

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

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 Master2 professionnel en génie civil.

Option : Construction Civile et Industrielle.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8+sous-sols) en béton
arme à contreventement mixte avec l'application du
logiciel ETABS*



Dirigé par : M. LABIOD

Etudié par: M^{lle}. HEDIR LYNDA

M^{lle}. KEROUCHE LYDIA

M^{lle}. MAZARI SOUHILA

2013/2014

Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à Mr labiod. Pour avoir accepté de diriger ce travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir en aide.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es). Enfin, nous tenons à remercier également les membres

de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Ø À la mémoire de mon cher grand-père, ma chère grand-mère que Dieu me la protège et lui donnera une longue vie

Ø Mes très chers parents à qui je dois tous mes succès et que je ne rendrais jamais assez.

Ø Mes chers frères Hocine et Samir et chères sœurs Amel et Radia.

Ø Malek et toute sa famille.

Ø tous mes proches.

Ø tous mes amies (Daby et Yasmine) et ceux qui me sont chers.

Ø Toute la promotion 2013/2014.

LYNDA

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Ø Mes très chers parents qui ont toujours été à mes cotés

Ø Mon cher grand père et ma chère grand- mère

Ø Mes chères sœurs et mon cher frère Mourad

Ø Mon fiancé Rafik et toute sa famille

Ø tous mes proches.

Ø tous mes amies (Dabi-Yasmine-Sabrina-Ouiza et tous ceux qui me sont chers.

Ø Toute la promotion 2013/2014.

LYDIA

A decorative flourish in the bottom right corner, featuring intricate scrollwork and floral patterns in shades of brown, red, and white.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

*Ø Mes très chers grand-mères DEHBIA et
KALTOUMA*

Ø Ma très chère mère HAWA

Ø mon père MH SAID

Ø Mes chères sœurs et mon cher frère TARIK

Ø tous mes proches.

Ø tous mes amis et ceux qui me sont chers.

Ø toute la promotion 2013/2014.

SOUHILA

A decorative flourish in the bottom right corner, featuring intricate, swirling patterns in shades of brown, red, and white, resembling stylized calligraphy or floral motifs.

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage	1
Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge	10
Chapitre III : Calcul des éléments	20
III.1. acrotères	20
III.2. plancher.....	27
III.3. escalier	44
III.4. poutre palières	60
III.5. cage d'ascenseur	68
III.6. porte à faux	78
Chapitre IV : Etude de contreventement.....	81
Chapitre V : Présentation du logiciel ETABS	89
Chapitre VI : fichier résultat et Vérification des exigences du RPA.....	112
Chapitre VII : Ferrailage des éléments.....	121
VII.1. Ferrailage des poutres.....	121
VII.2. Ferrailage des poteaux.....	132
VII.3. Ferrailage des voiles	144
Chapitre VIII : Etude du mur de soutènements.....	155
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	159

Conclusion

Bibliographie

Introduction

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

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

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

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

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations, à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

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

Dans notre projet d'étude d'une tour (R+8+SS) à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise aux actions sismiques par introduction du spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS version 9.4.0.

I- Introduction :

La construction parasismique est souvent considérée comme le domaine d'ingénieur. En effet, c'est lui qui applique les règles de calcul parasismique et fait des études sur le comportement des matériaux et des constructions en régime dynamique.

D'une manière générale, les constructions comportent deux catégories d'éléments :

- élément porteur : qui reprend les charges verticales.
- élément de contreventement : qui repris les charges horizontal.

Les séismes, passés montre que les dommages graves aux constructions sont, dans la majorité des cas, directement imputables à des choix peu judicieux, erreurs ou négligence commises par les conceptions de projet à divers niveaux : implantation du bâtiment, parti architectural, parti constructif, projet d'exécution.

Dans notre étude nous sommes basés sur le choix du système du contreventement. Qui joue un rôle important dans la stabilité.

Nous proposerons différentes dispositions des voiles pour voire l'influence de certains paramètres sur la stabilité des structures

I-1. Présentation du projet :

Le projet consiste à l'étude d'une tour à usage d'habitation. Cet ouvrage, constitué de 8 étages (R+8+1Ss), sera implanté à tizi-ouzou.

Selon (le RPA99/version 2003) tizi-ouzou se situe dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa), groupe d'usage 2.

Le bâtiment est constitué d'un système de contreventement assuré par des voiles et portiques.

I-2. Nature de l'ouvrage

Tour (R+8+1Ss) à ossature mixte contreventer par voiles et portiques, comportant :

- Rez-de-chaussée
- 8 étages courants.
- 1 sous-sol.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

I-3. Caractéristiques géométriques :

- longueur totale de la tour.....19,2 m
- largeur totale de la tour13,9 m
- hauteur d'étage.....3,06 m
- Acrotère..... 0,50 m
- hauteur totale (y compris l'acrotère) :..... 31,1 m

I-4. Eléments composant la superstructure :**I-4-1. Planchers :**

Les planchers courants sont réalisés en dalle pleine coulée sur place recevant un revêtement en carrelage.

Le plancher terrasse, analogue à ceux des étages courants, comporte un complexe d'étanchéité et une forme de pente permettant l'évacuation des eaux pluviales.

I-4-2. Ossature :

L'ossature du bâtiment est composée de voiles et portique en béton armé, disposés dans les deux sens (transversal, longitudinal), assurant le contreventement de la structure.

I-4-3. Escaliers :

La tour est munie d'une cage d'escalier composée de volées et paliers coulés par étages.

I-4-4. Maçonnerie :

Les murs de façade sont en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 10cm permettant l'isolation thermique.

Les murs intérieurs seront en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I-4-5. Revêtement :

Plâtre pour les cloisons et les plafonds, carreaux scellés pour les planchers et l'escalier, mortier de ciment pour les faces extérieures des murs de façade.

I-5. Caractéristiques du sol :

La structure implantée sur bon sol d'un taux de travail de 2 bars (contrainte admissible), à une profondeur de 3,06 m. Le site est considéré comme ferme (S2).

I-6. Système de coffrage :

On utilisera un coffrage tunnel pour la réalisation simultanée des éléments verticaux (voiles) et horizontaux (dalles) qui est un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarités formant ainsi une coquille ; ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité de chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles

I-7. Domaine d'application du BAEL :

Les règles BAEL91 modifiées 99 sont applicables à tous les ouvrages en béton armé, dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg/m^3 de béton mis en œuvre (A.1.1).

On distingue :

- les constructions courantes ayant une charge d'exploitation Q modérée $Q < 2G$ ou $Q < 5 \text{ kNm}^{-2}$.
- les constructions industrielles à charge d'exploitation relativement élevée : $Q > 2G$ ou $Q > 5 \text{ kNm}^{-2}$.

- les constructions spéciales pour les quelles certaines parties sont assimilées à des éléments de construction courante, d'autres à des éléments de construction industrielle et d'autres relèvent de l'application des règles générales (par exemple un parking de voitures couvert par un plancher sous chaussée).
- Les constructions suivantes restent en dehors du domaine d'application :
 - les constructions en béton non armé,
 - les constructions en béton léger,
 - les constructions mixtes acier-béton,
 - les constructions en béton de résistance caractéristique supérieure à 80 *Mpa* (pour les résistances de 60 à 80 *M Pa* se reporter à l'Annexe F des règles modifiées en 99),
 - les éléments soumis à des températures s'écartant de celles qui résultent des seules influences climatiques.

I-8. Etats limites :

I-8-1.Définition :

Un état limite est un état particulier d'une structure ou de l'un de ses éléments dans lequel une condition requise est strictement satisfaite et cesserait de l'être dans le cas de modification défavorable d'une action.

I-8-2.Etat limite ultime : (ELU)

Dans le cas d'une vérification à l'état limite ultime, on devra justifier :

- ✓ La résistance de tous les éléments de la construction.
- ✓ La stabilité de ces éléments compte tenu des effets du deuxième ordre.
- ✓ L'équilibre statique.

I-8-3.Etat limite de service : (ELS)

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limites de service portent sur :

- ✓ La contrainte maximale de compression du béton.
- ✓ La fissuration du béton.
- ✓ La déformation des éléments.

✓ I-9-Choix du dimensionnement :

Le choix entre ELU et ELS pour dimensionner la section d'acier dépend du type de fissuration, comme indiquée sur la Figure.1.

Type de fissuration	Fissuration peu préjudiciable	Fissuration Préjudiciable	Fissuration Très Préjudiciable
Dimensionnement	ELU	ELU (ou ELS)	ELS
Vérification	ELS	ELS (ou ELU)	inutile

Fig.1 : Choix de l'état limite dimensionnant.

I-10. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-10-1. Béton :

Il sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction des matériaux utilisés.

- ✓ Ciment : CPA 325 (ciment portland artificiel 325) avec un dosage de 350Kg/m³.
- ✓ Granulats : Sable 380à450 cm³.
- ✓ Gravier 750à850 cm³.
- ✓ Eau : 150 à 200L

a. Résistance caractéristique à la compression du béton :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours de durcissement qui est 25 MPa, Notée : $f_{c28} = 25$ [MPa]

On peut admettre que pour $j \leq 28$, la résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

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

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

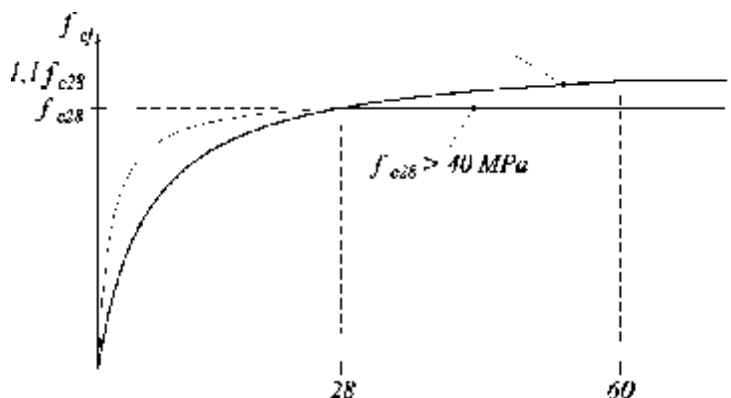


Fig. 2: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

b. Résistance caractéristique à la traction du béton : [ART / A – 2. 12. BAEL 91]

La résistance à la traction du béton à j jour, noté f_{tj} , est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour $f_{c28} = 25$ [MPa] on aura $f_{t28} = 2,1$ [MPa]

c. Contraintes limites :

▼ Contrainte limite ultime à la compression, notée f_{bc} :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ [Art 4-3.41 BAEL91]}$$

θ : coefficient Qui est en fonction de la durée d'application des actions

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

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

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ situation courante $\rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle $\rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.

▼ Contrainte limite de service à la compression, notée \bar{s}_{bc} :

$$\bar{s}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ [ART /A - 4.5.2BAEL 91]}$$

Aux 28^{eme} jours $\rightarrow \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

▼ Contrainte limite de cisaillement, notée τ_u :

Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$

Fissuration préjudiciable et très préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$

d. Module de déformation longitudinale :

▼ **Module de déformation instantanée :**

Pour une charge d'une durée d'application < 24h,

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [ART/A-2.1.21 BAEL 91]}$$

À j = 28 jours $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$

▼ **Module de déformation différée :**

Pour une longue durée d'application de charge

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [ART A-2.1.22 BAEL 91]}$$

À 28 jours, on aura :

$$E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

e. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale, notée G, est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de young.

g : Coefficient de poisson.

Selon l'article « A.2.1. 3 /BAEL91 », le coefficient de poisson est pris égal à :

$g = 0$ à L'ELU

$g = 0,2$ à L'ELS

f. Diagramme 'contraintes- déformations' du béton :

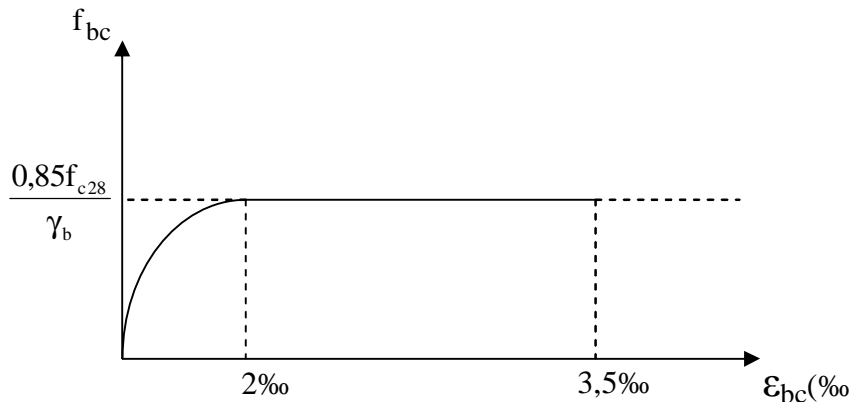


Fig3. Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU

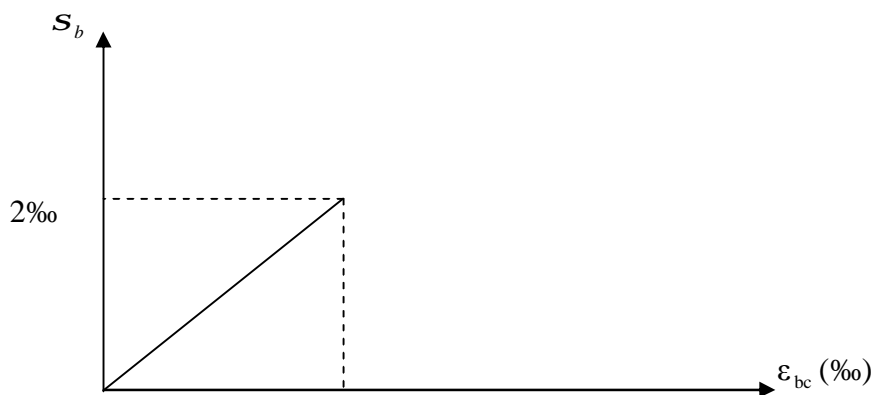


Fig4. Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

I-10-2. Aciers :

On utilise dans notre ferrailage deux types d'aciers :

▼ Acier doux rond lisse FE235

Fe : limite d'élasticité

Fe = 235 MPa

▼ Acier à haute adhérence de type FE400

Fe = 400 MPa

▼ Treillis soudés de type TL520

Fe=520MPa

Ces aciers se distinguent par leurs nuances, leurs états de surface et leurs limites d'élasticité.

a. Module de déformation longitudinale :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

▼ Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$g = 0,3$$

▼ Coefficient de fissuration

$h=1,6$ pour les aciers à haute adhérence.

$h=1$ pour les aciers ronds lisses.

