condition vérifiée).}$$

2. Armature de répartition :

$$S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification au flambement :**

1. calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

λ : Élanement de l'élément

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

I : moment d'inertie de la section

A : section de l'élément

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 m^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$L_f = 2L_0 = 2H = 1.2 m$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \cdot 10^{-5}}} = 41.58$$

2. vérification à l'élanement :

$$\lambda \leq \max \left[50, \min \left(\frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50, \min(247.9, 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max(50, 100) = 100 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3)**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A=0.15$

(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$)

W_p : Poids de l'acrotère = 1.819 kN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.819 = 0.873 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$

F_p est inférieure à la charge de la main courante (1 KN) donc la suite des calculs sont moins

F_p est inférieure à la charge de la main courante (1 KN) donc la suite des calculs sont moins Défavorables.

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment

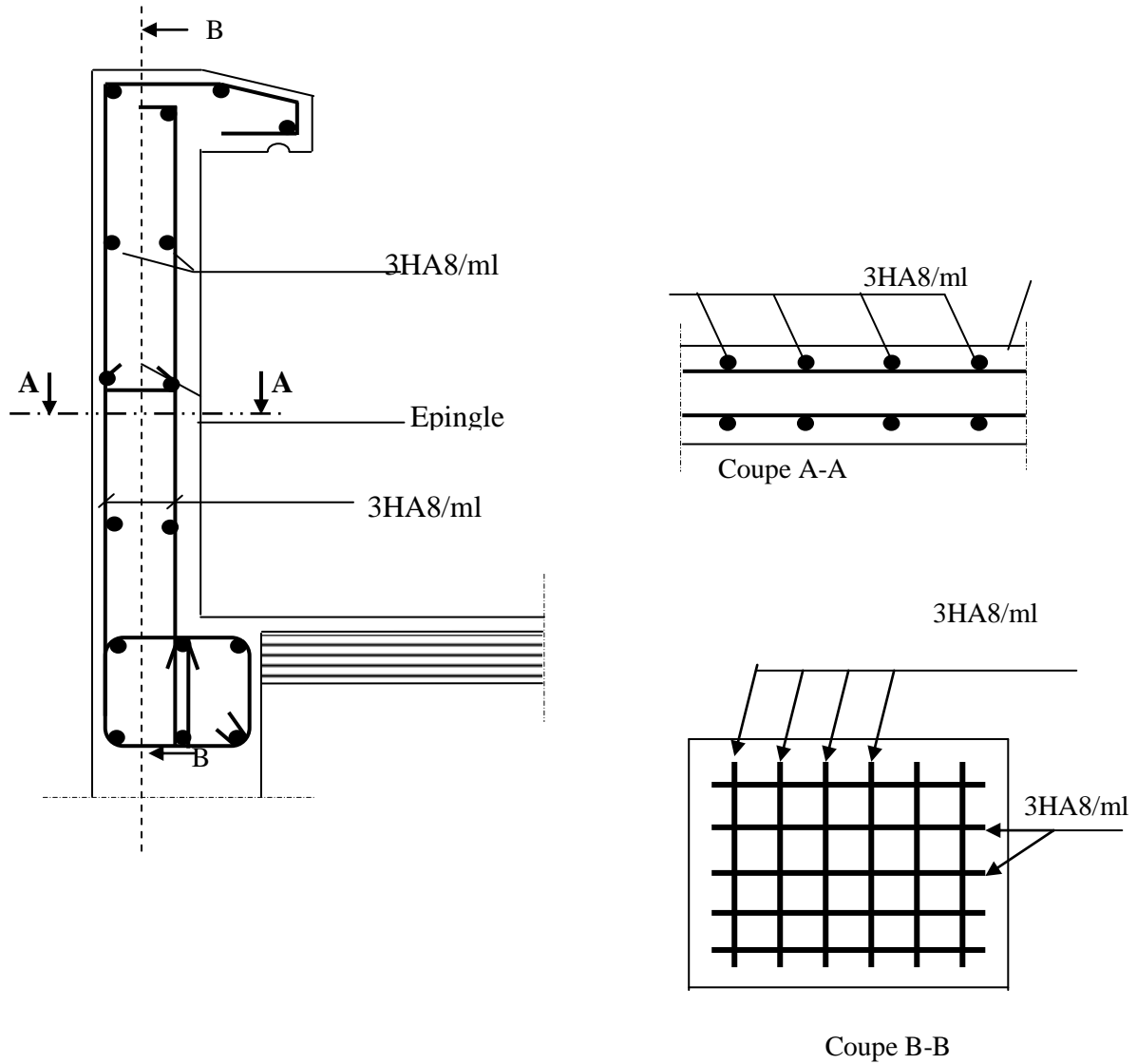


Fig.III.3.3 Plan de Ferrailage de l'acrotère.

III.4 ETUDE DES Escaliers

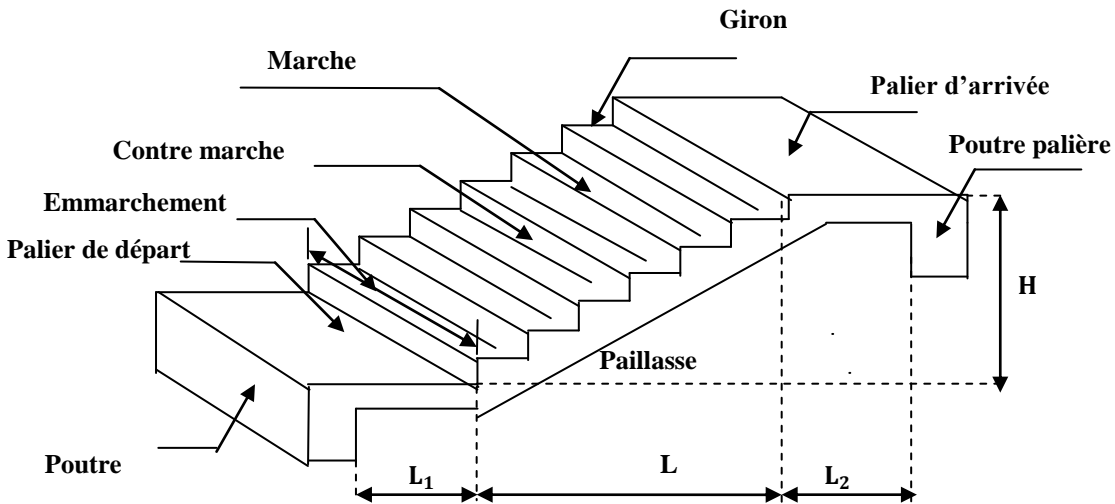
1. Terminologie et Définitions :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers en béton armé coulé sur place.

Escaliers du RDC : à trois volées et deux paliers intermédiaires

Escaliers d'autres niveaux : à deux volés et un palier intermédiaire



- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : Épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L : longueur projeté de la volée.
- L_2 : longueur du palier d'arrivée.

2. Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

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

$$\begin{cases} n \times h = H \\ (n-1) g = L \\ 2h + g = 64 \end{cases} \rightarrow 64 n^2 - (2H + L + 64) n + 2H = 0$$

La résolution de l'équation de 2^{ème} degré nous donne n.

Donc : le nombre de contre marches n = 9 et le nombre de marches (n-1) = (9-1) = 8.

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

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm.}$$

n : nombre de contre marche.

m : nombre de marche.

❖ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \longrightarrow 59 \leq 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \leq 66 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Raideur « r » : on appelle raideur d'escalier qui doit être inférieur à (1).

$$n = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0556 < 1 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul de longueur de la ligne de foulée :**

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

$$\Rightarrow L = 240 \text{ m.}$$

• **Pré dimensionnement de la pailleasse :**

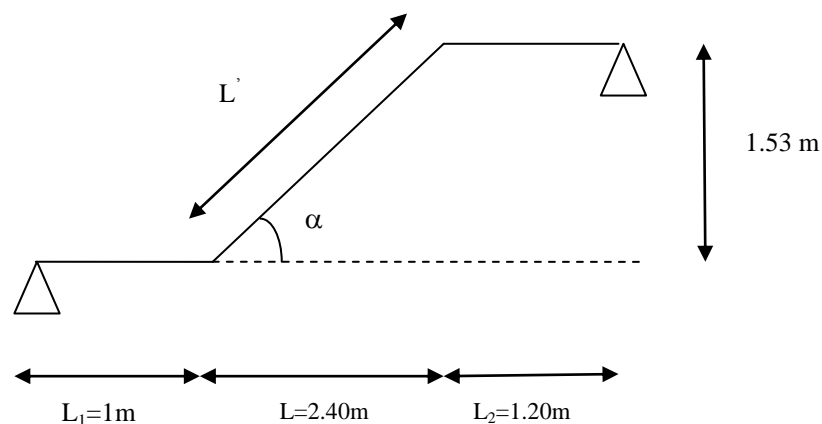
Le pré dimensionnement se fera pour une poutre simplement appuyée sur les deux côtés

L'épaisseur de la pailleasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

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

Avec :

L_0 : longueur du palier et de la pailleasse



$$L_0 = L_1 + L' + L_2$$

➤ **Calcul L' :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \longrightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L'} \longrightarrow L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(32,52)} = 284,63 \text{ cm.} = 2.846 \text{ m}$$

$$L_0 = L_1 + L' + L_2 = 1 + 2.846 + 1,20 = \mathbf{L_0 = 5,046m.}$$

$$\frac{5.046}{30} \leq e_p \leq \frac{5.046}{20} \longrightarrow 0.168\text{m} \leq e_p \leq 0.25\text{m} \longrightarrow 16.8\text{cm} \leq e_p \leq 25\text{cm}$$

On opte pour $e_p = 18 \text{ cm}$

2. Détermination des sollicitations de calcul :

Charge permanente :

• **La volée :**

Poids propre de la paillasse : $0.18 \times 25 / \cos(32.52^\circ) = 5.34 \text{ kN/m}^2$

Poids propre de la marche : $25 \times 0,17 / 2 = 2.125 \text{ kN/m}^2$

Poids propre de revêtement :

- Carrelage : $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose : $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Enduit en ciment : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre du garde corps : $0,2 \text{ kN/ml}$

$$G_T = 9.185 \text{ KN/m}^2$$

• **Le palier :**

- Poids de la dalle : $25 \times 0,18 = 4.5 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage : $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose : $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ Kn/m}^2$
- Enduit en ciment : $18 \times 0.02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

$$G_T = 6.02 \text{ Kn/m}^2$$

• **Surcharge d'exploitation :**

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

DONC :

La volée : $Q_v = 2,5 \text{ kN/m}^2$; Le palier : $Q_p = 2,5 \text{ kN/m}$

• **Combinaisons des charges :**

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1m$$

La volée : $q_{uv} = (1,35 \times 9,185 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,15 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{up} = (1,35 \times 6,02 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11,88 \text{ KN/ml}$

ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1m$$

La volée : $q_{sv} = (9,185 + 2,5) \times 1 = 11,685 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{sp} = (6,02 + 2,5) \times 1 = 8,52 \text{ KN/ml}$

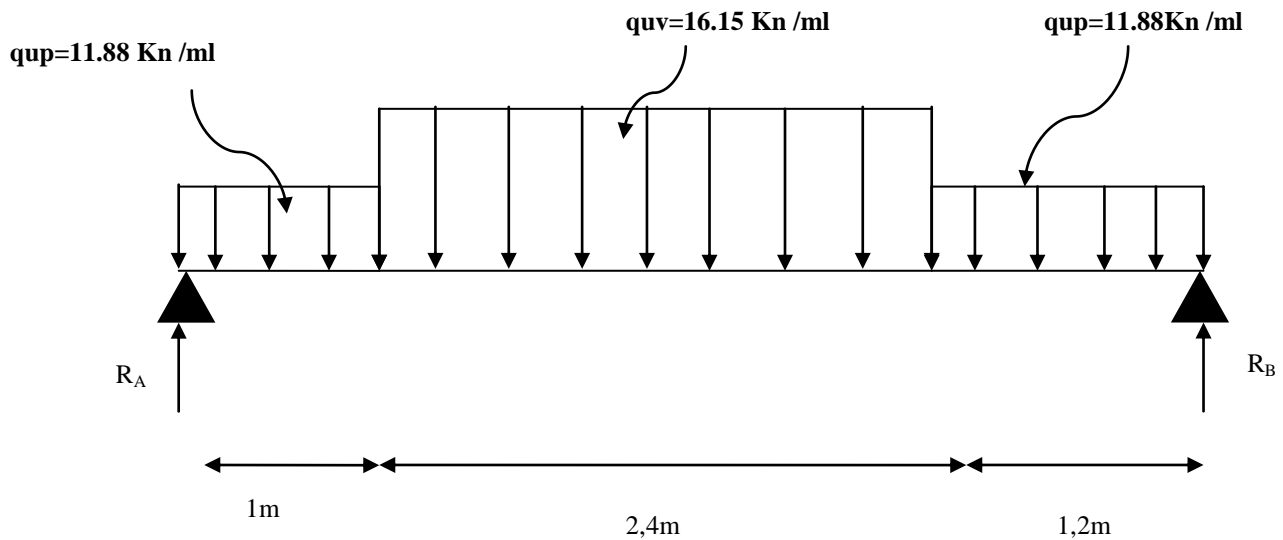


Fig.III.4.1 Schéma statique de chargement a l'ELU

➤ **Calcul des réactions :**

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B = (11,88 \times 1) + (16,15 \times 2,4) + (11,88 \times 1,2) = 64,9 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 4,6 - [16,15 \times 2,4(2,4/2 + 1)] - [11,88 \times 1,2(1,2/2 + 3,4)] - 11,88 \times 1(1/2) = 0$$

$$R_B = 32,22 \text{ Kn} \rightarrow R_A = 32,68 \text{ Kn}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Calcul des efforts tranchants :

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

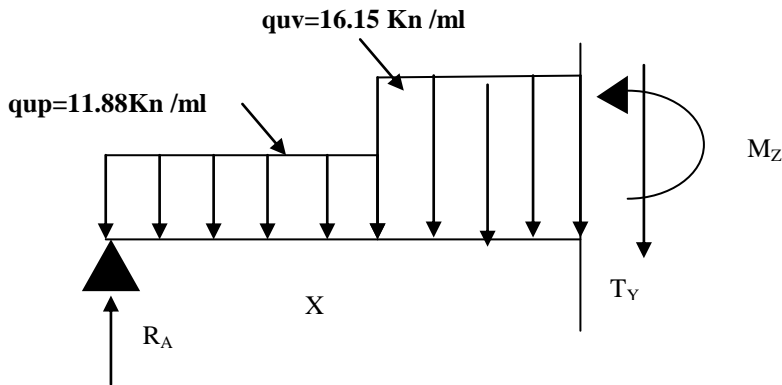
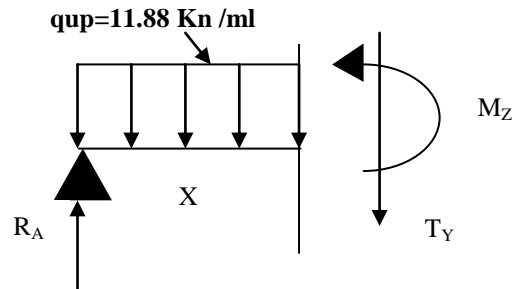
$$T_1(x) - 32.68 + 11.88 x = 0$$

$$T_1(x) = -11.88 x + 32.68$$

Pour $x = 0 \rightarrow T_1 = 32.68 \text{ KN}$

Pour $x = 1\text{m} \rightarrow T_1 = 20.8 \text{ KN}$

2^{eme} tronçon : $1 \leq x \leq 3.4\text{m}$:



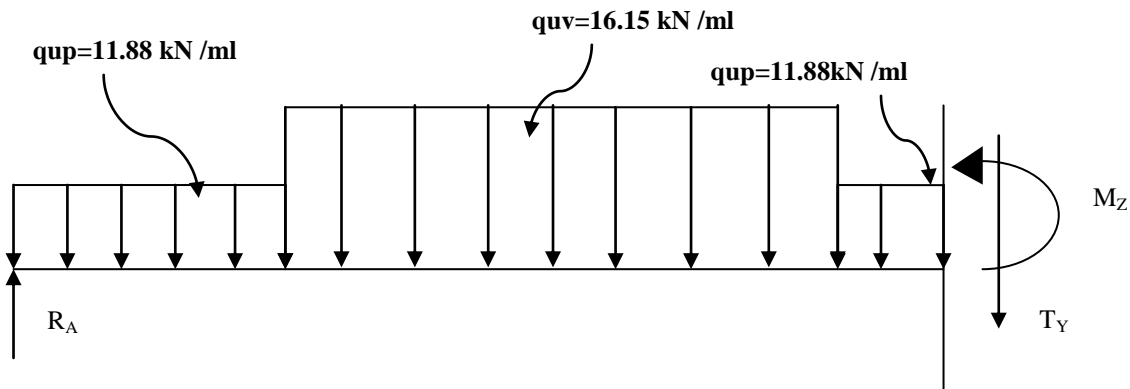
$$T_2(x) - 32.68 + 11.88 (1) + 16.15 (x - 1) = 0$$

$$T_2(x) = -16.15 x + 36.95$$

Pour $x = 1 \rightarrow T_2 = 20.8 \text{ KN}$

Pour $x = 3.4\text{m} \rightarrow T_2 = -17.96 \text{ KN}$

3^{eme} tronçon : $3.4 \leq x \leq 4.6 \text{ m}$:



$$T3(x) - 32.68 + 11.88(1) + 16,15(2,4) + 11.88(x - 3.4) = 0$$

$$T3(x) = -11.88x + 22.432$$

Pour $x = 3.4 \text{ m} \rightarrow T_3 = -17.96 \text{ kN}$

Pour $x = 4.6 \text{ m} \rightarrow T_3 = -32.22 \text{ kN}$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

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

$$M_{z1} = -11.88 x^2/2 + 32.68 x$$

Pour $x=0 \ M_{z1} = 0$

Pour $x=1 \ M_{z1} = 26.74 \text{ kN.m}$

2^{eme} tronçon : $1 \leq x \leq 3.4 \text{ m} :$

$$M_{z2} = 32.68x - (11.88x1)(x-0.5) - 16.15(x-1)^2/2$$

Pour $x = 1 \text{ m} \rightarrow M_{z2} = 26.74 \text{ kN.m}$

Pour $x = 3.4 \text{ m} \rightarrow M_{z2} = 30.15 \text{ kN.m}$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m} :$

$$M_{z3} = -11.88 x^2/2 + 32.22x$$

Pour $x = 0 \rightarrow M_{z3} = 0$

Pour $x = 1.2 \text{ m} \rightarrow M_{z3} = 30.1 \text{ kN.m}$

➤ **CALCUL DU MOMENT MAX (M_{\max}) :**

On voit que le moment max est entre 1 et 3.4 m on deuxième travée

$$T2(x) = -16,15 x + 36.95 = 0 \text{ d'où : } x = 2.29 \text{ m}$$

Puis on remplace dans l'équation de moment on aura :

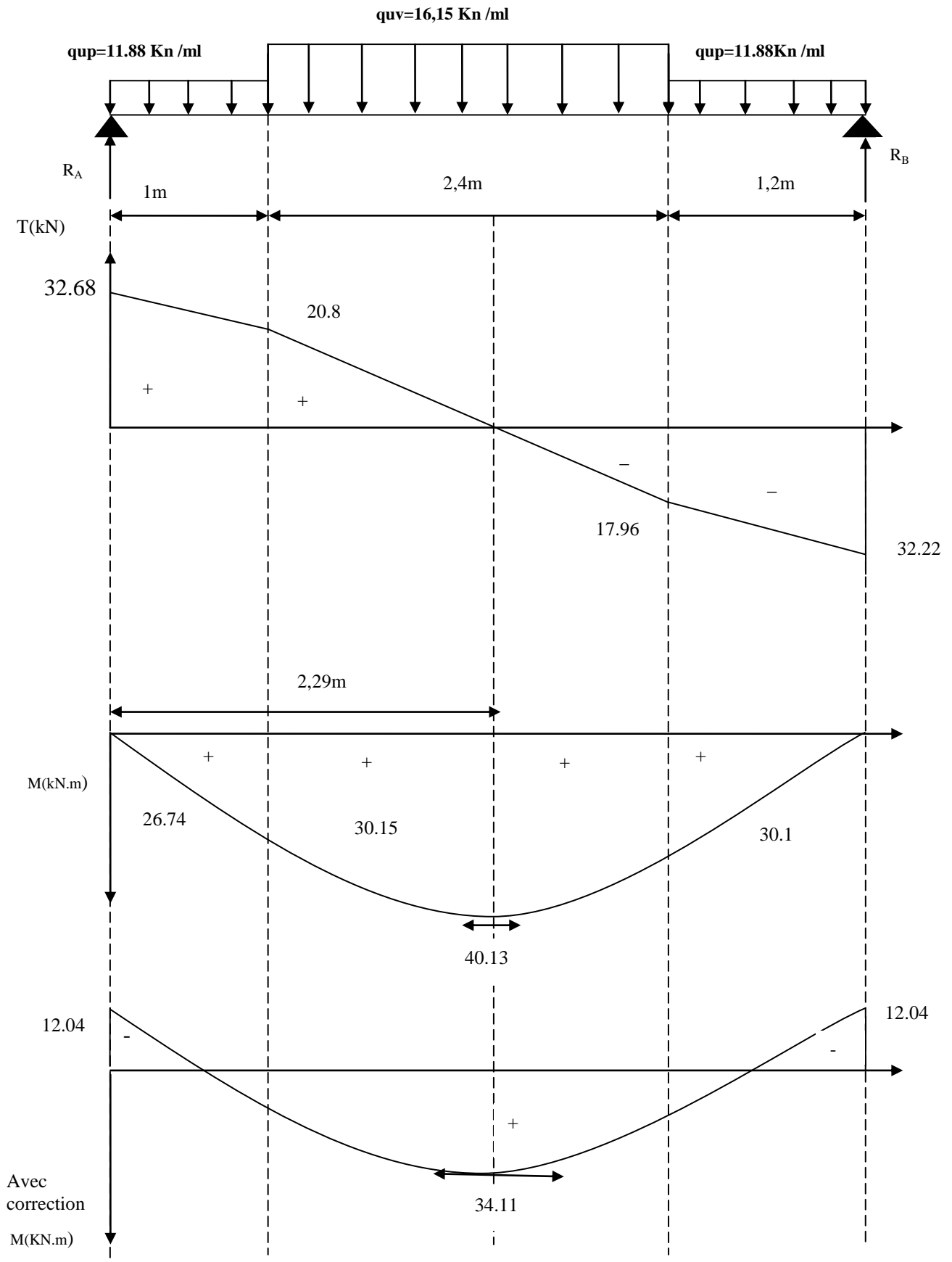
$$M_{z2} = 32.68x - (11.88x1)(x-0.5) - 16.15(x-1)^2/2$$

$$M_{\max} = 40.13 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients multiplicateur pour le moment au niveau de l'appui ($M_a = 0.3 M_{\max}$), et on travée ($M_t = 0.85 M_{\max}$) ce qui donne l diagramme suivant :

- Aux appuis :	$M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -12.04 \text{ kN}$
- en travées :	$M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 34.11 \text{ kN.m}$

Fig.III.4.2 Diagramme des efforts internes à l'ELU



4. Ferrailage des armatures a l'ELU :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise a la flexion simple pour une section de (1m²) en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100\text{cm}, \quad h = 18\text{cm}, \quad d = 16\text{ cm}, \quad c = 2\text{cm}, \quad h = d + c$$

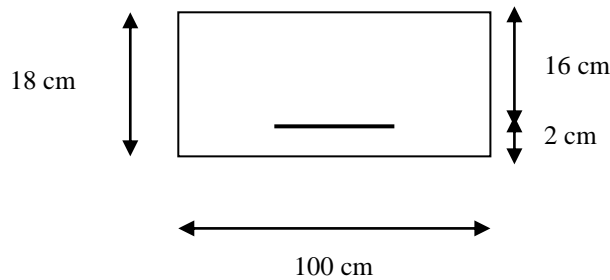


Fig.III.4.3 Section droite de la paillasse a étudié

4.1 Armatures principales :

➤ **En travées :**

$$M_u^t = 34.11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{34.11 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,094 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,094 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.951$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34.11 \times 10^3}{0,951 \times 16 \times \frac{400}{1.15}} = 6.44\text{cm}^2$$

On opte pour : 5HA14 (A_{tt} = 7.69cm²) avec un espacement de S_t = 20cm.

Aux appuis :

nous avons M_{ua} = 12.04 KN.m

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.04 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_r = 0,392$$

C'est une section simplement armée

$$\mu_a = 0.033 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.9835$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.04 \times 10^3}{0,9835 \times 16 \times \frac{400}{1,15}} = 2.20 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 ($A_a = 3,92 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

4.2 Armatures de répartition :

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{7.69}{4} = 1,92 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour 4HA8 } (A_r = 2,01 \text{ cm}^2), \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}.$$

4.3 Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité** (BAEL 91, Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{B}{1000}, 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

$$B : \text{ la section de béton } ; \quad \frac{100 \times 16}{1000} = 1.6 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis** : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$
- **En travées** : $A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ } **La condition est vérifiée**

Espacement des barres : (Art A.8.2,42 BAEL91 modifiée 99) :

- **Armatures principales :**

- **Aux appuis** : $e = 20 \text{ cm}$
- **En travées** : $e = 20 \text{ cm}$ } $< \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Armatures de répartition :**

- **Aux appuis** : $e = 20 \text{ cm}$
- **En travées** : $e = 20 \text{ cm}$ } $< \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) (Cisaillement) :**

$$T_{u \max} = 32.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{32680}{1000 \times 160} = 0,20 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,20\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Justification des sections d'appuis (BAEL 91, Art 5-1-3) :**

$$A_s \geq \frac{T_u^{\max}}{f_u} = \frac{32680}{348 \times 100} = 0,94\text{cm}^2$$

$$A_s = 0,94\text{cm}^2 < A_a = 3,93\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91,Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum u_i} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28}$$

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1,5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)

1,0 : pour les barres rondes lisse (R.L)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$ ou (n) le nombre de barre ;

$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 14 = 219,8\text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{32680}{0,9 \times 160 \times 219,8} = 1,032\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,032\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

Ancrage des barres : (BAEL 91 / Art A.6.1.23) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32\text{cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_s$

$$L_a = 0,4 \times 48 = 19,2\text{cm} \quad \Rightarrow L_a = 20\text{cm}$$

6. Calcul à l'état limite de service ELS :

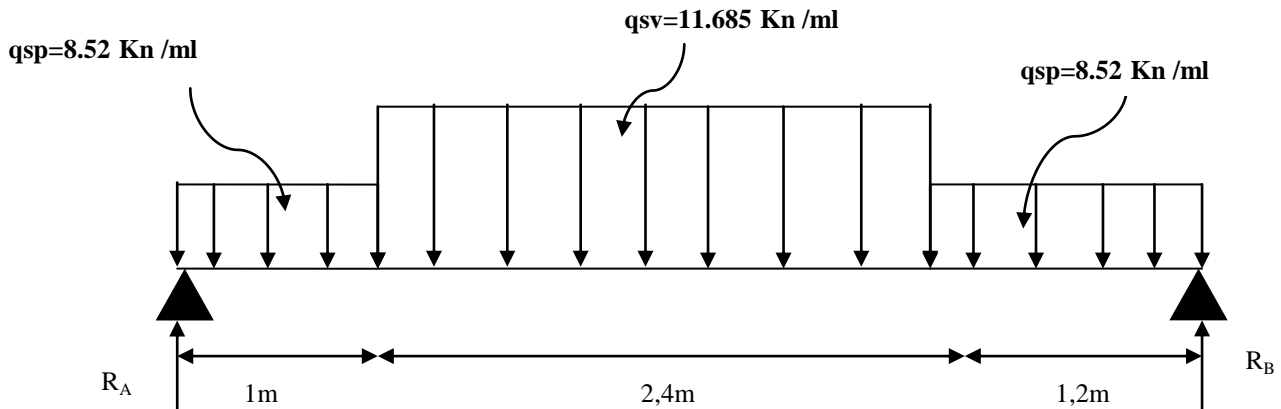


Fig.III.4.4 Schéma statique à l'ELS

Calcul des réactions :

$$\sum F_v = 0$$

$$R_A + R_B = 46.79 \text{Kn}$$

$$\sum M/A$$

$$R_B \times 4.6 - [11.685 \times 2.4(2.4/2 + 1)] - [8.52 \times 1.2(1.2/2 + 3.4)] - 8.52 \times 1(1/2) = 0$$

$$R_B = 23.23 \text{ Kn} \rightarrow R_A = 23.56 \text{ Kn}$$

***Calcul des efforts tranchants:**

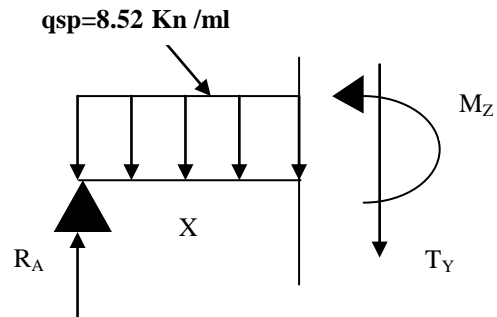
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1\text{m}$:

$$T_1(x) - 23.56 + 8.52x = 0$$

$$T_1(x) = -8.52x + 23.56$$

$$T_1 = 23.56 \text{KN} \quad \text{pour} \quad x = 0$$

$$T_1 = 15.04 \text{ KN} \quad \text{pour} \quad x = 1\text{m}$$



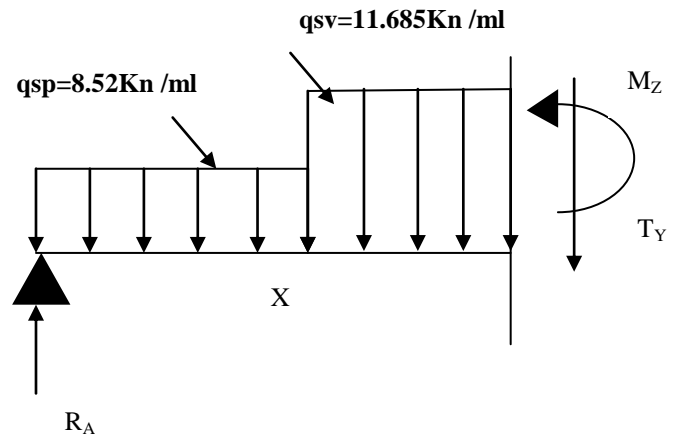
2^{eme} tronçon : $1 \leq x \leq 3.4\text{m}$:

$$T_2(x) - 23.56 + 8.52(1) + 11.685(x - 1) = 0$$

$$T_2(x) = -11.685x + 26.73$$

$$T_2 = 15.04 \text{KN} \quad \text{pour} \quad x = 1$$

$$T_2 = -13 \text{KN} \quad \text{pour} \quad x = 3.4\text{m}$$



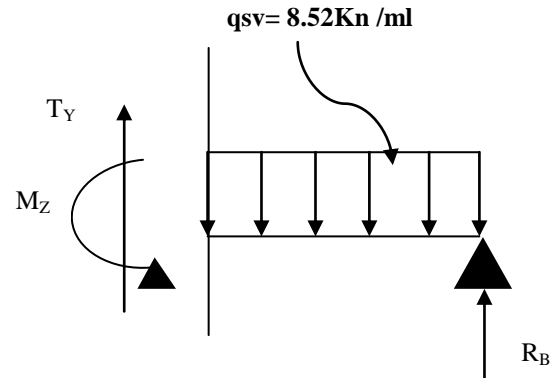
3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$:

$$T_3(x) + 23.23 - 8.52x = 0$$

$$T_3(x) = 8.52x - 23.23$$

$$T_3 = -23.23\text{KN} \quad \text{pour } x = 0$$

$$T_3 = -13.006\text{KN} \quad \text{pour } x = 1.2\text{ m}$$



Calcul des moments fléchissant :

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

$$M_{z1} = -8.52x^2/2 + 23.56x$$

$$M_{z1} = 0 \quad \text{pour } x = 0$$

$$M_{z1} = 19.3\text{KN.m} \quad \text{pour } x = 1\text{m}$$

2^{eme} tronçon : $1 \leq x \leq 3.4\text{m}$:

$$M_{z2} = 23.56x - (8.52x1)(x-0.5) - 11.685(x-1)^2/2$$

$$M_{z2} = 19.3 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 1$$

$$M_{z2} = 21.74 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 3.4\text{m}$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$:

$$M_{z1} = -8.52x^2/2 + 23.23x$$

$$M_{z3} = 0 \text{ KN.m} \quad \text{pour } x = 0$$

$$M_{z3} = 21.74 \quad \text{pour } x = 1.2\text{m}$$

Calcul du moment max :

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

$$T_2(x) = -11.685x + 26.72 = 0 \quad \text{d'où } x = 2.29\text{m}$$

$$M_{\text{max}} = M(x=2.29) = 23.56x - (8.52x1)(x-0.5) - 11.685(x-1)^2/2$$

$$= 23.56 \times 2.29 - (8.52 \times 1)(2.29 - 0.5) - 11.685(2.29 - 1)^2/2$$

$$M_{\text{max}} = 29 \text{ KN.m}$$

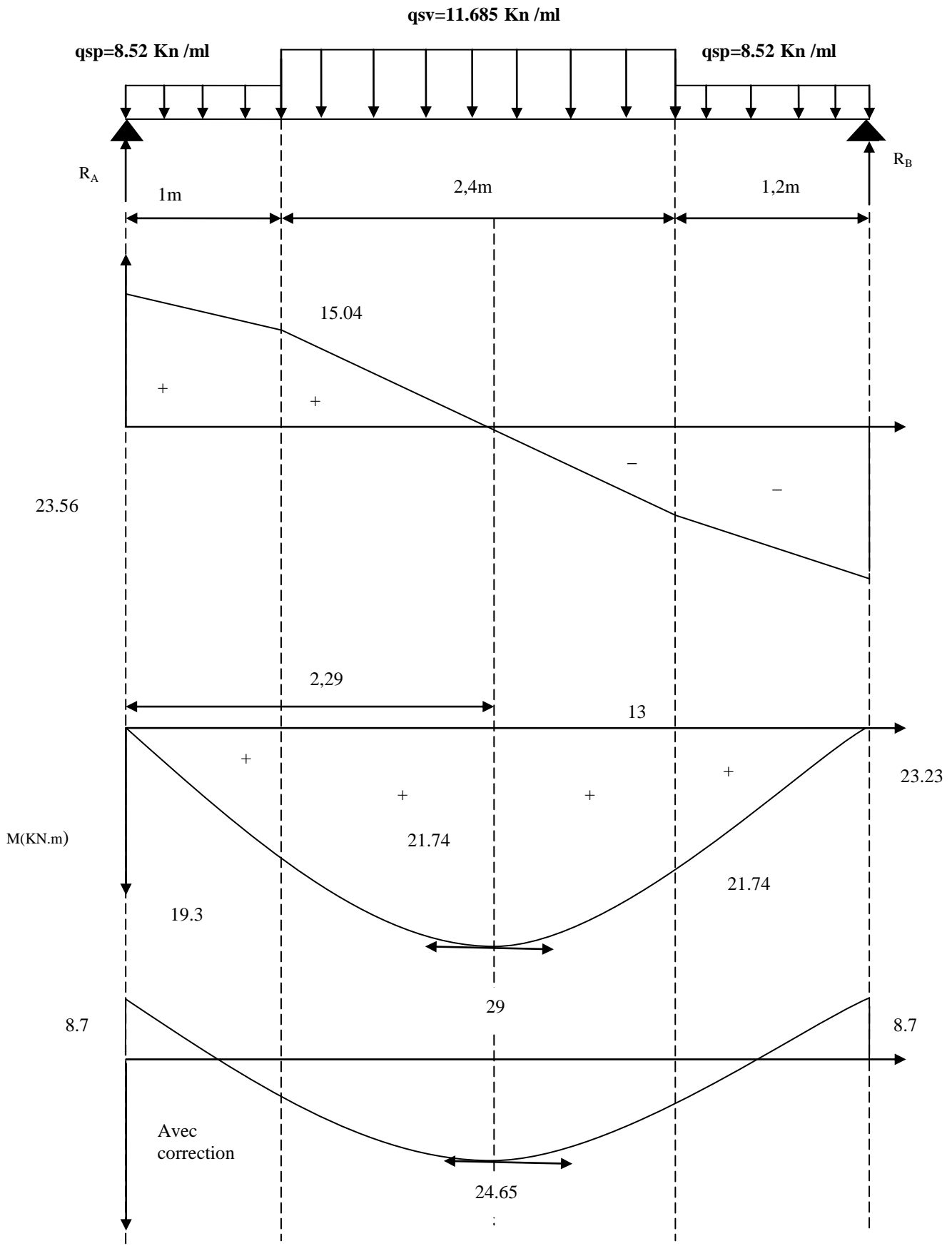
REMARQUE :

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{sa} = -0,3.M_{\text{max}} = -0,3 \times 29 = -8.7\text{KN.m}$

- en travées : $M_{st} = 0,85.M_{\text{max}} = 0,85 \times 29 = 24.65\text{KN.m}$

Fig.III.4.5 Diagramme des efforts internes à l'ELS



6. Vérification à l'ELS :

➤ **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'emmarchement.

a. Armatures longitudinales :

• **Aux appuis :**

$$\mu_{la} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{8.7 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_{la} = 0.024 \longrightarrow \beta_1 = 0.800$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8700}{0.800 \times 16 \times 348} = 1.95 \text{cm}^2$$

$$. A_{sa} < 5,49 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• **En travée :**

$$\mu_{lt} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{24.65 \times 10^6}{1000 \cdot 160^2 \cdot 14.2} = 0.068 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_{lt} = 0.063 \longrightarrow \beta_1 = 0.740$$

$$A_{st} = \frac{24650}{0.740 \times 16 \times 348} = 5.98 \text{cm}^2$$

$$A_{st} < 7.69 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :**

• **En travées :**

$$M_t = 0,85 M_z^{\max} = 24.65 \text{KN.m}$$

$$A_t = 7.69 \text{cm}^2$$

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 16} = 0,48$$

$$\rho_1 = 0,48 \longrightarrow \beta_1 = 0,895 ; \quad \alpha_1 = 0,315$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,315}{15(1 - 0,315)} = 0,0306$$

$$\alpha_1 = 0,315 \quad K = 0,0306$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{24,65 \times 10^6}{769 \times 0,895 \times 160} = 223,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,0306 \times 223,85 = 6,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

$$M_a = 8,7 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 16} = 0,249$$

$$\rho_1 = 0,245 \longrightarrow \beta_1 = 0,921 ; \alpha_1 = 0,237$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,237}{15(1 - 0,237)} = 0,02$$

$$\alpha_1 = 0,237 \quad \text{et} \quad K = 0,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8,7 \times 10^6}{392 \times 0,921 \times 160} = 150,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,02 \times 150,6 = 3,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec} \quad h : \text{la hauteur de la poutre}$$

L : longueur max entre nus d'appuis.