$h=1.3$ Pour les treillis soudé

b. Contraintes limites :**1) ELU :**

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s}; \text{ pour } : \varepsilon_s > 1,74\%. \\ E_s \cdot \varepsilon_s; \text{ pour } : \varepsilon_s \leq 1,74\%. \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation courante.} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

2) ELS :

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s}; \text{ en fissuration peu nuisible. [BAEL91.Art A.4.5,32]} \\ \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right); \text{ en fissuration préjudiciable [BAEL91.Art A.4.5,33]} \\ \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right); \text{ en fissuration très préjudiciable .[BAEL91.Art A 4.5,34]} \end{cases}$$

η : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les aciers "RL" .} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les aciers "HA" .} \end{cases}$$

D'où:

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa en F.P.N .} \\ 183,3 \text{ MPa en F.P .} \\ 165 \text{ MPa en F.T.P .} \end{cases}$$

c. Diagramme 'contraintes – déformations' des aciers :

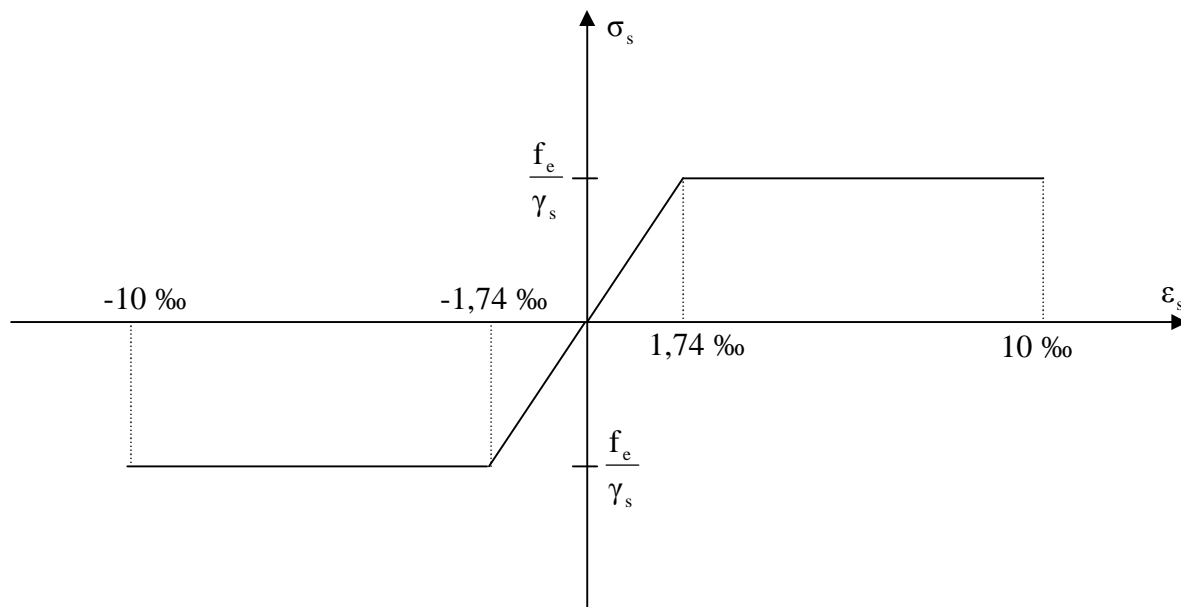


Fig5. Diagramme de déformation de l'acier

I-11. Protection des armatures : [BAEL 91 Art A. 7-2.4]

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

- ✓ $C \geq 5$ cm pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓ $C \geq 3$ cm pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux et canalisation).
- ✓ $C \geq 1$ cm pour les parois situées dans les locaux couverts et clos.

I-12-Hypothèses de calcul :

a) ELS :

- ✓ Les sections droites restent planes après déformation.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligeable.
- ✓ Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- ✓ Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- ✓ Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

b) ELU :

- ✓ Les sections droites restent planes après déformation.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligeable.
- ✓ Les déformations des sections sont limitées à :
 $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple.
- ✓ L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$.
- ✓ On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de barres tendues ou comprimées.
- ✓ Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole – rectangle ».

II-1) pré dimensionnement des planchers :

a) :Les planchers : Les planchers sont des aires planes délimitant les différents niveaux d'un bâtiment, leur rôle principal est la transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs, en plus de participation à la stabilité de la structure ; ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. Ils sont considérés comme uniformément rigides dans leurs plans.

II-1) plancher en corps creux :

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculé pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevé à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : L : longueur entre nus d'appuis

h_t : hauteur totale du plancher.

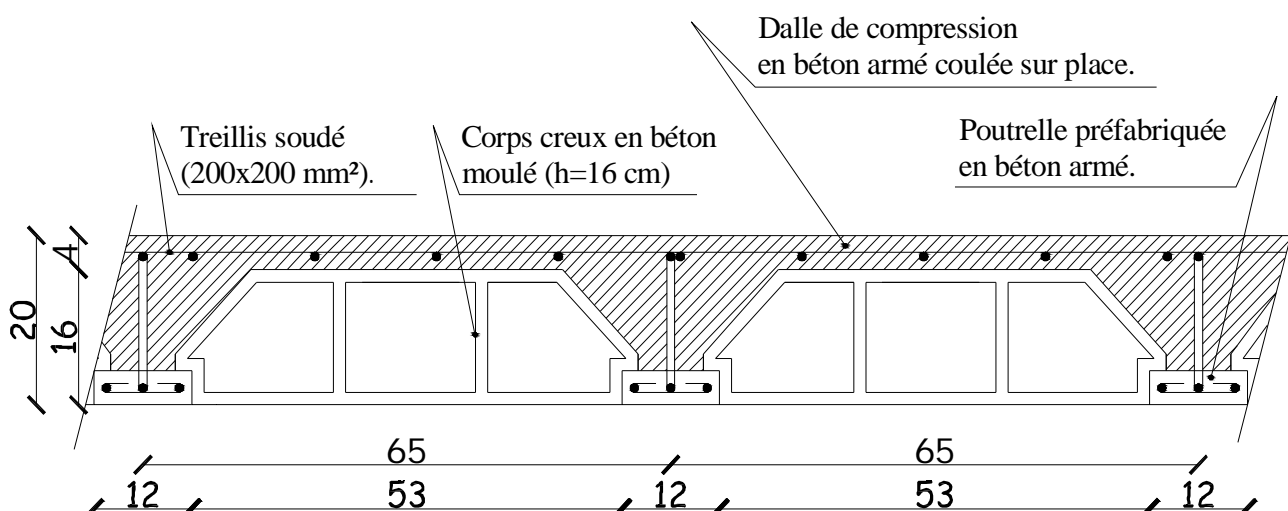
On a $L = 355 - 25 = 330$

$$h_t \geq \frac{330}{22.5} = 14.66$$

$$22.5$$

$$h_t \geq 14.66$$

Conclusion : on adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un hourdi de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



II-2) Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres : les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue les poutres principales (p.p) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II-2-1) : Poutres principales :

a) La hauteur h: la hauteur h est donnée par :

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

Avec : L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis.

h : la hauteur des poutres.

$$L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$$

$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10}$$

$$26.33 \leq h \leq 39.5$$

On prend donc $h = 35 \text{ cm}$

b) La largeur b :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

on prend donc $b = 30 \text{ cm}$

b) Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art7.4.1) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 < 4 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{conditions vérifiées}$$

II-2-2) : poutres secondaires :**a) La hauteur h :**

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

Avec : L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis de la plus grande travée .

h : la hauteur des poutres.

$$L_{\max} = 355 - 25 = 330 \text{ cm}$$

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$22 \leq h \leq 33$$

On prend donc $h = 30 \text{ cm}$

b) La largeur b :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7h$$

$$12 \leq b \leq 21$$

on prend donc $b = 30 \text{ cm}$

C) Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art7.4.1) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{conditions vérifiées}$$

Conclusion : nous adopterons des poutres de dimensions suivantes :

Poutres principales (p.p) : $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

Poutres secondaires (p.s) : $h = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

II-3) pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à L'ELS et en compression simple, en calculant la descente de charge ; en tenant compte de la dégression de charge.

L section des poteau est donné par la formule suivante : $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$

σ_{bc}

N : effort de compression revenant à la base du poteau le plus sollicité.

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression à L'ELS.

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

Remarque: on doit tenir compte de la section minimale exigé par RPA 99 pour un poteau en zone IIa qui est de $25 * 25 \text{ cm}^2$

II.4/ Pré dimensionnement des voiles :

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

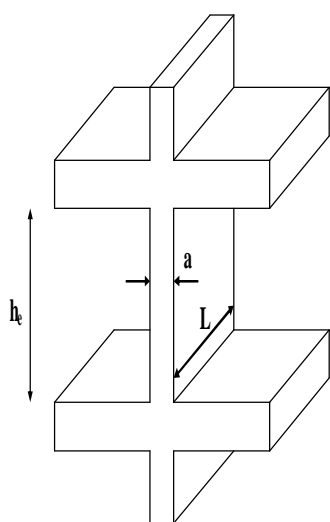
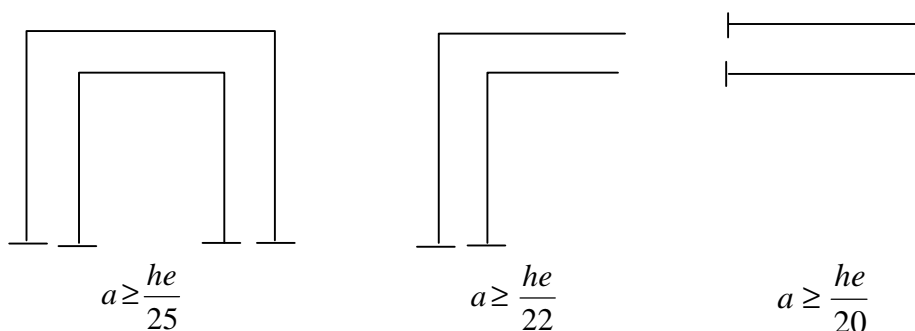


Fig-II-4 coupe de voile en élévation.



FigII-2 : coupe des voiles en plan

- **Epaisseur :**

Notre structure a des voiles du 2em type en L

$$a \geq \frac{h_e}{22}$$

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de

rigidité aux extrémités. $h_e = h - e_p$

Leur pré dimensionnement se fera conformément au RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1).

$$a \geq \frac{h_{e \max}}{22}$$

$h_{e \max}$: La hauteur libre max des niveaux

$$h_{e \max} = 306 - 20 = 286 \text{ cm.} \Rightarrow a \geq \frac{286}{22} = 13 \text{ cm}$$

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

- **Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :**

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité, le règlement exige

Une épaisseur minimale de 15 cm.

On a : $a = 20 \text{ cm}$

Condition vérifiée. \longrightarrow

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

La largeur minimale L_{\min} du voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4.a \Rightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

L_{\min} : Portée minimale des voiles.

On a : $L_{\min} = 164 \text{ cm}$.

$L_{\min} \geq 80 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

II-5) Charges et surcharges :

A) Charges permanentes :

A-1-) plancher terrasse en corps creux : (figure 01)

1-couche de gravillon ($e_p = 5\text{cm}$).....	0.80 KN/m ²
2-étanchéité multiple ($e_p = 2\text{ cm}$).....	0.12 KN/m ²
3-béton en forme de pente ($e_p = 12\text{cm}$).....	2.64 KN/m ²
4-feuille de polyane	0.01 KN/m ²
5-isolation thermique en liège ($e_p = 4\text{cm}$).....	0.16 KN/m ² .
6-corps creux ($e_p = 16+4\text{ cm}$).....	2.85 KN/m ²
7-enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$).....	0.20 KN/m ²
$G = 6.78\text{KN/m}^2$	

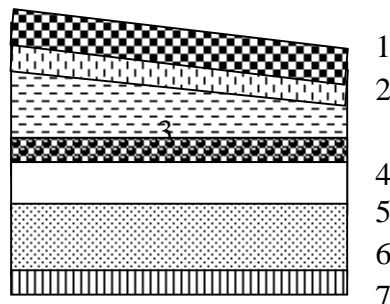


fig II-1 coupe du plancher terrasse

A-2) plancher étage courant : (figure 02)

1-revetement en carrelage ($e_p = 2\text{ cm}$).....	0.44KN/m ²
2- mortier de pose ($e_p = 2\text{cm}$).....	0.40KN/m ²
3-couche de sable ($e_p = 3\text{cm}$).....	0.51KN/m ²
4-plancher corps creux ($e_p = 16+4\text{ cm}$).....	2.85KN/m ²
5-enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$).....	0.20KN/m ²
6-cloison ($e_p = 10\text{cm}$).....	1 KN/m ²
$G = 5.4\text{ KN/m}^2$	

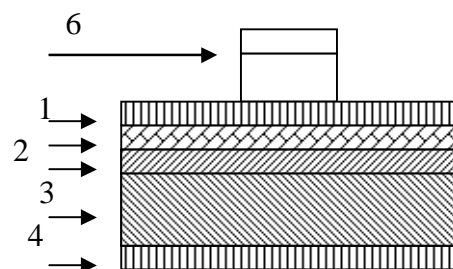


fig II-2 coupe du plancher étage c

A-3) maçonnerie :

*murs extérieurs (figure 03)

1-enduit de ciment ($e_p = 2\text{cm}$).....	0.36KN/m ²
2-briques creuses ($e_p = 10\text{ cm}$).....	0.90KN/m ²
3-lame d' air ($e_p = 5\text{cm}$).....	
4-briques creuses ($e_p = 10\text{cm}$).....	0.90KN/m ²
5-enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$).....	0.20KN/m ²
$G_T = 2.36\text{ KN/m}^2$	

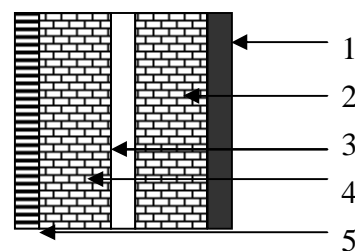


Fig II-3 coupe verticale du mur extérieure

***mursinterieurs :**

- 1-Enduit en plâtre(ep=2cm) 0.2KN/m²
- 2- brique creuses(ep=10cm)0.9KN/m²
- 3-Enduit en plâtre(ep=2cm) 0.2KN/m²

$G_T = 1.30 \text{ KN/m}^2$

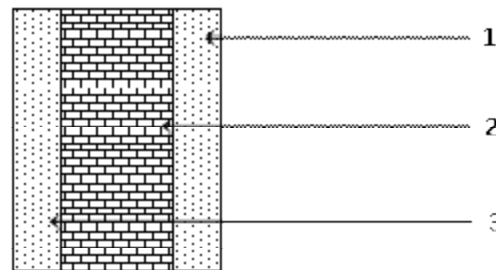


Figure II.4: Coupe verticale d'un mur intérieur

A-4) balcon :

- 1-revetement en carrelage (e_p =2 cm).....0.44KN/ml
- 2-mortier de pose (e_p =2cm).....0.40KN/ml
- 3-couche de sable (e_p =3cm).....0.51KN/ml
- 4-poids propre de la dalle3.75 KN/ml
- 5. Poids de garde corps..... 1kn/ml

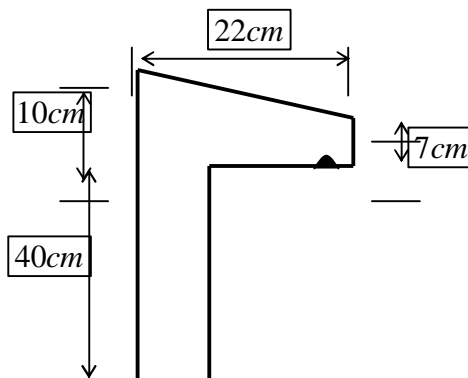
G= 6.1 KN/ml

A-5) Acrotère :

$G_{acr} = S_{acr} \cdot (g_{bet})$

$S_{acr} = 0, 1.0, 4+ (0, 1+0, 07).0, 22/2.$
 $\Rightarrow S_{acr} = 0, 0587 \text{ m}^2.$

$G_{acr} = 0, 0587.2500.$
 $G_{acr} = 146, 75 \text{ kg/ml.}$



A-6) Escalier :

a)Palier : la dalle du palier à 20cm d'épaisseur .

- Carrelage scellé (2cm).....0,02.2200 = 44 kg/m²
- Chape(2cm)..... .0,02.2000 = 40 kg/m².
- Lit de sable (3cm).....0,03.1700 = 51 kg/m²
- Enduit de ciment (2cm)..... 0,02.1800 =36 kg/m².
- Dalle en beton (20cm).....0,20 . 2500 = 500 kg/m²

G = 671 kg/m²

b) Voleé:(pallasse)

$a = 32,50^{\circ}$

- 1. Poids propre de la paillasse :..... $\frac{0,18 \times 2500}{\cos 32,50} = 533.56 \text{Kg/m}^2$
- 2. Poids propre des marches..... $\frac{0,17 \times 2500}{2} = 212,5 \text{ kg/m}^2$
- 3. Revêtement :
 - Carrelage(2cm)..... $2200 \times 0,02 = 44 \text{Kg/m}^2$
 - mortier de pose(2cm)..... $2000 \times 0,02 = 40 \text{Kg/m}^2$
 - lit de sable(1cm)..... $1700 \times 0,01 = 17 \text{Kg/m}^2$
- 4. Poids de garde corps..... 100kg/m^2

G=947,35Kg/m²

B) charges d'exploitation :

- 1-plancher terrasse (non accessible)..... 1KN/m^2
- 2-plancher étage courant..... 1.5NM/m^2
- 3-plancher de RDC 1.5KN/m^2
- 4-plancher sous sol commerce(boutiques) 2.5KN/m^2
- 5-acrotère 1KN/ml
- 6-l'escalier..... 2.5 KN/m^2
- 7-balcon..... 1.5KN/m^2

II-3-2) descente de charges :

la descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations, d'une façon générale les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées a chaque élément porteur (poutre, poteau, voile) appelée surface d'influence.