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \quad M_t : \text{moment max en travée.}$$

M₀ : valeur maximum de moment en travée

$$\checkmark \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad A : \text{section des armatures}$$

b : longueur de la section

d : hauteur utile de la section droite

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{4.60} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.18}{4.6} = 0.039 < \frac{24.65}{10 \times 29} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{5,98}{100 \times 16} = 0,0037 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4600}{500} = 9.2mm$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées.

E : Module de la déformation instantanée.

$$\text{Ou : } E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

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

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

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 7.69} = 9.42 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.42 = 8.58 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (9.42^3 + 8.58^3) + 15 \times 7.69 (8.58 - 2)^2$$

$$I_0 = 53911.759 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{7.69}{100 \times 16} = 0.0048$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,0048} = 1,75$$

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

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0048 \times 384 + 2,1} \right\} = 0,6120$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{24,65 \times 10^6 \times 4600^2}{10 \times 32164,19 \times 53911,759 \times 10^4} = 3 \text{ mm.}$$

Donc $f = 3 \text{ mm} < \bar{f} = 9,2 \text{ mm}$ \longrightarrow **condition vérifié**

III.5 Etude de la poutre palière1. Pré dimensionnement :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux, sa portée est de 2.85 m (entre nus d'appuis).

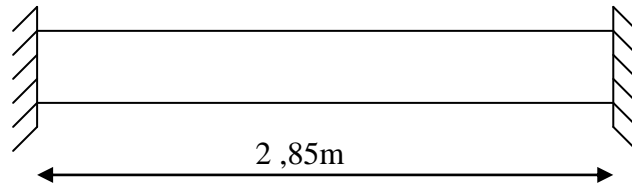


Schéma de la poutre palière

• Hauteur :

La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$\frac{285}{15} \leq h_t \leq \frac{285}{10} \Rightarrow 19 \text{ cm} \leq h_t \leq 28,5 \text{ cm}$$

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

• Largeur :

La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

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

Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

$$b \geq 25 \text{ cm}, h \geq 30 \text{ cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{d'où} \quad 12 \text{ cm} \leq h_t \leq 21 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour : $b = 25 \text{ cm}$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

2. Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ kN/ml}$

Poids du mur $G_M = 2,36 \times 1 = 2,36 \text{ kN/ml}$

Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 32,22 \text{ kN/ml}$

Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 23,86 \text{ kN/ml}$

2. Calcul à l'ELU :

a. Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 2.36) + 32.22 = 37.93 \text{ kN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{37.93 \times 2.85^2}{8} = 38.51 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{37.93 \times 2.85}{2} = 54.05 \text{ kN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -11.55 \text{ kN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 32.73 \text{ kN.m}$$

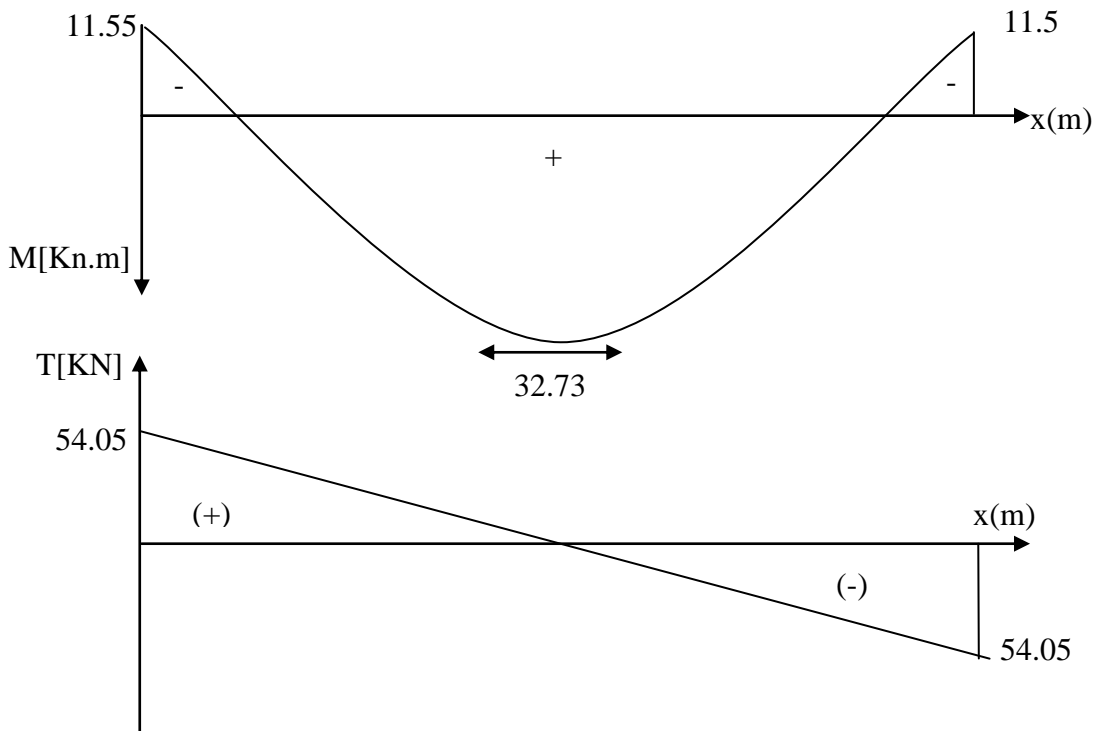
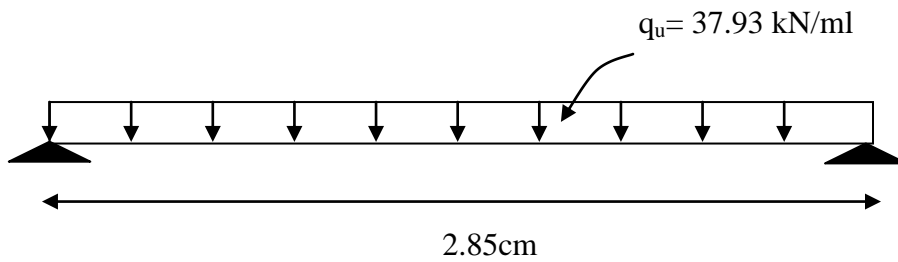
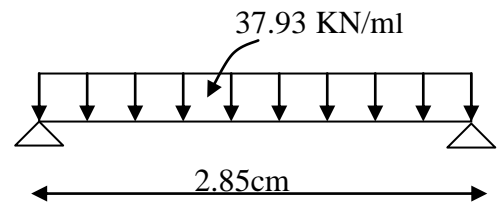


Fig.III.5.1 Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

3. Ferrailage :

***En travées :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{32.73 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.117$$

$$\mu_t = 0.117 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.117 \Rightarrow \beta = 0.935$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{32.73 \times 10^3}{0.935 \times 28 \times 348} = 3.59 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$

***Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11.57 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.042 \Rightarrow \beta_1 = 0.9785$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{11.57 \times 10^3}{0.9785 \times 28 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$

4. Vérification à l'ELU :

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

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

***En travée :** $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$

***Aux appuis :** $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

b. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL91) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{56.47 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.8 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La Condition est vérifiée.

c. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL91):

1. Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(54.05 \times 10^3 + \frac{11.57 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right) = 287.39 \text{ mm}^2 = 2.87 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 3.38 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La Condition est vérifiée

2. Influence sur le béton :

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

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 420 \text{ KN} > T_u = 54.05 \text{ KN} \dots \text{Condition}$$

vérifiée

3. Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures : $\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi$

$$\tau_u = \frac{54.05 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 1.897 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.897 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow$ La Condition est vérifiée

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

d. Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 8.57 ; 25 \} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Ecartement des barres :

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

1) En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7.5 \text{ cm} ; 16.8 \text{ cm} \}$$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

2) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

2 Calcul à l'ELS :

a) Combinaison des charges :

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 1.875 + 2.36 + 23.86 = 28.09 \text{ kN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{28.09 \times 2.85^2}{8} = 28.52 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{28.52 \times 2.85}{2} = 40.64 \text{ kN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -8.55 \text{ kN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 24.24 \text{ kN.m}$$

5. Vérification des contraintes :

1) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

a. Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

$$k_1 = 32.62$$

$$\rho_1 = 0.484 \Rightarrow \beta_1 = 0.895 \text{ et } K = 0.031$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_a \cdot \beta \cdot d} = \frac{8.55 \times 10^6}{339 \times 0.895 \times 280} = 100.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.031 \times 100.64 = 3.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

b. En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.660$$

$$\rho_1 = 0.660 \Rightarrow \beta_1 = 0.881 \text{ et } K = 0.037$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{24.79 \times 10^6}{462 \times 0,881 \times 280} = 217.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,037 \times 217.52 = 8.04$$

$$\sigma_{bc} = 8.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

2) Vérification de la flèche :

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

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{2.85} = 0.105 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{2.85} = 0.105 > \frac{24.79}{10 \times 29.16} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{28 \times 25} = 0.0048 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3) Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

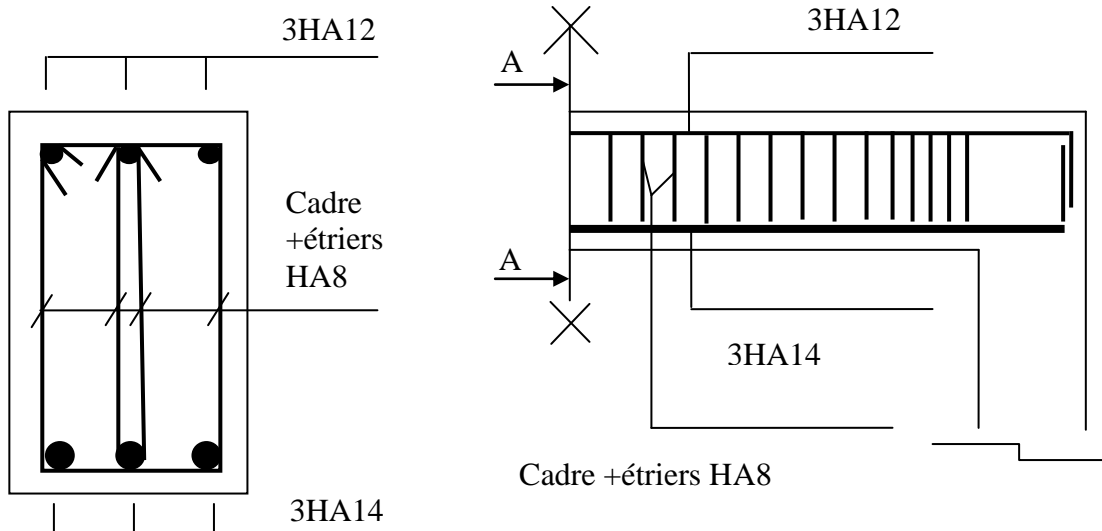


Fig.III.5.2 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6 Etude de la salle machine

1. Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (12 niveaux) ,un ascenseur a été prévu . La surface de sa cabine est $(1.20 \times 1.50 = 1.8 \text{ m}^2)$; la charge totale que le système de levage transmet est de 8 tonnes. ($P = 80\text{kN}$)

2. Calcul de la dalle pleine :

a. Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33\text{cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

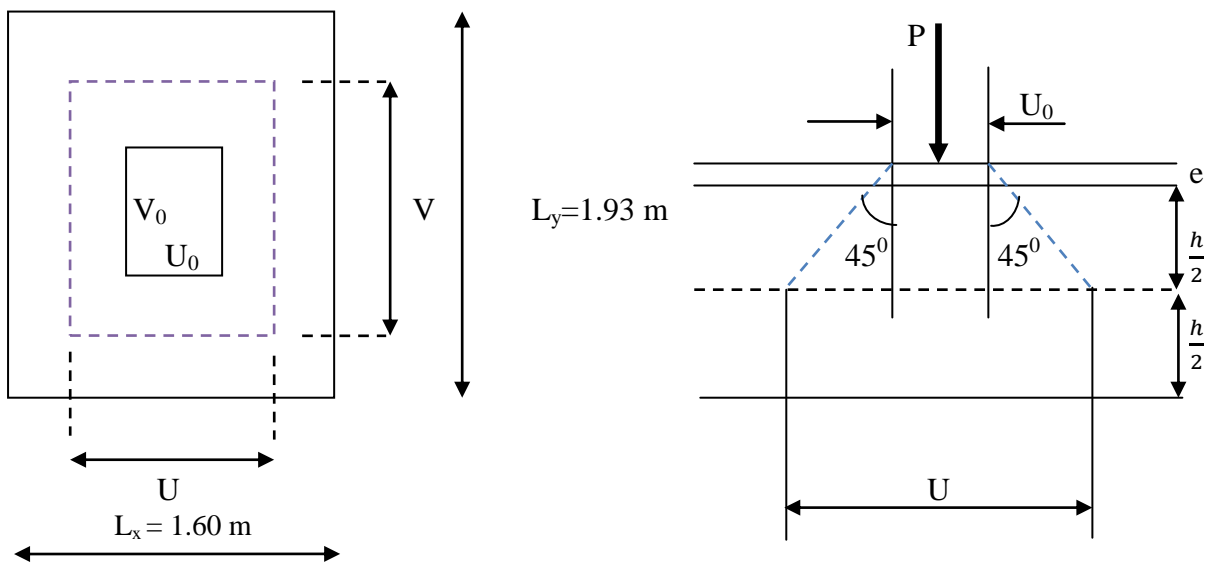


Fig.III.6.1 Schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t & \text{avec : } h_t = 15\text{cm} ; e : \text{revêtement de la dalle (} e = 5\text{cm)} \\ V = V_0 + 2e + h_t & U_0 = 120\text{cm} ; V_0 = 150\text{cm} \end{cases}$$

D'où : $U = 120 + 10 + 15 = 145\text{cm}$

$V = 150 + 10 + 15 = 175\text{cm}$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.93} = 0.829 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b. Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : coefficient de poisson ; à l'ELU, $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.45}{1.60} = 0.906 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{1.75}{1.93} = 0.907$$

Après interpolation : $M_1 = 0.0515$, $M_2 = 0.0305$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 80 \times 0.0515 = 5.562 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 80 \times 0.0305 = 3.294 \text{ KN.m}$$

c. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.93} = 0.829 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Après interpolation : $\mu_x = 0.05365$; $\mu_y = 0.64$

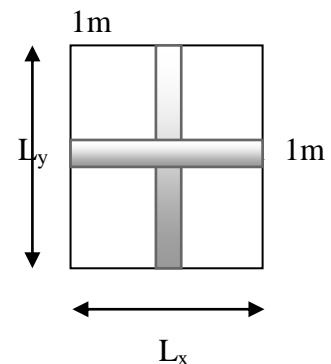
Poids propre de la dalle $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.05365 \times 6.5625 \times 1.60^2 = 0.901 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.64 \times 0.901 = 0.576 \text{ KN.m}$$



➤ **Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.562 + 0.901 = 6.463 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.294 + 0.576 = 3.87 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

d. Ferrailage de la dalle :

d.1 Dans le sens de la petite portée : x-x

• **En travée :**

$$M_u = 0.85 \times 6.463 = 5.49 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{5.49 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.027 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.9865$$

$$A_{st} = \frac{5.49 \times 10^5}{0.9865 \times 12 \times 34800} = 1.33 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 10 (A_s = 3.14 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{u,x} = 0.3 \times 6.463 = 1.94 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{1.94 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.01 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{1.94 \times 10^5}{0.995 \times 12 \times 34800} = 0.47 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 10 (A_s = 3.14 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

d.2 Dans le sens de la grande portée : y-y

• **En travée :**

$$M_{u,y} = 0.85 \times 3.87 = 3.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3.29 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.016 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{3.29 \times 10^5}{0.991 \times 12 \times 34800} = 0.79 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 10 (A_s = 3.14 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{u,y} = 0.3 \times 3.87 = 1.161 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.161 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.006 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.997$$

$$A_{st} = \frac{1.161 \times 10^5}{0.997 \times 12 \times 34800} = 0.28 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 10 \text{ (} A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \text{) avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

3. Vérification à L'ELU :

❖ **Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0.8\%$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{160}{193} \right) = 1.3 \text{ cm}^2 \text{ ----- condition vérifiée}$$

❖ **Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la direction la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

❖ **Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :**

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.45+1.75) = 6.4 \text{ m}$$

$$q_u = 80 \leq 0.045 \times 6.4 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 720 \text{ kN/ml} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification des contraintes tangentielles :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

❖ Sens x-x : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2 \times 1.75 + 1.45} = 16.17 \text{ kN}$

❖ Sens y-y : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1.75} = 15.24 \text{ kN}$

Ainsi on aura : $\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{16.17 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.135 \text{ MPa}$

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

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$; la condition est vérifiée.

4. Vérification à l'ELS :

❖ **Moments engendrés par le système de levage (moments au centre du panneau)**

à L'ELS $v = 0.2$; $M_1 = 0.0515$; $M_2 = 0.0305$

$M_{x1} = 80(0.0515 + 0.2 \times 0.0305) = 4.61 \text{ KN.m}$

$M_{y1} = 80(0.2 \times 0.0515 + 0.0305) = 3.26 \text{ KN.m}$

❖ **Moments engendrés par le poids propre de la dalle**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$\mu_x = 0.0605$; $\mu_y = 0.7435$

$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$

$M_{x2} = 0.0605 \times 4.75 \times 1.6^2 = 0.735 \text{ kN.m}$

$M_{y2} = 0.7435 \times 0.735 = 0.546 \text{ kN.m}$

❖ **Superposition des moments :**

$$M_x = 4.61 + 0.735 = 5.345 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 3.26 + 0.546 = 3.806 \text{ kN.m}$$

5. Ferrailage de la dalle :

a. Dans le sens de la petite portée (x-x) :

• **En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 5.345 = 4.543 \text{ kN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{4.543 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.0008 \quad \longrightarrow \quad \beta_s = 0.951$$

$$A_s = \frac{4.543 \times 10^5}{0.951 \times 12 \times 40000} = 1 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times 5.345 = -1.6 \text{ kN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{1.6 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00027 \quad \longrightarrow \quad \beta_s = 0.971$$

$$A_s = \frac{1.6 \times 10^5}{0.971 \times 12 \times 40000} = 0.35 \text{ cm}^2$$

b. Dans le sens de la grande portée (y-y) :

• **En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 3.806 = 3.24 \text{ kN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{3.24 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00056 \quad \longrightarrow \quad \beta_s = 0.9585$$

$$A_s = \frac{3.24 \times 10^5}{0.9585 \times 12 \times 40000} = 0.70 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times 3.806 = 1.2 \text{ kN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{1.2 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.000208 \quad \longrightarrow \quad \beta_s = 0.9745$$

$$A_s = \frac{1.2 \times 10^5}{0.9745 \times 12 \times 40000} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

❖ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

a) Sens x-x

- **En travée :**

$$M_s = 4.543 \text{ kN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.260 \rightarrow k_1 = 46.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.543 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 131.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{131.19}{46.73} = 2.8 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 1.6 \text{ kN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.260 \rightarrow k_1 = 46.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.6 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 46.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{46.20}{46.73} = 0.98 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

b) Sens y-y

- **En travée :**

$$M_s = 3.24 \text{ kN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.260 \rightarrow k_1 = 46.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.24 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 93.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{93.56}{46.73} = 2 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = -1.2 \text{KN.m} ; A_s = 3.14 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.260 \rightarrow k_1 = 46.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.2 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 34.65 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{34.65}{46.73} = 0.74 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

✓ **Diamètre maximal des barres :**

$$\Phi_{max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{mm} ; \text{ nous avons ferrillé avec des HA10 } \rightarrow \text{ condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est non préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

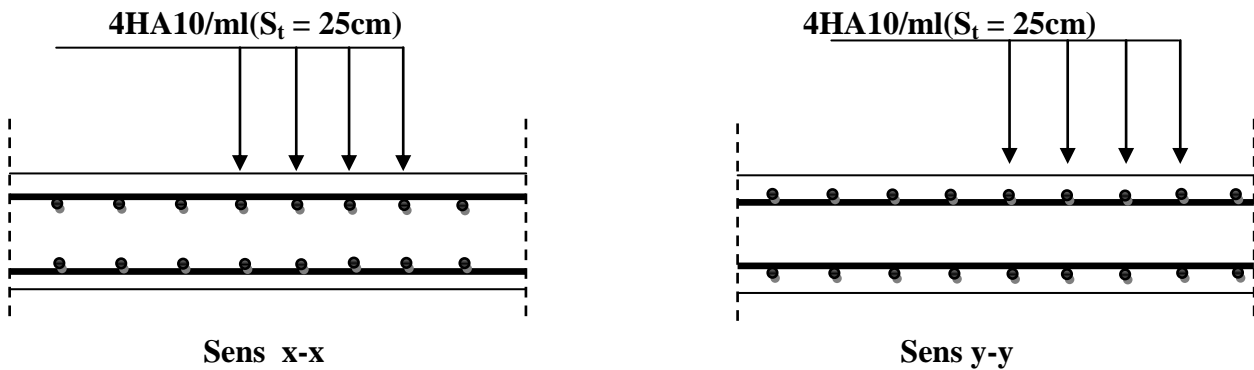


Fig. III.6.2 Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

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 l'ouvrage,
- Du système porteurs « poteaux-poutres » formant portiques d'étages,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela il est indispensable de comparer l'inertie des choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 révisé 2003 (Art 3.4 refends à celle des portiques pour) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur :

- fiabilité.
- Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement.

Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques aux quels nous allons attribuer « une inertie fictive ».

IV .2. Caractéristiques géométriques des portiques :**1. Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :****❖ Hypothèses de calcul :**

- Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

$$K_{ptr} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres } K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$$

$$K_{pot} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux } K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$$

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

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

$h_c = \min(\bar{h} + 1/2 h_{poteau}, h_0)$

$l_c = \min(l + 1/2 \text{ poutre}, l_0)$

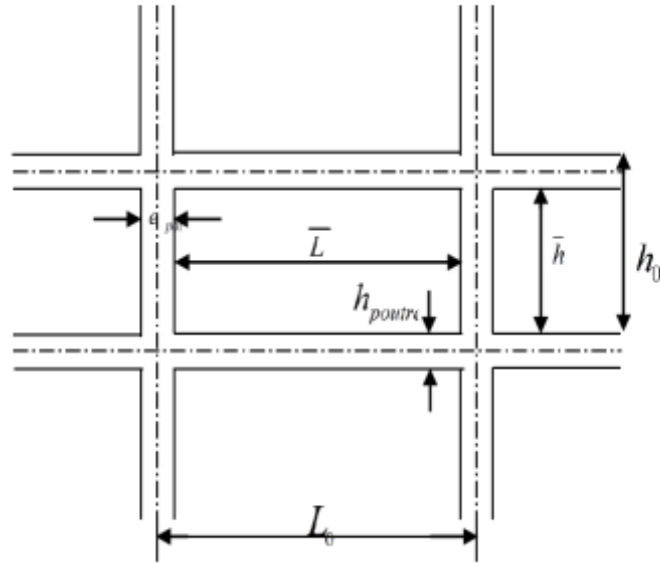
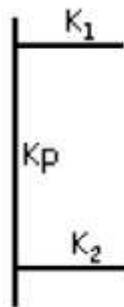


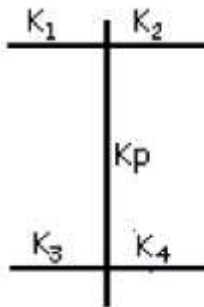
Fig. . IV.1 Coupe verticale d'un niveau.

2. Calcul des coefficients K_j relatifs aux portiques :

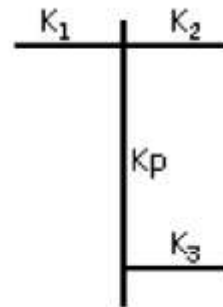
❖ Niveau courant :



$$K_j = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

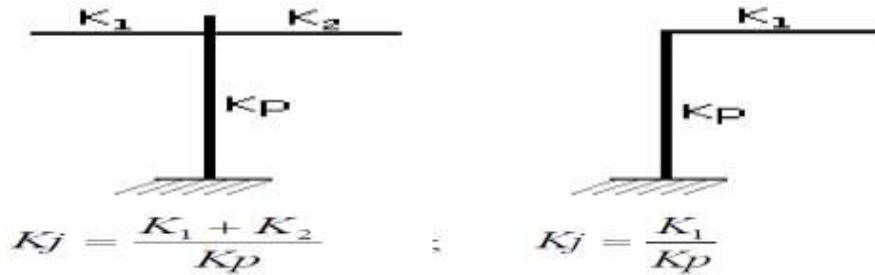


$$K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



$$K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

❖ Niveau RDC :



3. Calcul des coefficients correcteurs (aij) :

➤ coefficient des rigidités des poteaux (aij) :

1^{er} Cas:

D'étage courant :

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

2^{ème} :

Premier niveau :

- Poteau encasté à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Poteau articulé à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

4. Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_c^2}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2MPa$.

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

a. Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x) :

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
12	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104
11	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104
10	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104
9	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104
8	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,289
7	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,289
6	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,289
5	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,289
4	50	50	520833,333	306	35	271	50	296	1759,572
3	50	50	520833,333	306	35	271	50	296	1759,572
2	50	50	520833,333	306	35	271	50	296	1759,572
1	50	50	520833,333	306	35	271	50	296	1759,572
rdc	50	50	520833,333	459	35	424	50	449	1159,985

Tab IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.

b. Rigidités des poteaux suivant les sens (y-y) :

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
12	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,921
11	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,921
10	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,921
9	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,921
8	45	45	341718,75	306	40	266	45	288,5	1184,467
7	45	45	341718,75	306	40	266	45	288,5	1184,467
6	45	45	341718,75	306	40	266	45	288,5	1184,467
5	45	45	341718,75	306	40	266	45	288,5	1184,467
4	50	50	520833,333	306	40	266	50	291	1789,805
3	50	50	520833,333	306	40	266	50	291	1789,805
2	50	50	520833,333	306	40	266	50	291	1789,805
1	50	50	520833,333	306	40	266	50	291	1789,805
rdc	50	50	520833,333	459	40	419	50	444	1173,048

Tab IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

5. Calcul des rigidités des poutres :

a. Rigidités des poutres suivant le sens (x-x) :

Niveau		b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L0 (cm)	epot	L' (cm)	hptre (cm)	Lc (cm)	K (cm 3)
9ème, 10, 11, 12ème	1_2	30	35	107187,5	310	40	270	35	287,5	372,826
	2_3	30	35	107187,5	310	40	270	35	287,5	372,826
	3_4	30	35	107187,5	285	40	245	35	262,5	408,333
	4_5	30	35	107187,5	310	40	270	35	287,5	372,826
	5_6	30	35	107187,5	310	40	270	35	287,5	372,826
5ème, 6, 7, 8ème	1_2	30	35	107187,5	310	45	265	35	282,5	379,425
	2_3	30	35	107187,5	310	45	265	35	282,5	379,425
	3_4	30	35	107187,5	285	45	240	35	257,5	416,262
	4_5	30	35	107187,5	310	45	265	35	282,5	379,425
	5_6	30	35	107187,5	310	45	265	35	282,5	379,425
1ème, 2, 3, 4, RDC	1_2	30	35	107187,5	310	50	260	35	277,5	386,261
	2_3	30	35	107187,5	310	50	260	35	277,5	386,261
	3_4	30	35	107187,5	285	50	235	35	252,5	424,505
	4_5	30	35	107187,5	310	50	260	35	277,5	386,261
	5_6	30	35	107187,5	310	50	260	35	277,5	386,261

Tab IV .3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal

b. Rigidités des poutres suivant le sens (y-y) :

niveau		b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L0 (cm)	epot	L' (cm)	hptre (cm)	Lc (cm)	K (cm 3)
9, 10, 11, 12	1_2	35	40	186666,667	510	40	470	40	490	380,952
	2_3	35	40	186666,667	510	40	470	40	490	380,952
	3_4	35	40	186666,667	510	40	470	40	490	380,952
	4_5	35	40	186666,667	420	40	380	40	400	466,667
5, 6, 7, 8	1_2	35	40	186666,667	510	45	465	40	485	384,880
	2_3	35	40	186666,667	510	45	465	40	485	384,880
	3_4	35	40	186666,667	510	45	465	40	485	384,880
	4_5	35	40	186666,667	420	45	375	40	395	472,574
rdc, 1, 2, 3, 4	1_2	35	40	186666,667	510	50	460	40	480	388,889
	2_3	35	40	186666,667	510	50	460	40	480	388,889
	3_4	35	40	186666,667	510	50	460	40	480	388,889
	4_5	35	40	186666,667	420	50	370	40	390	478,632

Tab IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal

6. Rigidité relative par portique :

➤ Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :

a. Rigidités des portiques suivant (X-X) :

Niveau	travées	K poutre	poteau	K poteau	k'	aij	E	HC	rjy	Rjy
9ème,10, 11,12ème étage	1_2	372,826	1	733,104	0,509	0,203	32164,2	291	67740,7568	343749,914
	2_3	372,826	2	733,104	0,509	0,203	32164,2	291	67740,7568	
	3_4	408,333	3	733,104	0,557	0,218	32164,2	291	72786,8872	
	4_5	372,826	4	733,104	0,509	0,203	32164,2	291	67740,7568	
	5_6	372,826	5	733,104	0,509	0,203	32164,2	291	67740,7568	
5ème,6ème, 7ème,8ème étage	1_2	379,425	1	1164,289	0,326	0,140	32164,2	293,5	73092,9323	371430,808
	2_3	379,425	2	1164,289	0,326	0,140	32164,2	293,5	73092,9323	
	3_4	416,262	3	1164,289	0,358	0,152	32164,2	293,5	79113,0842	
	4_5	379,262	4	1164,289	0,326	0,140	32164,2	293,5	73065,9297	
	5_6	379,262	5	1164,289	0,326	0,140	32164,2	293,5	73065,9297	
1ème,2ème, 3,4	1_2	386,261	1	1759,572	0,220	0,099	32164,2	296	76664,1638	390094,327
	2_3	386,261	2	1759,572	0,220	0,099	32164,2	296	76664,1638	
	3_4	424,505	3	1759,572	0,241	0,108	32164,2	296	83437,6716	
	4_5	386,261	4	1759,572	0,220	0,099	32164,2	296	76664,1638	
	5_6	386,261	5	1759,572	0,220	0,099	32164,2	296	76664,1638	
RDC	1_2	386,261	1	1159,985	0,333	0,357	32164,2	449	79293,9234	398459,358
	2_3	386,261	2	1159,985	0,333	0,357	32164,2	449	79293,9234	
	3_4	424,505	3	1159,985	0,366	0,366	32164,2	449	81283,6641	
	4_5	386,261	4	1159,985	0,333	0,357	32164,2	449	79293,9234	
	5_6	386,261	5	1159,985	0,333	0,357	32164,2	449	79293,9234	

Tab IV.5 : Rigidité relative par portique dans le sen longitudinal.

b. Rigidités des portiques suivant (Y-Y) :

Niveau	travées	K Poutre poteau		K poteau	k'	aij	E	HC	rjy	Rjx
9ème,10, 11,12ème étage	A_B	380,952	A	745,921	0,511	0,203	32164,20	286	715,9703	2986,591
	B_C	380,952	B	745,921	0,511	0,203	32164,20	286	715,9703	
	C_D	380,952	C	745,921	0,511	0,203	32164,20	286	715,9703	
	D_E	466,667	D	745,921	0,626	0,238	32164,20	286	838,6800	
5ème,6ème, 7ème,8ème étage	A_B	384,880	A	1184,467	0,325	0,140	32164,20	288,5	767,6727	3216,5132
	B_C	384,880	B	1184,467	0,325	0,140	32164,20	288,5	767,6727	
	C_D	384,880	C	1184,467	0,325	0,140	32164,20	288,5	767,6727	
	D_E	472,574	D	1184,467	0,399	0,166	32164,20	288,5	913,4952	
1ème,2ème, 3,4	A_B	388,889	A	1789,805	0,217	0,098	32164,20	291	799,4165	3360,3879
	B_C	388,889	B	1789,805	0,217	0,098	32164,20	291	799,4165	
	C_D	388,889	C	1789,805	0,217	0,098	32164,20	291	799,4165	
	D_E	478,632	D	1789,805	0,267	0,118	32164,20	291	962,1384	
RDC	A_B	388,889	A	1173,048	0,332	0,357	32164,20	444	819,1010	3323,3478
	B_C	388,889	B	1173,048	0,332	0,357	32164,20	444	819,1010	
	C_D	388,889	C	1173,048	0,332	0,357	32164,20	444	819,1010	
	D_E	478,632	D	1173,048	0,408	0,377	32164,20	444	866,0449	

Tab IV.6: Rigidité relative par portique dans le sens transversal.

IV .3. Calcul des inerties des voiles :

1. Caractéristiques géométriques des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que les refends pleins.

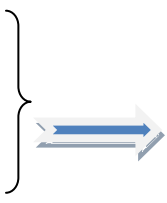
2. Calcul des inerties des refends pleins :

a. Les refends longitudinaux:

$$\left. \begin{aligned} I_y &= \frac{el^3}{12} \\ I_x &= \frac{1e^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b. Les refends transversaux:

$I_x = \frac{el^3}{12}$
 $I_y = \frac{le^3}{12}$


 On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.

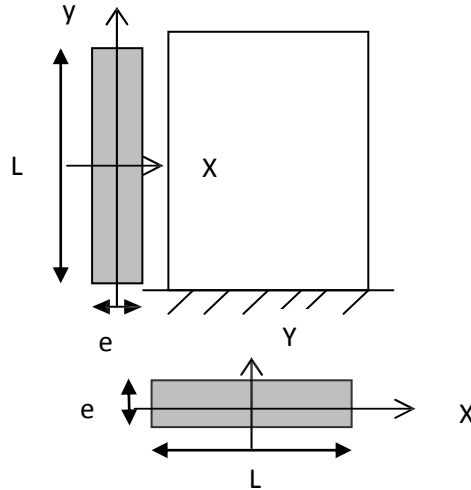


Fig. IV.2 Vue en plan et en coupe des refends

Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

❖ **Sens longitudinal :**

voile	L(m)	ep(m)	I _x	I _x (m ⁴)
VL1	3,1	0.25	0,62	3,91
VL2	3,1	0.25	0,62	
VL3	3,1	0.25	0,62	
VL4	3,1	0.25	0,62	
VL5	3,1	0.25	0,62	
VL6	3,1	0.25	0,62	
VL7	2,08	0.25	0,19	

Tab IV.7 Inertie des voiles dans le sens longitudinal

❖ Sens transversal :

voile	L(m)	ep(m)	ly	ly(m ⁴)
VT1	5,1	0.25	2,76	8.82
VT2	5,1	0.25	2,76	
VT3	4,2	0.25	1,54	
VT4	4,2	0.25	1,54	
VT5	1,73	0.25	0,11	
VT6	1,73	0.25	0,11	

Tab. IV.8 Inertie des voiles dans le sens transversal.

IV .4. Calcul des inerties fictives des portiques :

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (**approximation successive**).

1. Principe de la méthode :

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses 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 est 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 les portiques.

2. Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1\text{m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égal 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 qui suit :

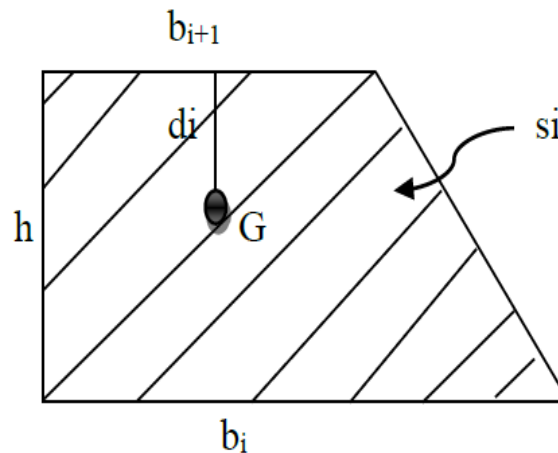
$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base : $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$



Les résultats de calcul sont comme suit :

Niveau	h(m)	B	b	Si (m*m)	di	Si di	fix EI
12	3,06	3,06	0	4,68	2,04	9,55	7646,67
11	3,06	9,18	3,06	18,73	1,79	33,43	7637,12
10	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,63	7603,69
9	3,06	30,6	18,36	74,91	1,66	124,16	7532,06
8	3,06	45,9	30,6	117,05	1,63	191,02	7407,90
7	3,06	64,26	45,9	168,54	1,62	272,20	7216,88
6	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,71	6944,68
5	3,06	110,16	85,68	299,64	1,59	477,54	6576,97
4	3,06	137,7	110,16	379,23	1,59	601,70	6099,43
3	3,06	168,3	137,7	468,18	1,58	740,19	5497,72
2	3,06	201,96	168,3	566,50	1,58	893,01	4757,53
1	3,06	238,68	201,96	674,18	1,57	1060,15	3864,52
RDC	4,59	279,99	238,68	1190,35	2,36	2804,37	2804,37

Tab. IV.9 les flèches dans les refends par la méthode des aires

3. Calcul du déplacement des portiques :

- **Le déplacement de chaque niveau**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau « i »**

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec : $M_n = T_n \cdot h$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

$$K_{tn} : \text{Raideur des poutres} \quad K = \frac{I_m}{L}$$

$$K_{pn} : \text{Raideur des poteaux} \quad K = \frac{I_{pn}}{h}$$

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- **Inerties fictives des portiques**

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

f_n : Flèche des refends au niveau(n)

Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n)

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent

Niveau	h	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n=\Sigma\Delta_n$	E_{fn}	I_{en}
12	3,06	0,00439862	0,00189963	3,06	0	0,0002422	57,9732122	177,398029	10052,7968	97713,38	9,72001908
11	3,06	0,00439862	0,00189963	6,12	3,06	0,00072661	115,946424	354,796059	9875,39877	87660,58	8,87666229
10	3,06	0,00439862	0,00189963	9,18	6,12	0,00121101	173,919637	532,194088	9520,60271	77785,18	8,17019505
9	3,06	0,00439862	0,00189963	12,24	9,18	0,00169542	231,892869	709,592178	8988,40862	68264,58	7,59473465
8	3,06	0,00698573	0,00193396	15,3	12,24	0,00221922	182,517393	558,503222	8278,81645	59276,17	7,15998116
7	3,06	0,00698573	0,00193396	18,36	15,3	0,00271238	219,020871	670,203866	7720,31322	50997,35	6,60560678
6	3,06	0,00698573	0,00193396	21,42	18,36	0,00320554	255,52435	781,90451	7050,10936	43277,04	6,13849203
5	3,06	0,00698573	0,00193396	24,48	21,42	0,0036987	292,027867	893,605272	6477,42418	47172,69	7,28263116
4	3,06	0,01055743	0,00196954	27,54	24,48	0,00426898	217,38697	665,204129	6002,25758	51431,81	8,56874391
3	3,06	0,01055743	0,00196954	30,6	27,54	0,00477121	241,541078	739,115699	5964,71193	55747,65	9,34624398
2	3,06	0,01055743	0,00196954	33,66	30,6	0,00527344	265,695186	813,027268	6062,47407	59473,38	9,81008484
1	3,06	0,01055743	0,00196954	36,72	33,66	0,00577568	289,849356	886,93903	5908,23069	62264,48	10,5385995
RDC	4,59	0,00695991	0,00196954	41,31	36,72	0,00640347	494,621667	2270,31345	5811,83232	64551,03	11,1068291

Tab. IV.10 Inerties fictives des portiques longitudinaux et verticaux

Niveau	h	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n=\Sigma\Delta_n$	E_{fn}	I_{en}
12	3,06	0,0037296	0,0015238	3,06	0	0,00019428	68,3723319	209,219336	10945,7604	91045,31	8,3179
11	3,06	0,0037296	0,0015238	6,12	3,06	0,00058285	136,744664	418,438671	10736,5411	80099,55	7,4605
10	3,06	0,0037296	0,0015238	9,18	6,12	0,00097142	205,117149	627,658475	10318,1024	69363,00	6,7225
9	3,06	0,0037296	0,00186666	12,24	9,18	0,00166599	273,48949	836,877839	9690,44394	59044,90	6,0931
8	3,06	0,00592233	0,00153952	15,3	12,24	0,0017666	215,288852	658,783886	8853,5661	49354,46	5,5745
7	3,06	0,00592233	0,00153952	18,36	15,3	0,00215918	258,346622	790,540663	8194,78222	40500,89	4,9423
6	3,06	0,00592233	0,00153952	21,42	18,36	0,00255175	301,404728	922,298467	7404,24155	32306,11	4,3632
5	3,06	0,00592233	0,00189029	24,48	21,42	0,00361518	344,462515	1054,0553	6481,94309	24901,87	3,8417
4	3,06	0,00894902	0,00155555	27,54	24,48	0,00337165	256,456232	784,756069	5427,88779	18419,93	3,3936
3	3,06	0,00894902	0,00155555	30,6	27,54	0,00376832	284,951369	871,951188	4643,13172	12992,04	2,7981
2	3,06	0,00894902	0,00155555	33,66	30,6	0,00416499	313,446506	959,146307	3771,18053	8348,91	2,2139
1	3,06	0,00894902	0,00155555	36,72	33,66	0,00456165	341,942276	1046,34336	2812,03423	4577,73	1,6279
RDC	4,59	0,00894902	0,00191449	41,31	36,72	0,00622449	384,682105	1765,69086	1765,69086	1765,69	1,0000

Niveau	Ien
12	9,72001908
11	8,87666229
10	8,17019505
9	7,59473465
8	7,15998116
7	6,60560678
6	6,13849203
5	7,28263116
4	8,56874391
3	9,34624398
2	9,81008484
1	10,5385995
RDC	11,8119944
SOMME	110,918823
MOYENNE	8,53

Tab. IV.11 *Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (x-x).*

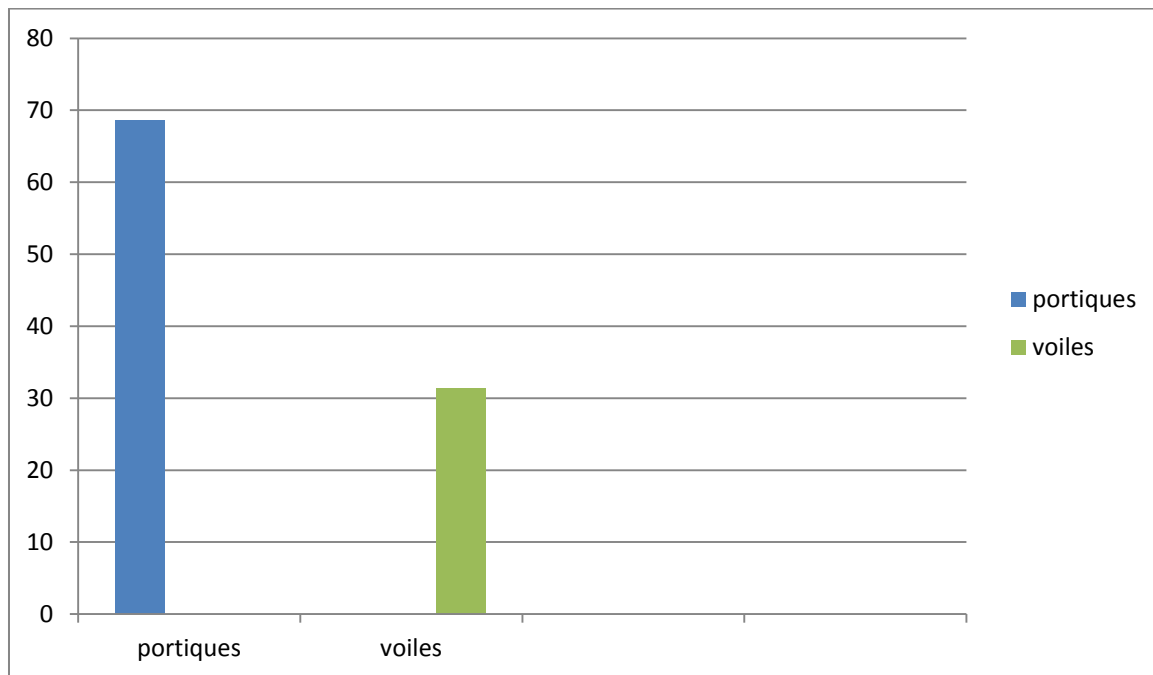
Niveau	Ien
12	8,3179
11	7,4605
10	6,7225
9	6,0931
8	5,5745
7	4,9423
6	4,3632
5	3,8417
4	3,3936
3	2,7981
2	2,2139
1	1,6279
RDC	1
SOMME	58,35
MOYENNE	4,48

Tab. IV.12 *Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (y-y).*

4. Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

- Sens longitudinal:

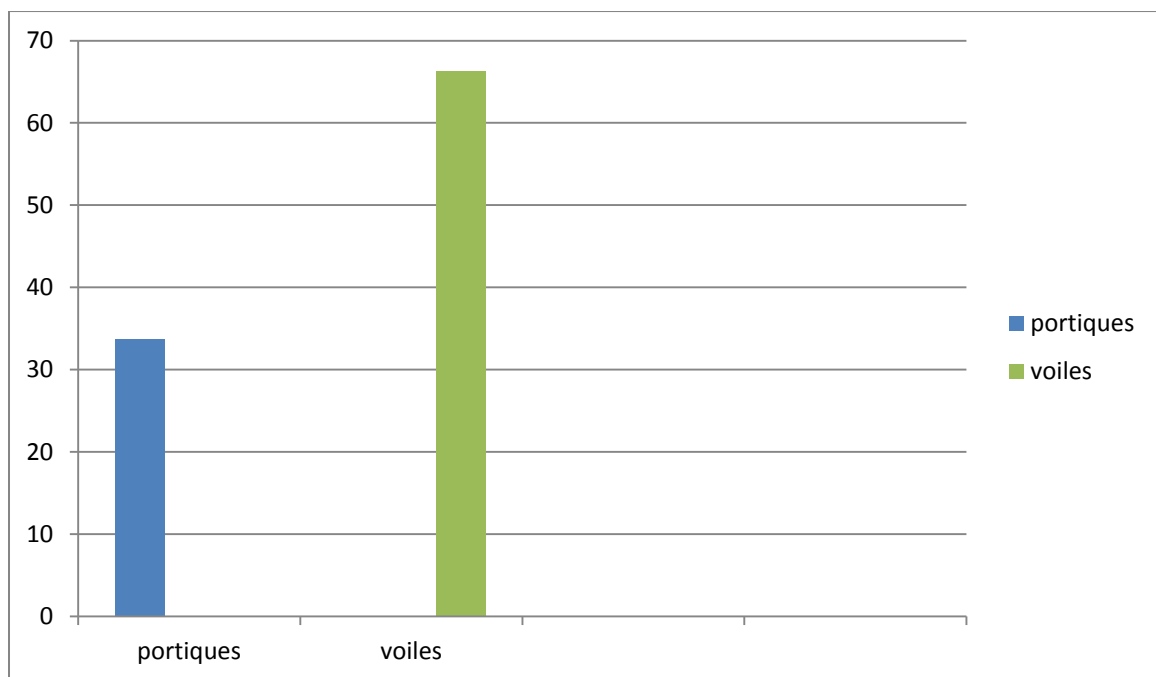
	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
Portiques	8.53	68.57
Voiles	3.91	31.43
Portiques+Voiles	12.44	100

Fig. IV.3 Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal

- Sens transversal :

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
Portiques	4.48	33.68
Voiles	8.82	66.32
Portiques+Voiles	13.3	100

Fig. IV. 4 Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal



5. Proportions des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :

On a pris exemple d'étudier le plancher de l'étage courant :

- La charge permanente du plancher : $G = 5,20 \text{ KN/m}^2$
- La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- La charge totale : $G_t = 5.20 + 1.5 = 6,70 \text{ KN/m}^2$
- La surface d'un panneau $S_p = 5.1 \times 3.1 = 15.81 \text{ m}^2$
- La surface totale du plancher :

$$S_t = L_x \times L_y = (22.60 \times 18.20) = 411.32 \text{ m}^2$$

- La charge verticale totale du plancher :

$$Ch_{\cdot v \text{ t plancher}} = S_t \times G_t = 411.32 \times 6,70 = 2755.84 \text{ KN}$$

- La charge verticale totale d'un panneau :

$$Ch_{vt \text{ panneau}} = Sp \times G_t = 15.81 \times 6.70 = 105.93 \text{ KN}$$

- La charge reprise par un voile : $Ch_{r \text{ voile}} = \frac{ch_{vt \text{ panneau}}}{2} = \frac{105.93}{2} = 52.96 \text{ KN}$

- La charge totale reprise par les voiles :

$$Ch_{tr \text{ voiles}} = Ch_{r \text{ voile}} \times 13 = 52.96 \times 13 = 688.48 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} Ch_{vt \text{ plancher}} = 2755.84 \text{ KN} \longrightarrow 100 \% \\ Ch_{tr \text{ voiles}} = 688.92 \text{ KN} \longrightarrow X \end{array} \right\} \rightarrow X = \frac{688.92 \times 100}{2755.84} = 24.9 \%$$

Conclusion :

En comparant les résultats, on voit bien que dans le sens longitudinal, les deux systèmes de contreventement vont travailler conjointement par contre dans le sens transversal on voit que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations horizontales.

Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les deux systèmes.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques », les recommandations suivantes :

- 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 résultants de leurs interactions a tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

Dans notre cas on remarque que dans le sens longitudinal les portiques ont un pourcentage d'inertie égale à 68.57 % supérieure à celui des voiles qui est de 31.43%, contrairement au sens transversal ou on remarque 66.32 % pour les voiles et 33.68% pour les portiques.

Après calcul des charges verticales, on a trouvé que les voiles reprennent 24.9 % de celles-ci proche des 20 % exigé par le RPA, ce qui laisse plus de 75 % des charges pour les portiques, donc on dira que la structure est mixte c'est-à-dire qu'elle est contreventée par des voiles et des portiques R=5

V.1 Introduction :

Toutes les structures physiques réelles ont un comportement dynamique lorsqu'elles sont soumises à des forces et des déplacements.

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées.

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique on a recouru à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et que nous devons prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

V.2 Etude dynamique :

Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses Vibrations Libres non Amorties.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe ; C'est pour cela qu'on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Méthode de calcul :

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes.

1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

2. Méthode dynamique :

a. Méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inertie.

b. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Choix de la méthode :

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23m donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99.4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

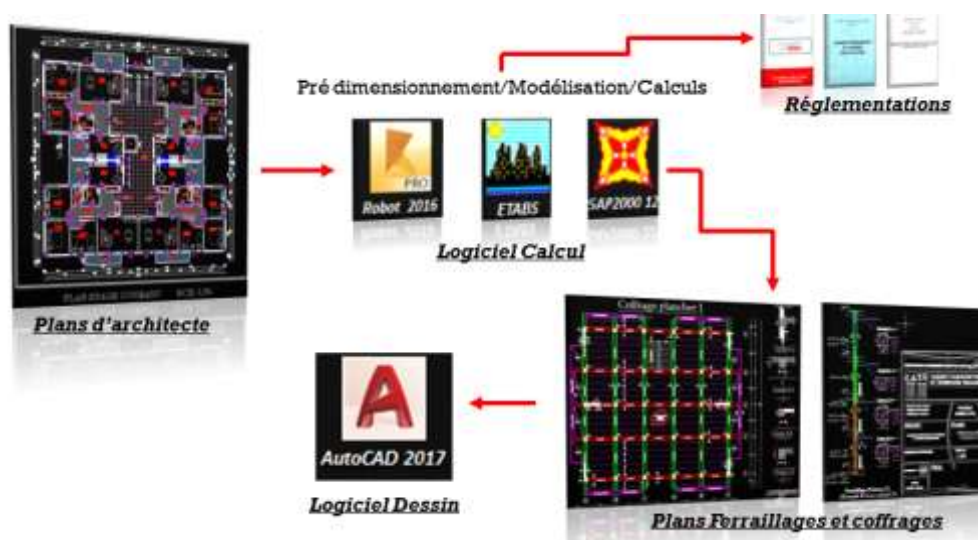
V. 3 Modélisation :

1. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses, pour cela l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

2. Un logiciel du calcul :

Est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différent types de structures les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure a partir des plans d'architecte.



3. Terminologie :

Sachant que le logiciel ETABS est un logiciel de modélisation en langue anglaise, pour cela la connaissance de quelques termes anglais est nécessaire

Nom du programme : Extended Analysis of Building Systems

Entreprise productrice : Computers and structure. Berkeley, Californie, USA.

4. Manuel d'utilisation d'ETABS :

Pour notre modélisation on a utilisé la version ETABS V.9.7.

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



A. Etapes d'introduction des données :

L'introduction des données relatives à une structure se fait en plusieurs étapes. Dans ce qui suit, nous présenterons les différentes interfaces et raccourcis utilisés.

- Choisir les unités

on choisie l'unité KN-m (les forces en KN et les dimensions en mètre).



- Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**

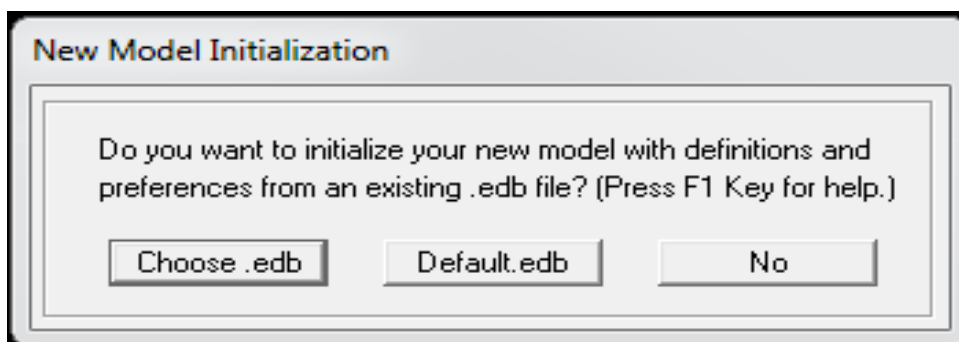


Fig. V.1 Interface d'initialisation du modèle

La boîte de dialogue suivante apparaît :

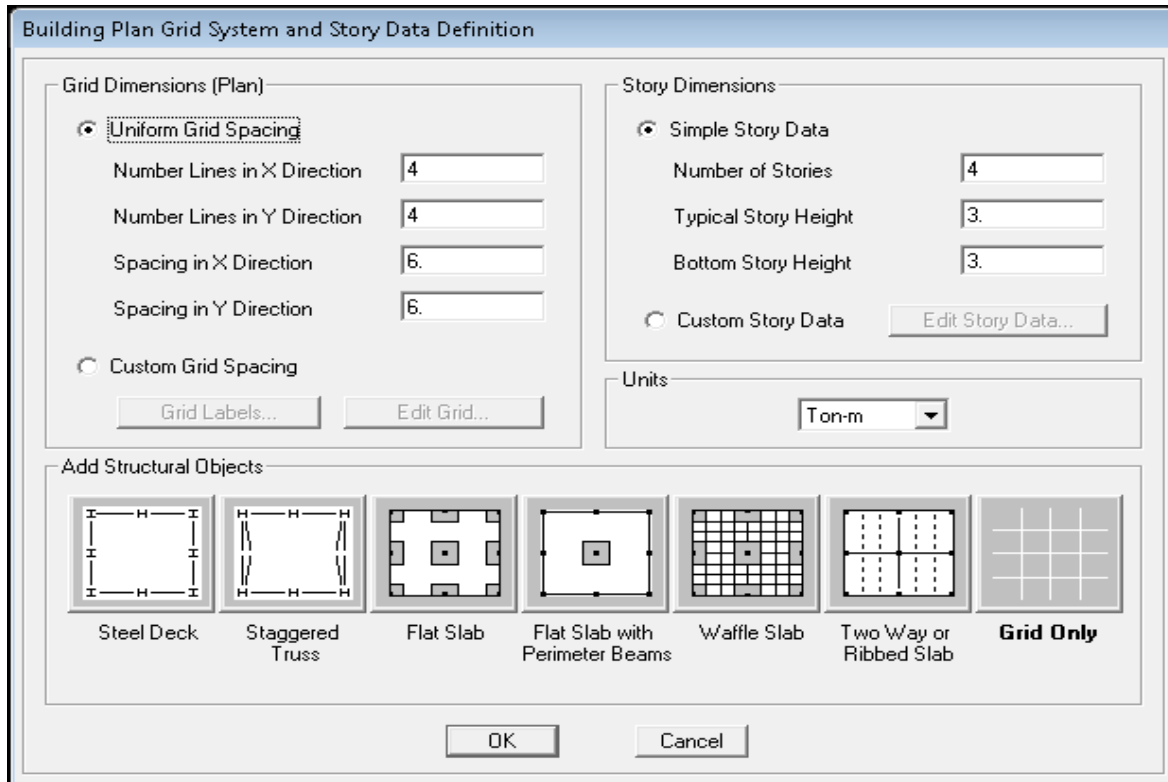


Fig. V.2 Interface d'introduction des données générales.

L'interface ci-dessus permet d'introduire:

- le nombre d'axes,
- le nombre de niveaux,
- la hauteur du RDC et des étages courants.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custom Grid**, **Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

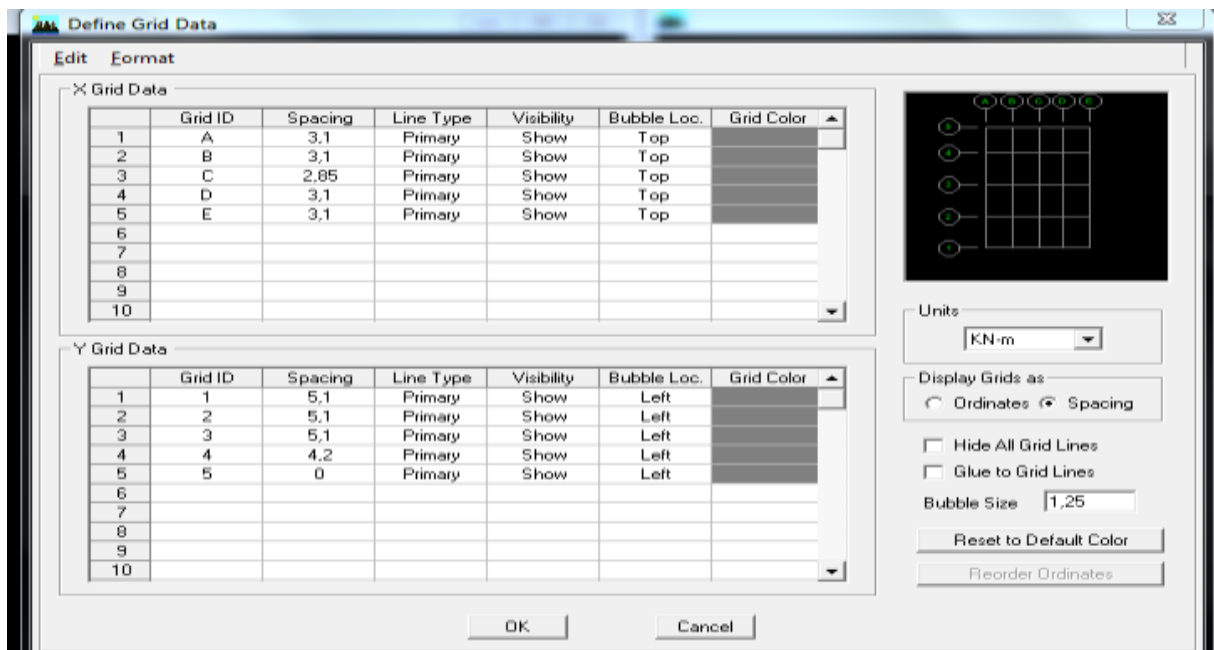


Fig. V.3 Interface de modification des entre-axes.

• définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés :

En utilisant le raccourci suivant :



On introduit :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours (f_{c28})
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal (f_e)
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal

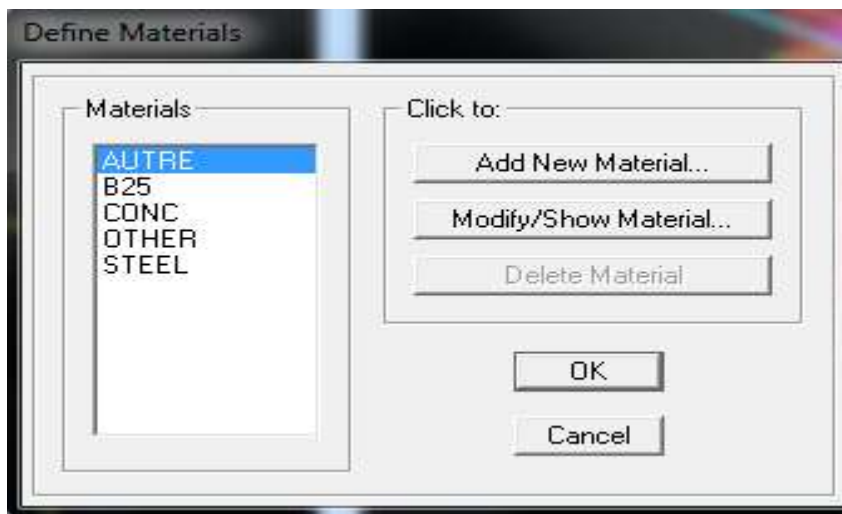


Fig. V.4 Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

Ensuite on introduire les dimensions des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci suivant :

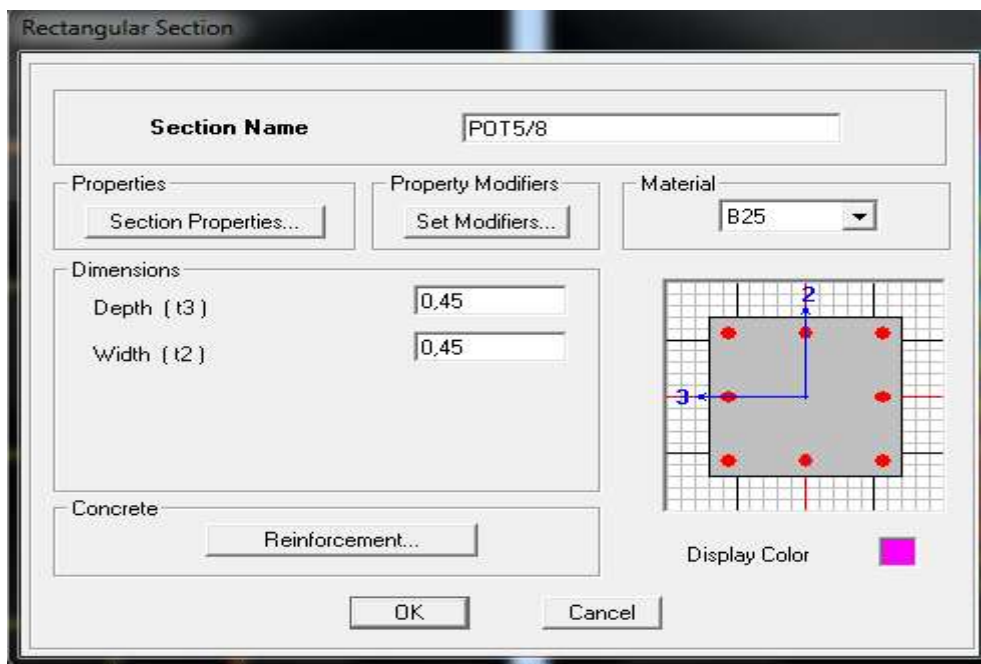


Fig. V.5 Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.

- Les dimensions des éléments plans (dalles et voiles) sont introduites en utilisant le raccourci suivant :



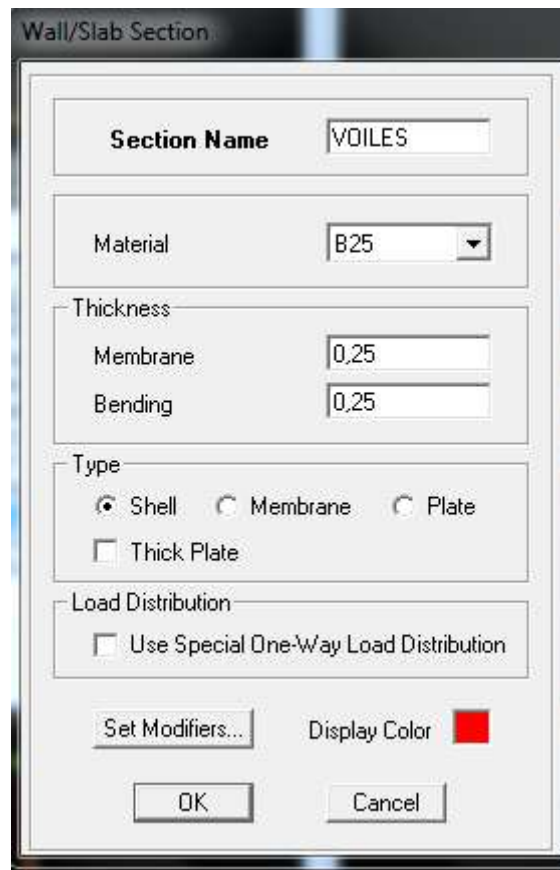




Fig. V.6 Interfaces d'introduction des données des voiles et des dalles.

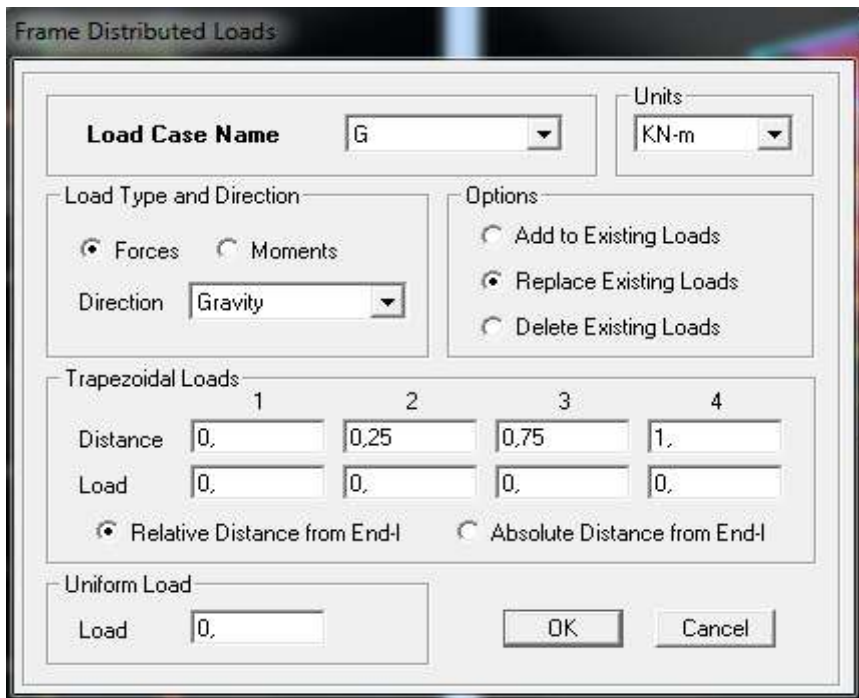
- Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :

Pour les poteaux : 

Pour les poutres : 

Pour les dalles et les voiles : 

B. Etape de chargement :





Pour charger les poutres et les poutrelles en utilisant le raccourci suivant : 

Fig. V.7 Interface d'introduction des charges pour les poutres.

Et pour la charge des dalles pleines, on utilise le raccourci suivant : 

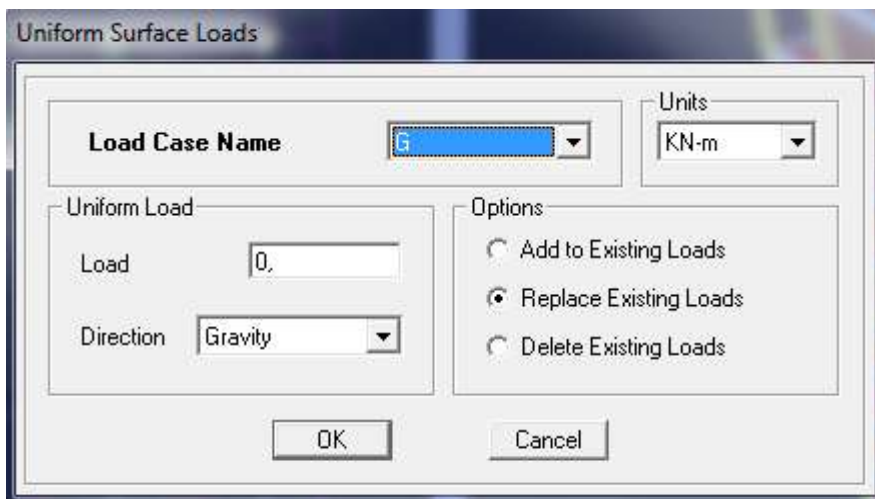


Fig. V.8 Interface d'introduction des charges pour les dalles.

- On définit le spectre du RPA à partir du logiciel **RPA99** ci-dessous :



Ce logiciel permet d'introduire les données sismiques suivantes :

- La zone : II_a
- Le groupe d'usage : 2 (bâtiments à usage d'habitations).
- Le coefficient de comportement R : contreventement mixte (R = 5).
- Le coefficient d'accélération de zone A : A = 0,15 (Tableau 4.1 RPA 99. V2003).
- Le pourcentage d'amortissement critique ξ (%) = 8,5
- Site : S3. (site meuble)
- Facteur de qualité (Q): $Q=1+\Sigma P_q$: Q=1,15

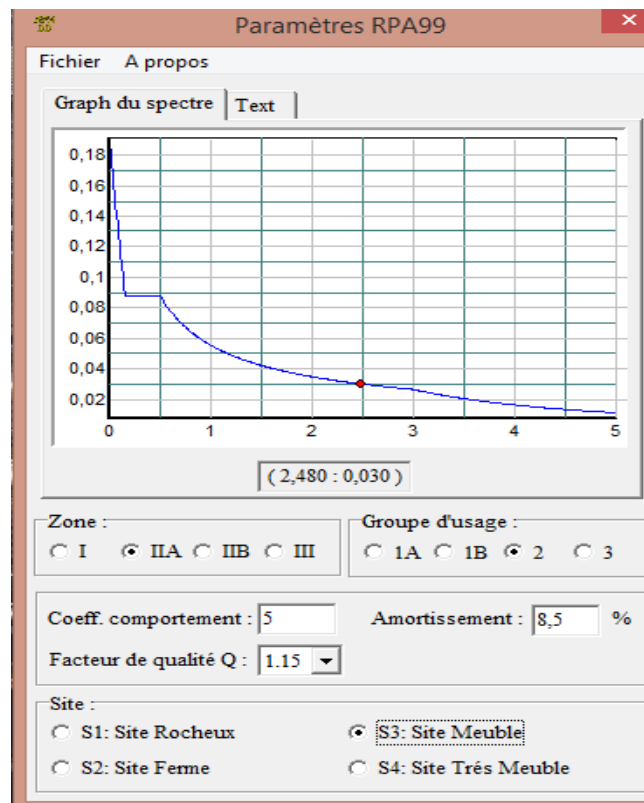
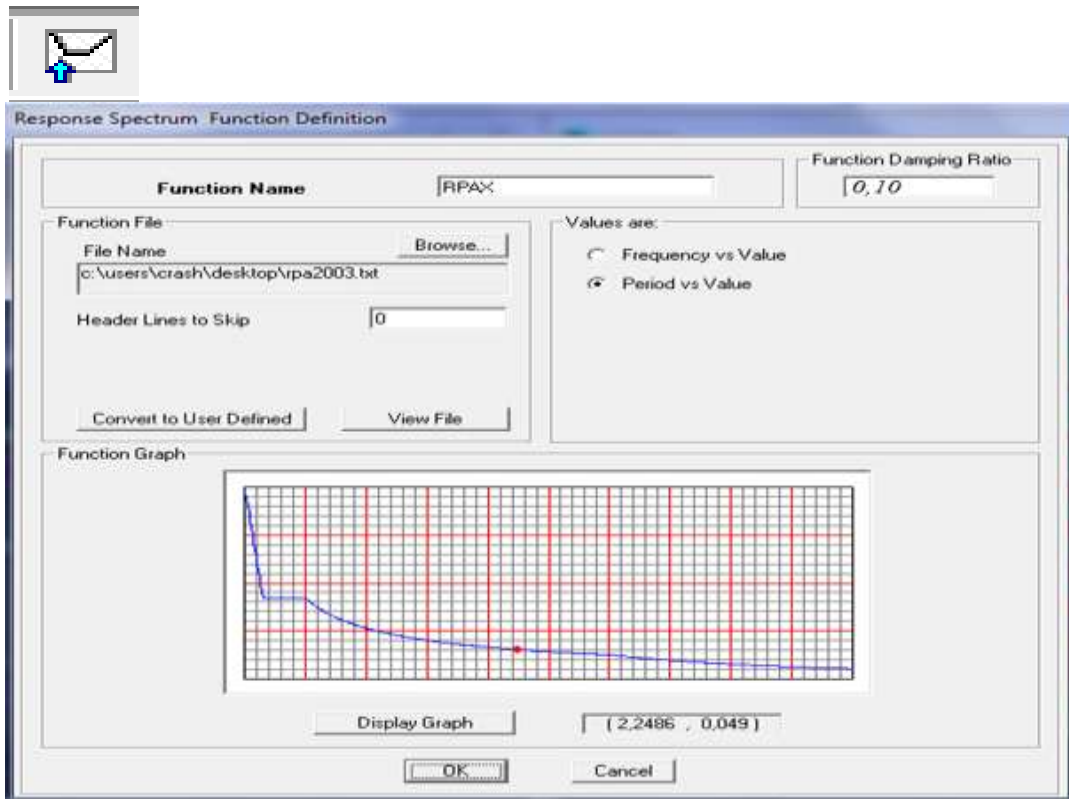


Fig. V.9 Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.