Calcul de l'effort normal sous poteau (C3) :

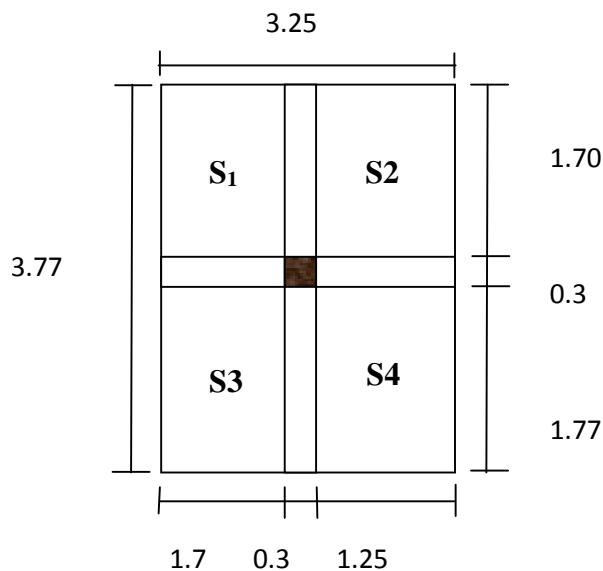


Fig II-4charges revenants au pot (C3)

1-surface d'influence(s) revenante au poteau :

$$S=3.26 * 3.77 =12.25 \text{ m}^2$$

$$S1+S2+S3+S4 =S'$$

$$S' = (1.70+1.25)*(1.77+1.70)$$

$$S'=10.23 \text{ m}^2$$

2-Calcul des poids des éléments :**le poids du plancher terrasse :**

$$G_{\text{plancher}}= 6.78* S' = 6.78*10.23 = 69.40\text{KN}.$$

***le poids du plancher d'étage courant :**

$$G_{\text{étage .c}}=5.4*S' =5.4*10.23= 55,24 \text{ KN}.$$

***poids des poutres principales :**

$$G_{pp} = 0.35*0.3*3.25*25 = 8.53 \text{ KN}.$$

***poids des poutres secondaires :**

$$G_{ps}= 0.3*0.3*3.77*25 = 8.48 \text{ KN}.$$

Donc , la charge totale des poutres est : $G_p=17.01 \text{ KN}$

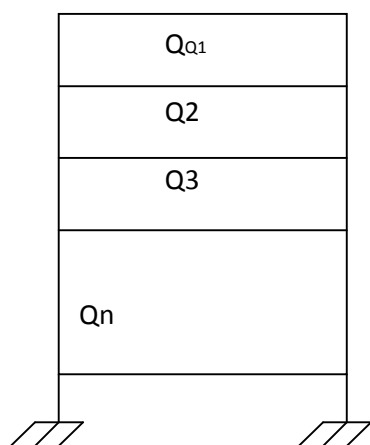
***poids des poteaux :**

$$G_{pot}= 0.3*0.3*3.06*25 = 6.88 \text{ KN}$$

b) Surcharges d'exploitation :**b-1) loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :**

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes, les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression des charges sur ses planchers sont prises sans abattement.

le nombres minimum de niveaux pour tenir compte de loi de dégression est 05, ce qui est le cas du bâtiment étudié.



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

Avec $n \geq 5$

$$Q_0 = 1 \cdot 12.25 = 12.25 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = 1.5 \cdot 12.25 = 18.37 \text{ KN}$$

$$Q_{S.SOL} = 2.5 \cdot 12.25 = 30.62 \text{ KN}$$

- $S_0 = Q_0 = 12.25 \text{ KN}$
- $S_1 = Q_0 + Q_1 = 30.62 \text{ KN}$
- $S_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 47.15 \text{ KN}$
- $S_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 61.85 \text{ KN}$
- $S_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 74.70 \text{ KN}$
- $S_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 85.73 \text{ KN}$
- $S_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 \cdot 6) = 94.91 \text{ KN}$
- $S_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 \cdot 7) = 103.54 \text{ KN}$
- $S_8 = Q_0 + 0.687 (Q_1 \cdot 8) = 113.21 \text{ KN}$
- $S_9 = Q_0 + 0.666 (Q_1 \cdot 9) = 122.36 \text{ KN}$

Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau (C3) :

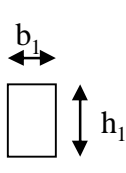
NIVEAU	G(KN)					Q (KN)		N= G _c + Q _c	S(CM ²)	
	G _{plancher}	G _{pot}	G _{poutre}	G _{totale}	G _{cum}	Q	Q _{cum}		S _{trouvé}	S _{adopté}
9	69.40	00	17.01	86.75	86.75	12.25	12.25	99	66	30x30
8	55.61	6.88	17.01	79.13	165.88	30.62	42.87	208.75	139.66	30x30
7	55.61	6.88	17.01	79.13	245.01	47.15	90.02	335.03	223.35	30x30
6	55.61	6.88	17.01	79.13	324.14	61.85	151.87	476.01	317.34	35x35
5	55.61	6.88	17.01	79.13	401.27	74.70	226.57	627.84	418.56	35x35
4	55.61	6.88	17.01	79.13	482.4	85.73	312.3	794.7	529.8	35x35
3	55.61	6.88	17.01	79.13	561.53	94.91	407.21	968.74	645.82	35x40
2	55.61	6.88	17.01	79.13	640.66	103.54	510.42	1151.08	767.38	35x40
1	55.61	6.88	17.01	79.13	719.79	113.21	623.63	1343.42	895.61	35x40
0	55.61	6.88	17.01	79.13	798.92	122.36	746	1544.92	1029.94	40x40

II-4) Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA99 :

* $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone IIa

* $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_c/20$

* $1/4 < b_1 / h_1 < 4$



⇒ conditions vérifiées

Les sections adoptées :

(30*30)cm : pour les niveaux :9,8,7

(35*35)cm : pour les niveaux :6, 5,4.

(35*40)cm : pour les niveaux :3,2,1.

(40*40)cm : pour le niveau :0

II-5) Vérification au flambement :

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

Il faut vérifier que l'élancement des poteaux :

$$\lambda = L_f / I \leq 50 \quad (\text{BAEL 91 modifier99}).$$

Y

Avec :

λ : élancement du poteau.

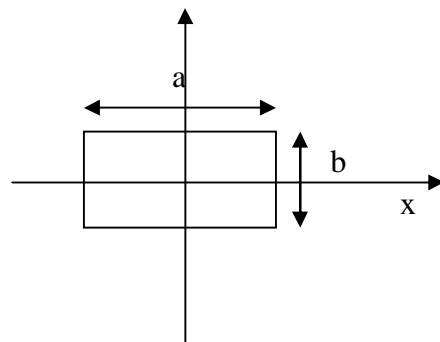
L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$.

L_0 : hauteur libre du poteau.

i : rayon de giration.

$\frac{1}{2}$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12}$$



S = axb = section transversal du Poteau

$\frac{1}{2}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}}$$

$$\frac{i}{S} = \frac{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}}{ab}$$

* Poteau (30.30) : $L_0 = 3.06 \text{ cm}$ $\lambda = 21.15 < 50$.

* poteau (35.35) : $L_0 = 3.06 \text{ cm}$ $\Rightarrow \lambda = 21.15 < 50$.

* poteau (40.40) : $L_0 = 3.06 \text{ cm}$ $\Rightarrow \lambda = 18.51 < 50$.

* poteau (35.40) : $L_0 = 3.06 \text{ cm}$ $\Rightarrow \lambda = 21.15 < 50$.

conclusion : tous les poteaux vérifient la condition de flambement .

III-1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) du à son poids propre et à un effort horizontale (Q = 1KN/ml) du à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

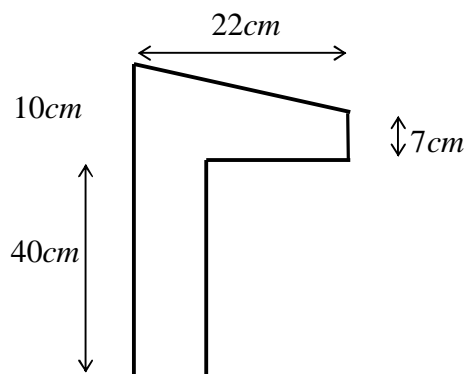


Fig. III-1) : Coupe transversale de l'acrotère

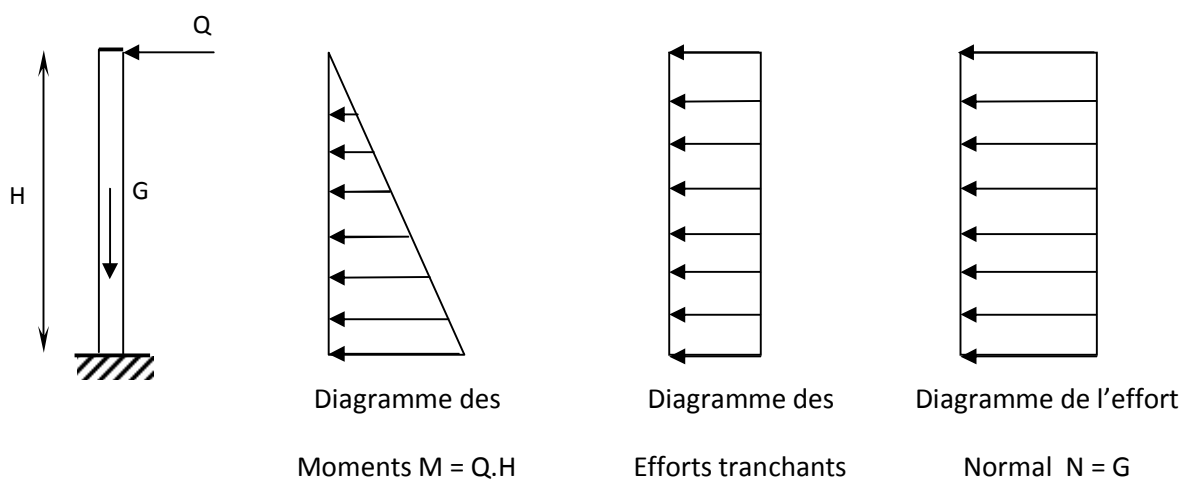


Figure III-2) : Schéma statique de l'acrotère.

III-1-1) Calcul des sollicitations :

✓ Effort normal du au poids propre :

$$G = S \times \rho$$

$$S = (0.4 \times 0.1) + (0.07 \times 0.22) + (0.03 \times 0.22) / 2 = 0.0587 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } G = 0.0587 \times 25 = 1.46 \text{ KN} = 1.46 \text{ KN/ml}$$

Avec :

$$\rho : \text{Masse volumique du béton} = 25 \text{ KN/m}^3$$

S : Section transversale

✓ Effort horizontal :

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

✓ Moment de renversement M du à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$$

III-1-2) Combinaison de charges :**a- A L'ELU :**

La combinaison est : $1,35.G + 1,5.Q$

✓ Effort normal du à G

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.46 = 1.98 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 1.98 \text{ KN/ml}$$

✓ Moment de flexion du à Q :

$$M_u = 1.5 \times Q_u = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0.75 \text{ KN.m}$$

b- A L'ELS :

La combinaison est : $G + Q$

Effort normal de compression

$$N_s = G = 1,46 \text{ KN/ml}$$

✓ Moment de flexion

$$M_s = M_Q = 0,5 \text{ KN.m}$$

III-1-3) Détermination du ferrailage :

Il est à l'étude, d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$).

$B = 100 \text{ cm}$: largeur de la section

$h = 10 \text{ cm}$: épaisseur de la section

$C=C'=3\text{cm}$: Enrobage

$d=h-c$: Hauteur utile

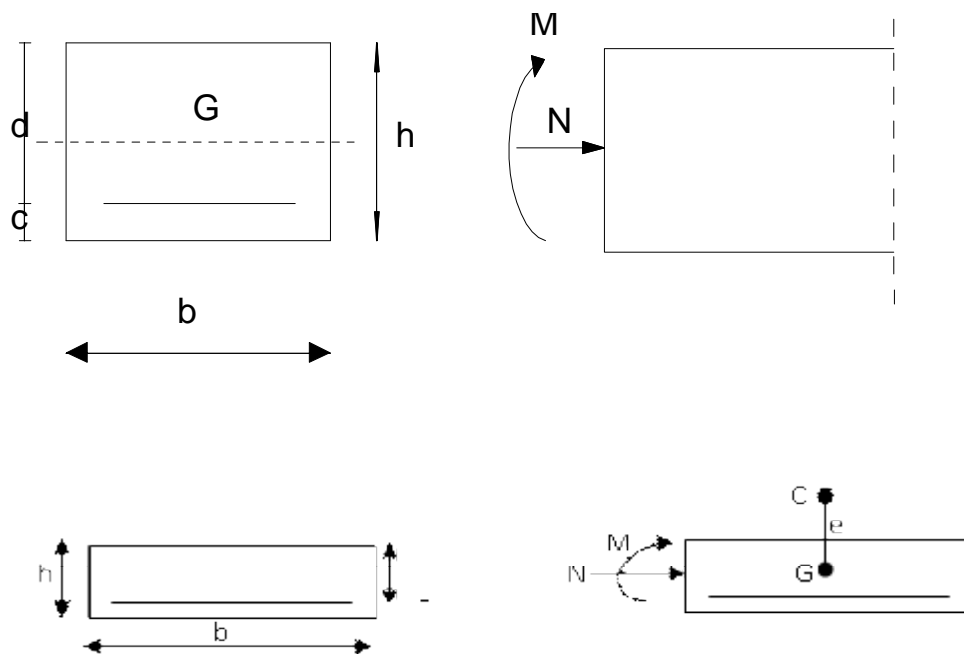


Figure III-3) : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

a) Calcul à L'ELU :

✓ Calcul de l'excentricité :

• Recherche du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,98} = 0,38 \text{ m}$$

$$\text{on a : } \frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 0,03 = 0,02 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_u = 0,38 > 0,02 \text{ m}$$

Nous avons une Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues,
Donc : Le centre de pression (position du point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

✓ L'effort normal est un effort de compression

Nous effectuons d'abord un calcul simple sous l'effet d'un moment fictif M_f .

✓ Calcul en flexion simple, section fictive :

Ø Calcul de moment fictif :

$$M_f = N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) + M_u \Rightarrow M_f = 0.789 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 1.98 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) + 0.75 = 0.789 \text{ kg/m}$$

Ø Calcul de μ :

avec : $f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$

$$m_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.789 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.011 \text{ p } 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$m_b = 0.011 < m_R = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée ; $m_b = 0.011 \Rightarrow b = 0.995$

✓ Calcul des armatures fictives : $23 \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_f = \frac{M_f}{b \times d \times S_{st}} = \frac{0.789 \times 10^2}{0.995 \times 7 \times 34.8} = 0.325 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul à la flexion composée :(Armatures réelles)

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = 0.325 - \frac{1.98}{34.8} = 0.235 \text{ cm}^2$$

III-1-4) vérification à ELU :

1) Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 4.2.1) :

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée.}$$

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$

Soit : $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$ Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4 HA8** $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$$(S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm})$$

3) Vérification au cisaillement :(Art III.2/BAEL 91)

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,0021 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

4) Vérification l'adhérence des barres :(BAEL91/ Art 6.1,3)

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

Ψ_s : Coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

$$D'où : t_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,48} = 0,0237 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La section est vérifiée.

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

III-1-5) Vérification des contraintes à L'ELS :

Il faut vérifier Les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

1)-Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } r_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,282$$

$$r_1 = 0,282 \Rightarrow b_1 = 0,916$$

$$\text{D'où : } s_{st} = \frac{0,5 \times 10^3}{0,916 \times 7 \times 2,01} = 38,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2)-Dans le béton :

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

$$s_{bc} = \frac{1}{K_1} \times s_{st} = \frac{1}{44,52} \times 38,8 = 0,87 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III-1-6) Vérification de l'acrotère au séisme :

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

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

Avec: **A**: coefficient d'accélération = 0,15 (zone IIa)

C_p: facteur de force horizontale = 0,8

W_p: poids de l'acrotère = 1.46kn / ml

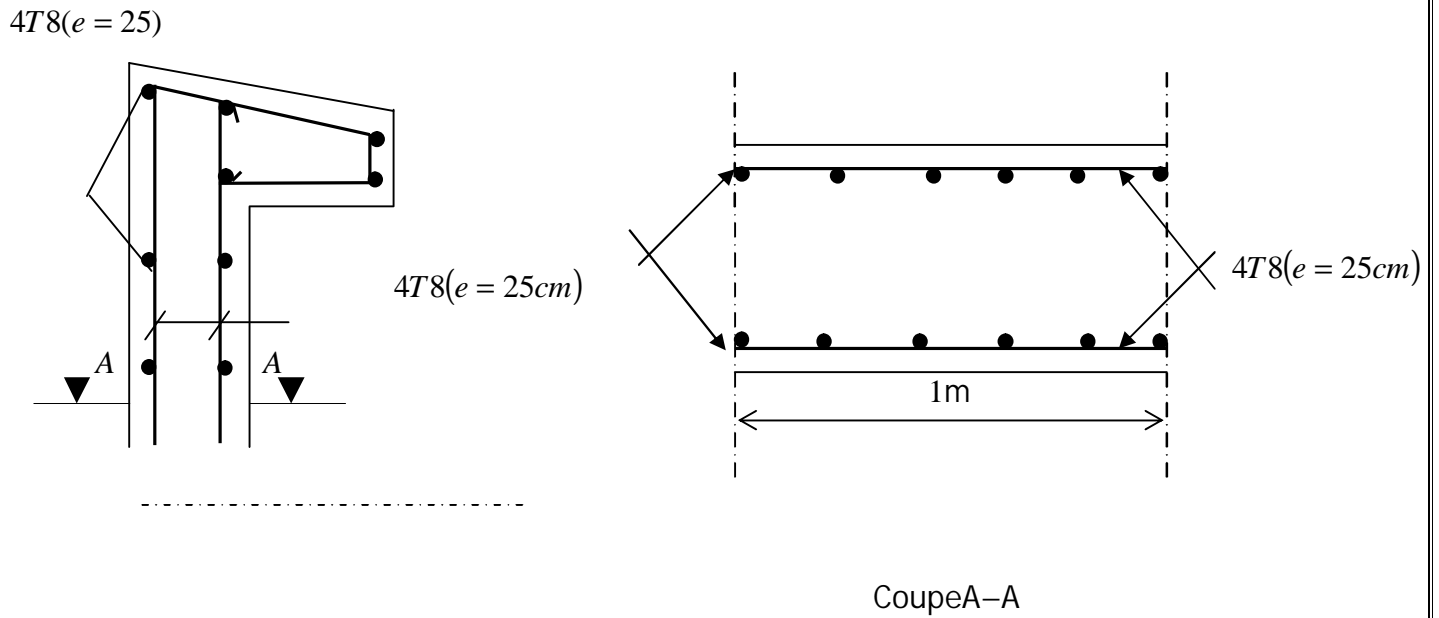
L'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ kn / ml}$ qui est supérieur à la force sismique F_p d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,46 = 0,700 \text{ KN / mL}$$

$$\mathbf{Fp=0.700 \text{ KN}} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{Fp < Q = 1 \text{ KN}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p d'où notre acrotère est à l'abri d'un éventuel séisme

III-1-7) Schéma de ferrailage :



-Ferrailage de l'acrotère-

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

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III-2-2) Calcul de la dalle de compression :

Elle a une épaisseur de 4cm, coulée sur place, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance TLE 520 dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

Ø 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

Ø 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

la largeur de l'hourdis :

$$50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm} \quad (L' : \text{entre axe des poutrelles})$$

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L'}{F_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec : } L' = 65\text{cm}$$

Nous adaptons :

Soit : **6T6 = 1.70 cm² /ml** avec un espacement **S_t = 15cm**

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : **6T6 = 1.70 cm²/ml** avec un espacement **S_t = 15cm**

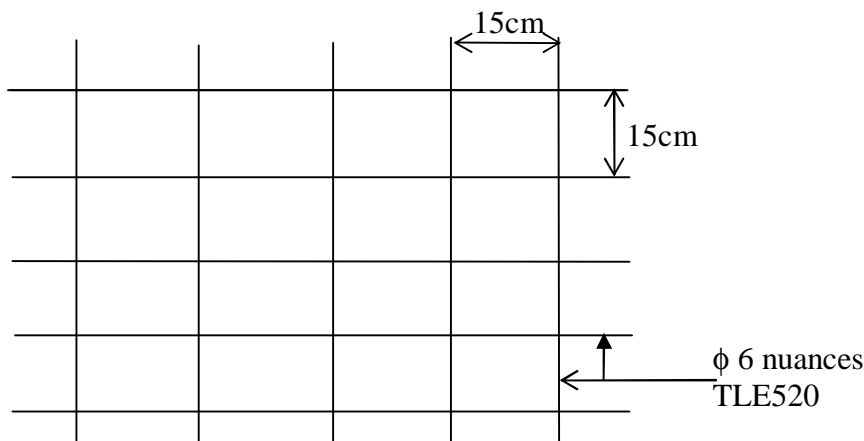


Fig. : III-2-1) : Treillis soudé de 15x15cm

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (150x150) mm².

III-2-3) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

III-2-3-1) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier. la section est estimée à 4x12 cm²

a) Évaluation des charges et surcharges :**Charge permanent :**

-le poids propre de la poutrelle est : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

-le poids propre de corps creux est : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

-la charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :

le poids de l'ouvrier est estimé à 1KN/ml

$Q = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ kN/m}$

b) Combinaison de charges :

La poutrelle est sollicitée à la flexion simple à ELU

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

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,499 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

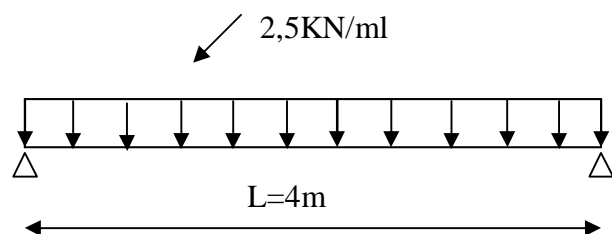


Fig. III-2-2) : schéma statique de la poutrelle

c) Calcul des efforts :

$$L = 4 \text{ m}$$

Calcul des moments en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

Calcul des Efforts tranchants :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

d) ferrailage :

Soit :

c : l'enrobage(c=2cm)

La hauteur utile d=h-c

$$d=4-2=2\text{cm}$$

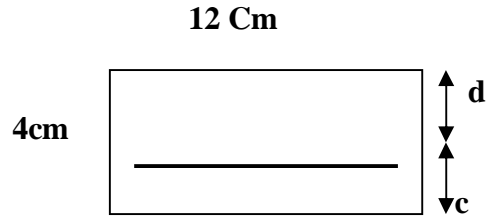


Fig. III-2-3) : section de la poutrelle

$$m = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5}{0,12 \times 0,02^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$m = 7,335 > \mu_r = 0,392 \implies$ section doublement armée (SDA).

Conclusion :

D'après les résultats obtenu, les armatures de compression sont nécessaires mais pratiquement il est impossible de les placer, vue que la section du béton est trop faible, pour soulager les poutrelles il est nécessaire de placer des étaielements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent

III-2-3-2) Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage et après durcissement de la table de compression la poutrelle est assimilée à une poutre continue.

a) Dimensionnement

b : Distance entre axe des deux poutrelles.

h : Hauteur de plancher en corps creux

b₀ : Largeur de la poutrelle.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression

b₁: débord.

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

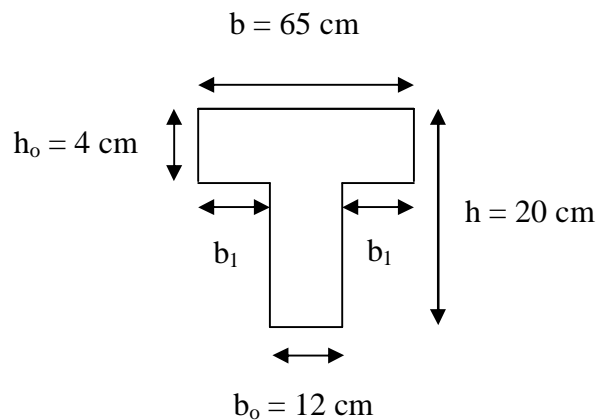


Fig : III.2.4. Détermination des paramètres

b -évaluation des charges et surcharges :

Ø Plancher terrasse :

Charges permanentes: $G = 6,78 \times 0,65 = 4.407 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

Ø Plancher étage courant :

Charges permanents $G = 5.40 \times 0,65 = 3.51 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation $Q = 1.5 \times 0,65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

Ø Plancher commercial (s-sol) :Charges permanentes $G = 5.40 \times 0.65 = 3.51 \text{ KN/ml}$ Charges d'exploitations $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$ **c)-Combinaison de charges :****Ø Plancher terrasse :****ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.407 + 1.5 \times 0.65 = 6.92 \text{ KN/ml}$ **ELS :** $q_{ser} = G + Q = 4.407 + 0.65 = 5.057 \text{ KN/ml}$ **Ø Plancher étage courant :****ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.51 + 1.5 \times 0.975 = 6.201 \text{ KN/ml}$ **ELS :** $q_{ser} = G + Q = 3.51 + 0.975 = 4.485 \text{ KN/ml}$ **Ø Plancher commercial (S-Sol) :****ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.51 + 1.5 \times 1.625 = 7.176 \text{ KN/ml}$ **ELS :** $q_{ser} = G + Q = 3.51 + 1.625 = 5.135 \text{ KN/ml}$

Remarque : on constate que le chargement pour le plancher d'étage commercial est le plus défavorable, vu que la différence entre les chargements n'est pas importante.

III-2-4) Etude du plancher :**a) vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :(Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99)****• Hypothèses :**

1) la valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

2) La fissuration est non préjudiciable.

3) Toutes les travées ont un même moment d'inertie.

4) Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

Vérification :

$$\left. \begin{array}{l} 1) \text{ On a } Q = 1,625 \text{ KN/ml} \\ 2) G = 2 \times 3.51 = 7.02 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2)-la fissuration est non préjudiciable \Longrightarrow Condition vérifiée

3) Les poutrelles du planché ont une même inertie dans les différentes travées

$$4)\text{-Les portées vérifient } 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\text{On a : } \left(\frac{4}{3.7}; \frac{3.7}{3.2} \right) = (1,08; 1,15) \leq 1,25 \Longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

b)-Application de la méthode forfaitaire :

✓ **Exposition de la méthode :** le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.

- α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérée.

$$a = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq a \leq \frac{2}{3}$$

- les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise

Aux même charges ($M_0 = \frac{ql^2}{8}$)

- M_w et M_e : moments en valeurs absolues sur l'appui de gauche et de droite de la travée considérée.
 M_t : moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) \quad M_t \geq \max [1,05 M_0; (1+0,3a)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) \quad M_t \geq \frac{1+0,3a}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$3) \quad M_t \geq \frac{1,2+0,3a}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

- 4) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaires doit être au moins égale à :

a- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.

b- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

c- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

✓ **Calcul des coefficients :**

$$a = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,625}{1,625+3,51} = 0,316 \quad \text{avec} \quad 0 \leq a \leq \frac{2}{3}$$

$$1+0,3a = 1,0948$$

$$\frac{1+0,3a}{2} = 0,547$$

$$\frac{1,2 + 0,3a}{2} = 0.647$$

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

- travée intermédiaire : $M_t \geq \frac{1 + 0,3a}{2} M_0$

- travée de rive : $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3a}{2} M_0$

III-2-5) Calcul à ELU :

On a le cas de poutrelles à étudier, poutrelles de 3 travées à 4 appuis, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés :

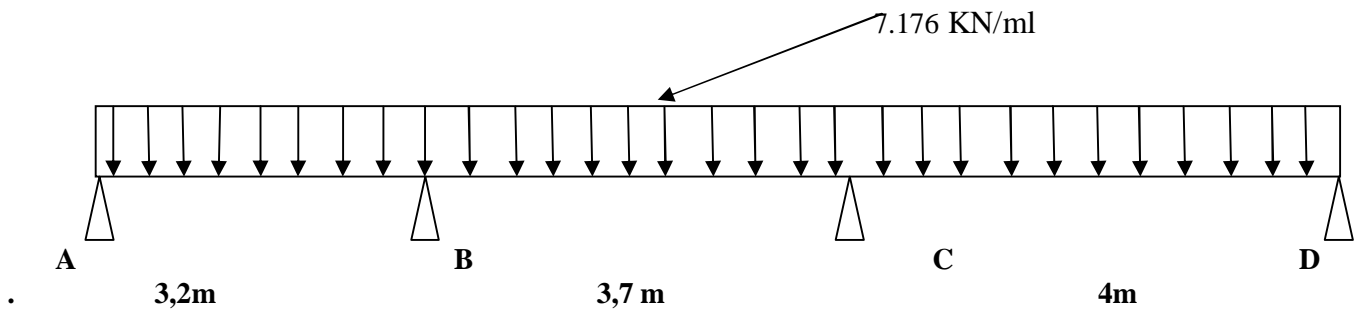


Fig. : III-2-5) Schéma statique de la poutrelle

a)-Calcul des moments isostatique :

$$M_{01} = \frac{q_u l_{AB}^2}{8} = 9,173 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u l_{BC}^2}{8} = 12,27 \text{KN.m}$$

$$M_{03} = 14,35 \text{KN.m}$$

b)-Calcul des moments aux appuis :



Fig. : III-2-6) correction des moments sur appuis

$$M_A = 0.2 \times M_{01} = 0.2 \times 9.173 = 1.834 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \times \text{Max}(M_{01}, M_{02}) = 0.5 \times 12.27 = 6.135 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \text{ Max } (M_{02}, M_{03}) = 0.5 \times 14.35 = 7.175 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.2 \times M_{03} = 0.2 \times 14.35 = 2.87 \text{ KN.m}$$

c)-Moments fléchissant en travée :

Ø Etude de la travée AB :(travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3a) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$1+0,3\alpha = 1,094 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$M_t^{AB} \geq -\frac{1.834 + 6.135}{2} + (1,0948)9.173 = 6.058 \text{ KNm}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3a}{2} M_{01} = 0,647 \times 9.173 = 5.93 \text{ KNm}$$

On prendra: $M_t^{AB} = 6.05 \text{ KN.m}$

Ø Etude de la travée BC :(travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \max [1,05 M_{02}; (1+0,3a) M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$1+0,3\alpha = 1,094 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$M_t^{BC} \geq -\frac{6.135 + 7.175}{2} + (1,0948)12.27 = 6.778 \text{ KNm}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3a}{2} M_{02} = 0.547 \times 12.27 = 6.711 \text{ KNm}$$

On prendra: $M_t^{BC} = 6.77 \text{ KN.m}$

Ø Etude de la travée CD : (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3a) M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$1+0,3\alpha = 1,094 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$M_t^{CD} \geq -\frac{7.175 + 2.87}{2} + (1,0948)14.35 = 10.68 \text{ KNm}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3a}{2} M_{03} = 0,547 \times 14.38 = 7.865 \text{ KNm}$$

On prendra: $M_t^{CD} = 10.68 \text{ KN.m}$

Ø Les diagrammes des moments fléchissant à l'ELU :

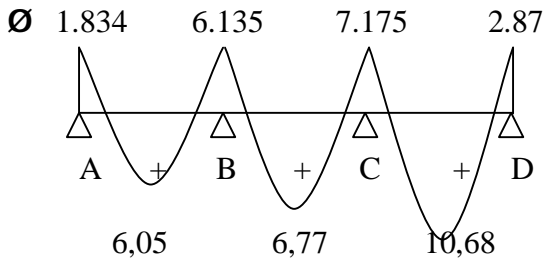


Fig.III.2.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en Kn.m

d)-Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = q_u (x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = 7.176 \frac{3.2}{2} + \frac{(-6.135) - (-1.834)}{3.2} = 10.13 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = -7.176 \frac{3.2}{2} + \frac{(-6.135) - (-1.834)}{3.2} = -12.82 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = 7.176 \frac{3.7}{2} + \frac{(-7.175) - (-6.135)}{3.7} = 13 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = -7.176 \frac{3.7}{2} + \frac{(-7.175) - (-6.135)}{3.7} = -13.55 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = 7.176 \frac{4}{2} + \frac{(-2.87) - (-7.175)}{4} = 15.42 \text{ KN}$$

$$T_D = -q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} \quad T_D = -7.176 \frac{4}{2} + \frac{(-2.87) - (-7.175)}{4} = -13.27 \text{ KN}$$

Ø Les diagrammes des efforts tranchants a l'ELU :

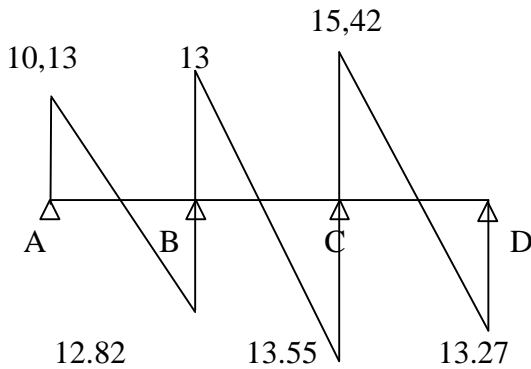


Fig.III.2.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en KN.m

III-2-6)- Calcul des armatures :

III-2-6-1)- Calcul des armatures à ELU :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t = 10.68 \text{KN.m}$ et le ferrailage aux appuis avec les moments max $M_a = 7.175 \text{KN.m}$

a)- armatures longitudinales :

Ø En travée : le calcul en travée s'effectue pour une poutre en Té.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = f_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,17 - 0,02)$$

$$M_0 = 55,38 \text{KN.m} > M_{u \text{ max}} = 10.68 \text{KN.m}$$

Donc: l'axe neutre tombe dans la table de compression → le calcul se fera comme une Section rectangulaire (b x h) = (65x20).