Introduire le spectre du RPA en utilisant le raccourci suivant :



Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant :

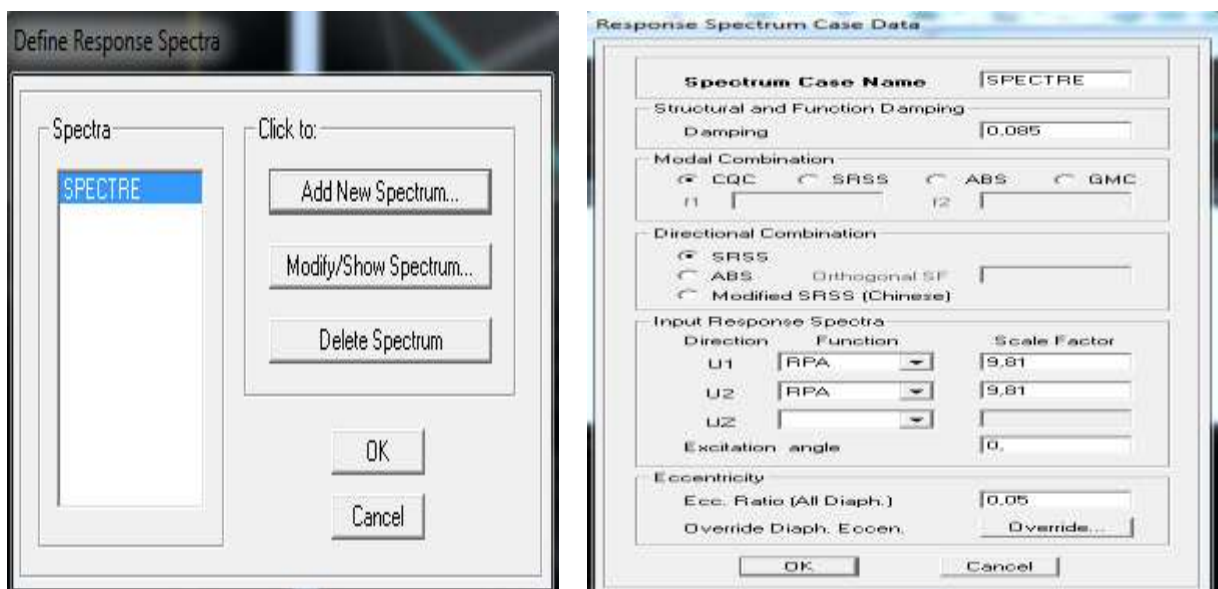


Fig. V.10 Interface de définition des caractéristiques du spectre.

- Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure en utilisant le raccourci suivant :



Fig. V.11 Interface d'introduction des types d'appuis.

- Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique en utilisant le raccourci suivant :

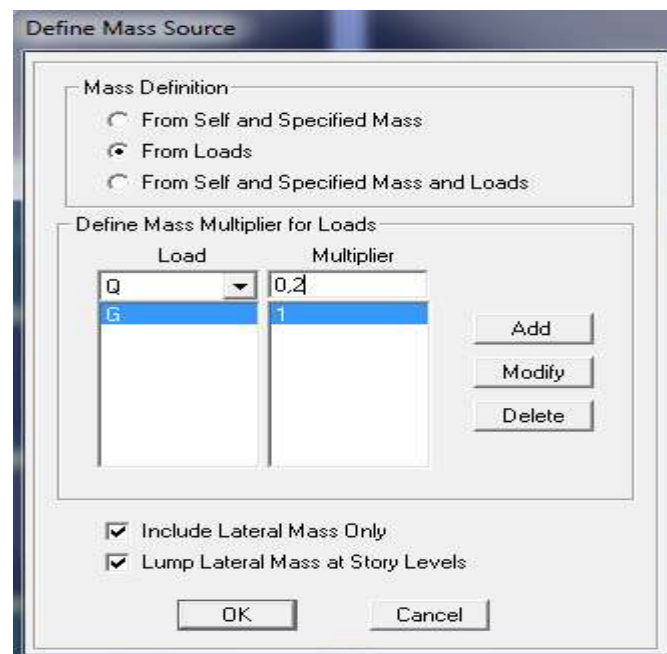


Fig. V.12 Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique.

- Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suivant :

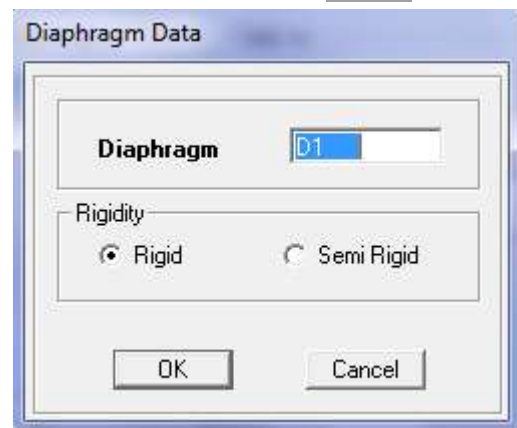
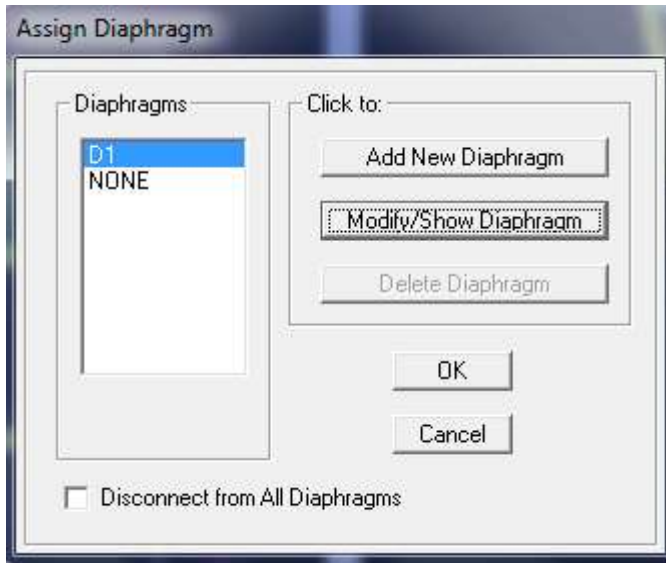


Fig. V.13 Interface d'introduction des diaphragmes.

- Introduire les combinaisons d'actions en utilisant le raccourci suivant :

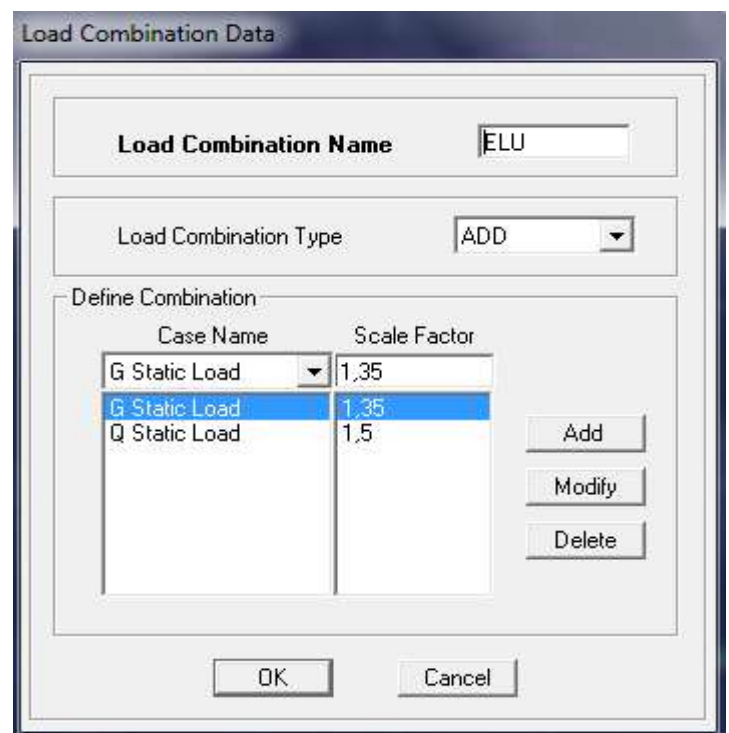
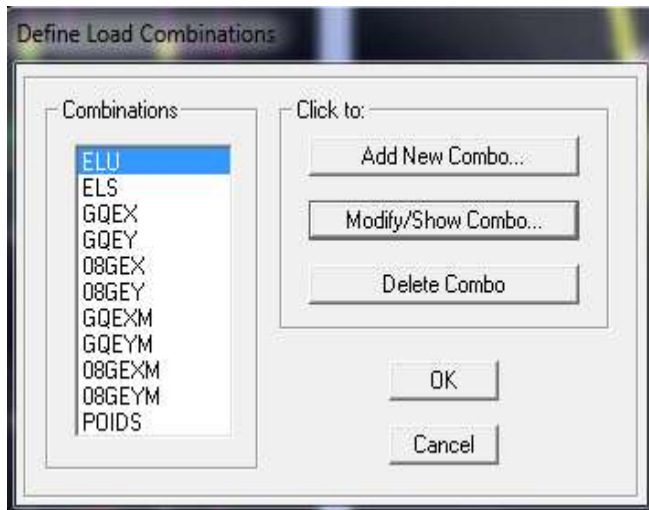
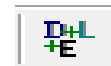


Fig. V.14 Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.

Les données étant introduites, une visualisation en 3D permet de voir la structure.

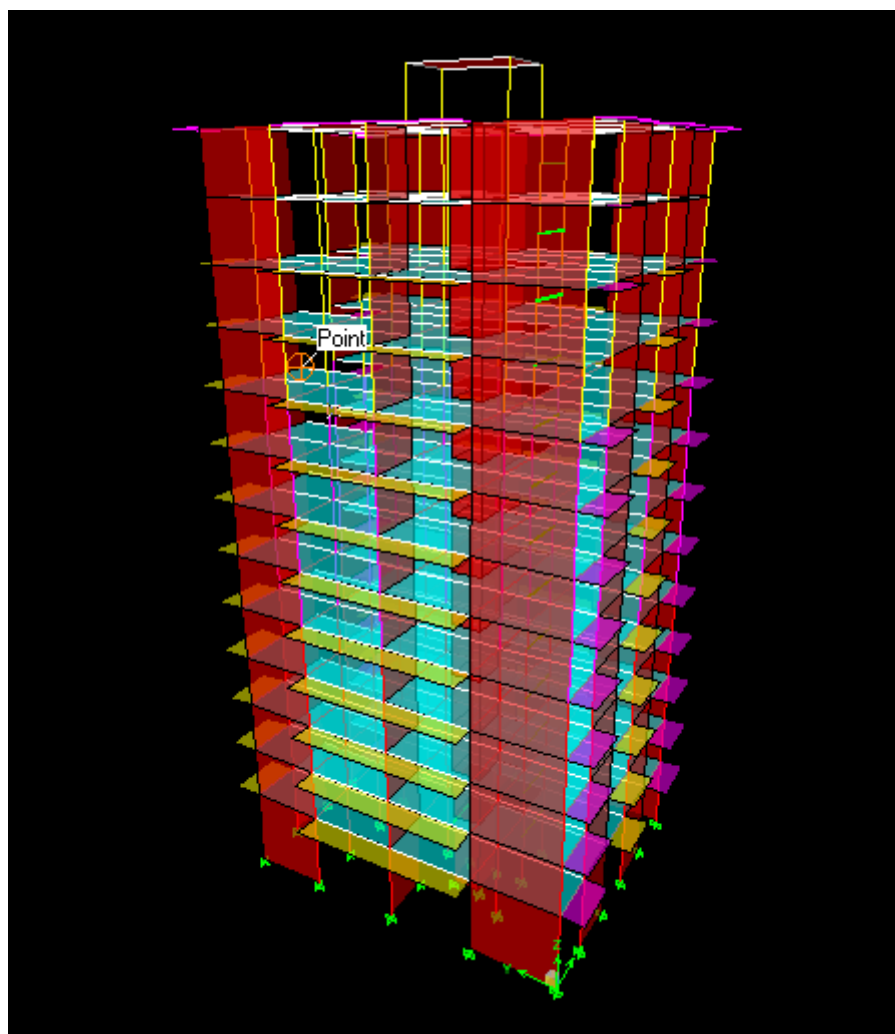


Fig. V.15 Vue en 3D de la structure.

Vérification des Exigences du RPA :

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

1. L'excentricité.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements relatifs.
5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
6. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux
7. Justification du système de contreventement

VII.1. -Vérification de l'excentricité :

$$|XCM - XCR| \leq 5\% Lx.$$

$$|YCM - YCR| \leq 5\% Ly .$$

Avec:

XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

	Story	Diaphragm	MassX	XCM	YCM	XCR	YCR
▶	RDC	D1	460,0017	7,583	9,621	7,426	9,499
	ET1	D2	421,8698	7,595	9,637	7,500	9,380
	ET2	D3	421,8001	7,595	9,637	7,509	9,271
	ET3	D4	422,7228	7,595	9,628	7,509	9,169
	ET4	D5	417,1647	7,594	9,622	7,505	9,074
	ET5	D6	412,3561	7,594	9,617	7,501	8,982
	ET6	D7	412,3677	7,594	9,617	7,497	8,893
	ET7	D8	409,3217	7,572	9,545	7,493	8,805
	ET8	D9	404,3603	7,571	9,539	7,488	8,721
	ET9	D10	398,9717	7,657	9,716	7,484	8,655
	ET10	D11	403,1595	7,593	9,608	7,481	8,589
	ET11	D12	402,3065	7,593	9,618	7,478	8,529
	TERRASE	D13	402,4678	7,547	9,556	7,477	8,482
	DSM	D14	17,9998	4,650	7,650	5,081	7,895

Tab .VI.1 Les coordonnées des centres de masse et des centres de torsion.

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que :

$$|XCM - XCR| \leq 5\% Lx.$$

Story	Diaphragma	XCM	XCR	$X_{CM} - X_{CR}$	5% Lx	condition
1	DA1	7,583	7,426	0,157	0,7625	vérifiée
2	DA2	7,595	7,5	0,095	0,7625	vérifiée
3	DA3	7,595	7,509	0,086	0,7625	vérifiée
4	DA4	7,595	7,509	0,086	0,7625	vérifiée
5	DA5	7,594	7,505	0,089	0,7625	vérifiée
6	DA6	7,594	7,501	0,093	0,7625	vérifiée
7	DA7	7,594	7,497	0,097	0,7625	vérifiée
8	DA8	7,572	7,493	0,079	0,7625	vérifiée
9	DA9	7,571	7,488	0,083	0,7625	vérifiée
10	DA10	7,657	7,484	0,173	0,7625	vérifiée
11	DA11	7,593	7,481	0,112	0,7625	vérifiée
12	DA12	7,593	7,478	0,115	0,7625	vérifiée
13	DA13	7,547	7,477	0,07	0,7625	vérifiée
14	DA14	4,65	5,081	-0,431	0,7625	vérifiée

Tab .VI.2 Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$|Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5 \% L_y .$$

Story	Diaphragma	YCM	YCR	$Y_{CM} - Y_{CR}$	5% L _y	condition
1	DA1	9,621	9,499	0,122	1,113	vérifiée
2	DA2	9,637	9,38	0,257	1,113	vérifiée
3	DA3	9,637	9,271	0,366	1,113	vérifiée
4	DA4	9,628	9,169	0,459	1,113	vérifiée
5	DA5	9,622	9,074	0,548	1,113	vérifiée
6	DA6	9,617	8,982	0,635	1,113	vérifiée
7	DA7	9,617	8,893	0,724	1,113	vérifiée
8	DA8	9,545	8,805	0,74	1,113	vérifiée
9	DA9	9,539	8,721	0,818	1,113	vérifiée
10	DA10	9,716	8,655	1,061	1,113	vérifiée
11	DA11	9,608	8,589	1,019	1,113	vérifiée
12	DA12	9,618	8,529	1,089	1,113	vérifiée
13	DA13	9,556	8,482	1,074	1,113	vérifiée
14	DA14	7,65	7,895	-0,245	1,113	vérifiée

Tab .VI.3 Vérification de l'excentricité suivant y-y.

VII .2. Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur ou égale à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y), (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au quinzième mode dans le sens(x-x) et au quatorzième mode dans le sens (y-y), d’où la condition du RPA est vérifiée.

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
▶	1	1,151557	68,0591	0,0267	0,0000	68,0591	0,0267	0,0000	0,0400	96,5431	1,3401
	2	1,011855	0,0219	68,5245	0,0000	68,0810	68,5512	0,0000	98,2573	0,0300	0,0272
	3	0,859594	1,5305	0,0201	0,0000	69,6115	68,5713	0,0000	0,0332	2,0740	67,6364
	4	0,280424	16,5955	0,0006	0,0000	86,2070	68,5720	0,0000	0,0002	0,9313	0,1345
	5	0,234711	0,0001	18,1381	0,0000	86,2072	86,7101	0,0000	1,2913	0,0000	0,0003
	6	0,205216	0,0654	0,0000	0,0000	86,2726	86,7101	0,0000	0,0000	0,0002	17,3030
	7	0,118087	6,4334	0,0001	0,0000	92,7061	86,7102	0,0000	0,0000	0,3154	0,0123
	8	0,099914	0,0006	5,5700	0,0000	92,7067	92,2802	0,0000	0,2558	0,0001	0,0140
	9	0,091008	0,2152	0,0284	0,0000	92,9219	92,3086	0,0000	0,0012	0,0032	0,8211
	10	0,089302	0,0309	1,1965	0,0000	92,9528	93,5050	0,0000	0,0351	0,0009	0,5667
	11	0,085348	0,0807	0,0884	0,0000	93,0335	93,5934	0,0000	0,0022	0,0017	4,4263
	12	0,082643	0,0066	0,0112	0,0000	93,0401	93,6046	0,0000	0,0006	0,0000	0,9667

Tab .VI.4 Pourcentage de participation de la masse modale

REMARQUE :

1°/Ce modèle présente une période fondamentale T=1.15sec.

2°/Les 1^{er} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.

3°/Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

4°/Les 8 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteint les 90% (selon RPA 99/version 2003).

VII .3. Vérification de l’effort tranchant à la base :

L’une des vérifications préconisées par le RPA99/V2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base $V_{dynamique}$ obtenue par la Combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE} ou ($0,8V_{MSE} < V_{dyn}$)

Calcul de l’action sismique :

Calcul de la force sismique totale V_{MSE} appliquée à la base de la structure

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \text{ (Formule 4.1 du RPA 99)}$$

A : Coefficient d’accélération de zone, donné par le tableau suivant :

La zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

- Groupe d'usage : groupe 2.

- Zone sismique : zone IIa

Donc **A = 0,15**

R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement tel que défini dans le tableau suivant :

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$.

Q: Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est on fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

-La valeur de Q est déterminée par la formule: $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau suivant :

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Donc : $Q_x = Q_y = 1,15$

W : Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β :Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

d'exploitation $\beta = 0,2$ d'après le tableau suivant :

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

D'après l'ETABS on a : $W = 55278.44 \text{ KN}$

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau suivant

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

η : Facteur de correction d'amortissement

Donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Donnée par le tableau suivant :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Pour un contreventement mixte on prend $\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$

Donc $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,816$

Estimation de la période fondamentale de la structure (4.2.4)

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{RPA(4-6)}$$

• h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

• C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage $C_T = 0,05$ d'après le tableau suivant :

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule

$$T_{xy} = \frac{0,09h_N}{\sqrt{d_{xy}}} \quad \text{RPA (4-7)}$$

d : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 0,05(h_N)^{0,75} = 0,05(41.5)^{0,75} = 0,81s$$

$$T_x = \frac{0,09 \times 41.5}{\sqrt{15.25}} = 0,95s$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 41.5}{\sqrt{19.2}} = 0,852s$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4-6) et (4-7)

$$T_x = \min (T_x, T_c) = 0,81s$$

$$T_y = \min (T_y, T_c) = 0,81s$$

DONC :

$$\text{Temp} = 0,81 \times 1,3 = 1.053s$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 = 0,4s \leq T = 1.053 \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$D = 2,5 \times 0,816(0,4/1.053)^{0,666}$$

$$D = 1.07$$

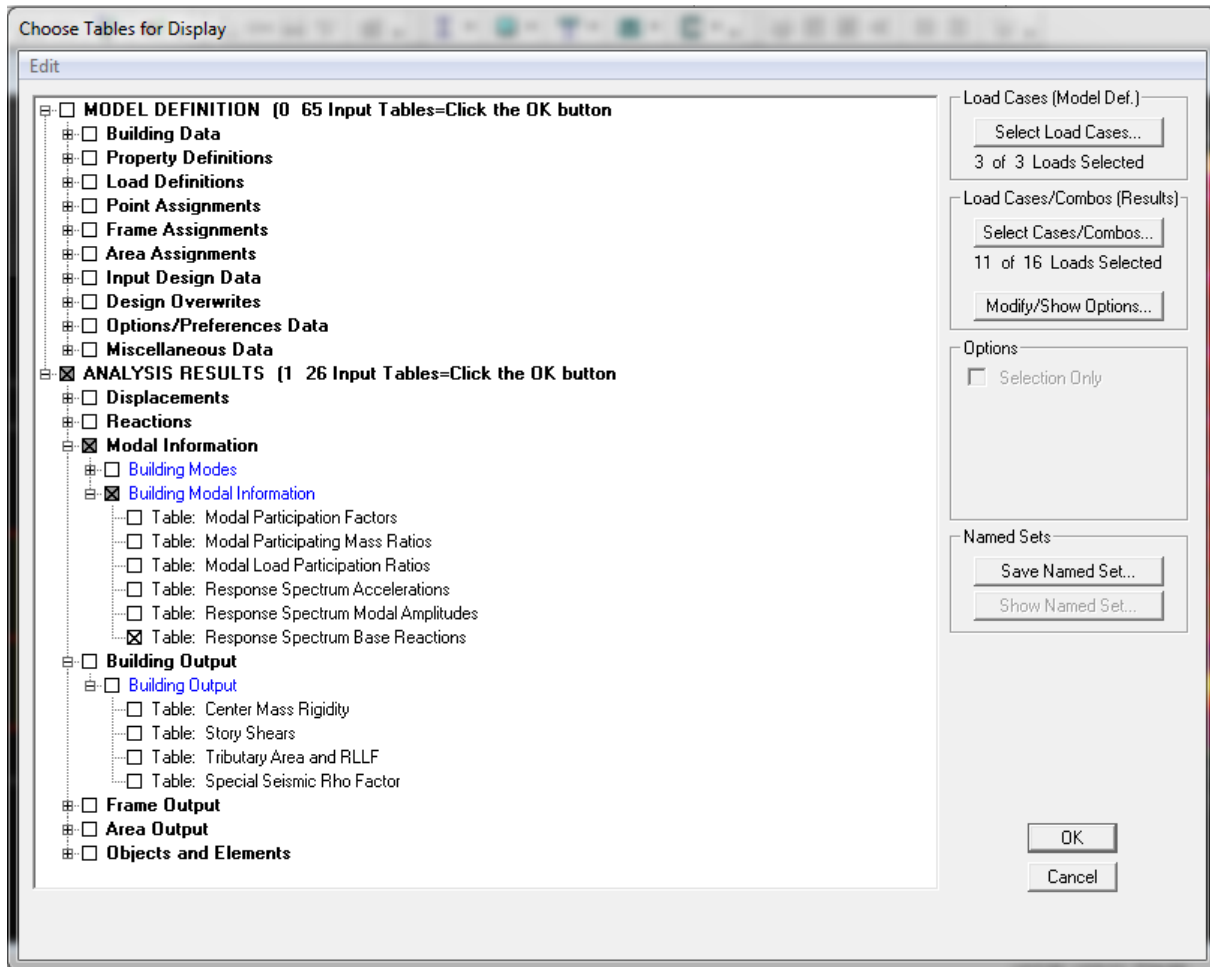
Donc :

$$V_{MSE} = \frac{0,15 \times 1,07 \times 1,15}{5} 55278.44 = 2040.6 \text{ KN}$$

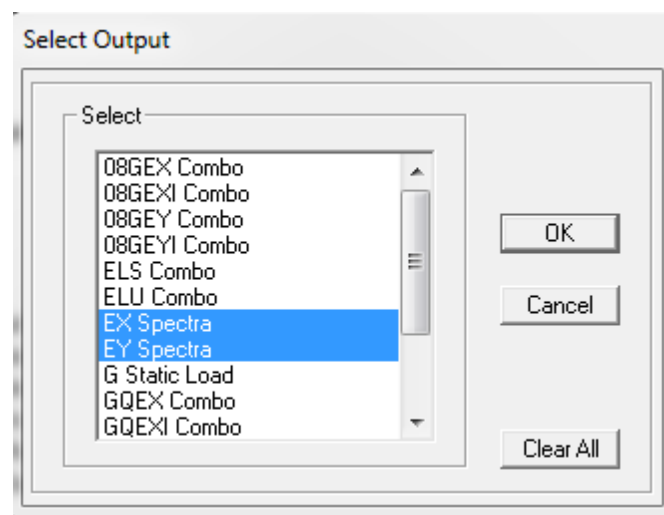
Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display puis show tables**

Un tableau s'affiche, et on coche les cases suivantes :



Sélectionner la case select cases /combos puis la fenêtre suivante s'affiche



Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = F_1 = 2302.60 [KN]$$

$$V_{ydyn} = F_2 = 2508.7[KN]$$

Sens	V_{MSE}	$0,8V_{MSE}$		V_{dyn}	
longitudinal	2040.6	1632.48	<	2302.60	vérifier
transversal	2040.6	1632.48	<	2508.7	vérifier

VII .4. Déplacement relatifs :

D’après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

D’après le **RPA 99 (art 4-43)**: $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l’effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $(k - 1)$ est égal à: $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Suivant EX :

Story	he	δ_e	R	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	1% h étage	CONDITION
14	2,5	0,0271	5	0,1355	0,1355	0	0,025	Vérifiée
13	3,06	0,0271	5	0,1355	0,1245	0,011	0,0306	Vérifiée
12	3,06	0,0249	5	0,1245	0,113	0,0115	0,0306	Vérifiée
11	3,06	0,0226	5	0,113	0,1015	0,0115	0,0306	Vérifiée
10	3,06	0,0203	5	0,1015	0,089	0,0125	0,0306	Vérifiée
9	3,06	0,0178	5	0,089	0,0765	0,0125	0,0306	Vérifiée
8	3,06	0,0153	5	0,0765	0,064	0,0125	0,0306	Vérifiée
7	3,06	0,0128	5	0,064	0,052	0,012	0,0306	Vérifiée
6	3,06	0,0104	5	0,052	0,04	0,012	0,0306	Vérifiée
5	3,06	0,008	5	0,04	0,029	0,011	0,0306	Vérifiée
4	3,06	0,0058	5	0,029	0,019	0,01	0,0306	Vérifiée
3	3,06	0,0038	5	0,019	0,0105	0,0085	0,0306	Vérifiée
2	3,06	0,0021	5	0,0105	0,0045	0,006	0,0306	Vérifiée
1	4,59	0,0009	5	0,0045	0	0,0045	0,0459	Vérifiée

Tab VI.5 vérification de déplacement relatif suivant EX

Suivant v-v :

Story	he	δ_e	R	δ_{κ}	$\delta_{\kappa-1}$	Δ_{κ}	1% h étage	CONDITION
14	2,5	0,0246	5	0,123	0,1155	0,0075	0,025	Vérifiée
13	3,06	0,0231	5	0,1155	0,1055	0,01	0,0306	Vérifiée
12	3,06	0,0211	5	0,1055	0,095	0,0105	0,0306	Vérifiée
11	3,06	0,019	5	0,095	0,0845	0,0105	0,0306	Vérifiée
10	3,06	0,0169	5	0,0845	0,074	0,0105	0,0306	Vérifiée
9	3,06	0,0148	5	0,074	0,063	0,011	0,0306	Vérifiée
8	3,06	0,0126	5	0,063	0,0525	0,0105	0,0306	Vérifiée
7	3,06	0,0105	5	0,0525	0,0425	0,01	0,0306	Vérifiée
6	3,06	0,0085	5	0,0425	0,0325	0,01	0,0306	Vérifiée
5	3,06	0,0065	5	0,0325	0,0235	0,009	0,0306	Vérifiée
4	3,06	0,0047	5	0,0235	0,0155	0,008	0,0306	Vérifiée
3	3,06	0,0031	5	0,0155	0,0085	0,007	0,0306	Vérifiée
2	3,06	0,0017	5	0,0085	0,0035	0,005	0,0306	Vérifiée
1	4,59	0,0007	5	0,0035	0	0,0035	0,0459	Vérifiée

Tab VI.6 vérification de déplacement relatif suivant EY

Conclusion :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles donnés par le RPA, donc la condition de l'article (5.10) du RPA99/2003 est vérifiée.

VII .5. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le déplacement (**Delta**).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignorée** dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P-Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P-δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2eme ordre. Les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P – Delta peut être négligé.

Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_k \times h_k} < 0,1$$

Avec :

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au – dessus du niveau «k»

$$P_k = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$$

V_k: effort tranchant d'étage au niveau «k»

Δ_k: déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k – 1»

h_k: hauteur d'étage «k».

Sens xx :

Sens X-X :

Story	he	p	ΔK(x)	PΔK(x)	V _{xK}	heV _{xK}	θ _x
14	2,5	201,42	0	0	33,61	503,55	0
13	3,06	4862,96	0,011	53,49256	470,24	14880,6576	0,00359477
12	3,06	8894,63	0,0115	102,288245	802,64	27217,5678	0,00375817
11	3,06	12926,29	0,0115	148,652335	1049,2	39554,4474	0,00375817
10	3,06	16916,88	0,0125	211,461	1242,8	51765,6528	0,00408497
9	3,06	20986,79	0,0125	262,334875	1415,38	64219,5774	0,00408497
8	3,06	25115,99	0,0125	313,949875	1576,28	76854,9294	0,00408497
7	3,06	29245,19	0,012	350,94228	1722,86	89490,2814	0,00392157
6	3,06	33374,39	0,012	400,49268	1853,13	102125,633	0,00392157
5	3,06	37612,6	0,011	413,7386	1973,79	115094,556	0,00359477
4	3,06	41850,81	0,01	418,5081	2088,68	128063,479	0,00326797
3	3,06	46071,61	0,0085	391,608685	2189,71	140979,127	0,00277778
2	3,06	50309,82	0,006	301,85892	2263,13	153948,049	0,00196078
1	4,59	55278,44	0,0045	248,75298	2302,6	253728,04	0,00098039

Tab .VI.7. Vérification de l'effet P – Δ.

Sens yy

Story	he	p	$\Delta K(y)$	$P\Delta K(y)$	V_{y_k}	heV_{y_k}	θ_y
14	2,5	201,42	0,0075	1,51065	44,47	111,175	0,01358804
13	3,06	4862,96	0,01	48,6296	506,38	1549,5228	0,0313836
12	3,06	8894,63	0,0105	93,393615	868,89	2658,8034	0,03512618
11	3,06	12926,29	0,0105	135,726045	1141,31	3492,4086	0,03886316
10	3,06	16916,88	0,0105	177,62724	1356,32	4150,3392	0,04279825
9	3,06	20986,79	0,011	230,85469	1548,08	4737,1248	0,04873308
8	3,06	25115,99	0,0105	263,717895	1726,56	5283,2736	0,04991562
7	3,06	29245,19	0,01	292,4519	1888,13	5777,6778	0,05061755
6	3,06	33374,39	0,01	333,7439	2029,69	6210,8514	0,05373561
5	3,06	37612,6	0,009	338,5134	2157,88	6603,1128	0,05126573
4	3,06	41850,81	0,008	334,80648	2278,18	6971,2308	0,04802688
3	3,06	46071,61	0,007	322,50127	2384,58	7296,8148	0,04419754
2	3,06	50309,82	0,005	251,5491	2463,93	7539,6258	0,03336361
1	4,59	55278,44	0,0035	193,47454	2508,7	11514,933	0,01680206

Tab .VI.8. Vérification de l'effet P – Δ.

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0,1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

VII .6. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :(RPA 99/version 2003 Art7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d: Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28}: la résistance caractéristique du béton.

story	N_d	B_c (cm)	f_{c28}	$N_d / (B_c * f_{c28})$	$\leq 0,3$	condition
9-10-11-terrasse	473.34	400*400	25	0.12	0.3	Vérifiée
5-6-7-8	995.18	450*450	25	0.18	0.3	Vérifiée
RDC-1-2-3-4	1894.29	500*500	25	0.3	0.3	Vérifiée

Tab .VI.9. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

7. Justification du système de contreventement :

L’objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en utilisant combinaison EX et EY, ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison POIDS.

Récapitulatif des résultats :

Unites	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	15529,25	100	5925,05	38
Sens Ey	19436,11	100	14249,37	73
POIDS	55278.44	100	10654,87	19,27

Tab .VI.10. Justification du système de contreventement

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques », la recommandation suivante :

*Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement mixte ; dont le coefficient de comportement **R=5**

VII.1 LES POUTEAUX**VI.1.1 Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal).

En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons à considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ ELU.
- $G+Q \rightarrow$ ELS
- $G+Q+E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

VII.1.2 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II)

Poteau (50×50) : $A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{cm}^2$

Poteau (45×45) : $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{cm}^2$

Poteau (40×40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$ (en zone II)

Poteau (50×50) : $A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{cm}^2$

Poteau (45×45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{cm}^2$

Poteau (40×40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times bh$ (en zone II)

Poteau (50×50) : $A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{cm}^2$

Poteau (45×45) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{cm}^2$

Poteau (40×40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$

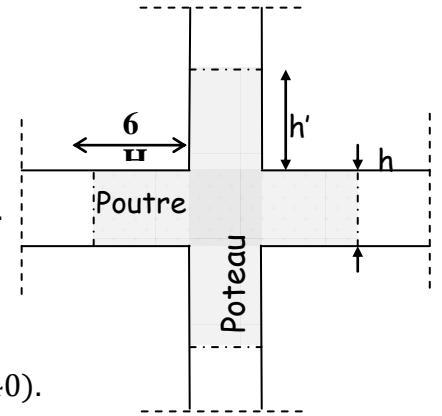
- Le diamètre minimal est de 12[cm]
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ en zone II

- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 25cm en zone II_a

Les jonctions par recouvrement doivent être, si c'est possible, à l'extérieur des zones nodales.

VII.1.3 Délimitation de la zone nodale

- $L' = 2 \times h$
- $h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$
- h : hauteur de la poutre.
- b_1 et h_1 : dimensions du poteau.
- h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).
- On aura :
- $h' = 76.5 \text{ cm}$.
- $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutres principales de (30×40).
- $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutres secondaires de (30×35)



VII.1.4 Exposé de la méthode de calcul :

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

a. Section partiellement comprimée (SPC) :

• Calcul de centre de pression $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre C se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

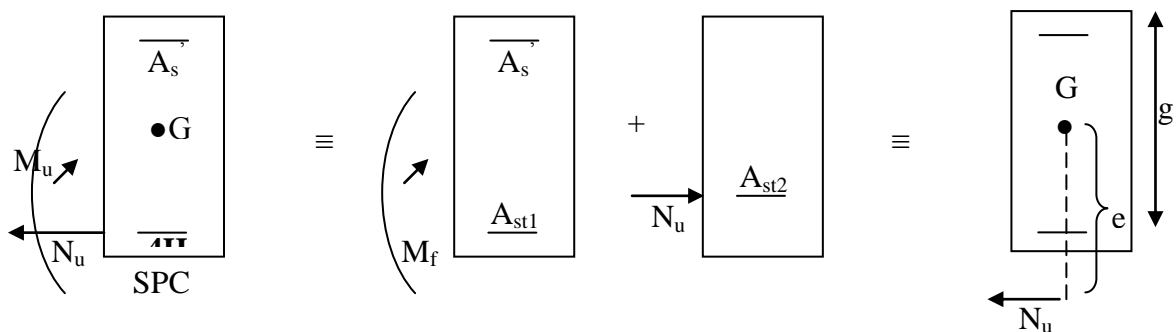
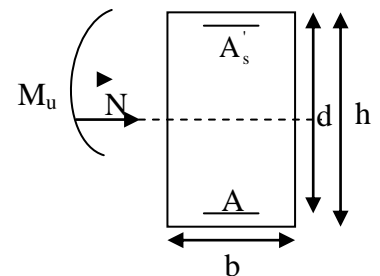
$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

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

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

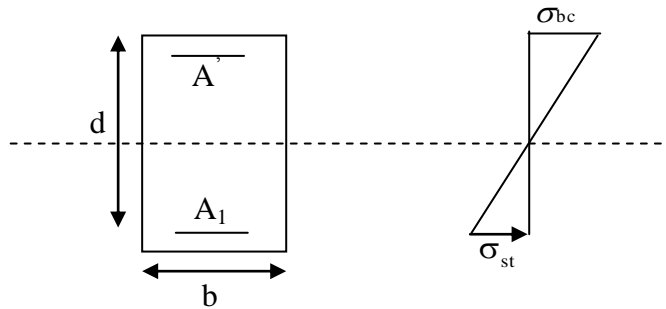
Si A_s est négative $A_s \geq \left\{ \max \frac{bh}{1000} , 0,23bh \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$.

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

b. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

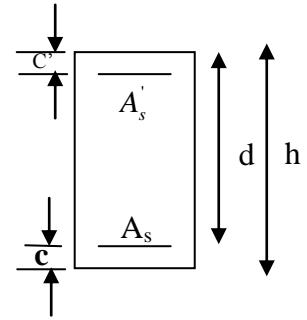
M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

Deux cas peuvent se présenter :

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :



$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

$A_{s \text{ calculé}} = 0$ car les dimensions des poteaux sont élèves.

Pour chaque cas $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$ **condition vérifiée**

Story	Load	N	M	e (m)	((h/2)-c)	OBS	A _{sup}	A _{inf}	A _{min}	ferrailage	A _{adopte}
RDC- 1-2-3-4 (50*50)	ELU	N _{max} =2247.17	M _{2cor} = 5.702	0.0025	0,22	SEC	0	0	20	6HA16 Et 6HA16	24.3
			M _{3cor} = 0.291	0.00013			0	0			
	08GE	N _{min} =763.05	M _{2cor} = -1.066	0.0014			0	0			
			M _{3cor} = 9.581	0.0125			0	0			
	GQE	N _{cor} =910.91	M _{2max} = -105.25	0.11			0	0			
			N _{cor} =753.91	M _{3max} =-61.53			0.08	0			
5-6-7-8 (45*45)	ELU	N _{max} =1282.64	M _{2cor} = 0.51	0.0004	0.19	SEC	0	0	16.2	6HA14 Et 6HA14	18.46
			M _{3cor} = 1.985	0.0015			0	0			
	08GEx	N _{min} =80.08	M _{2cor} =-3,87	0.04			0	0			
			M _{3cor} =-11,7	0.14			0	0			
	GQEy	N _{cor} =318.57	M _{2max} = 102.326	0.32			0	1.57			
			N _{cor} =475.86	M _{3max} = 63.905			0.13	0			
9-10- 11-12 (40*40)	ELU	N _{max} =629.06	M _{2cor} = 29.85	0.047	0.17	SEC	0	0	12,8	6HA12 Et 6HA12	13.56
			M _{3cor} = 4.112	0.011			0	0			
	08GEx	N _{min} =39.94	M _{2cor} =0.489	0.012			0	0			
			M _{3cor} =1.594	0.03			0	0			
	GQEy	N _{cor} = 113.27	M _{2max} =92.276	0.8			0	3.57			
			N _{cor} =104.95	M _{3max} =61.203			0.58	0			

c. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

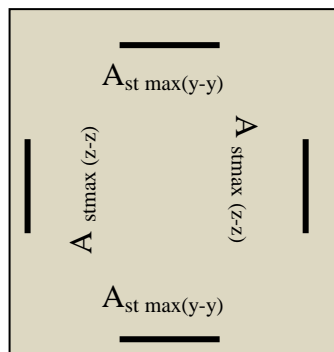
d. Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art. 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.

Soit ($A_t = 2,01 cm^2$).



Poteaux 50x50 :

- **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

Le sens $y - y : A_{st}^{max} = 0,00cm^2$

Le sens $z - z : A_{st}^{max} = 0,00cm^2$

Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{adopté} = 6HA16 + 6HA16 = 24.3 cm^2$$

- **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t=4HA8=2.01cm^2$ (un cadre+ un losange).

Poteaux 45x45:• **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

$$\text{Le sens } y - y : A_{st}^{max} = 0,00\text{cm}^2$$

$$\text{Le sens } z - z : A_{st}^{max} = 0,00\text{cm}^2$$

Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{adopté} = 6 HA 14 + 6 HA 14 = 18.46\text{cm}^2$$

• **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$ (un cadre+ un losange).

Poteaux 40x40:• **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

$$\text{Le sens } y - y : A_{st}^{max} = 0,00\text{cm}^2$$

$$\text{Le sens } z - z : A_{st}^{max} = 0,00\text{cm}^2$$

Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{adopté} = 6 HA 12 + 6 HA 12 = 13.56\text{cm}^2$$

• **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$ (un cadre+ un losange).

VII.1.5 Vérification des armatures transversales :**A. Calcul des espacements :****L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

$$S_t \leq \min \{15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} = \min\{15 \times 1,2 ; 40\text{cm}; (40 + 10)\} \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec :

a: est la petite dimension du poteau

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2) :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \{10 \varnothing_L^{min}, 15cm\} = \min \{10 \times 1,2 ; 15cm\} = 12 cm > 10cm \quad S_t = 10 cm$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2.5 \times 58.92 \times 1000}{3060 \times 400} 100 = 0,12cm^2$$

En zone courante :

$$S_t = 15 \times \varnothing_L^{min} = 15 \times 1,2 = 18 cm \Rightarrow S_t = 15cm$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 58.92 \times 1000}{3060 \times 400} 150 = 0,28cm^2$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

La longueur minimale des recouvrements :

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est: $L = 40 \times \varnothing$

Pour les **HA 16** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,6 = 64 cm \Rightarrow$ soit : $L_R = 64 cm$.

Pour les **HA 14**: $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,4 = 56 cm \Rightarrow$ soit : $L_R = 56 cm$.

Pour les **HA 12** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 cm \Rightarrow$ soit : $L_R = 48 cm$.

Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91Article A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$: Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{16 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 564,4 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 56,44 cm$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{14 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 493,8 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 cm$$

$$\text{Pour les 4HA 12 : } l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 423,3 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 42,33 cm$$

B. Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0,075 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_b = 0,04 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}; l_f = 0,707 l_0$$

Avec :

λ_g Élancement géométrique.

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

Poteaux (50x50) :

$$\tau_b = \frac{58.92 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,25 \text{ MPa}$$

On a : $\lambda_g = 4,32 < 5$ d'où $\tau_b = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$ **vérifiée.**

Poteaux (45x45) :

$$\tau_b = \frac{45.98 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,24 \text{ MPa}$$

On a : $\lambda_g = 5,4 > 5$ d'où $\tau_b = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$ **vérifiée.**

Poteaux (40x40) :

$$\tau_b = \frac{58.92 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,39 \text{ MPa}$$

On a : $\lambda_g = 5,5 > 5$ d'où $\tau_b = 0,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$ **vérifiée.**

VII.1.6 Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier

- état limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- état limite de compression du béton :

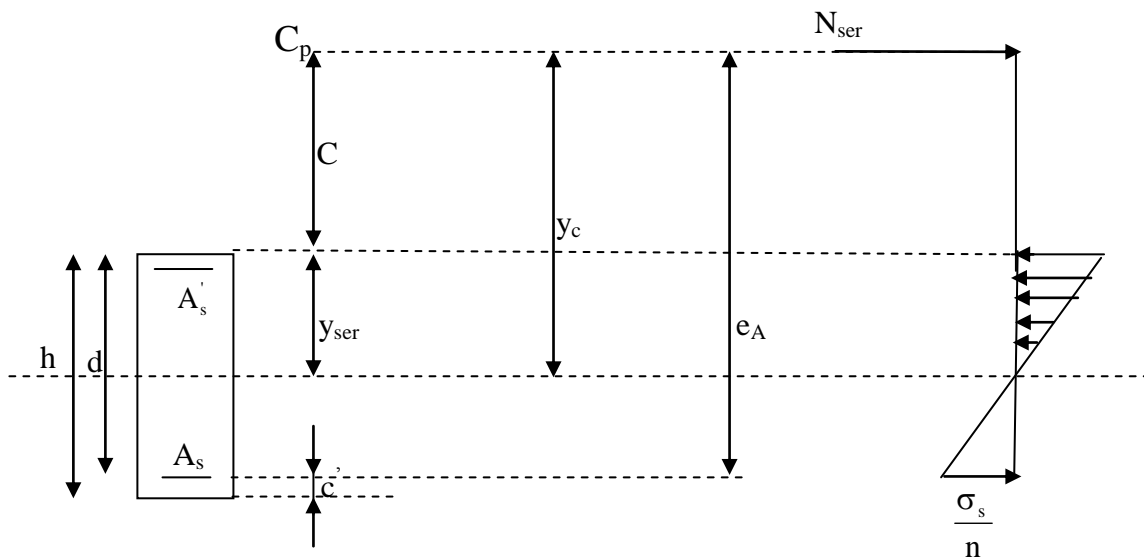
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Section partiellement comprimée :



Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression C_p comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_A$$

avec : e_A a le signe de N_{ser} .

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$$

On pose $y_{ser} = y_c + C_p$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$tq: e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

en écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul alors : } \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}. \quad \text{puis } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right).$$

$$2) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right).$$

$$3) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_C = z - \frac{p}{3 \times z}.$$

• **Calcul des contraintes :**

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H₂ : le béton tendu est négligé.

H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

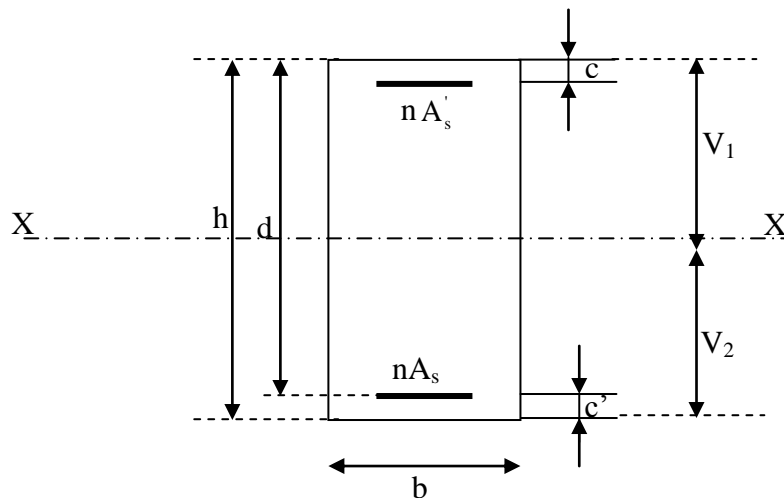
$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s, \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL 83, en particulier dans les règles CCBA8, elles permettent d'appliquer

Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène a d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = K y_{ser}$, $\sigma_s = nK(d - y_{ser})$ avec $n=15$.

Il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

Section entièrement comprimée :

➤ La section total homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

➤ Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (V_2 - C')^2 - A'_s (V_1 - C')^2 \right]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

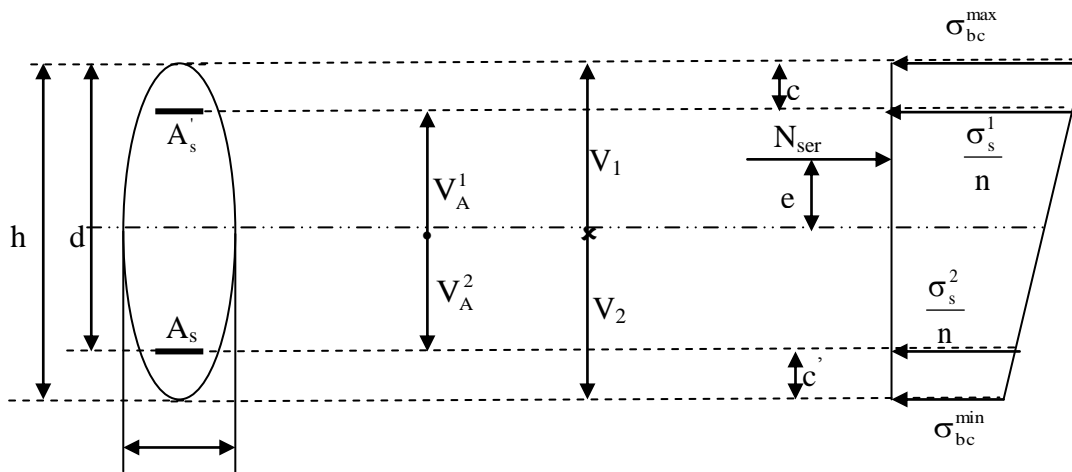
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L'ELS

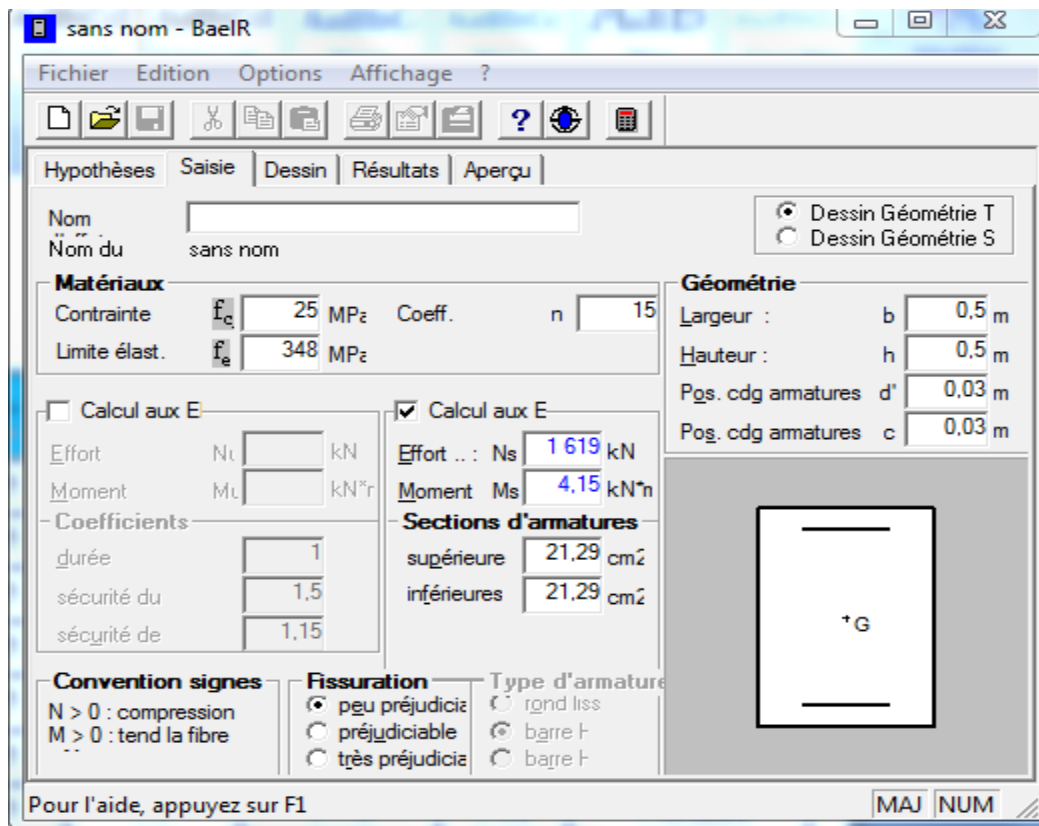
Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

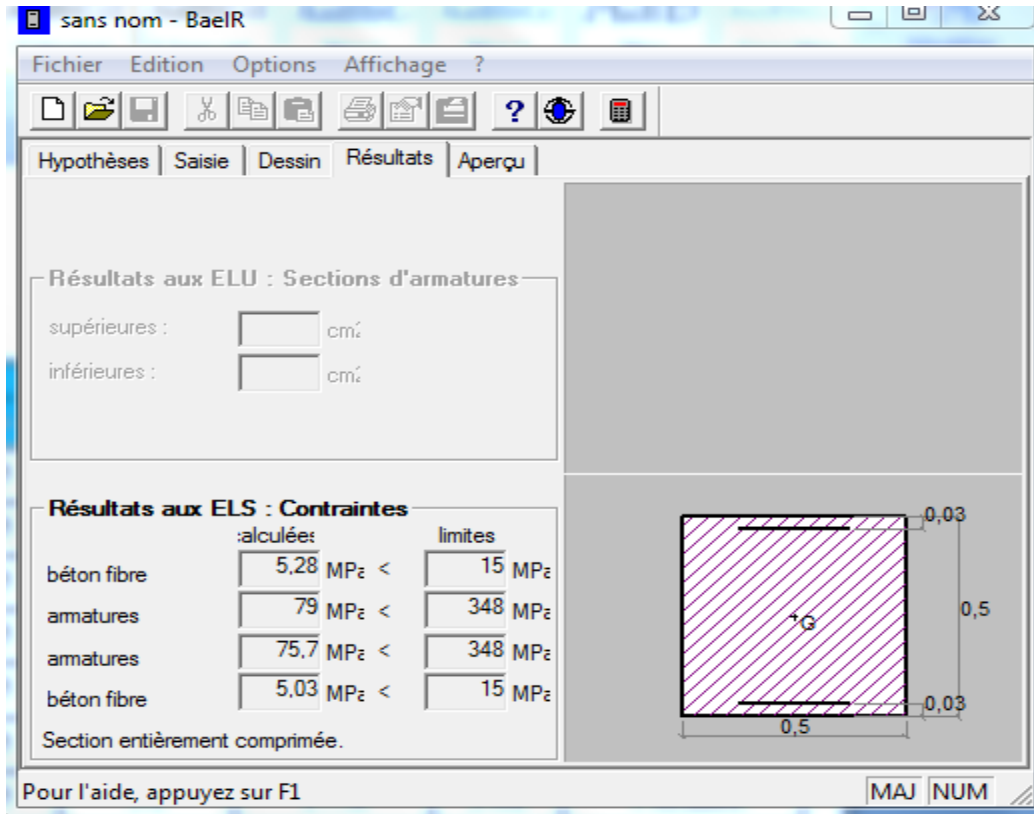


❖ **Vérification des contraintes à l'ELS avec logiciel SOCOTEC:**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :





Pour l'aide, appuyez sur F1

MAJ NUM

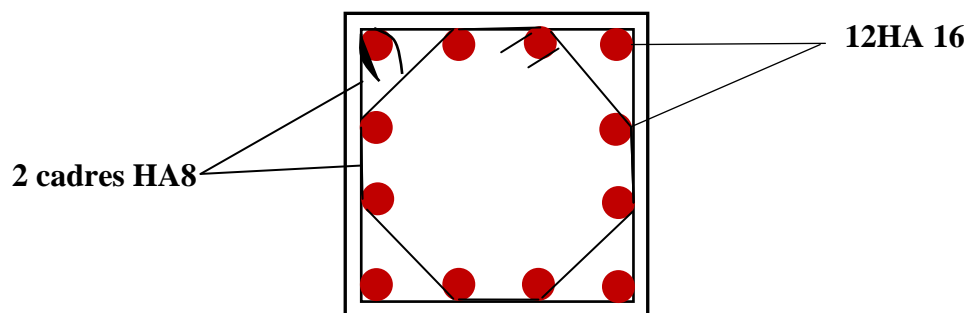
NIVEAU	N _s	M _s	A _s	σ_{bc}^S	σ_{bc}^I	$\overline{\sigma_{bc}}$	σ_s^S	σ_s^I	$\overline{\sigma_s}$	Condition
RDC-1-2-3-4	1619.03	4.148	21.29	5.28	5.03	15	79	75.7	348	Vérifiée
	406.66	-15.39		0.83	1.76	15	13.3	25.6	348	Vérifiée
	630.2	-44.28		0.67	1.76	15	12.5	47.7	348	Vérifiée
5-6-7-8	933.88	20.14	18.46	4.44	2.8	15	65	43.7	348	Vérifiée
	203.49	-10.68		0.35	1.22	15	6.18	17.5	348	Vérifiée
	346.23	-52.97		0	3.61	15	12.3	49.3	348	Vérifiée
9-10-11-12	458.48	21.69	13.56	3.6	0.97	15	51	17.6	348	Vérifiée
	17.25	0.542		0.12	0.05	15	1.69	0.85	348	Vérifiée
	115.32	53.16		4.49	0	15	55.3	81.2	348	Vérifiée

Tab .VII.1.9 : Vérification des contraintes

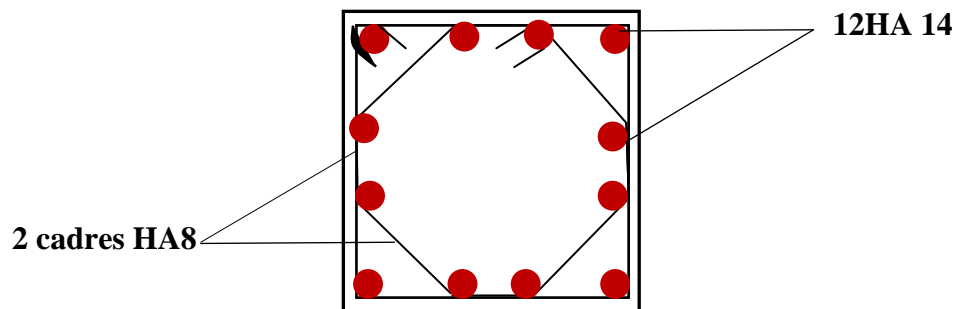
Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées

VII.1.6 schéma de ferrailage des poteaux :**➤ Poteaux (50x50) :**

- Les armatures longitudinales : $6HA16+6HA16=24.3 \text{ cm}^2$
- Les armatures transversales : $HA8 = 2,01\text{cm}^2$

**Poteaux (45x45) :**

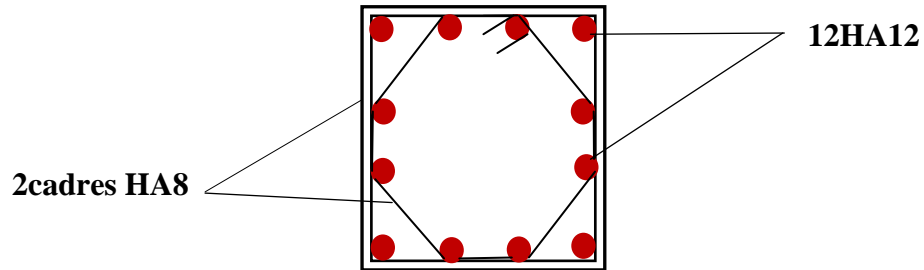
- Les armatures longitudinales : $6HA14+6HA14=18.46\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : $HA8 = 2,01\text{cm}^2$



Poteaux (40x40) :

-Les armatures longitudinales : $6HA12+6HA12=13.56 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $HA8 = 2,01\text{cm}^2$



VII.2 les poutresVII.2.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires, après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

Les combinaisons de calcul :

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ✓ $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- ✓ $G+Q$à l'ELS
- ✓ $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003
- ✓ $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

VII.2.2 Recommandations du RPA99/ version 2003 :❖ **Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de : **40 \varnothing en zone IIa**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant:

	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (Zone courante)	A _{max} (cm ²) (Zone de recouvrement)
Poutre principale	40x35	7	56	84
Poutre secondaire	35x30	5,25	42	63

Tab .VII.2.1 les sections d'armateurs longitudinales relatives aux prescriptions du RPA

Armatures longitudinales:

Poutres principales : $A_{min} = 0,005 \times 40 \times 35 = 6,00 \text{ cm}^2.$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2.$

En zone courante :

Poutres principales : $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 35 = 56 \text{ cm}^2.$

Poutres secondaires : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2.$

En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 35 = 84 \text{ cm}^2.$

Poutres secondaires : $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2.$

Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times st \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(12\phi_t^{\min}, \frac{h}{4}) \quad \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale} \end{array} \right.$$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ **Sollicitation de calcul:**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Section (cm ²)	Localisation	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poutre principale	40x35	Appui	-108.63	52.48
		Travée	49.11	58.52
Poutre secondaire	35x30	Appui	-70	27.47
		Travée	21.27	41.3

Tab .VII.2.2 sollicitation de calcul

VII.2.3 Calcul des armatures :❖ **Calcul des armatures longitudinales:**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis au appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Les étapes de calcul:**

- **Calcul du moment réduit « μ »**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- **Calcul du moment réduit limite « μ_1 »**

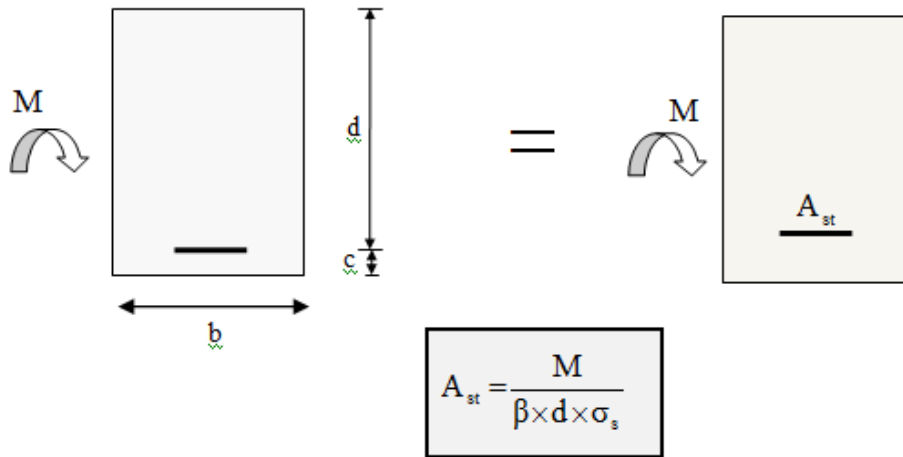
Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

- On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

1er cas :

$\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

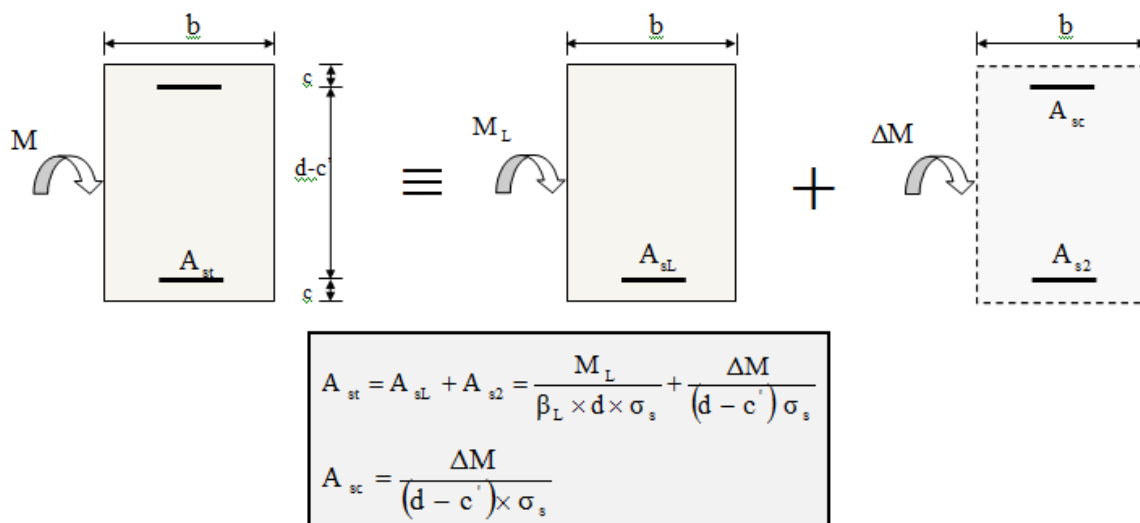
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



Disposition des armatures tendus S.S.A

2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



Disposition des armatures S.D.A

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Situation	Fe (MPa)	f _{c28} (MPa)	γ _b	γ _c	f _{bu} (MPa)	σ _{st} (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	21.73	400

Tab .VII.2.3 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs

➤ **Ferraillage :**

- les poutres principales :

- En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{49.11 \times 10^6}{350 \times 370^2 \times 14,2} = 0.072 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow$$

$$\beta = 0,963$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{49.11 \times 10^6}{0,963 \times 370 \times 348} = \mathbf{3.96 \text{ cm}^2}$$

- Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{108.63 \times 10^6}{350 \times 370^2 \times 14,2} = \mathbf{0.16} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = \mathbf{0,912}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{108.63 \times 10^6}{0.912 \times 370 \times 348} = \mathbf{9.25 \text{ cm}^2}$$

- Les poutres secondaires:

- En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21.27 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,2} = \mathbf{0,048} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = \mathbf{0,975}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{21.27 \times 10^6}{0.975 \times 320 \times 348} = \mathbf{1.95 \text{ cm}^2}$$

- Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,2} = \mathbf{0,16} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = \mathbf{0,912}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{70 \times 10^6}{0,912 \times 320 \times 348} = \mathbf{6.8 \text{ cm}^2}$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferrailage des poutres principales et secondaires de notre structure :

	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	B	A_{st}	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm^2)
En travée	49.11	0.072	SSA	0,963	3.96	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01
Aux appuis	108.63	0.16	SSA	0,912	9.25	3HA16(fil)+3HA14(chap)	10.65

Tab .VII.2.4 : ferrailage des poutres principales

	M_{max} (KN.m)	μ	obs	B	A_{st}	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm^2)
En travée	21.27	0,048	SSA	0,967	1.95	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01
Aux appuis	70	0,16	SSA	0,912	6.8	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01

Tab .VII.2.5 : Ferrailage des poutres secondaires

VII.2.4 Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

❖ **Calcul de la section minimale** $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_e}$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 MPa$

➤ **Poutres principales** $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 35 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,56 cm^2$

Aux appuis :

$A_{Adopte} = 10.65 cm^2 > A_{st}^{min} = 1,56 cm^2 \rightarrow$ **Condition Vérifiée.**

En travées :

$A_{Adopte} = 8.01 cm^2 > A_{st}^{min} = 1,56 cm^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Poutres Secondaire** : $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 cm^2$

Aux appuis :

$$A_{Adopt} = 8.01cm^2 > A_{st}^{min} = 1,16cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travées :

$$A_{Adopt} = 8.01cm^2 > A_{st}^{min} = 1,16cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$

Avec : T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 MPa\right) = 3,33 MPa \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale	T_{max}	58	35	37	0.44	3,33	Condition vérifiée
Secondaire	T_{max}	41.3	30	32	0.43	3,33	Condition vérifiée

Tab .VII.2.6 : Vérification aux cisaillements

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis:**
- **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que: $T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,9 \times \frac{f_{c28}bd}{\gamma_b}$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	\bar{T} (KN)	Observation
principale	T_{max}	58	35	37	25	1,5	777	Condition vérifiée
secondaire	T_{max}	41.3	30	32	25	1,5	576	Condition vérifiée

Tab .VII.2.7 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

• **Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Poutres	T_u^{\max} (KN)	M_u^{\max} (KN.m)	d (m)	$0,9 \times d$ (m)	$T_u + \frac{M_u}{0,9d}$	Observation
Principale	58.52	-108.63	0,37	0,333	-267.6	Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures
Secondaire	41	-70	0,32	0,288	-202	

Tab .VII.2.8 Influence de l'effort tranchant sur l'acier

• **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

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

➤ **Poutres Principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 1.6 = 30.14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{58.52 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 301.4} = 0.58 \text{ MPa}$$

✓ $\tau_{se} = 0.58 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{41 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 263.7} = 0.53 \text{ MPa}$$

✓ $\tau_{se} = 0.53 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91modifiée 99) :**

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec: $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$.

- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56.44 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = 42.32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0.4l_s$, pour les aciers HA.

- pour les ϕ_{16} : $L_a = 22.57 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19.75 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 16.92 \text{ cm}$

❖ **Calcul des armatures transversales:**

- **L'espacement des armatures transversales :**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\phi_l^{\min}, \frac{h}{4}, 30\text{cm}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Poutres	Zone	S_t (cm)	S_t adopter (cm)
principale	Nodale	$St = \min (12 \times 1.2; \frac{40}{4}; 30) = 10$	10
	Courante	$St = \frac{40}{2} = 20$	15
secondaire	Nodale	$St = \min (12 \times 1.2; \frac{35}{4}; 30) = 8.75$	10
	Courante	$St = \frac{35}{2} = 17.5$	15

Tab .VII.2.9 L'espacement des armatures transversales

- **le diamètre minimale:**

$$\phi \leq \min\{\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10}\}$$

▪ **Poutre principale:**

$$\emptyset \leq \min\left\{\frac{40}{35}; 1.6; \frac{35}{10}\right\} = \min\{1.14; 1.6; 3.5\} = 1.14 \text{ cm} = 11,4 \text{ mm.}$$

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

✓ Soit : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

▪ **Poutre secondaire:**

$$\emptyset \leq \min\left\{\frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right\} = \min\{1; 1.2; 3\} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\emptyset t = 8 \text{ mm.}$

✓ Soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

✓

❖ **Armatures transversales minimales:**

Selon le **RPA 99/version2003** la section d'armatures transversale doit vérifier :

➤ **Poutre principales :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > 1.57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaire :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > 1.35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.5 Vérification à L'ELS :

• **Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la **C.N.F** : $A_{st} \geq A_{\min}$

Avec: $A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

		A_{st}	A_{\min}	vérifications
Poutres principales	En travée	3.96	1.563	Condition vérifiée
	Aux appuis	9.25	1.563	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	1.95	1,159	Condition vérifiée
	Aux appuis	6.8	1,159	Condition vérifiée

Tab .VII.2.10 Condition de non fragilité du béton de la section minimale

• **Etat limite d'ouverture des fissures(Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :**

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 :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa (contrainte admissible)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec:} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \quad (\text{Armatures adoptées à l'ELU})$$

$$K_1 \text{ et } \beta_1: \text{ coefficients tirés des tableaux en fonction de } \rho = \frac{100 A_s}{bd}$$

Les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

Poutres		M _s (KN.m)	A _{ad} (cm ²)	b (cm)	d (cm)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
principale	Appuis	39.8	10.65	35	37	0.822	0.871	23.63	115.9	4.9	15	C.V
	Travée	35,8	4.62	35	37	0.357	0.907	38.76	234.3	6.04	15	C.V
Secondaire	Appuis	49.9	6.97	30	32	0.726	0.877	25.65	255	9.9	15	C.V
	Travée	39.6	3.39	30	32	0.353	0.907	39.35	150.2	3.8	15	C.V

Tab VII.2.11 Vérification des contraintes à ELS

Vérification de la flèche (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99) :

Grace au logiciel **ETABS**, nous avons pu obtenir la valeur de la flèche sur l'ensemble des travées.

La plus grande valeur de la flèche est dans la travée L = 5,10m (poutre principale) $f_{max} = 0,073 \text{ cm}$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{510}{500} = 1.02 \text{ cm.}$$

Avec :

l : la portée mesurée entre nus d'appuis.

\bar{f} : la valeur limite de la flèche.

D'où : $f_{max} = 0,073 \text{ cm} < \bar{f} = 1.02 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

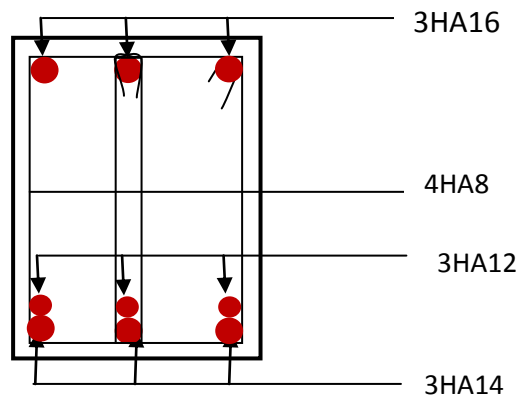


VII.2.6 Ferrailage des poutres :

➤ **Poutres principales :**

En travée :

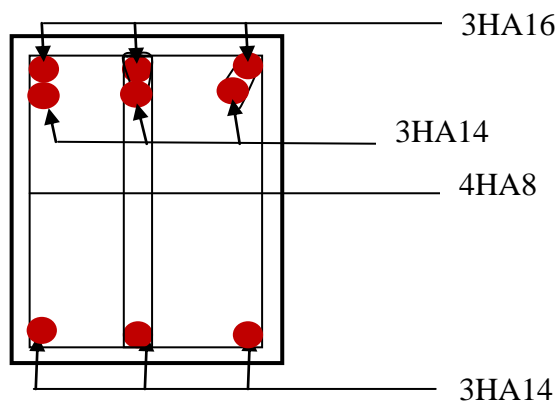
- Armatures longitudinales inférieures: 3HA14+3HA12 (chapeaux)
- Armatures longitudinales supérieures:3HA 16 (montage)
- Armatures transversale :1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8



VII.2.1. Ferrailage en travée d'une poutre principale.

Sur appuis:

- Armatures longitudinales (fibre supérieure) :3HA16+3HA14(chapeaux).
- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : 3HA14 (montage)
- Armatures transversales :1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

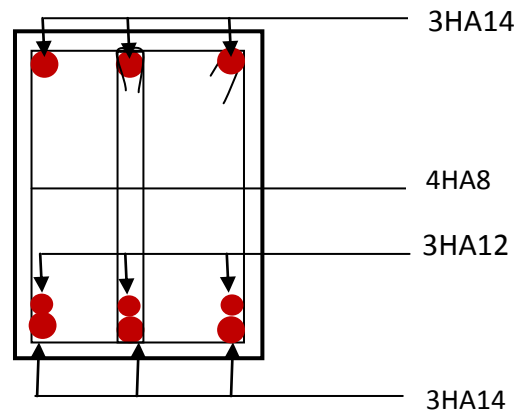


VII.2.2. Ferrailage aux appuis d'une poutre principale.