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.68 \times 10^3}{65 \times 17^2 \times 14.2} = 0.04$$

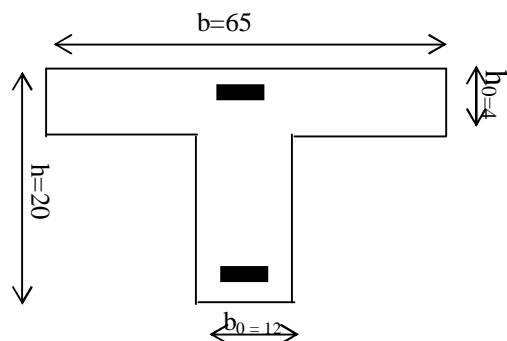
$$\mu = 0,04 < \mu_R = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0,04 \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_t = \frac{M_t}{bd \frac{f_e}{g_s}}$$

$$A_t = \frac{10.68 \times 10^3}{0.980 \times 17 \times 348} = 1.84 \text{cm}^2$$

Soit: $A_t = 3 \text{ HA}10 = 2.35 \text{cm}^2$



Ø Sur appuis:

$$M_a^{\max} = 7.175 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.175 \times 10^3}{65 \times 17^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$m = 0,026 < \mu_R = 0.987 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0,026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d s_s} = \frac{7.175 \times 10^3}{0.987 \times 17 \times 348} = 1.228 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

b)- Armatures transversales : (art. A.7.2.2 / BAEL91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, j^{\max}_1 \right)$$

$$\Phi_t = \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

j^{\max}_1 = Diameter maximal des armatures longitudinales

On choisit un étrier $\Phi 6$ avec : $A_t = 2\text{T}6 = 0.56 \text{ cm}^2$

c)- Espacement des armatures : (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (15,3 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 15,3 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

III-2-6-2) Vérifications à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 0,246 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée

2)- vérification de l'effort tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$t_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{t}_u$$

Avec T_u^{\max} : effort tranchant maximal

$$T_u^{\max} = 15.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{15.42 \times 10^3}{120 \times 170} = 0.75$$

Fissuration peu nuisible.

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

$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

3) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91/Art5.1.313) :

Ø Sur le béton :

$$V_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{g_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 17 \times 12 = 122,4 \text{ KN}$$

$$V_u = 15.42 \text{ KN} < \bar{V}_u = 122.4 \text{ KN}$$

Ø Sur l'acier :

$$A_{\text{appui}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$$

$$H = \frac{M_{\text{amax}}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\text{appui}} \geq \frac{1,15}{400} \left(15.42 + \frac{-7.92}{0,9 \times 0,17} \right) < 0$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

4) Ancrage des barres :

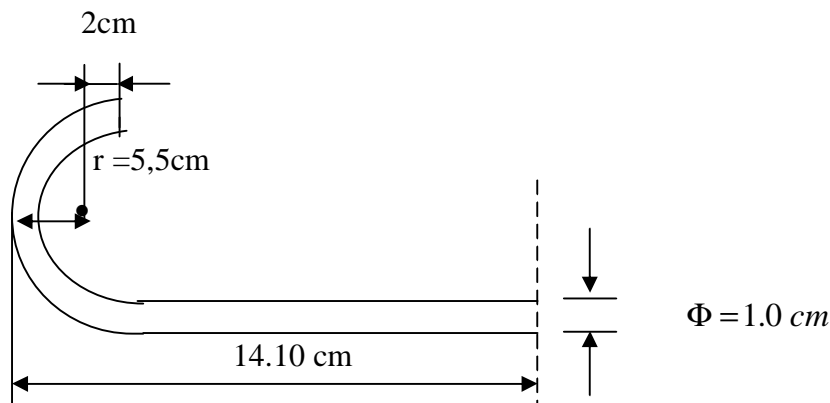
$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{f \cdot f_e}{4 \cdot t_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 14.108 \text{ cm}$

L'ancrage normal selon le BAEL (A.6.1, 253)

$r = 5.5\Phi$ pour les barres à haute adhérence



5)-Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

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

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} = y x f_{ij} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$y = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1 = 9.42 \text{ cm}$$

$$t_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{15.42 \times 10}{0.9 \times 17 \times 9.42} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

III-2-6-3) Calcul à l'ELS:

Moment isostatique de flexion à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 3.51 + 1.625 = 5.135 \text{ KN/ml}$$

$$a = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.625}{3.51+1.625} = 0.316$$

$$M_{01} = \frac{q_s l_{AB}^2}{8} = \frac{5.135 \times 3.2^2}{8} = 6.57 \text{ KNm}$$

$$M_{02} = \frac{q_s l_{BC}^2}{8} = \frac{5.135 \times 3.7^2}{8} = 8.78 \text{ KNm}$$

$$M_{03} = 10.27 \text{ KN.m}$$

Moments fléchissant sur appuis :

$$M_A = 0.2 \times M_{01} = 0.2 \times 6.57 = 1.314 \text{ KNm}$$

$$M_B = 0.5 \text{ Max } (M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 8.78 = 4.39 \text{ KNm}$$

$$M_C = 0.5 \text{ Max } (M_{02}, M_{03}) = 0.5 \times 10.27 = 5.135 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.2 \times M_{03} = 2.054 \text{ KN.m}$$

Moments fléchissant en travée :

Ø Etude de la travée AB :(travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max [1.05 M_{01}; (1+0.3a) M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$1+0.3\alpha = 1.094 > 1.05 \implies \text{OK}$$

$$M_t^{AB} \geq -\frac{1.314 + 4.39}{2} + (1.0948)6.57 = 4.34 \text{ KNm}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3a}{2} M_{01} = 0.647 \times 6.57 = 4.25 \text{ KNm}$$

$$\text{On prendra: } M_t^{AB} = 4.34 \text{ KN.m}$$

Ø Etude de la travée BC :(travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \max [1.05 M_{02}; (1+0.3a) M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$1+0.3\alpha = 1.094 > 1.05 \implies \text{OK}$$

$$M_t^{BC} \geq -\frac{4.39 + 5.135}{2} + (1.0948)8.78 = 4.85 \text{ KNm}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3a}{2} M_{02} = 0.647 \times 8.78 = 5.68 \text{ KNm}$$

$$\text{On prendra: } M_t^{BC} = 5.68 \text{ KN.m}$$

Ø Etude de la travée CD : (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max [1,05 M_{01}; (1+0,3\alpha) M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,094 > 1,05 \implies \text{OK}$$

$$M_t^{CD} \geq -\frac{2,054 + 5,135}{2} + (1,0948)10,27 = 7.65 \text{ KNm}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,647 \times 10,27 = 6.64 \text{ KNm}$$

On prendra: $M_t^{CD} = 7.65 \text{ KN.m}$

Les diagrammes des moments fléchissant a l'ELS :

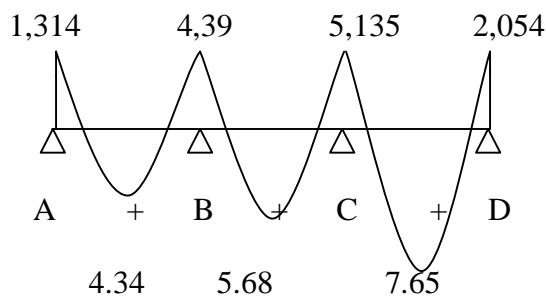


Fig.III.2.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en Kn.m

Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = q(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Travée AB :

$$T_A = q_s \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = 5.135 \frac{3.2}{2} + \frac{(-4.39) - (-1.314)}{3.2} = 7.25 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_s \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = -5.135 \frac{3.2}{2} + \frac{(-4.39) - (-1.314)}{3.2} = -9.17 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = q_s \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_B = 5.135 \frac{3.7}{2} + \frac{(-5,135) - (-4.39)}{3.7} = 9.29 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_s \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$T_C = -5.135 \frac{3.7}{2} + \frac{(-5,135) - (-4.39)}{3.7} = -9,70 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = qs \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$T_C = 5.135 \frac{4}{2} + \frac{(-2,054) - (-5,135)}{4} = 11.04 \text{ KN}$$

$$T_D = -qs \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} \quad T_D = -5.135 \frac{4}{2} + \frac{(-2,054) - (-5,135)}{4} = -9.45 \text{ KN}$$

Ø Les diagrammes des efforts tranchants a l'ELS :

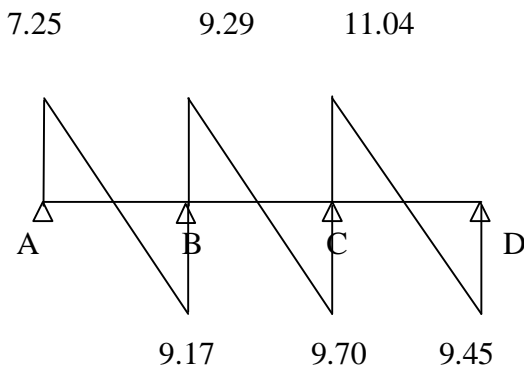


Fig.III.2.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS EN KN.m

III-2-6-4) Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont rela

- Etat limite de résistance de béton en compression ;
- Etat limite de déformation ;
- Etat limite d'ouverture des fissures.

1)-Etat limite de résistance de béton à la compression :

(Art. A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à : $\bar{s}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

-En travée :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $s_{bc} < \bar{s}_{bc}$

$$r_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 17} = 1.152 \implies K_1 = 19.01 \text{ et } \beta_1 = 0,853$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_t}{b_1 d A_s} = \frac{7.65 \times 10^3}{0,853 \times 17 \times 2.35} = 224.49 \text{ MPa} \implies s_s < \bar{s}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

La contrainte dans le béton est : $s_{bc} = \frac{s_s}{K_1} = \frac{224.49}{19.01} = 11.81 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELS sont satisfaisantes.

2)-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible ; donc la vérification non exigée.

3)-Etat limite de déformation : (vérification de la flèche) :

Les règles (Art. A.3.6.51 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

Avec h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis ;

M_t : moment max en travée ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b₀ : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{La condition n'est pas vérifiée ; donc on doit calculer la flèche.}$$

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

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

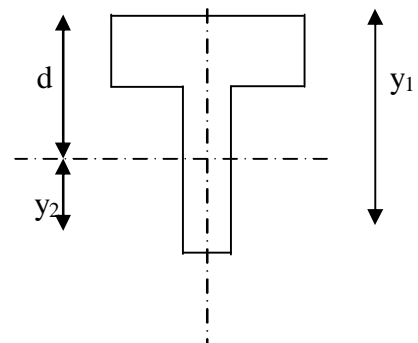
\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

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

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

y₁ : position de l'axe neutre $y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$



$$B_0 = b_0(h-h_0) + b h_0 + n A_t = 12(20-4) + 65 \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = b_0 h x \frac{h}{2} + (b - b_0) x h_0 x \frac{h_0}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + 15 \times 2.35 \times 17 = 3423.25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = 7,025 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 12,97 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Dans notre cas $A_s' = 0$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[2.35 \left(\frac{20}{2} - 3 \right)^2 \right] = 45060.58 \text{ cm}^4$$

Avec : A_s : section d'armatures tendues ;

B_0 : section du béton ;

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité de la section ;

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$r = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.35}{12 \times 17} = 0,011$$

$$s_s = \frac{M_t^s}{b d A_t} = \frac{7.65 \times 10^6}{0,982 \times 170 \times 2,35} = 19499.935 \text{ MPa}$$

$$I_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)r} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)0,011} = 1,5$$

$$m = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4r s_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,995$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + I_v \cdot m} = \frac{1,1 \times 45060,58}{1 + 1,5 \times 0,995} = 19881.9 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{7.65 \times 10^6 (4000)^2}{10 \times 10818,86 \times 19881,9 \times 10^4} = 5.69 \text{ mm}$$

$$f = 5.69 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

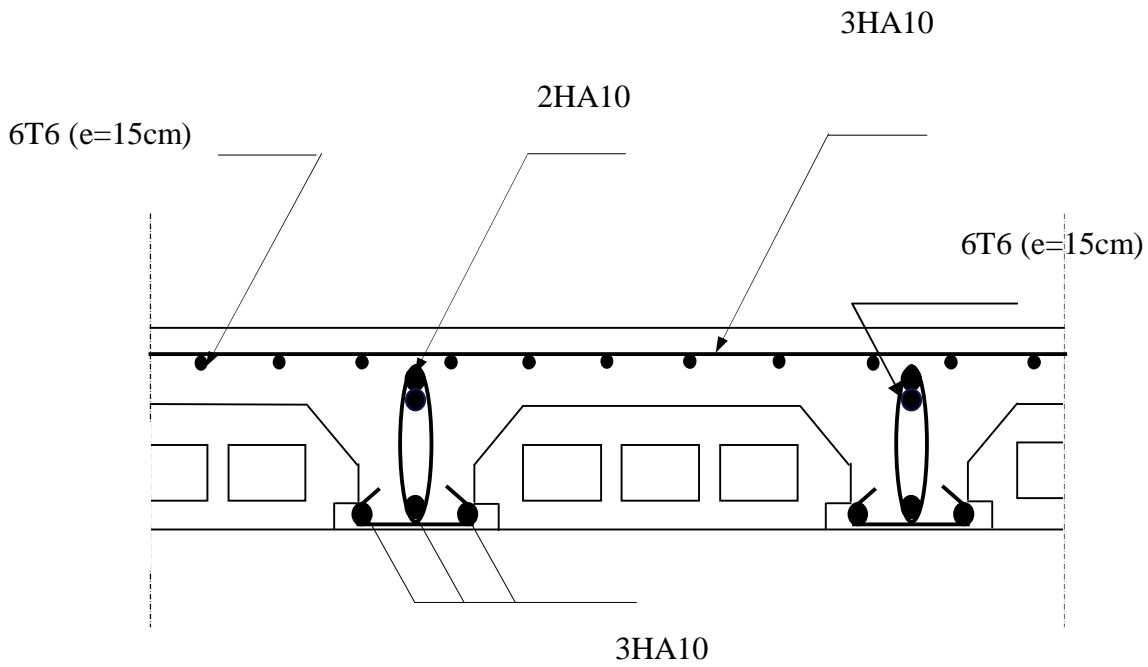


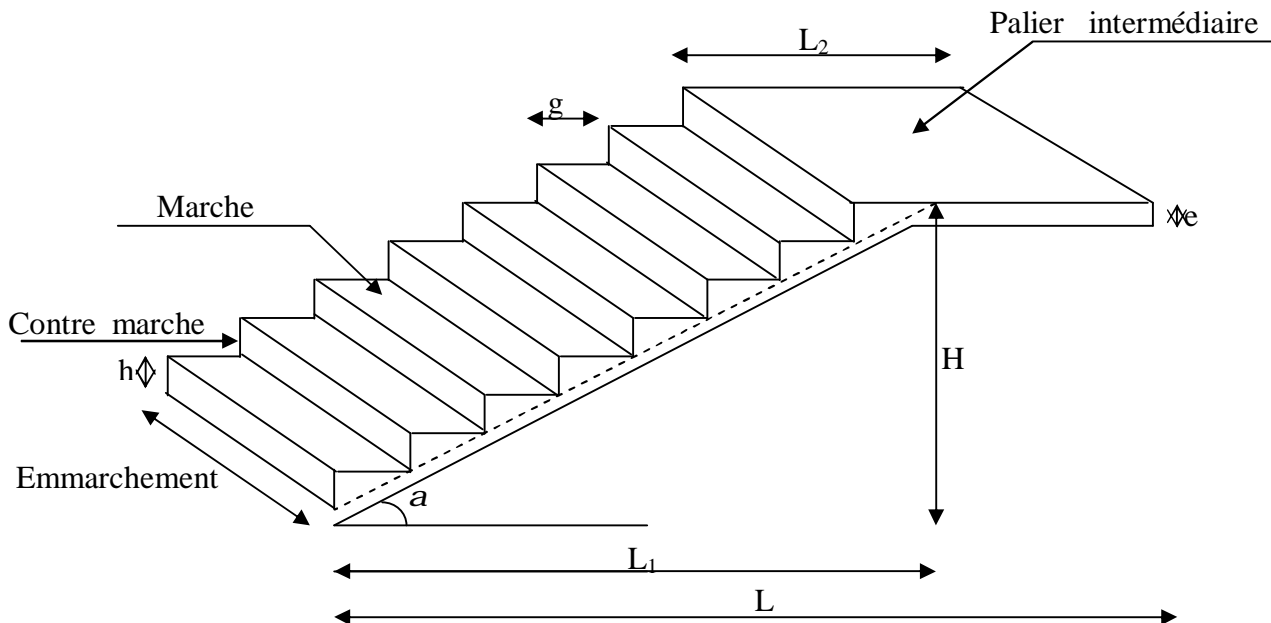
Figure III-2-11: Plan de ferrailage du plancher.