➤ Poutres secondaires :

En travée :

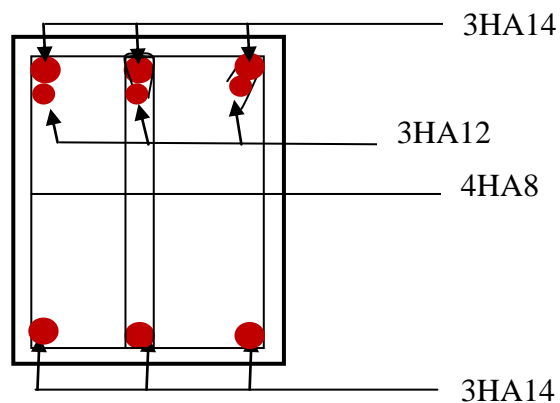
- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : 3HA14+3HA12 (chapeaux)
- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : 3HA14 (montage)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8



VII.2.3. Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

Sur appuis:

- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : 3HA14+ 3HA12 (chapeaux).
- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : 3HA14 (montage)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8



VII.2.4 Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

VII.3 VOILES

VII .3.1 Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

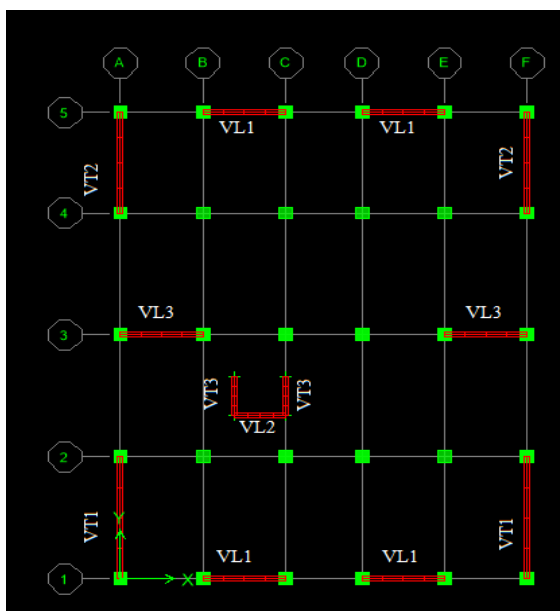
Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferriller par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopté me même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I** : RDC,1er,2eme,3eme,4eme étage
- **Zone II** : 5eme,6eme,7eme,8eme étage
- **Zone II** : 9, 10, 11,12ème étage

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit



*Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- $1.35G+1.5Q$ à l'ELU
- $G+Q\pm E$ RPA 2003

- 0.8G±E RPA 2003

VII .3.2 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : Section du voile $B = e \times L$

I : Inertie du voile

V, V': Bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \longrightarrow (\text{Art 7.7.4 RPA99/2003})$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L: longueur du voile.

Après on aura La longueur de la zone tendue **L_t** tel que :

$$L_t = L - L_c$$

VII .3.3 Déterminations des armatures :

1. Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Effort normale N_i	Effort normale N_{i+1}	Section d'armatures verticales (A_{vi})	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{min} > 4cm^2/ml$ $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	

Tab .VII.3.1 : Calcul des armatures verticales.

Avec :

e : épaisseur du voile

B : section du tronçon considéré ;

d : la longueur de la bande sur la quelle se fera le ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400\text{MPa}; \quad f_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348\text{MPa}; \quad f_{bc} = 14,20\text{MPa} \end{array} \right.$$

σ_{\max} : La contrainte la plus défavorable max

σ_{\min} : Contrainte la plus défavorable min

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

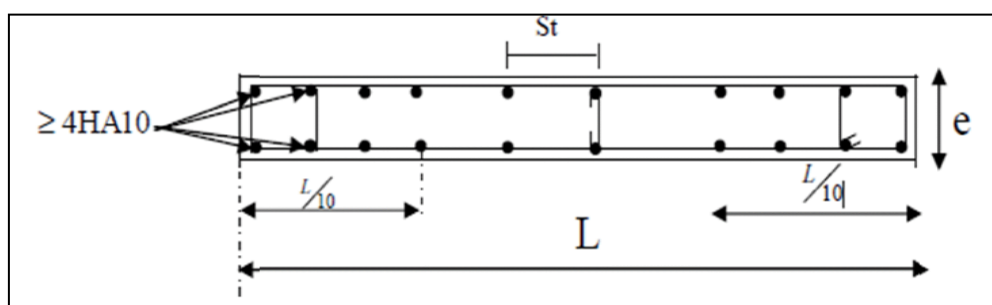


Fig.VII.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

2. Armatures horizontales :

D'après (Art 7.7.4.2 RPA99/2003) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieure dans chaque nappes d'armatures

Et d'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section des armatures verticales

3. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

4. Armatures de couture :

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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec:

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

*Remarque

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

6. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

a. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ A_h : 0,15%B globalement dans la section du voile.
- ✓ A_h : 0,10%B en zone courante.

Avec :

B : Section du béton

b. Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ S_t \leq 1,5e \quad \text{Avec : } e = 25\text{cm : épaisseur du voile} \right.$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

c. Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

d. Diamètre maximal :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égale à $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,11 = 0,1 \times 200 = 20\text{mm}.$$

VII .3.4 Les vérifications :

1. Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

- N_s : (G+Q) L'effort normal appliqué.
- B : section du béton.
- A : section des armatures adoptées (verticales).
- $\bar{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

2. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

➤ D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

➤ D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

Avec:

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

VII .3.5 Exemple de calcul :

1. Ferrailage des armatures :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale $L = 3,1m$ sur la zone1. (VL1)

a. Caractéristiques géométriques :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 3,1m \\ e = 25cm \\ B = 0,775m^2 \end{array} \right.$$

b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\begin{array}{l} \checkmark \sigma_{\max} = 3083,31 = \text{KN/m}^2 \\ \checkmark \sigma_{\min} = -7877,76 \text{KN/m}^2 \end{array}$$

*Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3083,31}{3083,31 + 7877,76} \times 3,1 = 0,87m$$

$$L_t = L - L_c = 3,1 - 0,87 = 2,23m$$

*Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{4,24}{2}; \frac{2}{3} \times 0,87\right) = \min(2,12; 0,58) = \mathbf{0,58m}$$

Avec :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4,59 - 0,35 = 4,24m$$

c. Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{7877,76(2,23 - 1,115)}{2,23} = \mathbf{3938,8KN/m^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{7877,76 + 3938,8}{2} \times 1,115 \times 0,25 = \mathbf{1646,9KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3938,8}{2} \times 1,115 \times 0,25 = \mathbf{548,98KN}$$

d. Calcul des armatures verticales :

1^{ere} band:

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1646,9}{400 \times 10^{-1}} = 41,17cm^2$$

2^{eme} band:

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{548,98}{400 \times 10^{-1}} = 13,72cm^2$$

e. Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{303,09 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{10,6cm^2}$$

f. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\% B\right)$$

$$= \max\left(\frac{1,115 \times 0,25 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 1,05 \times 0,25\right)$$

$$A_{\min} = \max(13,78; 5,25) = 14,64$$

g. Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (41.17) + \left(\frac{10,6}{4}\right) = 46.47 \text{cm}^2 / \text{bande}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (13.72) + \left(\frac{10,6}{4}\right) = 16.37 \text{cm}^2 / \text{bande}$

***Ferrailage adopté :**

Le ferrailage adopté est donné dans le tableau suivant

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 46.47 \text{cm}^2$	$2 \times 8\text{HA}20 = 50.27 \text{cm}^2$	$S_t = 15 \text{cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 16.37 \text{cm}^2$	$2 \times 7\text{HA}14 = 21,55 \text{cm}^2$	$S_t = 15 \text{cm}$

Tab .VII.3.2 : Ferrailage adopté.

1. Armatures horizontales:

✓ D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{50.27}{4} = 12.56 \text{cm}^2$

✓ D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 25 \times 223 = 8.36 \text{cm}^2$

On prend : $A_H = 12.56 \text{cm}^2$.

Soit : $12\text{HA}12 = 13.57 \text{cm}^2 / 1 \text{m}$ de hauteur ; avec $S_h = 10 \text{cm}$.

2. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **(4HA8)**

3. Les vérifications:

- **Vérification des escarpement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{cm}$ et 15cm \longrightarrow **Condition vérifiée.**

$S_h = 10\text{cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{2757,28 \times 10^3}{0,775 \times 10^6 + 15 \times 71,8 \times 10^2} = 3,12\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,12\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

- Vérification des contraintes de cisaillement :

✓ Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e.d} = \frac{1,4 \times 355,54 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3100} = 0,713\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$\tau_b = 0,713\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{303,09 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3100} = 0,43\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 3,26\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,43\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

Le ferrailage de tous les voiles dans chaque zone est résumé dans les tableaux suivant :

	Zones	Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,1	3,1	3,1		
	e (m)	0,25	0,25	0,25		
	B (m)	0,775	0,775	0,775		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3083,31	2126,14	1620,17		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7877,76	-5078,88	-3870,53		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	303,09	212,19	150,53		
	L _t (m)	2,23	2,19	2,19		
	L _c (m)	0,87	0,91	0,91		
	d (m)	1,114	1,093	1,093		
	σ_1 [KN/m ²]	3938,880	2539,440	1935,265		
	N (kN)	N ₁	1645,45	1040,48	792,95	
		N ₂	548,484	346,827	264,317	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	41,14	26,01	19,82	
		A _{v2}	13,71	8,67	6,61	
	A _{vi} (cm ²)		11,67	8,17	5,80	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	44,05	28,05	21,27	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	16,63	10,71	8,06	
	A _{min} (cm ²)		14,62	14,34	14,34	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	50,27	30,16	24,63	
		Bonde 2	21,55	15,83	15,83	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 8HA20	2x 8HA16	2x 8HA14
			Bonde 2	2x7HA14	2x 7HA12	2 x 7HA12
S _t (cm)		Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	
		Bonde 2	15cm	15 cm	15 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4,18	4,10	4,10		
A _H /nappe (cm ²)		12,57	7,54	6,16		
Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA12	12HA10	12HA10		
ep =10cm		(A=13,57cm ²)	(A=9,42cm ²)	(A=9,42cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,435	0,304	0,216	
		τ_b (MPa)	0,608	0,426	0,302	
	ELS	N _s (kN)	2757,28	1840,8	1018,84	
σ_b (MPa)		3,12	2,18	1,22		

VII.3.3 :Ferailage des voiles (VL1, VL2)=3.1m

	Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,93	1,93	1,93	
	e (m)		0,25	0,25	0,25	
	B (m)		0,4825	0,4825	0,4825	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		2665,3	2116,63	1126,33	
	σ_{\min} [KN/m ²]		-4244,96	-3765,12	-1541,21	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		263,41	141,7	376,13	
	L _t (m)		1,19	1,24	1,12	
	L _c (m)		0,74	0,69	0,81	
	d (m)		0,593	0,618	0,558	
	σ_1 [KN/m ²]		2122,480	1882,560	770,605	
	N (kN)	N ₁	471,83	436,09	161,12	
		N ₂	157,275	145,365	53,706	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11,80	10,90	4,03	
		A _{v2}	3,93	3,63	1,34	
	A _{vi} (cm ²)		10,14	5,46	14,48	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	14,33	12,27	7,65	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6,47	5,00	4,96	
	A _{min} (cm ²)		7,78	8,11	7,32	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18,47	13,57	13,57	
		Bonde 2	9,05	9,05	9,05	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 6HA14	2x 6HA12	2x 6HA12
			Bonde 2	2x4HA12	2x4HA12	2 x4HA12
S _t (cm)		Bonde1	12 cm	12 cm	12 cm	
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,22	2,32	2,09		
A _H /nappe (cm ²)		4,62	3,39	3,39		
Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA10/nappe	8HA8/nappe	8HA8/nappe		
ep =15cm		(A=6,28cm ²)	(A=4,02cm ²)	(A=4,02cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,607	0,326	0,866	
		τ_b (MPa)	0,849	0,457	1,213	
	ELS	N _s (kN)	846,02	631,78	376,13	
σ_b (MPa)		1,62	1,22	0,73		

VII.3.4 :FERRAILLAGE DES VOILE (VL3)=1.93m

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	5,1	5,1	5,1	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	1,275	1,275	1,275	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4787,32	3461,12	3162,04	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6694,52	-4878,81	-3958,31	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	1344,86	941,14	596,07	
	L _t (m)	2,97	2,98	2,84	
	L _c (m)	2,13	2,12	2,26	
	d (m)	1,487	1,492	1,418	
	σ_1 [KN/m ²]	3347,260	2439,405	1979,155	
	N (kN)	N ₁	1866,25	1364,60	1052,11
		N ₂	622,082	454,868	350,702
	A _v (cm ²)	A _{v1}	46,66	34,12	26,30
		A _{v2}	15,55	11,37	8,77
	A _{vi} (cm ²)		51,78	36,23	22,95
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	59,60	43,17	32,04
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	28,50	20,43	14,50
	A _{min} (cm ²)		19,51	19,58	18,61
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	69,12	44,23	33,87
		Bonde 2	5,65	5,65	3,93
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x11HA20	2x11HA16	2x11HA14
		Bonde 2	2x8HA16	2x8HA14	2x8HA12
	S _t (cm)	Bonde1	14 cm	14 cm	14 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		5,58	5,59	5,32
	A _H /nappe (cm ²)		17,28	11,06	8,47
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA14/nappe	12HA12/nappe	12HA10/nappe
ep =10cm		(A=18,47cm ²)	(A=13,57cm ²)	(A=9,42cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,172	0,820	0,519
		τ_b (MPa)	1,641	1,148	0,727
	ELS	N _s (kN)	2613,14	1994,8	1554,2
σ_b (MPa)		1,88	1,48	1,17	

VII.3.5 : FERRAILAGE DES VOILE (VT1)=5.1m

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,2	4,2	4,2		
	e (m)	0,25	0,25	0,25		
	B (m)	1,05	1,05	1,05		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3216,77	2858,19	1843,66		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6636,81	-4487,1	-3121,96		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	563,32	479,45	402,63		
	L _t (m)	2,83	2,57	2,64		
	L _c (m)	1,37	1,63	1,56		
	d (m)	1,414	1,283	1,320		
	σ_1 [KN/m ²]	3318,405	2243,555	1560,980		
	N (kN)	N ₁	1760,13	1079,31	772,86	
		N ₂	586,711	359,769	257,621	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	44,00	26,98	19,32	
		A _{v2}	14,67	8,99	6,44	
	A _{vi} (cm ²)		21,69	18,46	15,50	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	49,43	31,60	23,20	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	20,09	13,61	10,32	
	A _{min} (cm ²)		18,56	16,84	17,33	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	50,27	32,17	24,63	
		Bonde 2	21,55	15,83	15,83	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x8HA20	2x8HA16	2x8HA14
			Bonde 2	2x7HA14	2x7HA12	2x7HA12
S _t (cm)		Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	
		Bonde 2	20cm	20 cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,30	4,81	4,95		
A _H /nappe (cm ²)		12,57	8,04	6,16		
Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA12/nappe	12HA10nappe	12HA10/nappe		
ep =20cm		(A=13,57cm ²)	(A=8,64cm ²)	(A=8,64cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,596	0,507	0,426	
		τ_b (MPa)	0,835	0,710	0,596	
	ELS	N _s (kN)	1636,61	1491,23	983,88	
σ_b (MPa)		1,41	1,33	0,89		

VII.3.6 : FERRAILAGE DES VOILE (VT2)=4.2m

	Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		5,1	5,1	5,1	
	e (m)		0,25	0,25	0,25	
	B (m)		1,275	1,275	1,275	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		4787,32	3461,12	3162,04	
	σ_{\min} [KN/m ²]		-6694,52	-4878,81	-3958,31	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		1344,86	941,14	596,07	
	L _t (m)		2,97	2,98	2,84	
	L _c (m)		2,13	2,12	2,26	
	d (m)		1,487	1,492	1,418	
	σ_1 [KN/m ²]		3347,260	2439,405	1979,155	
	N (kN)	N ₁	1866,25	1364,60	1052,11	
		N ₂	622,082	454,868	350,702	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	46,66	34,12	26,30	
		A _{v2}	15,55	11,37	8,77	
	A _{vi} (cm ²)		51,78	36,23	22,95	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	59,60	43,17	32,04	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	28,50	20,43	14,50	
	A _{min} (cm ²)		19,51	19,58	18,61	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	69,12	44,23	33,87	
		Bonde 2	5,65	5,65	3,93	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x11HA20	2x11HA16	2x11HA14
			Bonde 2	2x8HA16	2x8HA14	2x8HA12
S _t (cm)		Bonde1	10cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		5,58	5,59	5,32		
A _H /nappe (cm ²)		17,28	11,06	8,47		
Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA14/nappe	12HA12/nappe	12HA10/nappe		
ep =10cm		(A=18,47cm ²)	(A=13,57cm ²)	(A=9,42cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	1,172	0,820	0,519	
		τ_b (MPa)	1,641	1,148	0,727	
ELS	N _s (kN)	2613,14	1994,8	1554,2		
		σ_b (MPa)	1,88	1,48	1,17	

VII.3.5 : FERRAILAGE DES VOILE (VT1)=5.1m

VIII.1) Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol.

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.

c) Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

d) Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VIII.2) Dimensionnement :

1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{60}{60} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carré

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

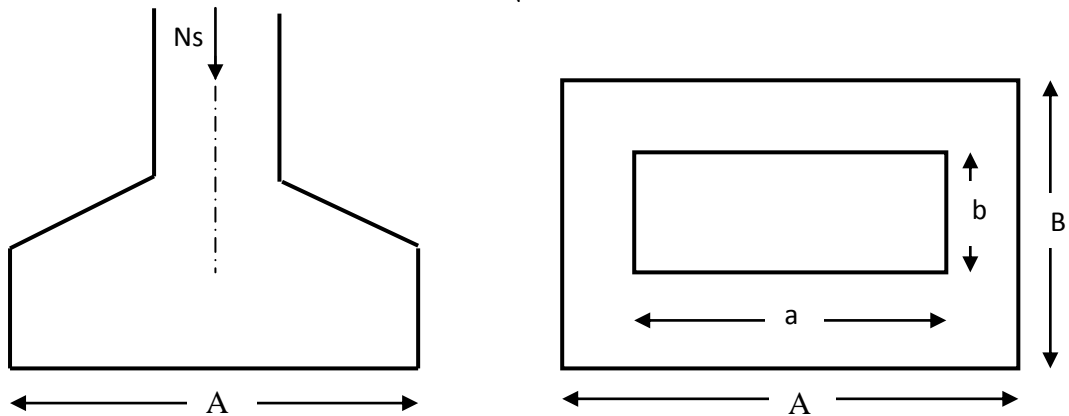


Fig. VIII.1: Dimensionnement d'une fondation.

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1636.02 [KN]$$

$$\sigma_{sol} = 0,25 [MPa] = 250 [KN/m^2]$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1636.02}{250}} = 2.55[m] \Rightarrow A = B = 2.55 [m]$$

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au risque de chevauchement, alors il faut passer aux semelles filantes.

2. Semelles filantes :

❖ **Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle sous voile.
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0,25 \text{ MPa}$).

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Voiles	N_{ser} (KN)	L (m)	B (m)	$S1 = B.L$ (m^2)
1	4820.12	9,3	4.39	40.83
2	852.89	1,6	1.84	2.94
3	5892.72	9,3	4.85	45.1
Totale =				88.87

Tab .VIII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	N_{ser} (KN)	L (m)	B (m)	$S2 = B.L$ (m^2)
1	5349.21	6,2	4.62	28.64
2	6210.81	6,2	4.98	30.85
3	5542.87	6,2	4.71	29.20
Totale =				88.69

Tab .VIII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

*La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = \sum S1 + S2 = 177.56 \text{ m}^2$

a. Dimensionnement des semelles continues sous poteaux :

Nous aurons à étudier uniquement le portique le plus sollicité:

*La longueur totale de la semelle est de **15,25m**.

***Etape du calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _S (KN)	M _S (KN/m)	e _i (m)	N _S .e _i (KN.m)
1	1217.8	-3.804	-7,265	-8847.31
2	1494.02	0.297	-4,525	-6760.44
3	1152.43	2.387	-1,425	-1642.21
4	1552.54	-0.783	1,425	2212.36
5	1605.03	-1.812	4,525	7262.76
6	1269.23	2.883	7,265	9220.95
Total	8291.05	-0.832		1446.11

Tab .VIII.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{1446.11 - 0.832}{8291.05} = 0,17 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,17 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{15,25}{6} = 2,54 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_S}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L} \right) = \frac{8291.05}{15,25} \left(1 - \frac{6.0.17}{15,25} \right) = 507.31 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{8291.05}{15,25} \left(1 + \frac{6.0,17}{15,25} \right) = 580.04 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{8291.05}{15,25} \left(1 + \frac{3.0,17}{15,25} \right) = 561.86 \text{ KN/m.}$$

b) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{561.86}{250} = 2.247 \text{ m.}$$

On prend $B = 2.25 \text{ m}$.

On aura donc, $S_p = (2,25 \times 3 \times 15,25) = 102.93 \text{ m}^2$.

$$S_v = 177.56 \text{ m}^2.$$

$$S_t = 177.56 + 102.93 = 280.49 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment est : $(19.95 \times 15.60) = 311.22 \text{ m}^2$

$$\frac{280.49}{311.22} = 90.12 \%$$

❖ **Remarque :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII.3) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier, il est :

- Le radier est rigide dans son plan horizontal,
- Il permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Il semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
 - Facilité de coffrage et de ferrailage ;
 - Rapidité d'exécution.

VIII.3.1) Pré dimensionnement du radier :

1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

2) Selon la condition forfaitaire :

➤ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : Portée maximale

$$L_{\max} = 5,10 \text{ m} \quad 63,75\text{cm} \leq h \leq 102\text{cm}$$

On prend : $h = 100 \text{ cm}$

➤ **Sous poteaux**✓ **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{510}{20} = 25,5\text{cm}$$

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

✓ **La nervure :**• **La hauteur de la nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{510}{10} = 51\text{cm}$$

On prend $h_n = 60\text{cm}$

- **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40\text{MPa}$

L_{\max} : Portée maximale ($L = 5,10$)

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

I : Inertie de la section du radier (b = 1m)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5,1}{3,14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 1 \text{ m}$$

• **Largeur de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \longrightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend : $b_n = 55 \text{ cm}$

❖ **Conclusion :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Dalle :

Épaisseur h = 40cm

Nervure :

Hauteur h = 100cm

Largueur b = 55cm

A. Détermination des efforts à la base :

Charge permanente : G = 62431.82 KN

Charge d'exploitation : Q = 8449.23 KN

a) Combinaisons d'actions :

✓ **ELU:**

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5 Q = 96956.80 \text{ KN}$$

✓ **ELS:**

$$N_{s1} = G + Q = 70881.05 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface nécessaire du radier :

✓ **ELU:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{96956.80}{1,33 \times 250} = 291.59 \text{ m}^2$$

✓ **ELS:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{70881.05}{1,33 \times 250} = 213.17 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 311.22 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1 \text{ "ELU"}; S_2 \text{ "ELS"}) = 291.59 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right)$$

Nous prenons : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$\longrightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 311.22 + 0,5 \times 2 \times (19,95 + 15,60) = 346.77 \text{ m}^2$$

B. Détermination des efforts à la base du radier :

➤ **Poids du radier :**

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$$

$$= (346.77 \times 0,4) \times 25 = 3467.7 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = \mathbf{3467.7 \text{ KN}}$$

Poids de la nervure :

$$P_{\text{ner}} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$= [(0,55 \times (1 - 0,40)) \times ((19,95 \times 6))] \times 25 = 987.52 \text{ KN}$$

$$P_n = \mathbf{987.52 \text{ KN.}}$$

Poids de T.V.O :

$$P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_{TVO}]$$

Avec : $S_{ner} = (19,95 \times 0,55 \times 6) = 65.835m^2$

$$P_{T.V.O} = [(346.77 - 65.835) \times (1 - 0,4)] \times 20 = 3371.22KN.$$

$$\mathbf{P_{T.V.O} = 3371.22KN}$$

Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{df} = S_{rad} \times ep \times \rho_b$$

$$= 346.77 \times 0,1 \times 25 = 2603,3KN. \quad (ep = 10cm).$$

$$\mathbf{P_{df} = 866.925 KN.}$$

Poids totale du radier :

$$G_{rad} = 3467.7 + 987.52 + 3371.22 + 866.925 = 8693.36 KN.$$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 62431.82 + 8693.36 = 71125.18 KN$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 8449.23 + (2,5 \times 346.77) = 9316.155 KN$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$N_u = 1,35 \times 71125.18 + 1,5 \times 9316.155 = 109993.22 KN$$

$$N_s = 71125.18 + 9316.155 = 80441.33 KN$$

VIII.4) Vérifications :

1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$ ou $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$

Avec : $b = 100cm;$

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36cm,$$

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{109993.22 \times 1}{346.77} \times \frac{5,1}{2} = 808.84 KN$$

$$\tau_u = \frac{808.84}{1 \times 0,36} \times 10^{-3} = 2.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = \min\{2,5\text{MPa}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 2.24\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification de la stabilité du radier :

✓ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{L_X}{2} = \frac{15,60}{2} = 7,8 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{19,95}{2} = 9,975\text{m};$$

✓ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 10322.19 \text{ m}^4; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 6311.54 \text{ m}^4;$$

La stabilité du radier consiste, à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0.h$$

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

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

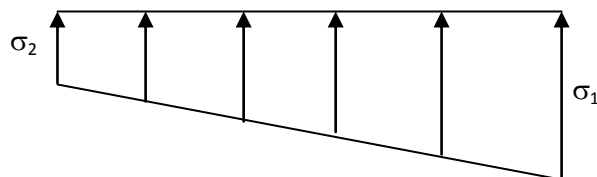


Fig. VIII.2 Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 250\text{KN/m}^2; \quad 1,33\sigma_{sol} = 332,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I}$$

Calcul les moments de renversement :

$$M_{X-X} = 36413,738 + (2302,60 \times 1) = 38716,33\text{KN.m}$$

$$M_{Y-Y} = 16309,053 + (2508,7 \times 1) = 18817,75\text{KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal :**

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{109993,22}{346,77} \pm \frac{38716,33}{10322,19} \times 7,8$$

$$\sigma_1 = 346,45\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 287,93 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 346,45 + 287,93}{4} = 331,82 \text{ [KN/m}^2] \\ 1,33 \times \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332,5 \text{ [KN/m}^2] \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{80441,33}{346,77} \pm \frac{38716,33}{10322,19} \times 7,8$$

$$\sigma_1 = 261,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 202,72\text{KN/m}^2$$

D'où

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 261,23 + 202,60}{4} = 246,60 \text{ [KN/m}^2] \\ \sigma_{sol} = 250 \text{ [KN/m}^2] \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Sens transversal :**✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{109993,22}{346,77} \pm \frac{18817,75}{6311,54} \times 9,975$$

$$\sigma_1 = 346,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 287,45 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 346,93 + 287,45}{4} = 328,90 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ 1,33 \times \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332,5 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{80441,33}{346,77} \pm \frac{18817,75}{6311,54} \times 9,975$$

$$\sigma_1 = 261,71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 202,23 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 261,23 + 202,60}{4} = 246,85 \text{ [KN/m}^2\text{]} \\ \sigma_{sol} = 250 \text{ [KN/m}^2\text{]} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

3) Vérification au poinçonnement (Art A.5.2 4 BAEL91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

 N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier. a : Epaisseur du voile ou du poteau. b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

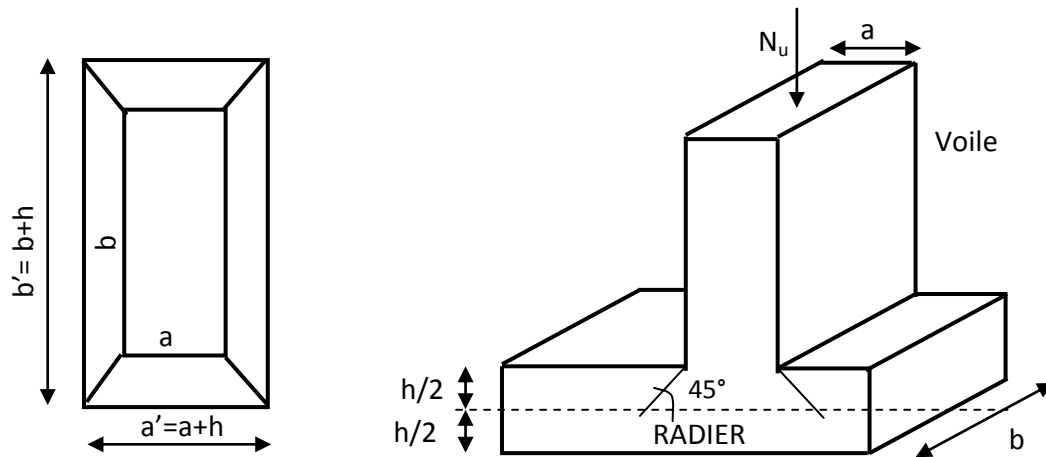


Fig. VIII.3: Périmètre utile des voiles et des poteaux

✓ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2(a + b) = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,50 + 0,50 + 2 \times 1) = 6\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4500\text{KN}$$

$$N_u = 1838,03 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4500 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bande de 01 ml du voile

$$N_u = 6676,36 \text{ KN}, e = 25 \text{ cm}, b = 1\text{m}$$

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,25 + 1 + 2 \times 1) = 6,5\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,5 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4500 \text{ KN}$$

$$N_u = 3676,36 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4500 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.5) Ferrailage du radier :

1) **Étude de la dalle :**

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

▪ **Panneaux encastrés sur 4 appuis**

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

✓ Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0X} = \mu_X q_u L_X^2$

✓ Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0Y} = \mu_Y M_{0X}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

❖ **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

▪ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{3,1}{5,1} = 0,607 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_X = 0,0812 \\ \mu_Y = 0,305 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A'ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 331,82 - \frac{8693,36}{346,77} = 306.75 \text{ KN/m}^2$$

✓ **A'ELS**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 246.85 - \frac{8693.36}{346.77} = 221.78 \text{ KN/m}^2$$

a. Calcul à l'ELU :

1) Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_x = 0,0812 \times 306.75 \times 3,1^2 = 239.37 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,305 \times 239.37 = 73.01 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5 M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastresments de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

Le sens x-x :

Moments aux appuis

$$M_{ua} = 0,5 M_x$$

$$= 0,5 \times 239.37$$

$$= 119.69 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_x$$

$$= 0,75 \times 239.37$$

$$= 179.52 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{179,52 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,092$$

$$\mu_u = 0,092 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,07 \longrightarrow \beta_1 = 0,952$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{179,52 \times 10^3}{0,952 \times 37 \times 348} = 14.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **8HA16/ml = 16,08 [cm²/ml]** avec un espacement de 12,5[cm].

Aux appuis :

Le signe (-) désigne que la fibre inférieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{119,69 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,06$$

$$\mu_u = 0,06 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,06 \longrightarrow \beta_1 = 0,969$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{119.69 \times 10^3}{0,969 \times 37 \times 348} = 9.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **8HA14/ml = 12.31 m²** avec un espacement de **12.5 [cm]**.

Le sens y-y:

Moments aux appuis

$$M_{ua} = 0,5 M_y$$

$$= 0,5 \times 73.01$$

$$= \mathbf{36.51 \text{ KN.m}}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_y$$

$$= 0,75 \times 73.01$$

$$= \mathbf{54.76 \text{ KN.m}}$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{54.76 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,028$$

$$\mu_u = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,028 \longrightarrow \beta_1 = 0,986$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^y}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{54.76 \times 10^3}{0,986 \times 37 \times 348} = 4,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5HA14/ml** = 7,70cm² avec un espacement de **25 [cm]**

Aux appuis :

Le signe (-) désigne que la fibre inférieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{36.51 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,01$$

$$\mu_u = 0,01 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,01 \longrightarrow \beta_1 = 0,995$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_1 d \square_{st}} = \frac{36.51 \times 10^3}{0,995 \times 37 \times 348} = 2,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5HA12/ml** = 5,65cm² avec un espacement de **25 [cm]**

❖ Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

b. Vérification à l'E.L.U :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

		A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
x-x	ELU	16,08	4,47	Condition Vérifiée
		12,31		Condition Vérifiée
y-y	ELS	7,70	4,47	Condition Vérifiée
		5,65		Condition Vérifiée

Tab .VIII.4 : vérification de la section minimale

➤ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement 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 :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 12,5 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$\text{b. } S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul à l'ELS

1) Evaluation des moments M_x et M_y :

$$M_x = 0,0861 \times 221,78 \times 3,1^2 = 183,51 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,476 \times 183.51 = 87.35 \text{ KN.m}$$

Le sens x-x :

Moments aux appuis

$$\begin{aligned} M_{sa} &= 0,5 M_x \\ &= 0,5 \times 183.51 \\ &= \mathbf{91.76 \text{ KN.m}} \end{aligned}$$

Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{ut} &= 0,75 M_x \\ &= 0,75 \times 183.51 \\ &= \mathbf{137.63 \text{ KN.m}} \end{aligned}$$

Le sens y-y:

Moments aux appuis

$$\begin{aligned} M_{ua} &= 0,5 M_y \\ &= 0,5 \times 87.35 \\ &= \mathbf{43.67 \text{ KN.m}} \end{aligned}$$

Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{ut} &= 0,75 M_y \\ &= 0,75 \times 87.35 \\ &= \mathbf{65.51 \text{ KN.m}} \end{aligned}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

Exemple de calcul :

Sens x-x :

➤ Aux appuis : $A_s = 12.31 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 12.31}{100 \times 37} = 0,333 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,910 \\ K1 = 40.56 \longrightarrow K = 0,02 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{91.76 \times 10^3}{0,910 \times 37 \times 12.31} = 221.38 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 4,427 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

Sens	Zone	A_s	M_s^{ser}	ρ	β	k_1	k	δ_s	δ_s	obs	δ_{bc}	δ_{bc}	obs
x-x	Appuis	12.31	91.76	0,333	0,910	40.56	0,02	221.38	400	CV	4,427	15	CV
	Travée	16.08	137.63	0.435	0.890	34.75	0.03	259.9	400	CV	7.797	15	CV
y-y	Appuis	5.65	43.67	0.153	0.936	62.52	0.016	223.18	400	CV	3.570	15	CV
	Travée	7.70	65.51	0.208	0.927	53.03	0.019	248.05	400	CV	4.713	15	CV

Tab .VIII.5 : Vérification des contraintes dans le béton

2) Étude du débord :

Débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

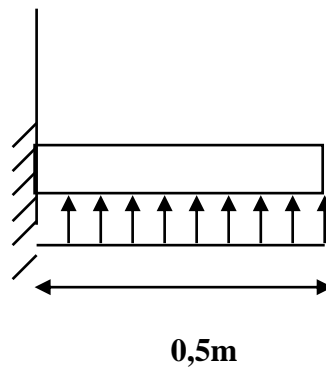


Fig. VIII.4 : Schéma statique du débord

a. Sollicitations de calcul :

✓ ELU :

$$q_{um} = 235,41 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = -\frac{q_{um} L^2}{2} = \frac{-306.75 \times 0,50^2}{2} = - 38.34 \text{ KN.m}$$

✓ **ELS:**

$$q_{sm} = 221.78 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_{sm}L^2}{2} = \frac{-221.78 \times 0,50^2}{2} = -27.72 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des armatures :

1) **Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 37 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{38.34 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0.020$$

$$\mu = 0,020 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,020 \longrightarrow \beta_1 = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{38.34 \times 10^3}{0,990 \times 37 \times 348} = 3.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

1) **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 2,82 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25cm**

c) Vérification à l'ELS :

➤ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 37} = 0,15$$

$$\rho_1 = 0,15 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,936 ; K_1 = 63,12$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{27,72 \times 10^6}{0,936 \times 370 \times 5,65 \times 10^2} = 141,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 2,26 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 141,67 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ 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 prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

3) Étude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

❖ Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

Charge trapézoïdale :

▪ Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant} \quad l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant} \quad l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

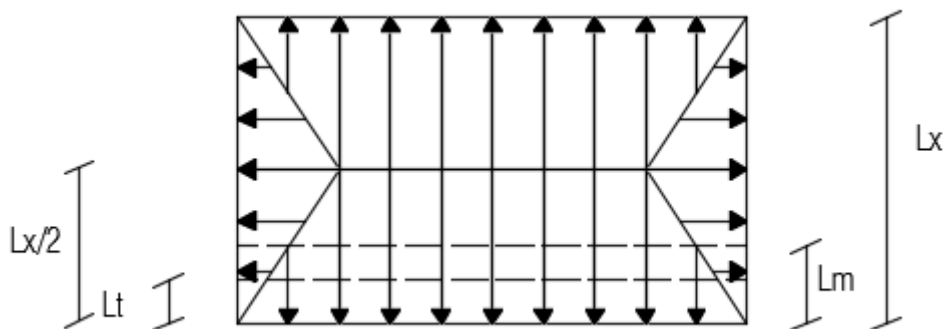


Fig. VIII.5 : Représentation des charges trapézoïdales

▪ Le Chargement simplifié

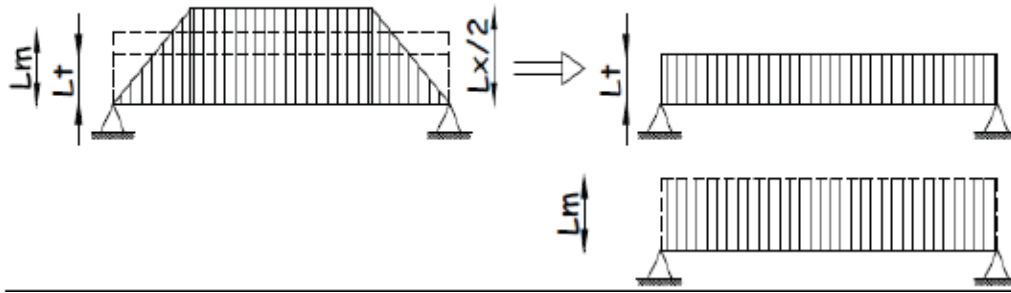


Figure VIII.6 : Présentation du chargement simplifié

Charge triangulaire :