III-3) Calcul d'escaliers :

✓ Introduction :

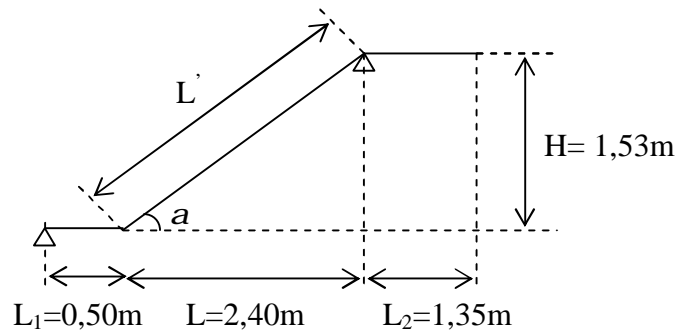
Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer d'un niveau à un autre.

✓ Terminologie :



✓ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre-marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée béton armé incorporant les marches et contre-marches.

III-3-1) Pré dimensionnement de l'escalier :**a)- Présentation schématique :****Fig. :III.1. Schéma statique**

Avec une hauteur d'étage de 3,06 m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \quad \text{et} \quad 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

On prend la hauteur des marches $h = 17\text{ cm}$.

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9 \text{ contre marches.}$$

Le nombre de marches : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

1)-Loi de BLONDEL :

Est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où on se déplace de façon confortable.

$$60\text{ cm} \leq g + 2h \leq 64\text{ cm.}$$

Pour $h = 17\text{ cm}$, on aura : $26\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$ donc on prend $g = 30\text{ cm}$.

2)-Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60\text{ cm} \leq g + 2h \leq 64\text{ cm.}$$

$$60\text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64\text{ cm} \rightarrow 60\text{ cm} \leq 64 \leq 64\text{ cm.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-3-2) Dimensionnement de la paillasse :

Le calcul se fait comme une poutre simplement appuyée sur les extrémités, son épaisseur doit vérifier :

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

Avec : $L_0 = L_1 + L'$

Calcul de : L'

D'après la figure (III.4.2), on déduit : $\operatorname{tg} a = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \Rightarrow a = 32.5^\circ$

$$\cos a = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{\cos a} = \frac{240}{0.843} = 284.7 \text{ cm} = 2.847 \text{ m.} \Rightarrow L' = 2.846 \text{ m.}$$

$$L_0 = L_1 + L' = 284.6 + 50 = 334,6 \text{ cm.} \Rightarrow L_0 = 3,346 \text{ m.}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Leftrightarrow \frac{334,6}{30} \leq e_p \leq \frac{334,6}{20} \Leftrightarrow 11,15 \leq e_p \leq 16,73$$

Donc On prend : e = 15cm

III-3-3) Détermination des charges et surcharges

La paillasse sera calculée en flexion simple comme une poutre horizontale appuyée sur les deux côtés de portée 1 m.

a) Charges permanentes :**Ø Palier :**

$$\text{Poids propre} = 0,25 \times 0,2 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du revêtement (mortier+carrelage+lit de sable)} = 0,4 + 0,36 + 0,51 + 0,44 = 1,71 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G_{palier} = 6.71 \text{ KN/ml}}$$

Ø Volée :

$$\text{Poids de la paillasse : } G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos a} = 25 \times \frac{0,15}{\cos 32,5^\circ} = 4,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$\text{Revêtement carrelage ;} \quad 0,44 \text{ KN/m}^2;$$

$$\text{Mortier de pose :} \quad 0,4 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Lit de sable ;} \quad 0,17 \text{ KN/m}^2;$$

$$\text{Poids de garde corps} \quad 1 \text{ KN/m}^2;$$

$$\mathbf{G_{total} 8,57 \text{ KN/m}^2}$$

b) Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

c) Combinaison des charges et surcharges:

$$\mathbf{\text{Ø E.L.U : } 1,35G + 1,5Q}$$

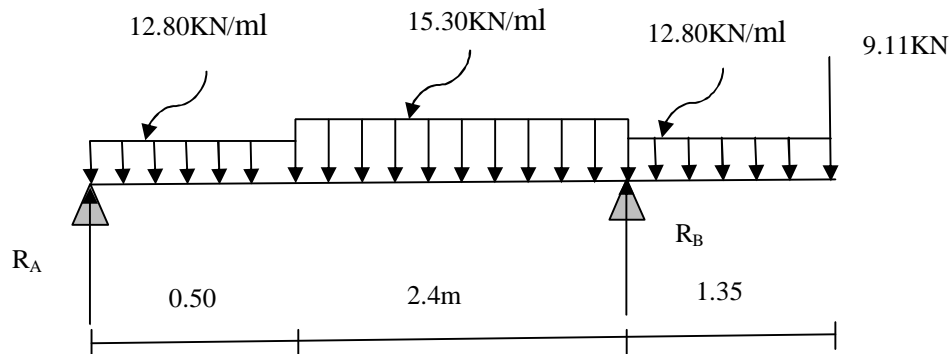
- **Paillasse:** $1,35 \times 8,57 + 1,5 \times 2,5 = 15,30 \text{ KN/ml}$

- **Palier:** $1,35 \times 6,71 + 1,5 \times 2,5 = 12,80 \text{ KN/ml.}$

- **Charge concentrée:** $1,35 \times 2,86 \times 2,36 = 9,11 \text{ KN/ml}$

d) Calcul des efforts internes a L'ELU :

Calcul des réactions :



Ø Les réactions d'appuis :

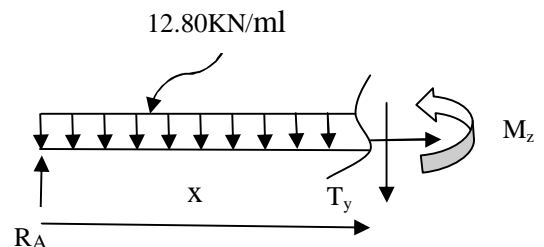
$$\begin{aligned} \sum F / y=0; & \quad R_A+R_B=69.51 \text{ KN.} \\ \sum M/A=0; & \quad R_B=57.08 \text{ KN.} \\ \text{D'où:} & \quad R_A=12.42 \text{ KN.} \end{aligned}$$

Ø Calcul des efforts tranchant et moments fléchissant :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.50 \text{ m}$:

ü Efforts tranchants :

$$\begin{aligned} \sum F / y=0; & \quad T_y=12.42-12.80x \\ x=0 & \quad T_y=12.42\text{KN} \\ x=0.50\text{m} & \quad T_y=6.02\text{KN} \end{aligned}$$



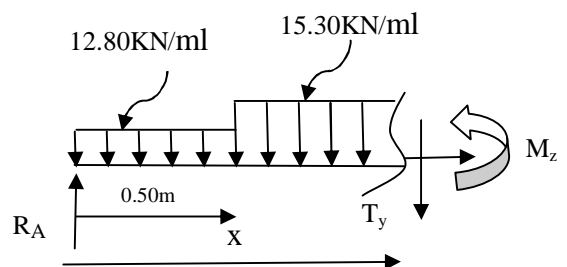
ü Moments fléchissant :

$$\begin{aligned} \sum M/i=0; & \quad M_z=12.42x-6.40x^2 \\ x=0 & \quad M(0) = 0\text{KN.m} \\ x=0.50\text{m} & \quad M(0.50) = 4.61\text{KN.m} \end{aligned}$$

- 2^{eme} tronçon : $0.50 \leq x \leq 2.90\text{m}$:

ü Efforts tranchant

$$\begin{aligned} \sum F / y=0; & \quad T_y= 13.67 -15.30x \\ x=0.50\text{m} & \quad T_y= 6.02 \text{ KN} \\ x=2.90 \text{ m} & \quad T_y= - 30.70\text{KN} \end{aligned}$$



ü Moments fléchissantants :

$$\sum M/i=0; \quad M_z = -7.65 x^2 + 13.67 x - 0.31$$

$$x=0.50 \text{ m} \quad M(0.50) = 4.61 \text{ KN.m}$$

$$x=2.90 \text{ m} \quad M(2.90) = -25.00 \text{ KN.m}$$

- 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$:

ü Efforts tranchants :

$$\sum F /y=0; \quad T_y = 9.11 + 12.80x$$

$$x=0 \quad T_y = 9.11 \text{ KN}$$

$$x=1.35 \text{ m} \quad T_y = 26.39 \text{ KN}$$

ü Moments fléchissant :

$$\sum M/i=0; \quad M_z = -6.40 x^2 - 9.11 x$$

$$x=0 \quad M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x=1.35 \text{ m} \quad M(1.35) = -24.96 \text{ KN.m}$$

✚ Détermination du moment max :

Dans le 2^{eme} tronçon :

Pour : $M = M_{\max}$

$$\text{On a : } T(x)=0 \quad \Longrightarrow \quad 13.67 - 15.30x = 0$$

$$X = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M(0.8) = 5.7 \text{ KN.m}$$

Remarque :

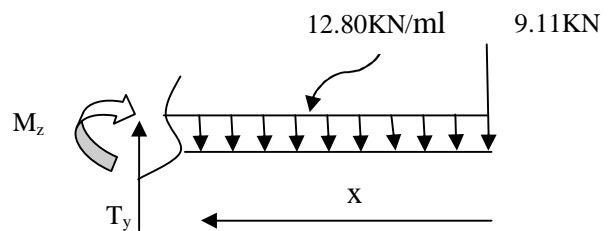
Compte tenu du semi encastrement aux appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

• Moment en appuis A:

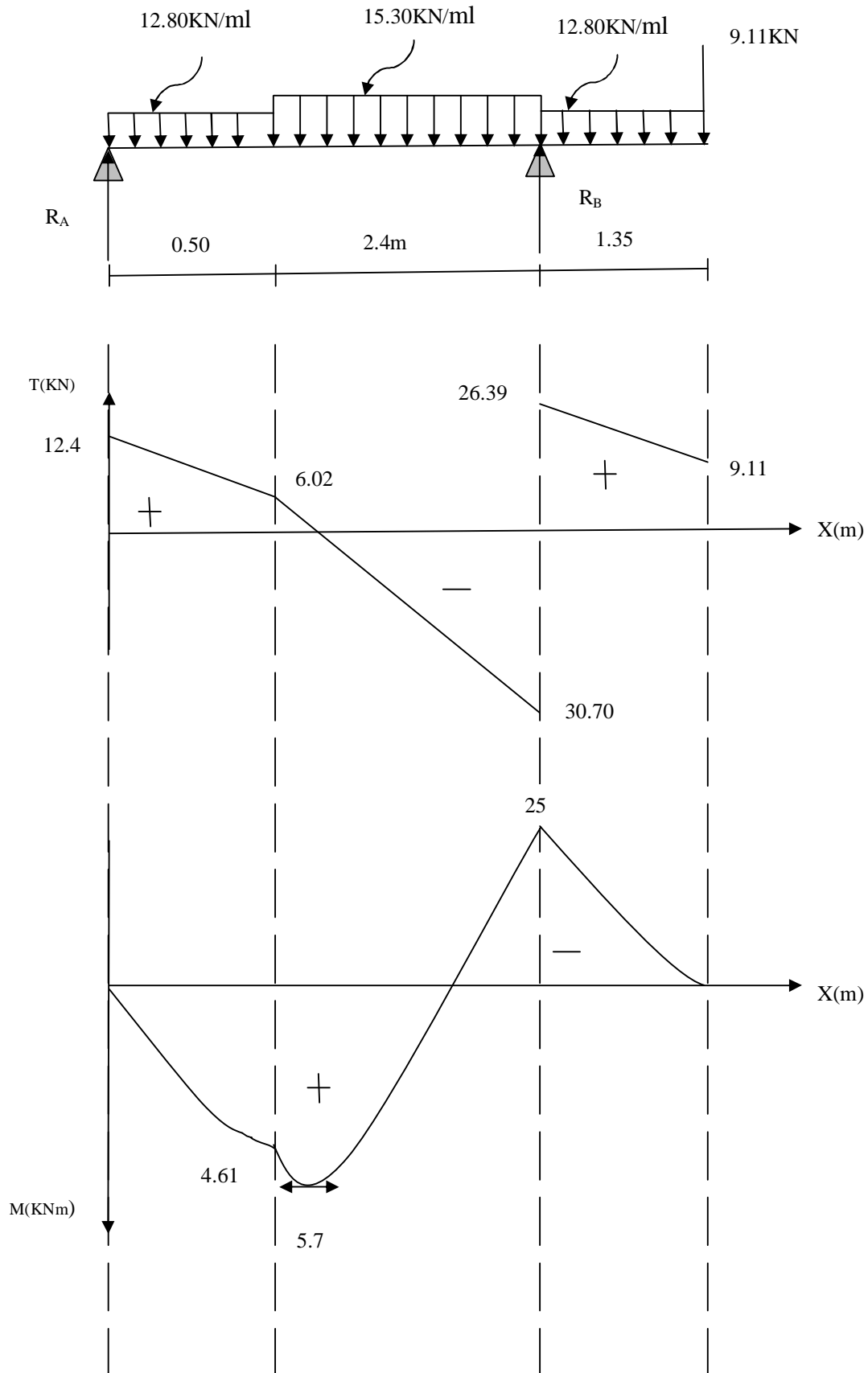
$$Mu_{\text{ap}} = (-0,3) Mu_{\text{max}} = (-0,3) \times 5.7 = -1.71 \text{ KN.m}$$

• Le moment en travée :

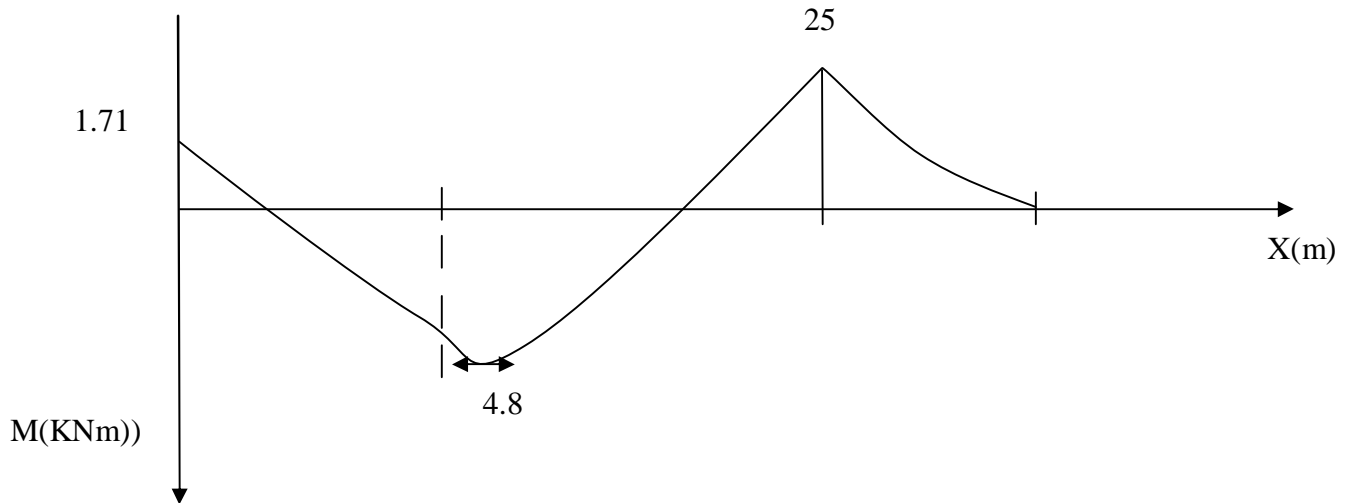
$$Mu_{\text{travée}} = (0,85) Mu_{\text{max}} = (0,85) \times 5.7 = 4.8 \text{ KN.m}$$



Ø Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELU :



Ø Diagramme des moments fléchissant (ELU) en tenant compte de l'encastrement partiel.



III-3-4) ferrailage :

a)-Calcul des armatures :

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$.

▼ En travée :

$M_u^t = 4.8 \text{ KN m}$

1. Armatures principales :

$$m_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.8 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.015 \leq 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.023 \quad \beta = 0.989$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{b d S_s} = \frac{4.8 \times 10^3}{0.989 \times 12 \times 34.8} = 9.2 \text{ cm}^2$$

Soit **6 HA 14 = 9.23 cm²** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.3 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ **En appui :**

1. Armatures principales :

$$M_u^a = -1,71 \text{ KN m}$$

$$m_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,71 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0083 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0083 \quad \beta = 0,957$$

$$A_u = \frac{M_u^a}{bd s_s} = \frac{1,71 \times 10^3}{0,957 \times 12 \times 34,8} = 3,28 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA 12 = 3,39 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = 0,847 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA 8 = 2,01 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III-3-5) vérifications à l'ELU :

1)-Vérification du non fragilité du béton : (BAEL 91, Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

a) En travée $A_t = 9,2 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ → condition vérifiée.

b) Aux appuis : $A_a = 3,28 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ → condition vérifiée

2)-Vérification de contrainte tangentielle : (Art A 5.1,2/BAEL 91 modifié 99)

$$t_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{t}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 33,70 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{33,70 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{t}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

3)-Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**(Art A.5.1.313/BAEL 91modifié 99]**

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{g_b} ab \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 33.70 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,12 \times 1 = 720 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

4)-Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

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

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} = y f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

 $y = 1,5$ pour les aciers HA $\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$t_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{33.70 \times 10^3}{0,9 \cdot 120 \times 12 \times 3,14 \times 3} = 2.76 \text{ MPa}$$

$$t_{se} \leq \bar{t}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5)-Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{f \cdot f_e}{4 \cdot \bar{t}_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 3,15} = 31,74 \text{ cm}$$

avec

$$\bar{t}_{sc} = 0,6 y^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 31,74 = 12,70 \text{ cm.}$$

6)-Espacement des barres :**Armatures principales :**Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$

$$\leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

En travées : $e = 20 \text{ cm}$ **Armatures de répartition :**Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$

$$\leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

En travées : $e = 25 \text{ cm}$

III-3-6) Calcul à l'ELS:

1) Combinaison de charges :

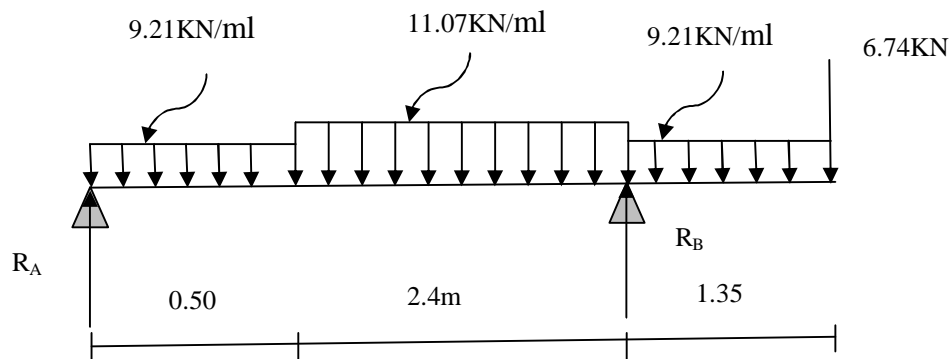
Palier : $q_u = G + Q = 6.71 + 2,5 = 9.21 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_u = G + Q = 8.57 + 2,5 = 11.07 \text{ KN/m}$

Charge concentrée: $2.86 \times 2.36 = 6.74 \text{ KN/ml}$

2) Calcul des efforts internes :

Calcul des réactions :



Ø Les réactions d'appuis :

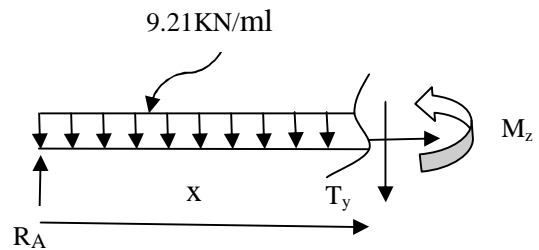
$$\begin{aligned} \sum F / y=0; & \quad R_A + R_B = 50.06 \text{ KN.} \\ \sum M / A=0; & \quad R_B = 41.16 \text{ KN.} \\ \text{D'où:} & \quad R_A = 8.90 \text{ KN.} \end{aligned}$$

Ø Calcul des efforts tranchant et moments fléchissant :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.50 \text{ m}$:

ü Efforts tranchants :

$$\begin{aligned} \sum F / y=0 ; & \quad T_y = 8.90 - 9.21x \\ x=0 & \quad T_y = 8.90 \text{ KN} \\ x=0.50\text{m} & \quad T_y = 4.29 \text{ KN} \end{aligned}$$



ü Moments fléchissant :

$$\begin{aligned} \sum M / i=0; & \quad M_z = 8.90x - 4.60x^2 \\ x=0 & \quad M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=0.50\text{m} & \quad M(0.50) = 3.3 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

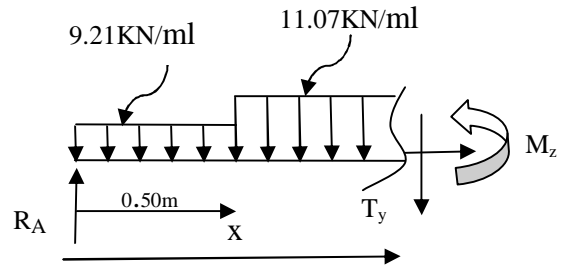
2^{ème} tronçon : $0.50 \leq x \leq 2.90$ m :

ü Efforts tranchants :

$$\sum F / y=0; \quad T_y = 9.83 - 11.07x$$

$$x=0.50 \text{ m} \quad T_y = 4.29 \text{ KN}$$

$$x=2.90 \text{ m} \quad T_y = - 22.27\text{KN}$$



ü Moments fléchissant :

$$\sum M/i=0; \quad M_z = - 5.53x^2 + 10.73x - 0.23$$

$$x=0.50 \text{ m} \quad M (0.50) = 3.75 \text{ KN.m}$$

$$x=2.90\text{m} \quad M (2.90) = - 15.62 \text{ KN.m}$$

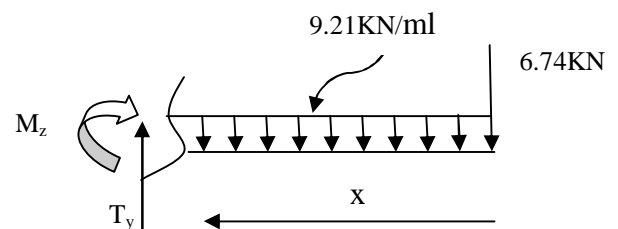
• 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.35$ m :

ü Efforts tranchants :

$$\sum F / y=0; \quad T_y = 6.74 + 9.21x$$

$$x= 0 \quad T_y = 6.74 \text{ KN}$$

$$x=1.35 \text{ m} \quad T_y = 19.17 \text{ KN}$$



ü Moments fléchissant :

$$\sum M/i=0; \quad M_z = - 4.60 x^2 - 6.74 x$$

$$x= 0 \quad M (0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x=1.35\text{m} \quad M (1.35) = -17.48 \text{ KN.m}$$

✚ Détermination du moment max :

Dans le 2^{ème} tronçon :

Pour : $M = M_{\max}$

$$\text{On a : } T(x)=0 \iff 9.83 - 11.07 x = 0$$

$$X = 0.88\text{m}$$

$$\text{Donc : } M (0.88) = 4.9\text{KN. m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à L'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en trav

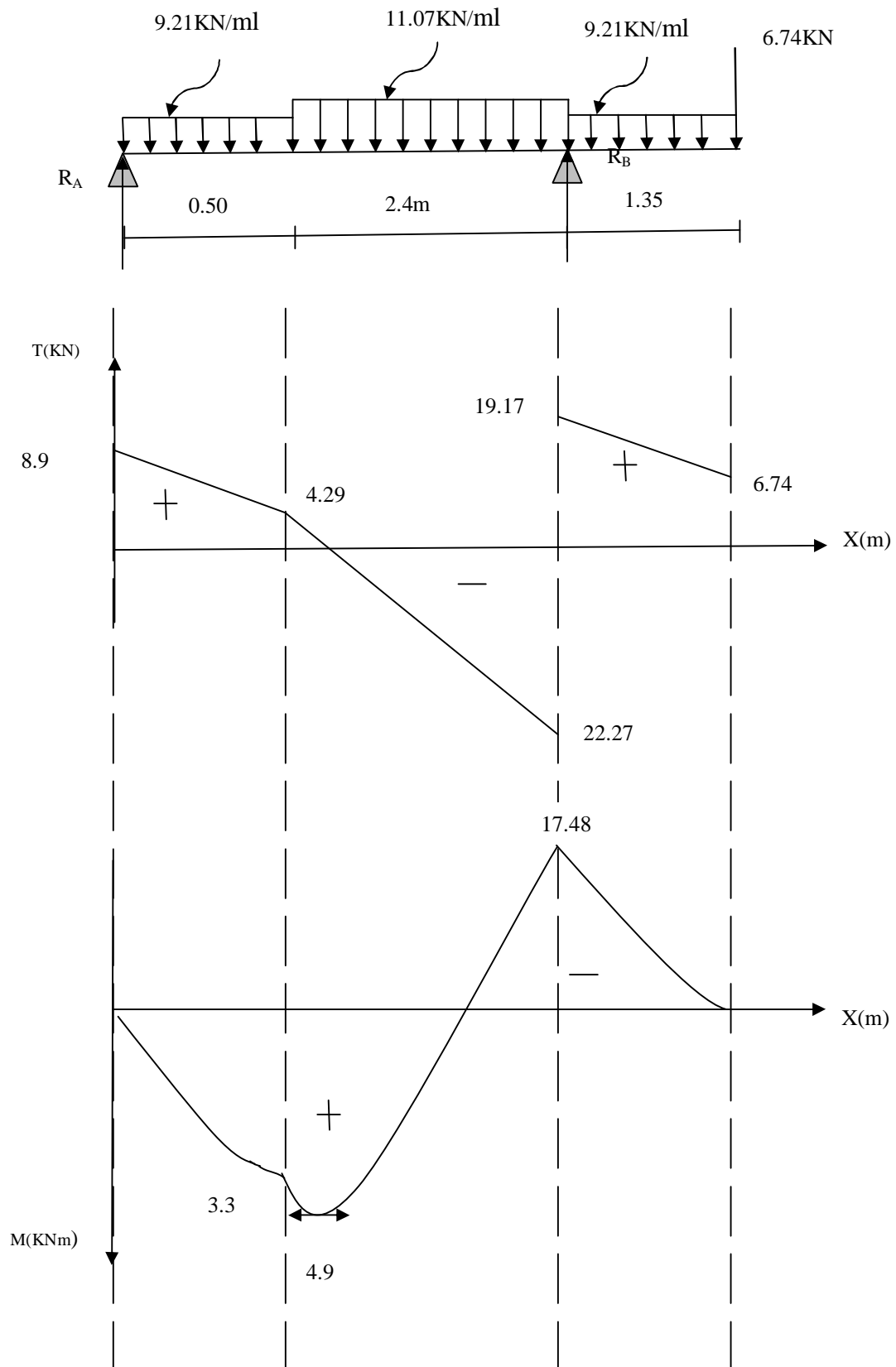
• **Moment en appuis A**

$$Mu_{ap} = (-0,3) Mu_{\max} = (-0,3) \times 4.9 = -1.47\text{KN.m}$$

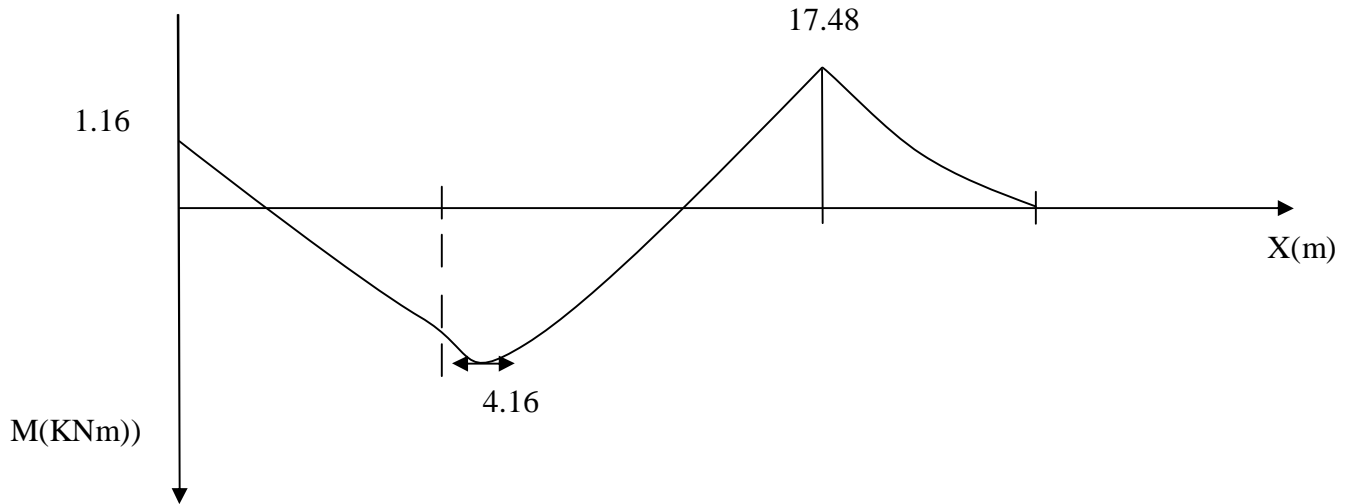
• Le moment en travée :

$$Mu_{travée} = (0,85) Mu_{max} = (0,85) \times 4,9 = 4.16 \text{ KN.m}$$

Ø Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELS



Ø Diagramme des moments fléchissant (ELS) en tenant compte de l'encastrement partiel.