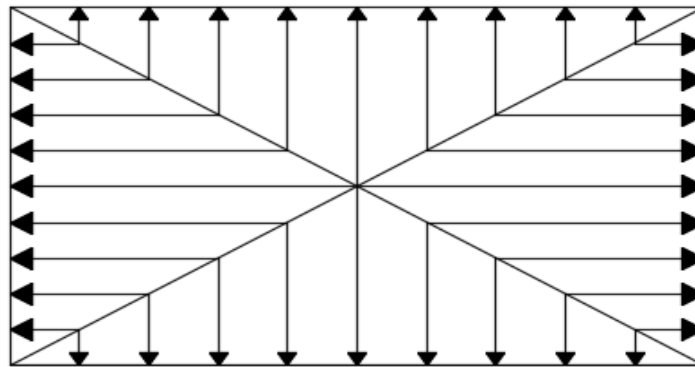


Figure VIII.7 : Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $I_m = 0,333 \times I_x$

Effort tranchant : $I_t = 0,25 \times I_x$

b) Charges à considérer :

- Pour les moments fléchissant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times I_m \\ Q_s = q_s \times I_m \end{cases}$$

- Pour les efforts tranchant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times I_t \\ Q_s = q_s \times I_t \end{cases}$$

c) Détermination des charges :

✓ **ELU:**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right)$$
$$= \left(328.90 - \frac{8693.36}{346.77} - \frac{987.52}{64.35} \right)$$

$$q_u = 288.48 \text{ KN/m}^2$$

✓ **ELS:**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right)$$
$$= \left(246.85 - \frac{8693.36}{346.77} - \frac{987.52}{64.35} \right)$$

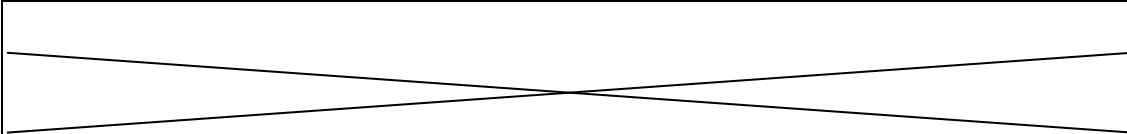
$$q_s = 206.43 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

										Moments fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L_x	L_y	ρ	Charge	L_m	L_t	q_u	q_s	Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A-B	1	3,1	5,1	0,607	trapézoïdale	1.361	1.264	288.48	206.43	392.62	785.24	280.95	561.9	364.64	729.28	260.93	521.86
	2	3,1	5,1	0,607	trapézoïdale	1.361	1.264	288.48	206.43	392.62		280.95		364.64		260.93	
B-C	1	3,1	5,1	0,607	trapézoïdale	1.361	1.264	288.48	206.43	392.62	785.24	280.95	561.9	364.64	729.28	260.93	521.86
	2	3,1	5,1	0,607	trapézoïdale	1.361	1.264	288.48	206.43	392.62		280.95		364.64		260.93	
C-D	1	2,85	5,1	0,558	trapézoïdale	1.251	1.163	288.48	206.43	360.89	721.78	258.24	517.9	335.50	671	240.08	480.16
	2	2,85	5,1	0,558	trapézoïdale	1.251	1.163	288.48	206.43	360.89		258.24		335.50		240.08	
D-E	1	3,1	5,1	0,607	trapézoïdale	1.361	1.264	288.48	206.43	392.62	785.24	280.95	561.9	364.64	729.28	260.93	521.86
	2	3,1	5,1	0,607	trapézoïdale	1.361	1.264	288.48	206.43	392.62		280.95		364.64		260.93	
E-F	1	3,1	5,1	0,607	trapézoïdale	1.361	1.264	288.48	206.43	392.62	785.24	280.95	561.9	364.64	729.28	260.93	521.86
	2	3,1	5,1	0,607	trapézoïdale	1.361	1.264	288.48	206.43	392.62		280.95		364.64		260.93	

Tab .VIII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)



										Moments fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _{um}	ΣQ _{um}	Q _{sm}	ΣQ _{sm}	Q _{ut}	ΣQ _{ut}	Q _{st}	ΣQ _{st}
1-2	1	3,1	5,1	0,607	trapézoïdale	2.239	2.080	288.48	206.43	645.91	1291.82	462.19	924.38	600.04	1200.08	429.37	858.74
	2	3,1	5,1	0,607	trapézoïdale	2.239	2.080	288.48	206.43	645.91		462.19		600.04		429.37	
2-3	1	3,1	5,1	0,607	trapézoïdale	2.239	2.080	288.48	206.43	645.91	1291.82	462.19	924.38	600.04	1200.08	429.37	858.74
	2	3,1	5,1	0,607	trapézoïdale	2.239	2.080	288.48	206.43	645.91		462.19		600.04		429.37	
3-4	1	3,1	5,1	0,607	trapézoïdale	2.239	2.080	288.48	206.43	645.91	1291.82	462.19	924.38	600.04	1200.08	429.37	858.74
	2	3,1	5,1	0,607	trapézoïdale	2.239	2.080	288.48	206.43	645.91		462.19		600.04		429.37	
4-5	1	3,1	4,2	0,738	trapézoïdale	1.718	1.529	288.48	206.43	495.61	991.22	354.65	709.3	441.09	882.18	315.63	631.26
	2	3,1	4,2	0,738	trapézoïdale	1.718	1.529	288.48	206.43	495.61		354.65		441.09		315.63	

Tab .VIII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

d) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

1) Sens transversal

✓ ELU

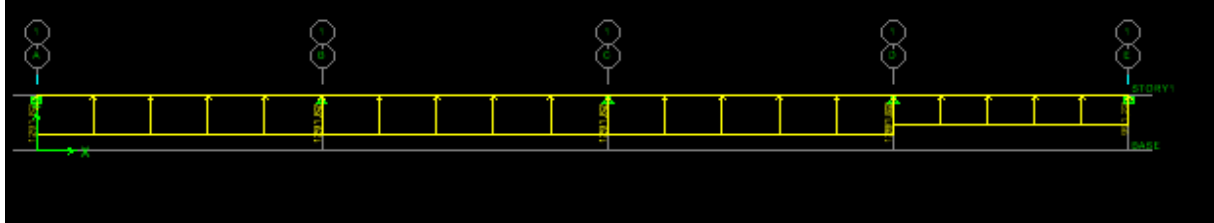


Fig.VII.8 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

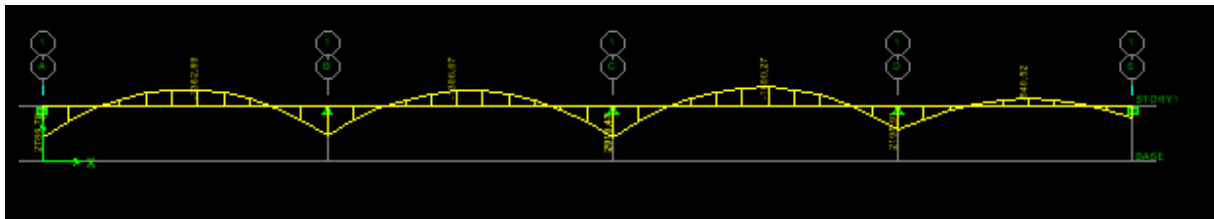


Fig.VII.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

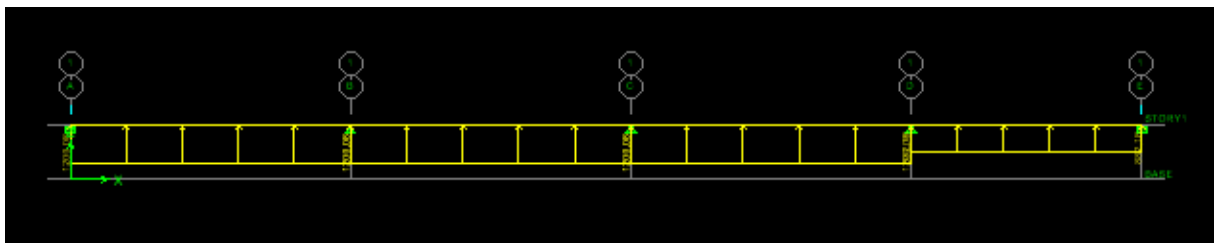


Fig.VII.10 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

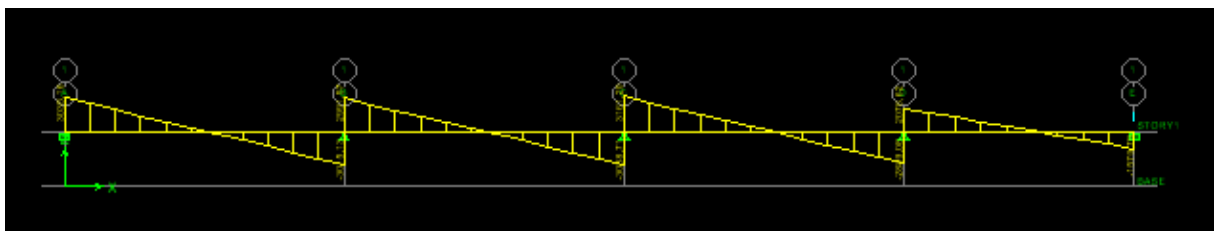


Fig.VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS

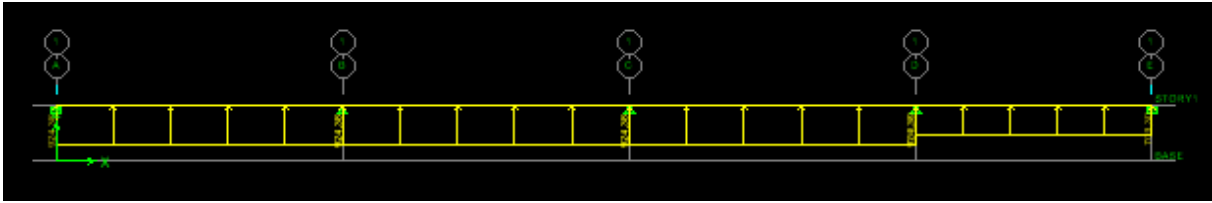


Fig.VII.12 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

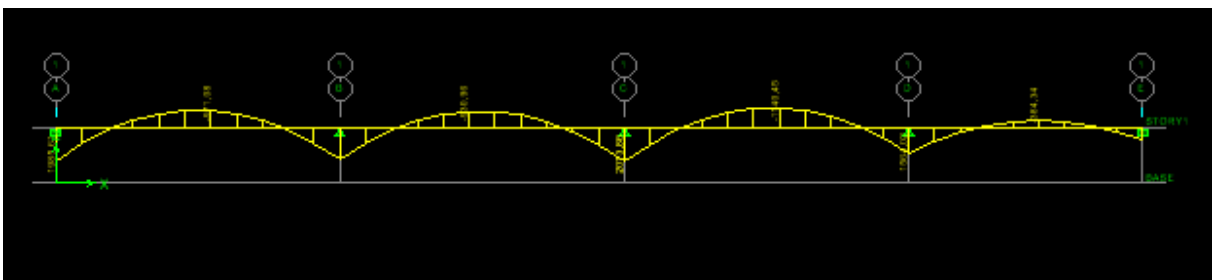


Fig.VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

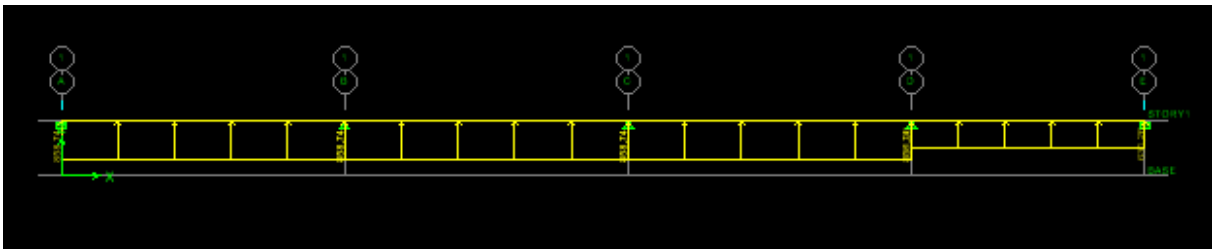


Fig.VII.14 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

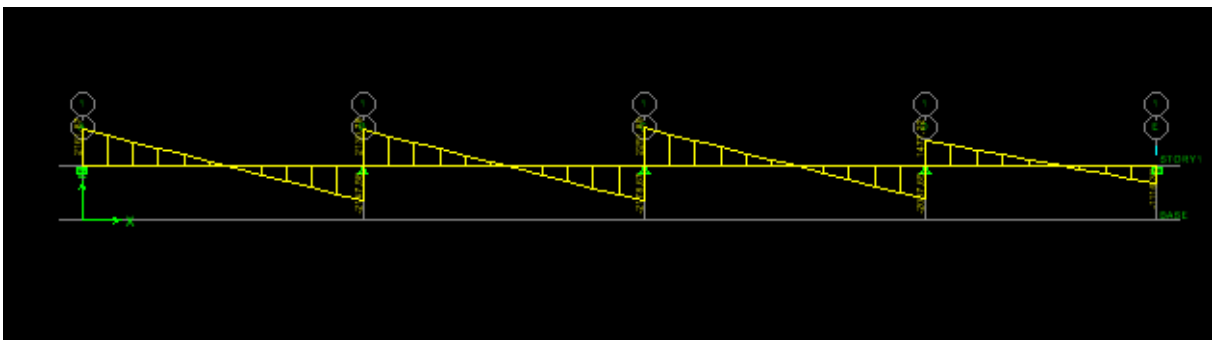
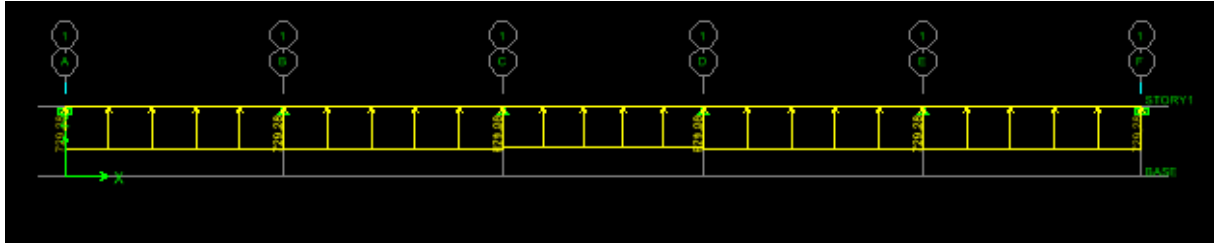


Fig.VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

➤ Sens longitudinale

✓ ELU



VII.16 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

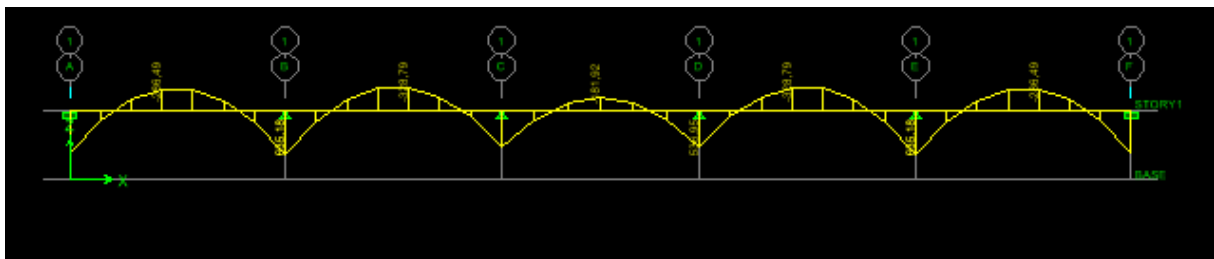
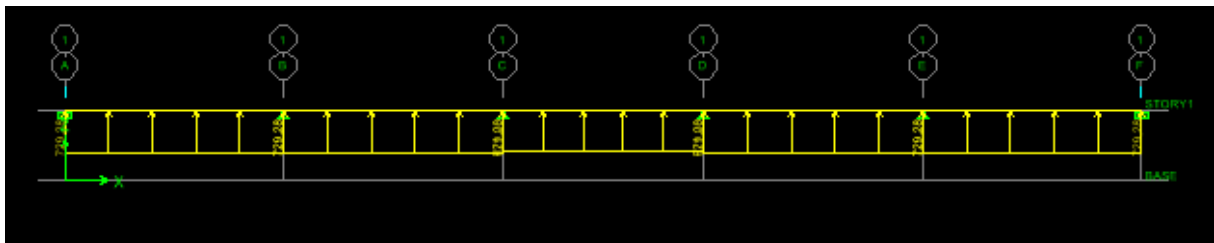


Fig.VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.



VII.18 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

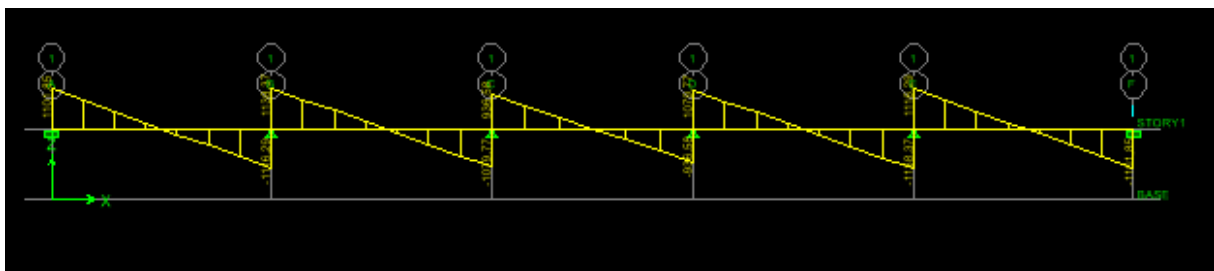


Fig.VII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS

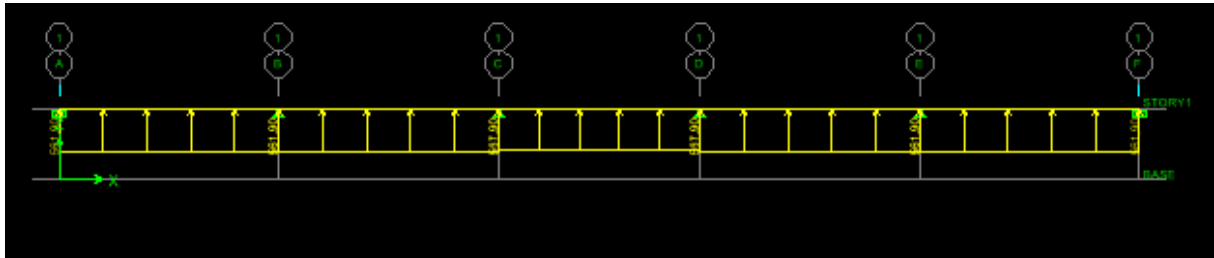


Fig.VII.20: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

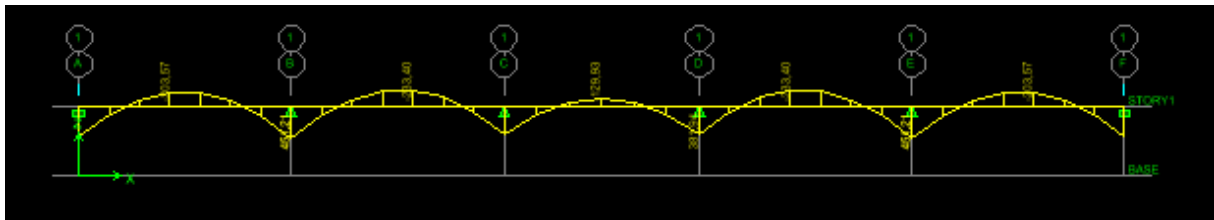


Fig.VII.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

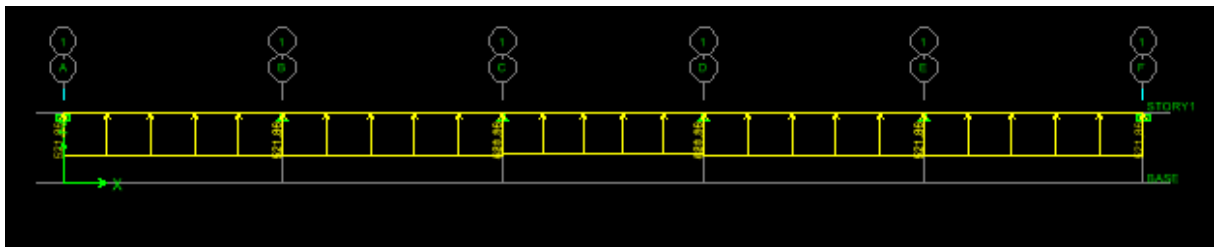


Fig.VII.22 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

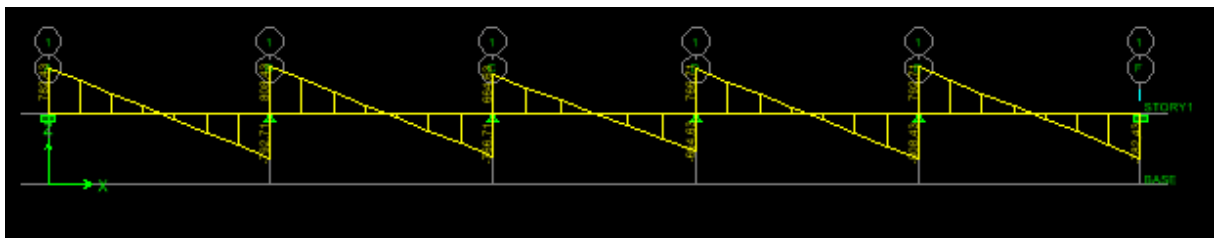


Fig.VII.23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

e) **Ferraillage :**

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{\max} (KN.m)	635.18	451.21	854.21	789.22
M_t^{\max} (KN.m)	328.79	233.40	628.47	565.85
T_{\max} (KN)	1138.37	808.43	1023.65	989.36

Tab .VII.8 : Les efforts internes dans les nervures.

1) **Calcul des armatures :**

➤ **Armatures longitudinales :**

Sens X-X :

$b = 55 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{635.18 \times 10^6}{550 \times 950^2 \times 14,2} = 0,090 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,090 \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_a^s = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{635.18 \times 10^3}{0,953 \times 95 \times 348} = 20.16 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

Soit : 4HA20 (filante) + 4HA16 (chapeau) = 20.6 [cm²/ml].

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{328.79 \times 10^6}{550 \times 950^2 \times 14,2} = 0,046 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{328.79 \times 10^3}{0,976 \times 95 \times 348} = 10.18 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

Soit : 4HA14 (filante) + 4HA12(chapeau) = 10.67 [cm²/ml].

Sens Y-Y :

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{854.21 \times 10^6}{550 \times 950^2 \times 14,2} = 0,122 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,122 \Rightarrow \beta = 0,935$$

$$A_s^a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{854.21 \times 10^3}{0,935 \times 95 \times 348} = 27,63 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

Soit : 6HA20(filante) + 3HA20(chapeau) = 28,26[cm²/ml].

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{628,47 \times 10^6}{550 \times 950^2 \times 14,2} = 0,089 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,090 \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{628,47 \times 10^3}{0,953 \times 95 \times 348} = 19,95 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

Soit : 4HA20 + 4HA16 = 20,6 [cm²/ml].

Les résultats des ferraillements sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
Aux appuis	4HA20(fil)+4HA16(chap)	6HA20(fil)+3HA20(chap)
En travée	4HA14(chap)+4HA12(fil)	4HA20(fil)+4HA16(chap)

Tab .VIII.9 : armatures de la nervure.

Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité du béton (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :**

Le ferraillement de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 95 \times 2,1}{400} = 6,31 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Sens X-X :

Aux appuis : $A_{st} = 20,16 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 7,03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

En travée : $A_{st} = 10,18 \geq A_{st}^{min} = 7,03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Sens Y-Y:

Aux appuis : $A_{st} = 27,63 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 7,03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

En travée : $A_{st} = 19,95 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 7,03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Les sections d'armatures adoptées vérifient la condition.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre minimal :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm}$.

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min\{25; 24\} \text{ on prend } S_t = 10[\text{cm}]$$

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50\text{cm.}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

Avec :
$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Sens longitudinal « X-X » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1138,37 \times 10^3}{550 \times 950} = 2,17[\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 2,5 [\text{MPa}] \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1023,65 \times 10^3}{550 \times 950} = 1,96 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 2,5 [\text{MPa}] \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

On détermine:
$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d}$$

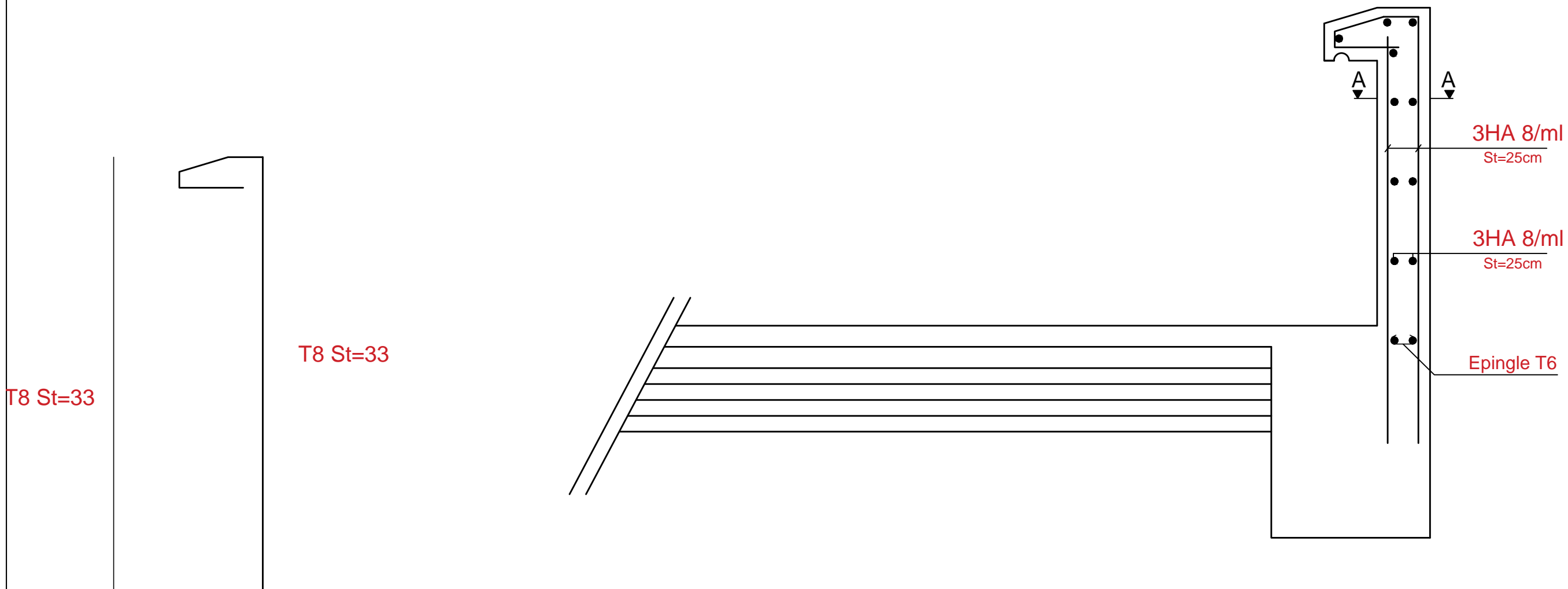
$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \end{cases}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348[MPa]$$

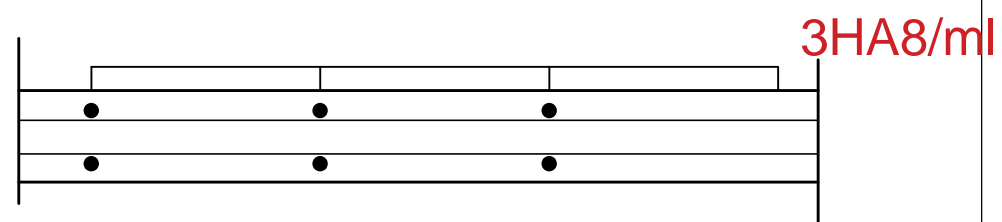
Sens	Zone	M _s KN.m	A (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s MPa	σ̄ _s MPa	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	OBS
X- X	Appuis	451.21	20.16	0.38	37.63	0.905	260.32	348	6.92	15	Vérifié
	Travée	233.40	10.18	0.19	55.42	0.929	259.78	348	4.69	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	789.22	27.63	0.53	30.87	0.891	337.45	348	10.93	15	Vérifié
	Travée	565.85	19.95	0.38	37.63	0.905	329.90	348	8.77	15	Vérifié

Tab .VIII.10 : vérifications des contraintes dans le béton et l'acier.

FERRAILLAGE DE L' ACROTERE

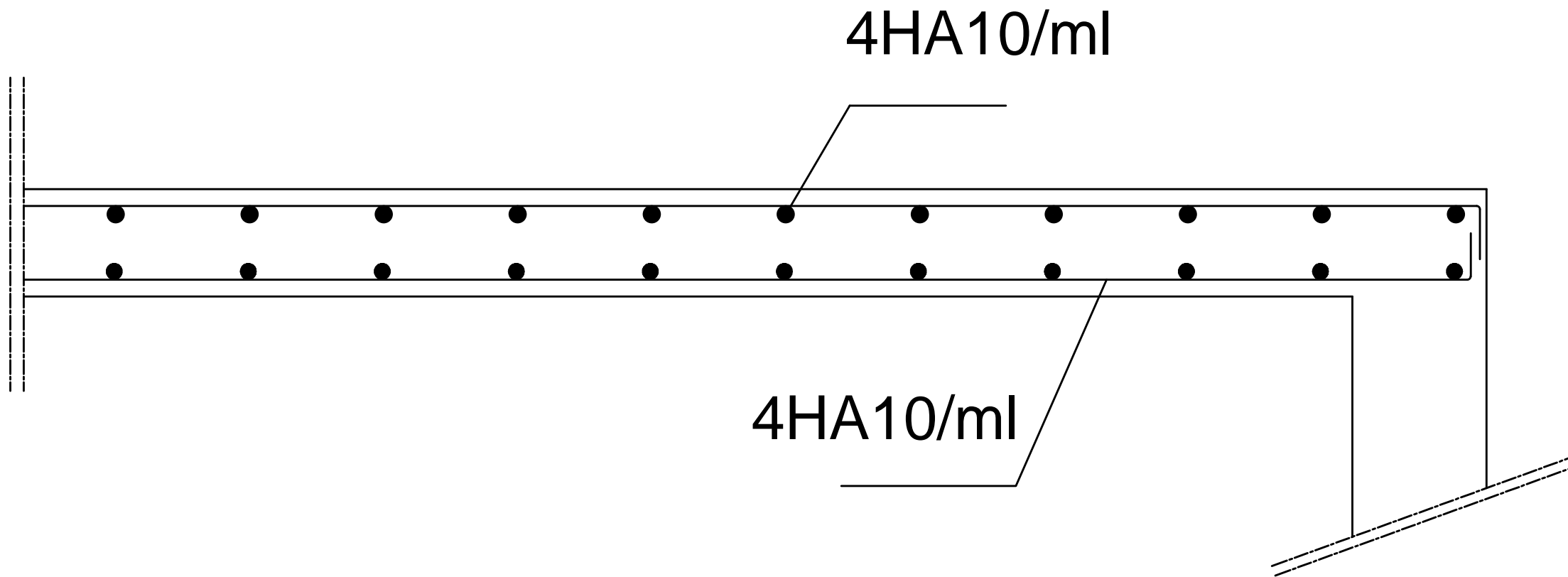
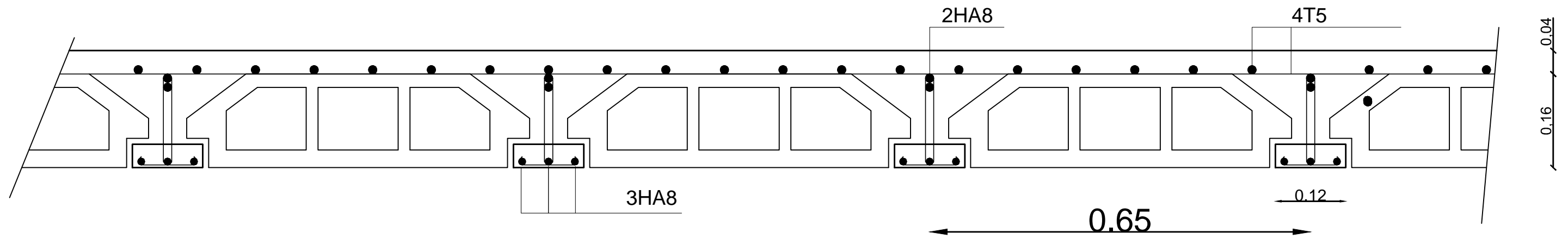


COUPE A-A



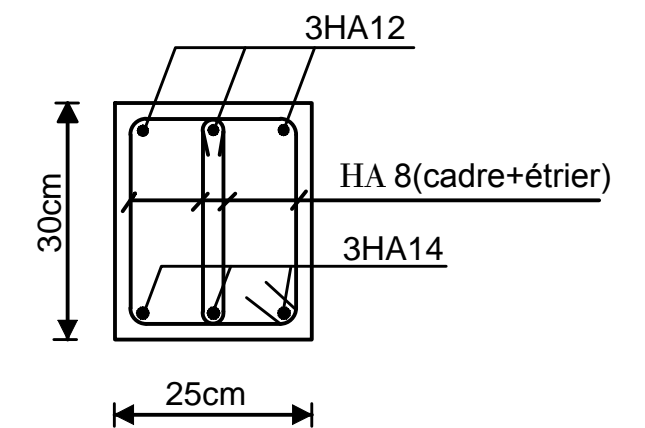
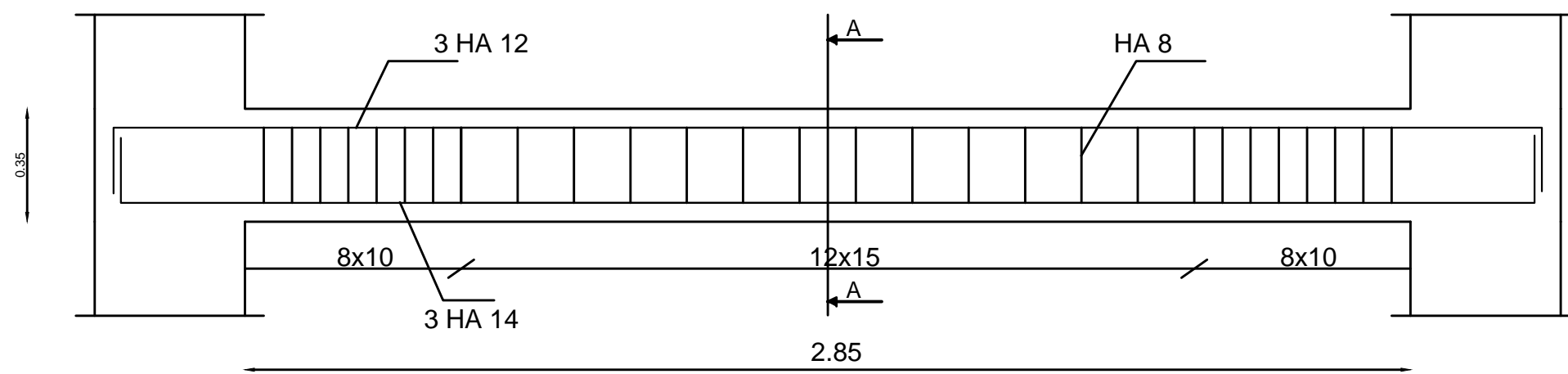
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr: ZERAR AGHILAS Mr: YAHYAOUI MERZOUK	- Ferrailage de l' acrotère - -Coupe A-A	
Dirigé par	Mme : HADDAD	PROMOTION 2018/2019

- FERRAILLAGE DU PLANCHER -



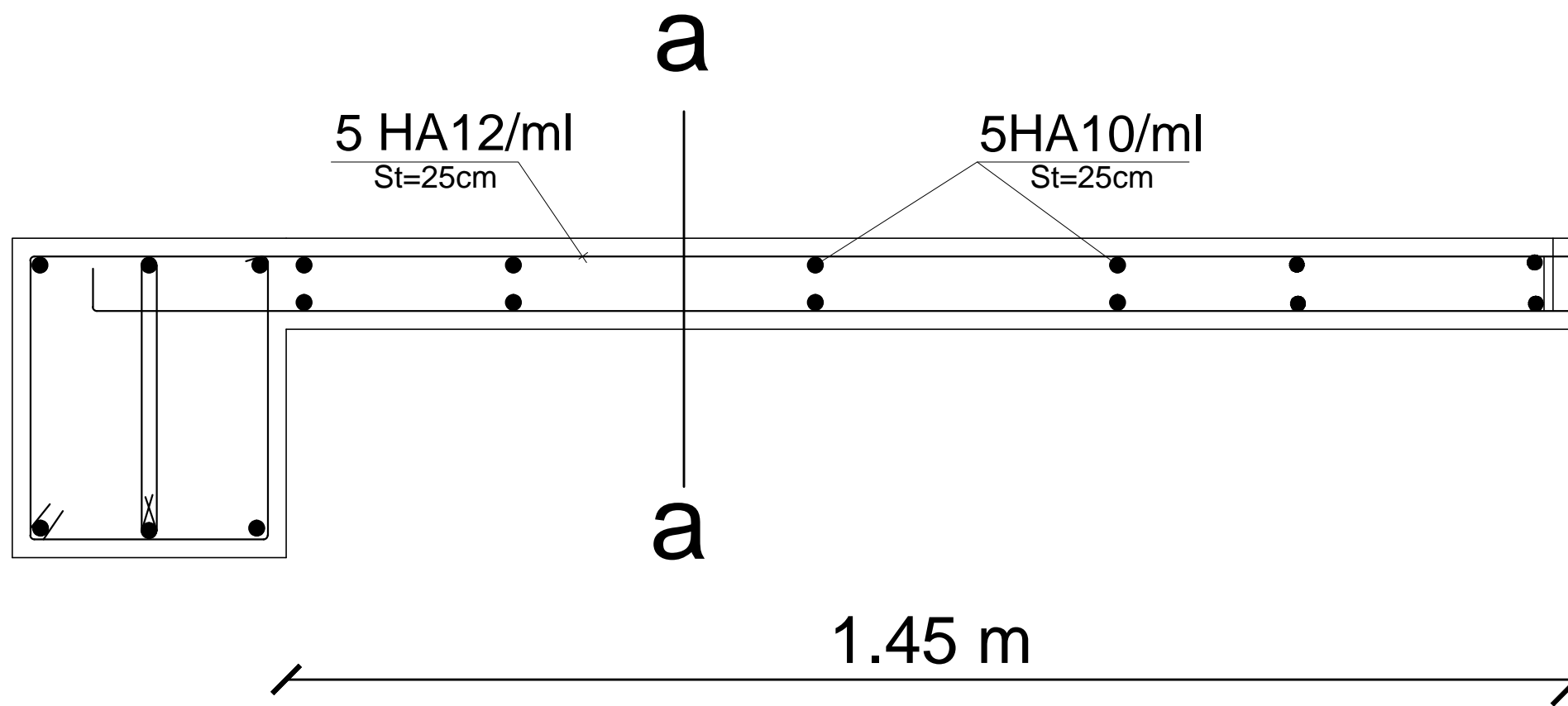
-COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA SALLE MACHINE
SENS XX ET YY-

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr: ZERAR AGHILAS Mr: YAHYAOUI MERZOUK	FERRAILLAGE DU PLANCHER <u>FERRAILLAGE DE La salle machine</u>	
Dirigé par	Mme : HADDAD	PROMOTION 2018/2019



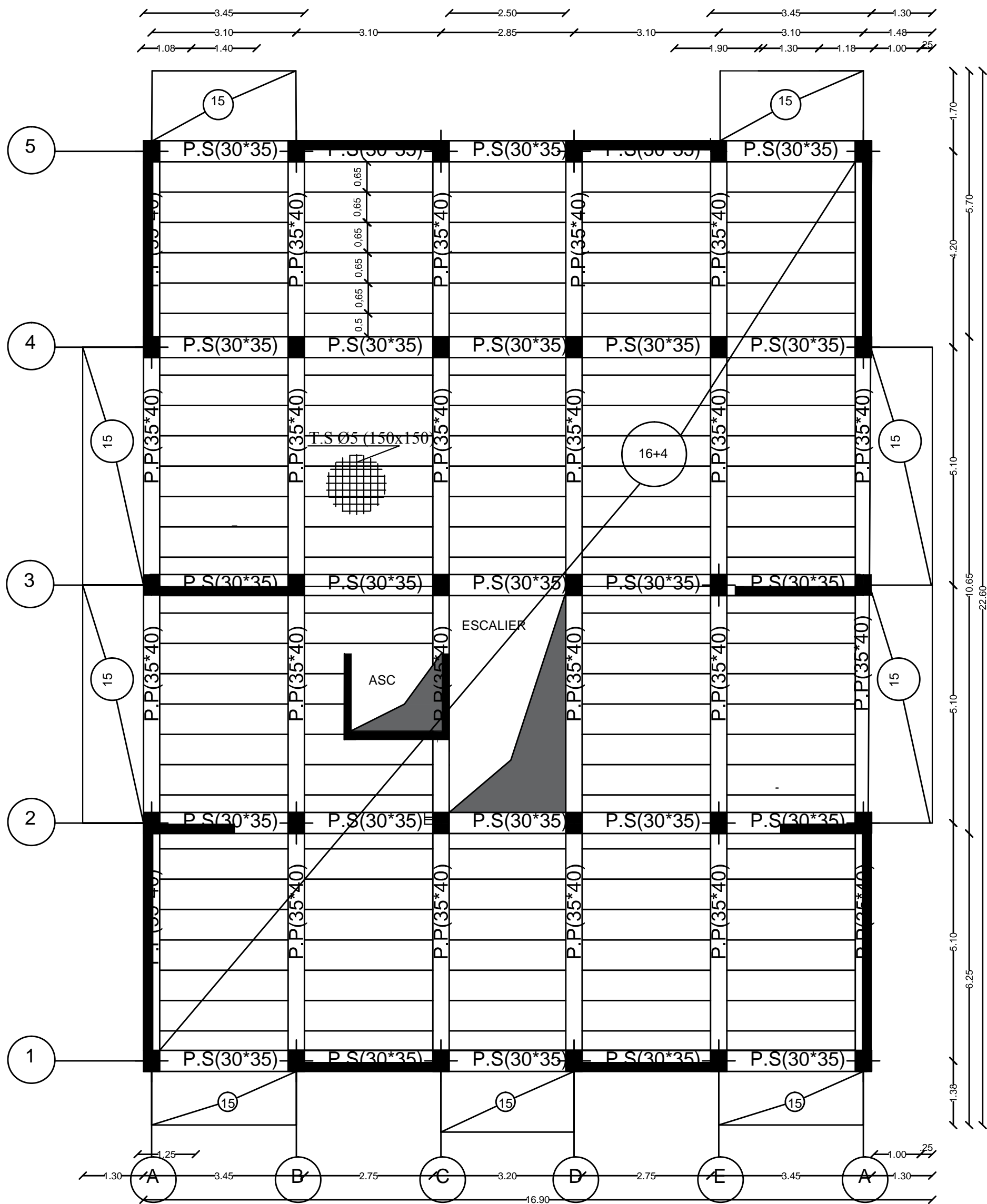
Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr: ZERAR AGHILAS Mr: YAHYAOUI MERZOUK	Plan de Ferrailage de la poutre palière	
Dirigé par	Mme : HADDAD	PROMOTION 2018/2019



Coupe a-a

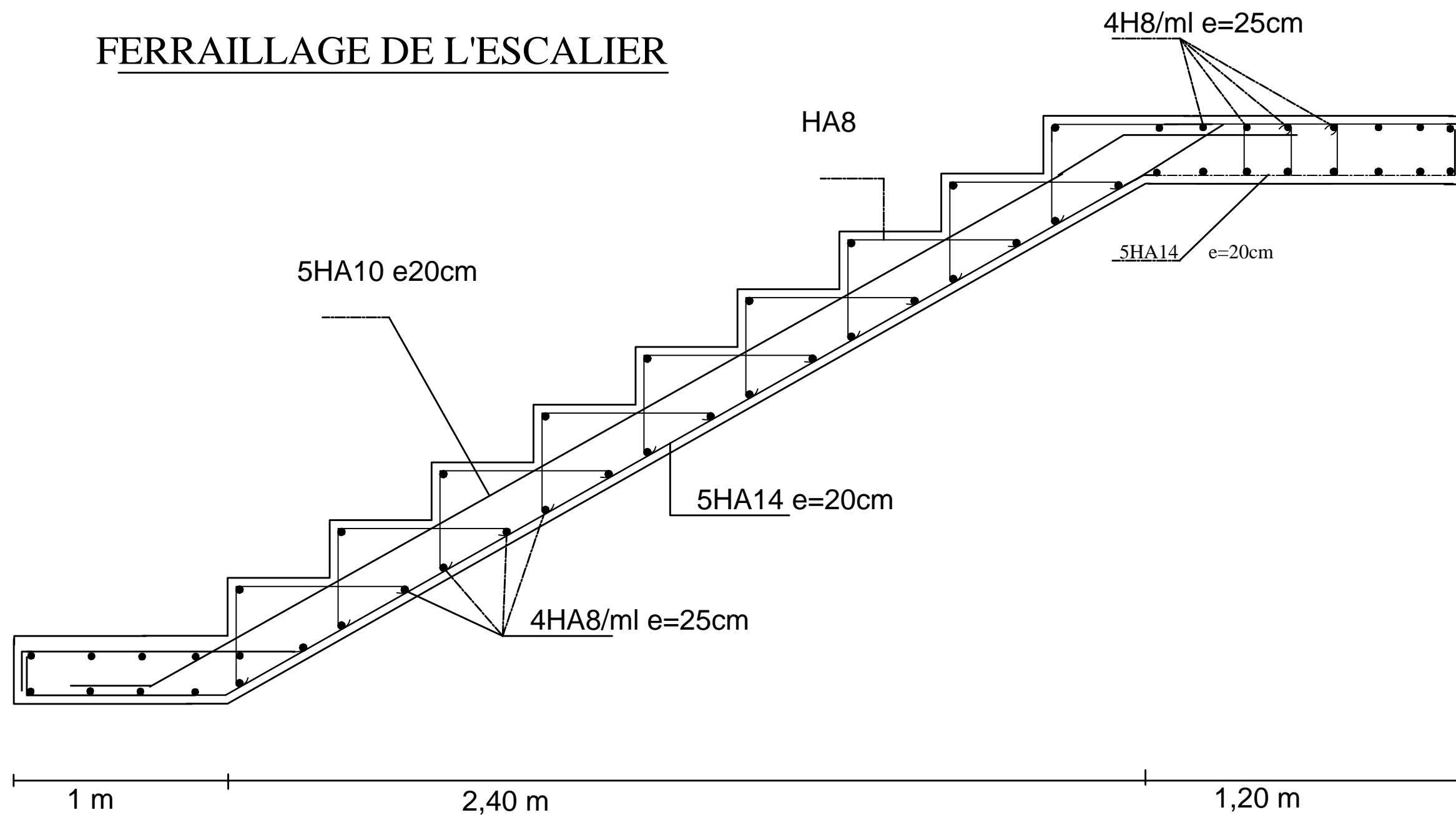
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr: ZERAR AGHILAS Mr: YAHYAOUI MERZOUK	-COFFRAGE FERRAILLAGE DU BALCON-	
Dirigé par	Mme : HADDAD	PROMOTION 2018/2019



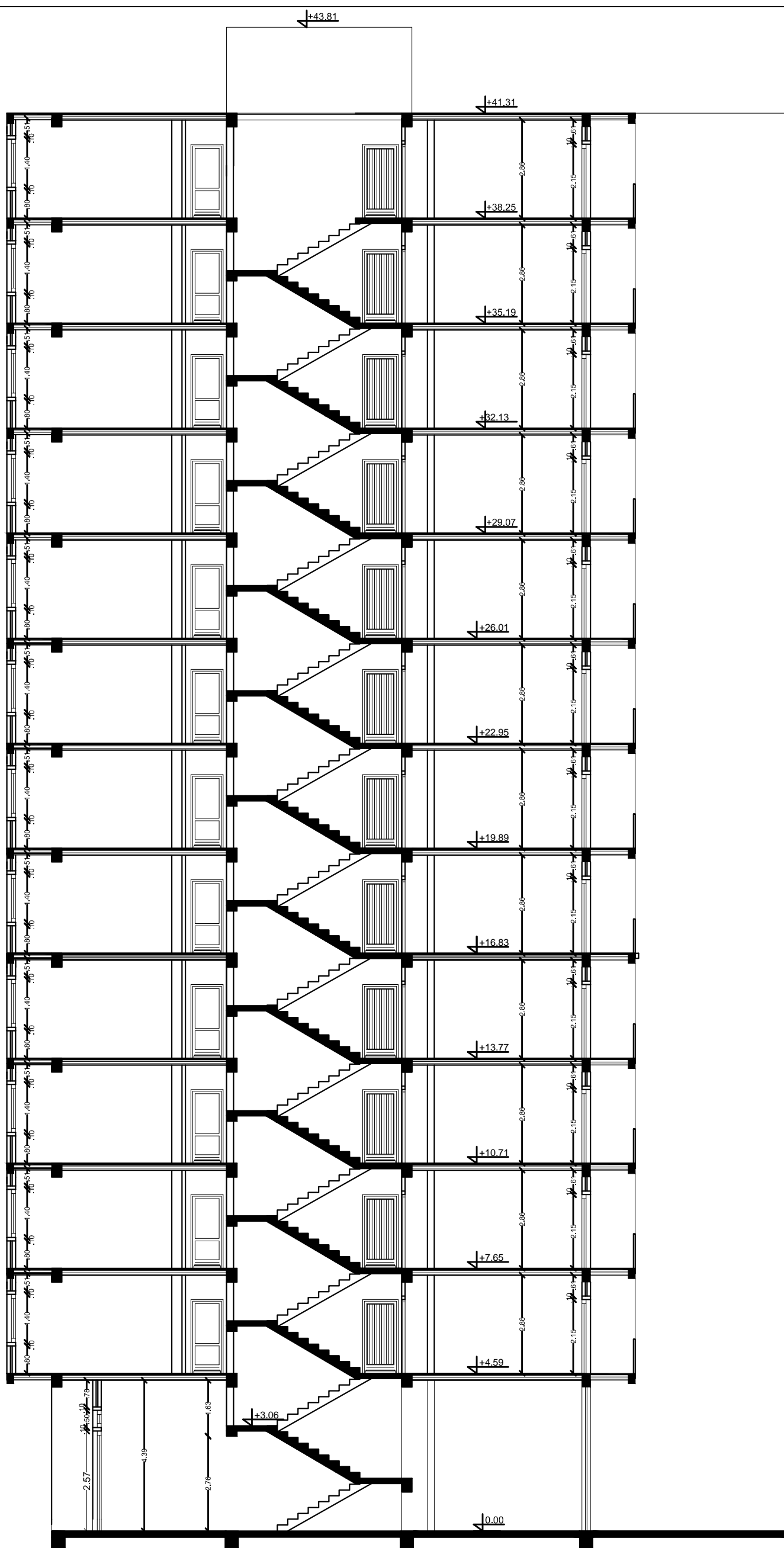
Plan de coffrage de l'étage courant 1 à 12

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr: ZERAR AGHILAS Mr: YAHYAOUI MERZOUK	COFFRAGE ETAGE COURANT	
Dirigé par	Mme : HADDAD	PROMOTION 2018/2019

FERRAILLAGE DE L'ESCALIER



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr: ZERAR AGHILAS Mr: YAHYAOUI MERZOUK	<u>FERRAILLAGE DE L'ESCALIER</u>	
Dirigé par	Mme : HADDAD	PROMOTION 2018/2019



Coupe -AA- Ech 1/50

République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

proposé par
 B.E.T

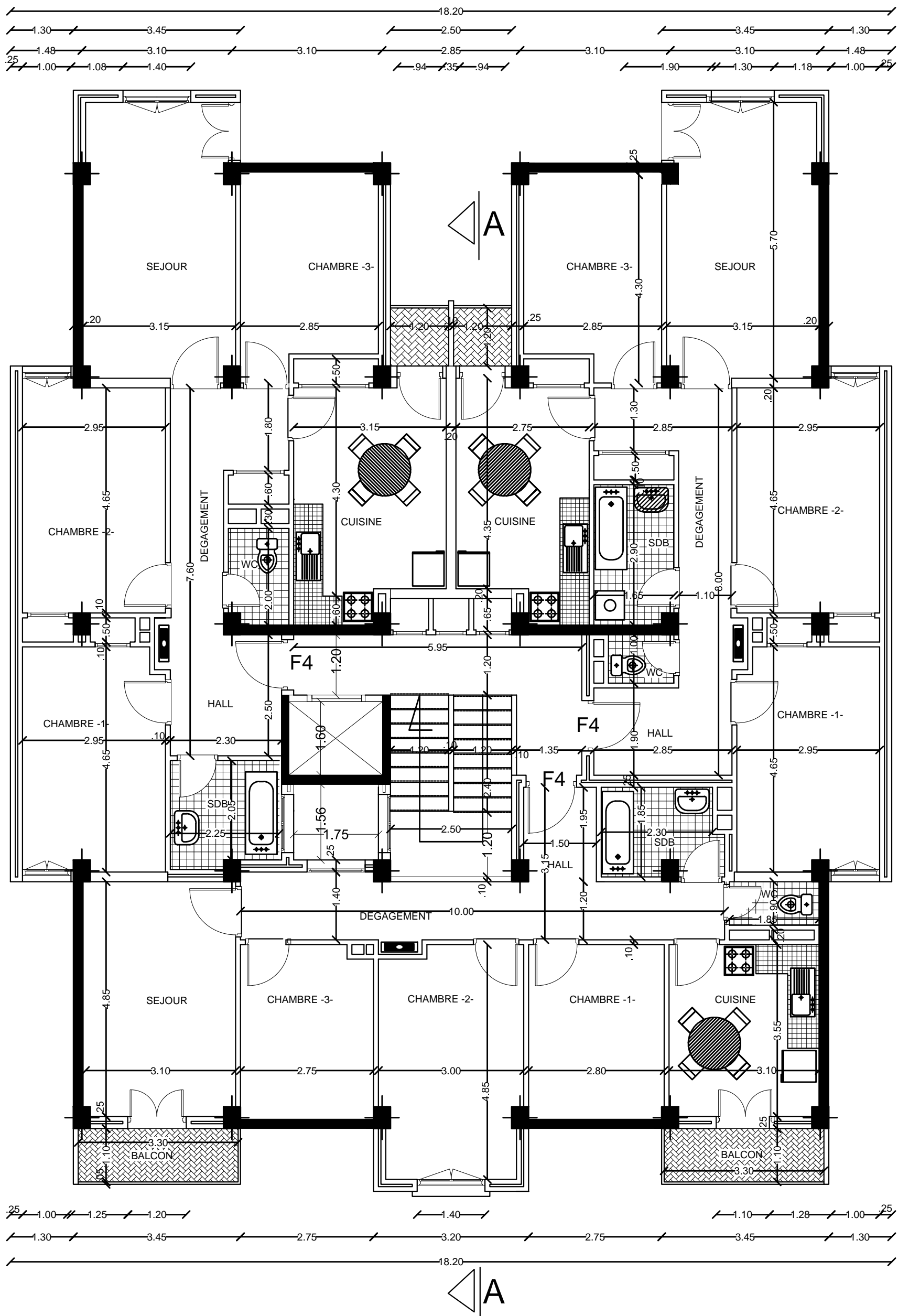
Etudié par
 Mr: ZERAR AGHILAS
 Mr: YAHYAOUI MERZOUK

COUPE AA

Dirigé par

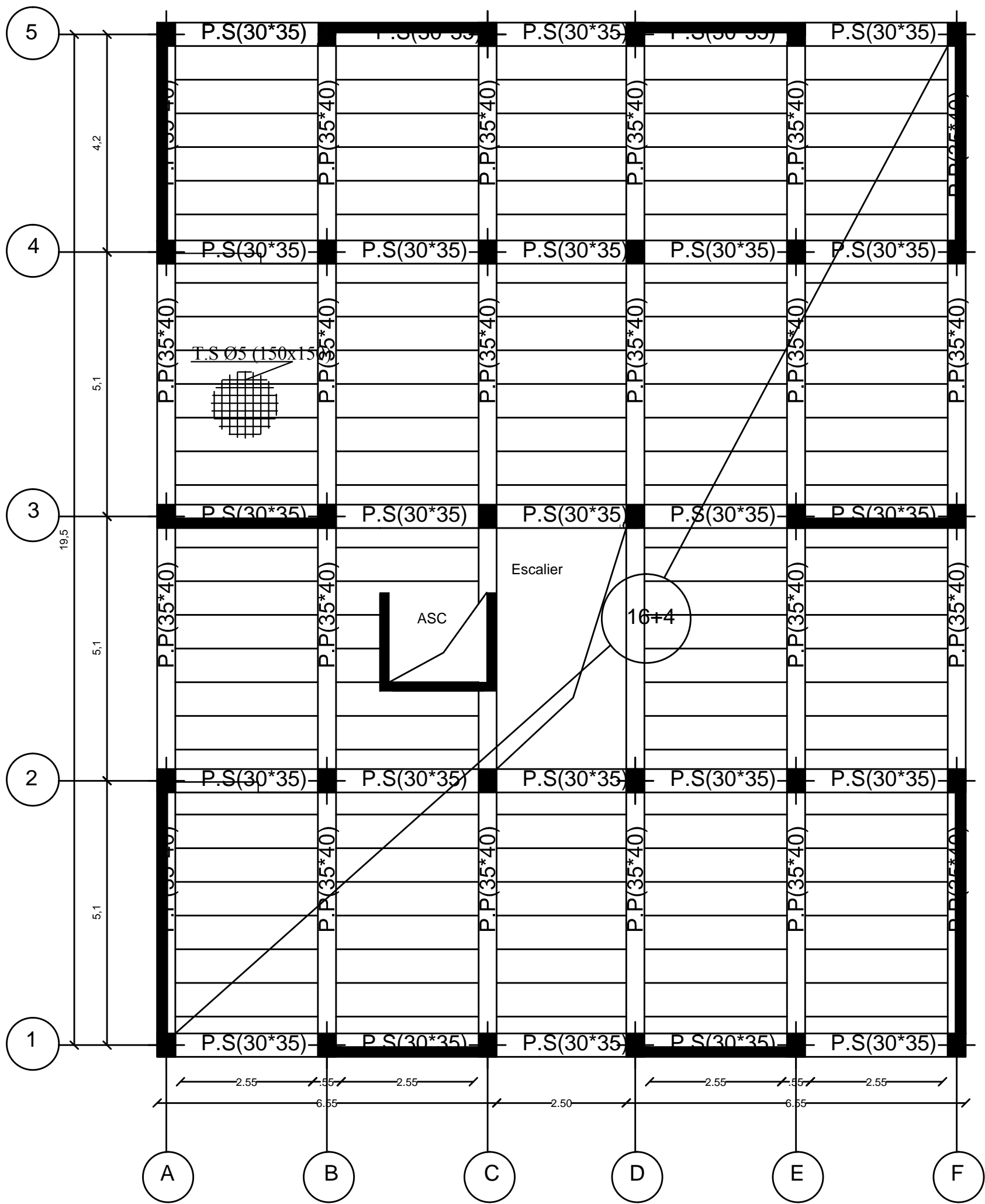
Mme : HADDAD

PROMOTION
 2018/2019



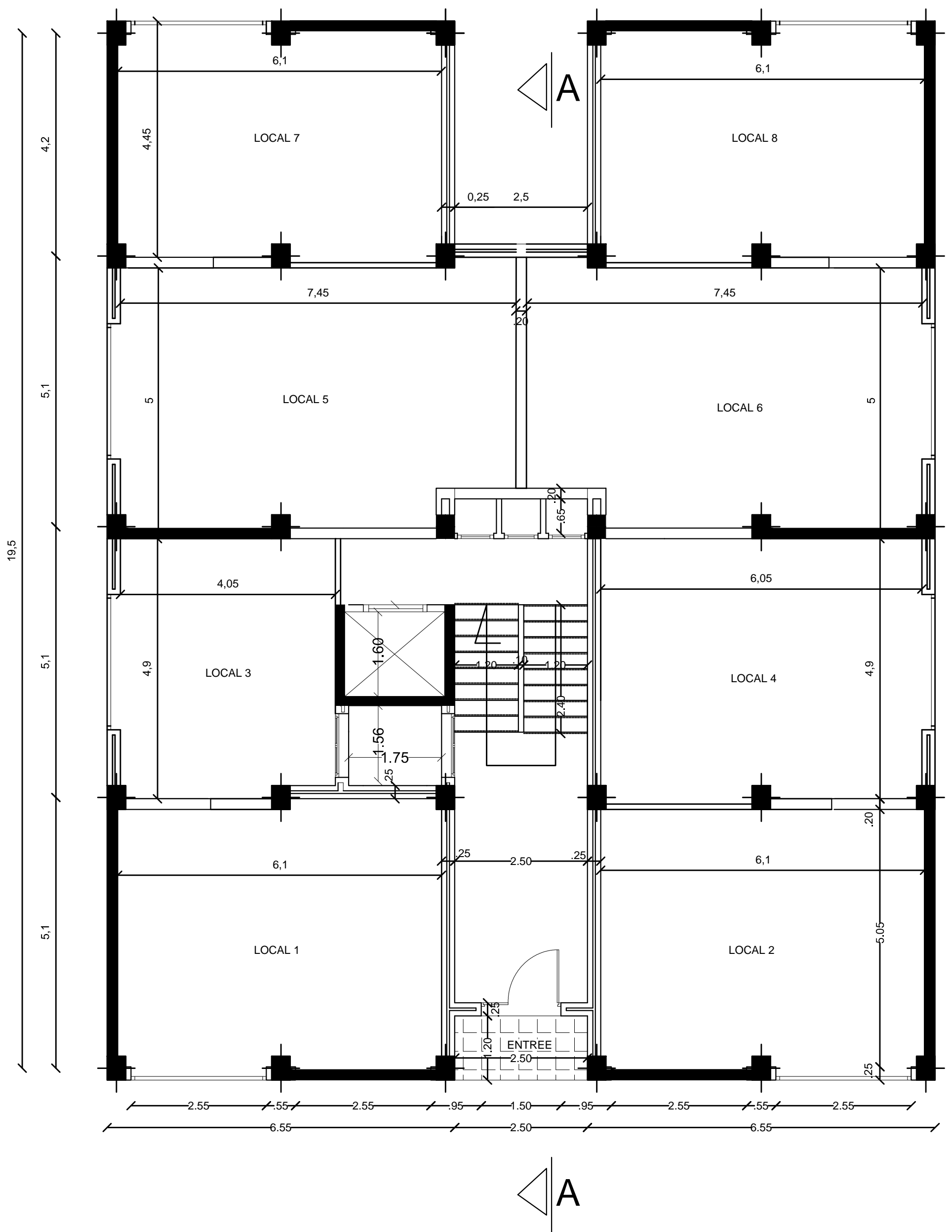
Plan de l'étage courant 1 à 12 Ech 1/50

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr: ZERAR AGHILAS Mr:YAHYAOUI MERZOUK	COUPE AA	
Dirigé par	Mme : HADDAD	PROMOTION 2018/2019



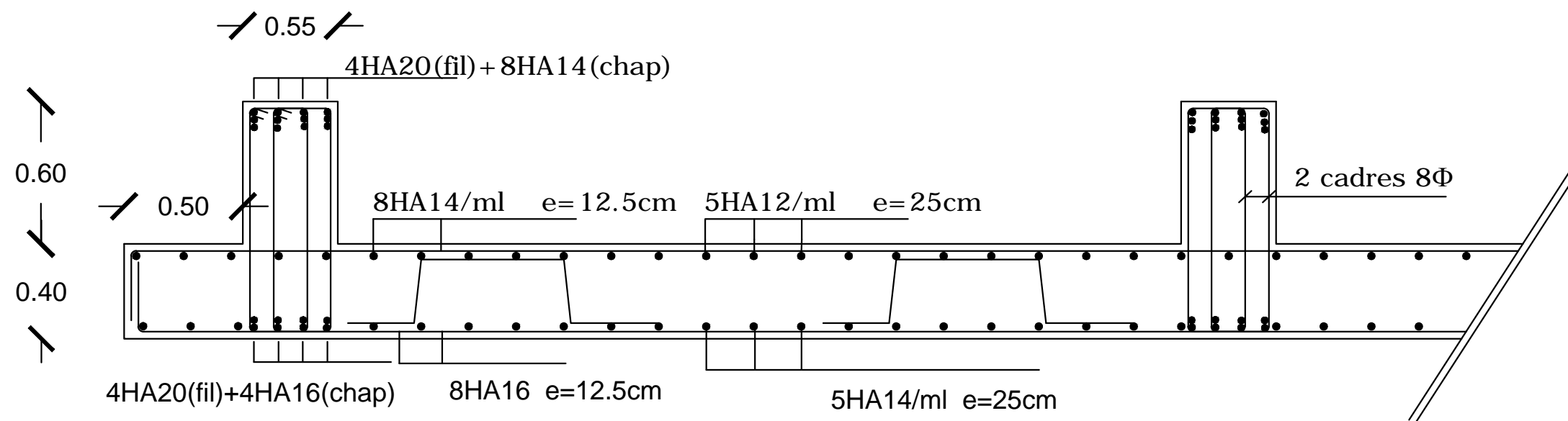
Plan de coffrage du rez-de-chaussé

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr: ZERAR AGHILAS Mr: YAHYAOUI MERZOUK	COFFRAGE RDC	
Dirigé par	Mme : HADDAD	PROMOTION 2018/2019

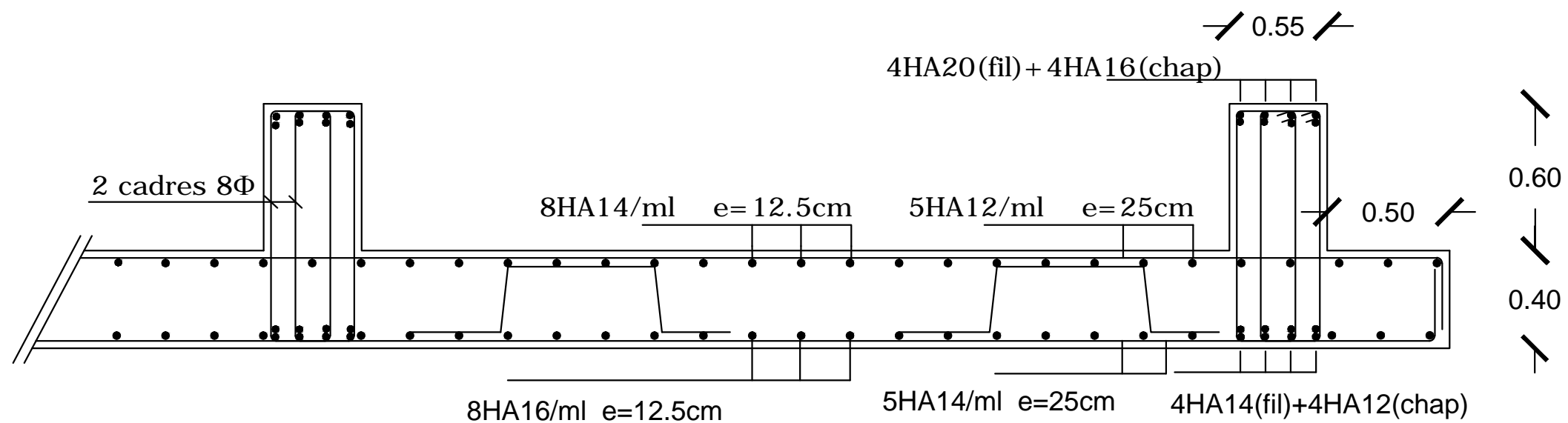


Plan du rez-de-chaussé Ech 1/50

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr: ZERAR AGHILAS Mr:YAHYAOUI MERZOUK	COUPE AA	
Dirigé par	Mme : HADDAD	PROMOTION 2018/2019

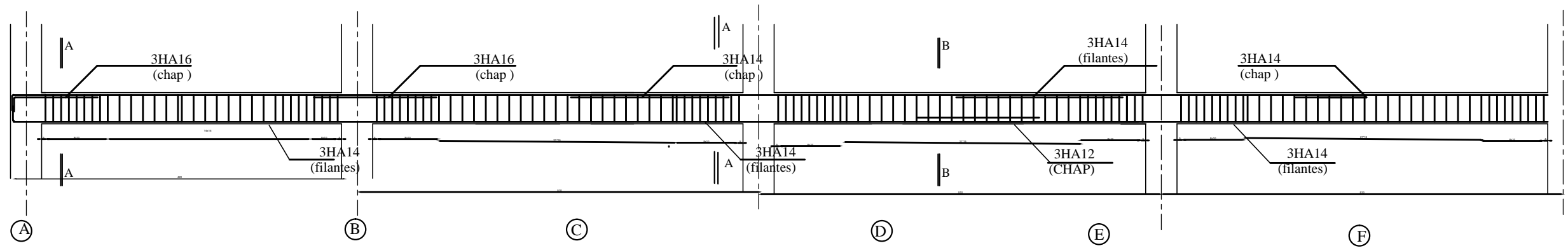


Ferrailage du radier général suivant X-X

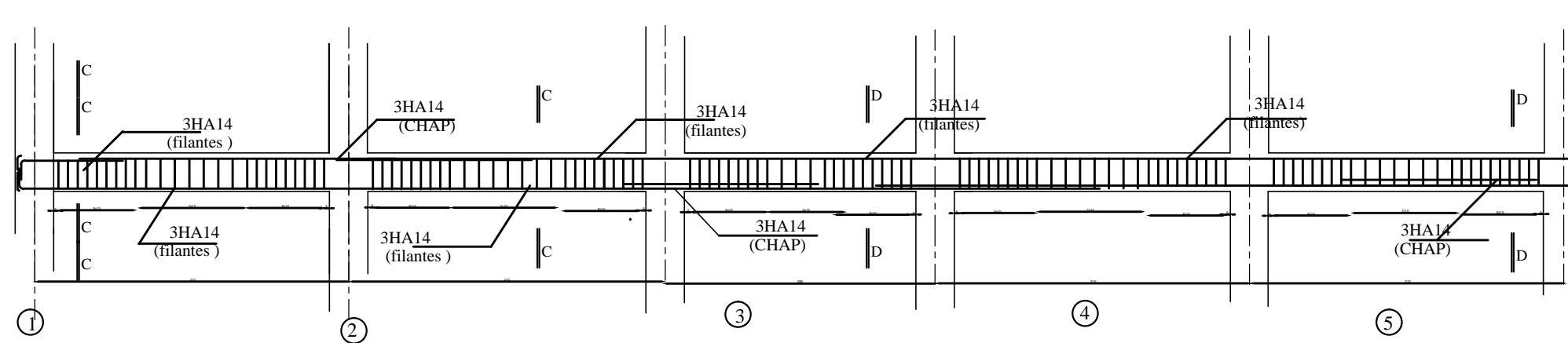
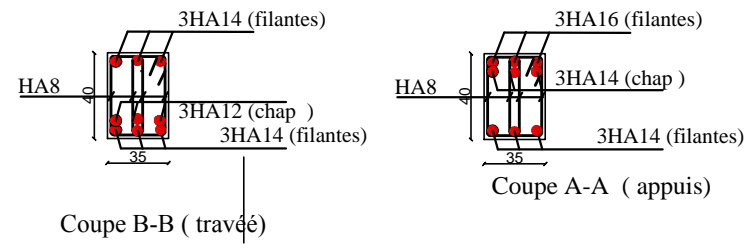


Ferrailage du radier général suivant Y-Y

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr: ZERAR AGHILAS Mr: YAHYAOUI MERZOUK	<u>FERRAILAGE DU RADIER</u>	
Dirigé par	Mme : HADDAD	PROMOTION 2018/2019



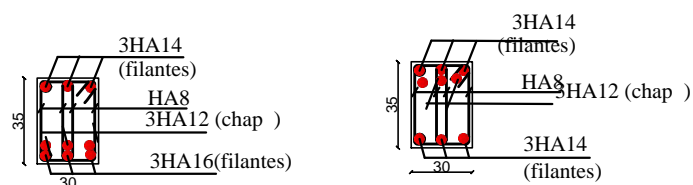
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

Coupe C-C(appuis)

Coupe D-D(travée)



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

proposé par
 B.E.T

Etudié par
 Mr: ZERAR AGHILAS
 Mr: YAHYAOUI MERZOUK

FERRAILLAGE DES POUTRES

Dirigé par

Mme : HADDAD

PROMOTION
 2018/2019

CONCLUSION GENERALE

L'étude menée dans le cadre de ce mémoire nous a permis de concrétiser les apprentissages jusqu'alors théoriques, par le calcul d'un cas pratique, qui est celui d'un bâtiment à usage d'habitation. Par ailleurs, nous avons pu nous familiariser avec les méthodes de calcul et le déroulement de ces différentes étapes, mais aussi l'utilisation des logiciels de modélisation et de calcul ou encore de dessin technique à savoir ETABS et AUTOCAD et les tableurs (EXCEL). Nous avons aussi pu établir les différents plans d'exécution.

Le déroulement des calculs ont été fait suivant la réglementation parasismique algérienne RPA 99 version 2003 et aussi en utilisant le BAEL 91 modifié 99 et les différents documents techniques notamment les DTR. Toutes ses impositions visent à assurer, d'une part la résistance de notre ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux et des efforts verticaux et, d'autre part, à garantir sa mise en service, sans pour autant ignorer le côté économique.

En résumé des résultats que nous avons obtenu, nous avons opté pour un système de contreventement mixte et un radier général comme type de fondation. La disposition des voiles, les schémas de ferrailage des éléments et les différents plans ont été par ailleurs élaborés.

Nous pouvons conclure que les plans d'architecture ainsi établis peuvent être réalisés pour cet ouvrage sur le terrain, en leur associant la note de calcul qui peut être formée à travers le présent mémoire ainsi que les différents plans que nous avons obtenu.