III-3-7) Vérification à l'ELS :

1)-Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art. A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $s_{bc} < \bar{s}_{bc}$

$$r_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 9.2}{100 \times 12} = 0,766 \implies K_1 = 24.68 \text{ et } \beta_1 = 0,874$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_t}{b_1 d A_s} = \frac{4.9 \times 10^3}{0,9 \times 12 \times 9.2} = 49.31 \text{ MPa} \implies s_s < \bar{s}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots \text{OK}$$

La contrainte dans le béton est : $s_{bc} = \frac{s_s}{K_1} = \frac{49.31}{24.68} = 1,99 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{OK}$

2)-Vérification de la flèche :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (15 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 4,25 m) ;

M_t : moment max en travée ($M_t = 4.16\text{KN.m,}$) ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{425} = 0,035 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée ;}$$

Donc, on doit calculer la flèche.

$$f \leq \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000} = 0,5\text{cm} + \frac{425}{1000} = 0.925\text{cm}$$

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

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

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

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

V_1 : position de l'axe neutre

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

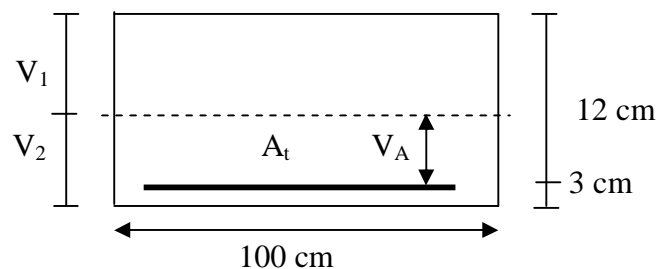


Fig.-III-2-7) schéma de calcul des escaliers

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0}$$

B_0 : aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité

A_t : section d'armatures tendues

$$B_0 = b.h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 9.2 = 1638\text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 9.2 \times 15}{1638} = 8.13 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 8.13 = 6.86 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_A)^2$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée calculée par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{100}{3}(8.13^3 + 6.86^3) + 15 \times 9.2(3.86)^2 = 30729.36 \text{ cm}^4$$

$$r = \frac{A_t}{bd} = \frac{9.2}{100 \times 12} = 0,0076 \longrightarrow \rho\% = 0,76$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$s_s = \frac{M_t^s}{b d A_t} = \frac{4.16 \times 10^6}{0,874 \times 120 \times 920} = 431 \text{ MPa}$$

$$I_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b}{b})r} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100})0,76} = 0,011$$

$$m = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 r s_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,997$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + I_v m} = \frac{1,1 \times 30729.36}{1 + 0,011 \times 0,997} = 33435.6 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{4.16 \times 10^5 (425)^2}{10 \times 10818.86 \times 30729.36 \times 10^2} = 0,22 \text{ cm}$$

$$f = 2.2 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9.27 \text{ mm}$$

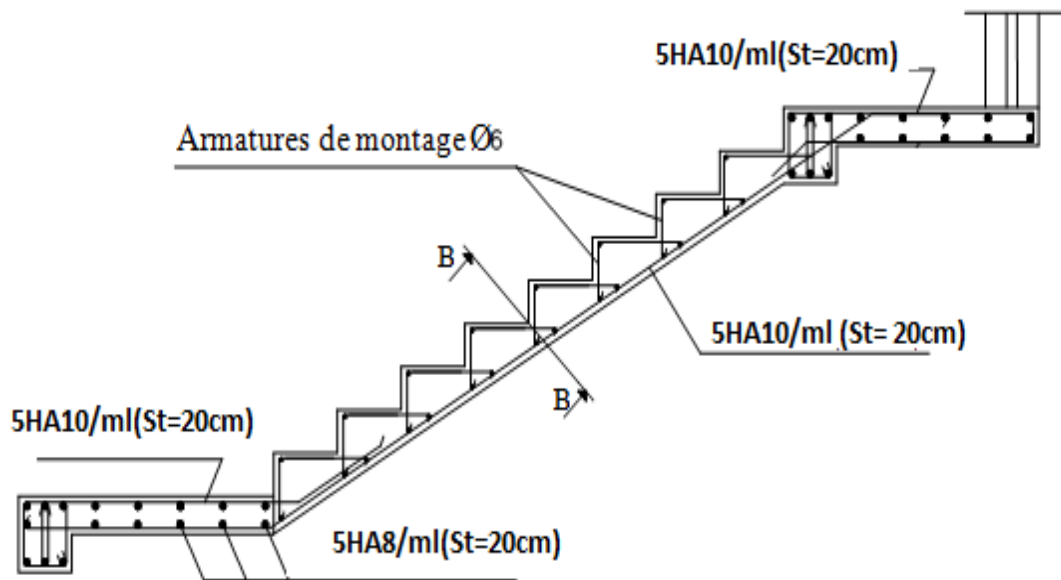
Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3)-Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL91, Art A.5.34 :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.



III-4) Etude de la poutre palière :**III-4-1) Pré dimensionnement :**

a)-**Hauteur** : La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max}=2.50 \Rightarrow \frac{250}{15} \leq h_t \leq \frac{250}{10} \text{ donc : } 16.66\text{cm} \leq h_t \leq 25\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA 99/version2003 (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$

b)-**Largeur** : La largeur de la poutre palière est donnée par : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

D'où : $10\text{cm} \leq b \leq 18 \text{ cm}$

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

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

d)-Vérifications relatives aux exigences du RPA -Art 7.5.1 du RPA99)

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

III-4-2) détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.20 \times 0.30 = 1.5 \text{ KN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui : ELU $T_u = 28.43 \text{ KN/ml}$

ELS $T_s = 20.64 \text{ KN/ml}$

- combinaison de charges :**

a-ELU : $q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 1.5) + 28.43 = 30.45 \text{ KN}$

$q_u = 30.45 \text{ KN/ml}$

b -ELS: $q_s = G + T_s = 1.5 + 20.64 = 22.14 \text{ KN}$

$q_s = 22.14 \text{ KN/ml}$

III-4-3) calcul à l'ELU :

a)-calcul du moment et d'effort :

§ Moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{30.45 \times 2.5^2}{8} = 23.78 \text{ KN.m}$$

§ Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{30.45 \times 2.5}{2} = 38.06 \text{ KN}$$

En tenant compte des encastrements partiels, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_u = 0.3 \times M_u^{\max} = 0.3 \times 23.78 = 7.13 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 23.78 = 20.21 \text{ KN.m}$

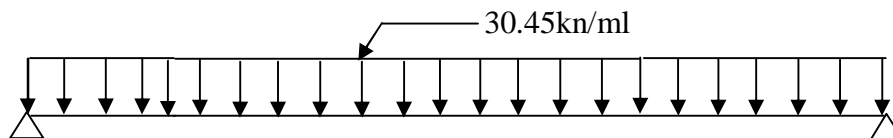


Fig. : III-4-1) schéma statique de la poutre palière.

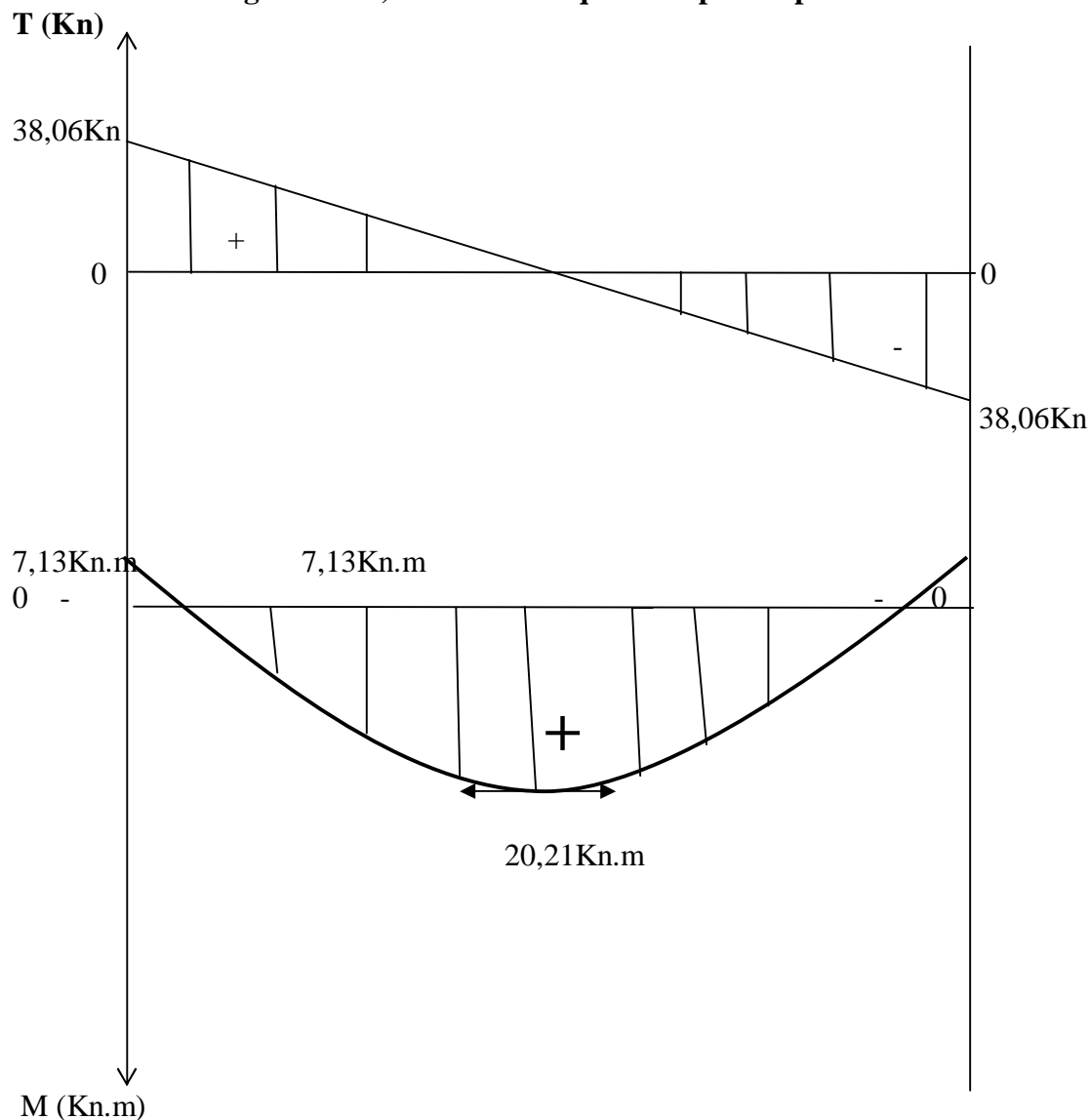


Fig. : III-4-2) -diagramme des efforts

III-4-4) Calcul des armatures :**a) Armatures principales (longitudinal) :****Ü Aux appuis :**

$$M_u = -7.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{7.13 x 10^3}{20 x 27^2 x 14.2} = 0.034 < \mu_e = 0.392 \text{ S} \implies \text{.S.A}$$

$$\mu_b = 0.034 \implies \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta x d x \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.13 x 10^3}{0.983 x 27 x 348} = 0.77 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12 (A = 3,39 cm²).

Ü En travée :

$$M_u = 20.21 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b x d^2 * x} = \frac{20.21 x 10^3}{20 x 27^2 x 14.2} = 0.097 < \mu_e = 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.097 \implies \beta = 0.949$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta x d x \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{20.21 x 10^3}{0.949 x 27 x 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On apte pour 4HA12 (A = 4.52 cm²).

III-4-5) Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23 b . d . \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.652$$

-En appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.99 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

-En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.99 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant :(Art A.5.2.2, BAEL 91)

$$T_u^{\max} = 38.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b . d} = \frac{38.06 x 10}{20 x 27} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\bar{t}_u = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0.70 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

c) vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art. A.6.1.3)

Il faut vérifier que $t_{se} \leq \bar{t}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

avec : $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers HA

Σu_i : somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec : } t_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \Sigma u_i}$$

$$t_{se} = \frac{38.06 \times 10^3}{0.9 \times 27 \times 3.14 \times 1.2 \times 3} = 1.38 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = 1.38 \text{ MPa} < \bar{t}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

d)-Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art.5 .132, BAEL 91)

1)-Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9xd}}{f_e / 1.15} = \frac{38.06 \times 10^3 + \frac{20.21 \times 10^3}{0.9 \times 27}}{348 \times 10^4} = 0.011 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \geq A_u = 0.011 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2)-Influence sur le béton :

$$T_{u \max} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{g_b}$$

$$0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{g_b} = 0.4 \times 0.9 \times 20 \times 27 \times \frac{25}{1.5} = 3240 \text{ KN} \geq 38.06 \text{ KN} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III-4-6) les armatures transversales (BAEL Art 722) :

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que : $f \leq \min \left\{ f_i; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min$

$$\{12, 8.5, 20\} = 8.5 \text{ mm}$$

Nous choisissons un diamètre **T8**

Donc nous adoptons : **4 T 8 = 2.01 cm²**

Ü Calcul des espacements des barres transversales

$$S_t \leq \min\{0.9d ; 40cm\} = \min \{0.9 \times 27 ; 40cm\}$$

$$S_t \leq \min \{24.3 ; 40cm\} \implies S_t = 24.3cm$$

On prend $S_t = 25$ cm.

La section d'armature transversale doit vérifiée :

$$\frac{A_{st} f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{MPa} \quad (\text{BAEL91 Art A .5- 1-23})$$

$$\frac{2.01 \times 400}{20 \times 24.3} = 1.65 > 0.4 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Ü Vérification selon le RPA 99 :(Art 7-5-2,2)

Selon le RPA 99, l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

Ü Dans la zone nodale et entravée :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_L \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 * 1.2 \right\}$$

$$S_t \leq \min \{7.5 ; 14.4cm\}$$

Soit : $S_t = 8$ mm.

En dehors de la zone nodale (zone courante) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15cm$$

Selon le RPA 99 la section d' armature transversale doit vérifiée :

$$A_{tr} \geq A_{tr}^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 8 \times 20 = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{tr}^{min} = 0.48 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

III-4-7) Vérification à l'ELS :

Après les différentes étapes de calcul, comme à ELU on aura :

a) combinaison des charges :

$$q_s = 22.14 \text{ KN /ml}$$

• Moment isostatique:

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{22.14 \times 2.5^2}{8} = 17.29 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{22.14 \times 2.5}{2} = 6.91 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet des partiels encastresments, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_{sa} = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 17.29 = -5.18 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_{st} = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 17.29 = 14.69 \text{ KN.m}$

b) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :

Fissure peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification des contraintes :

ü Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

▼ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{app}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 27} = 0.627$$

$$\rho_1 = 0.627 \implies \beta_1 = 0.883 \implies \alpha_1 = 0.351$$

$$\text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.351}{15(1-0.351)} = 0.036$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_a \times \beta \times d} = \frac{5.18 \times 10^6}{339 \times 0.883 \times 270} = 64.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.036 \times 64.09 = 2.307 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.307 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

▼ En travée :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta \times d} = \frac{14.69 \times 10^6}{452 \times 0.883 \times 270} = 136.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.036 \times 136.31 = 4.907 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.907 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

5) vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées.

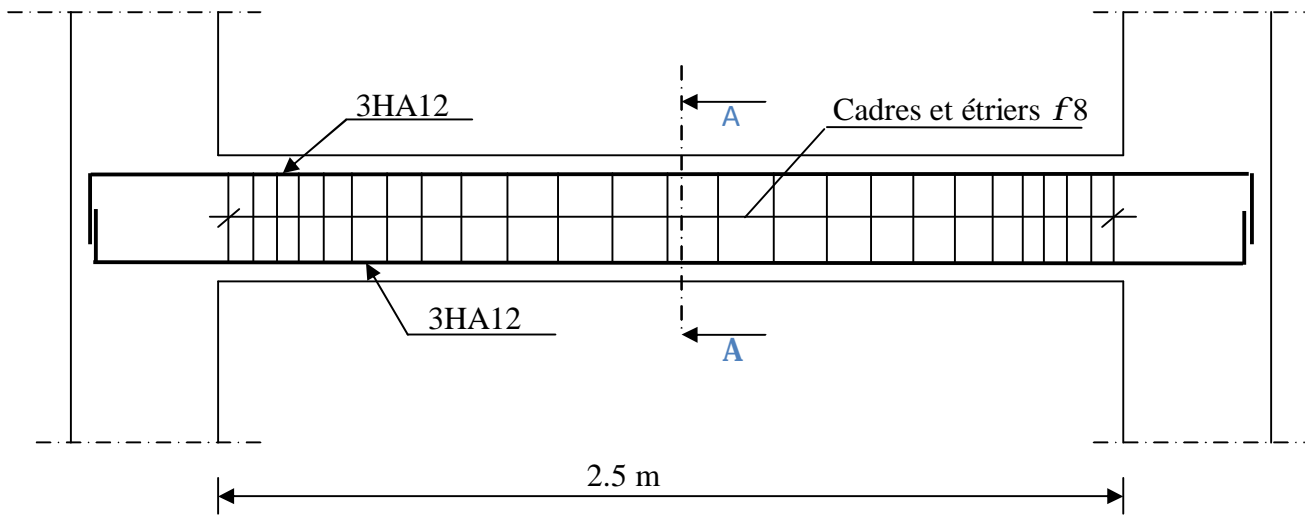
- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10xM_0}$
- $\frac{A}{bxd} < \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{250} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

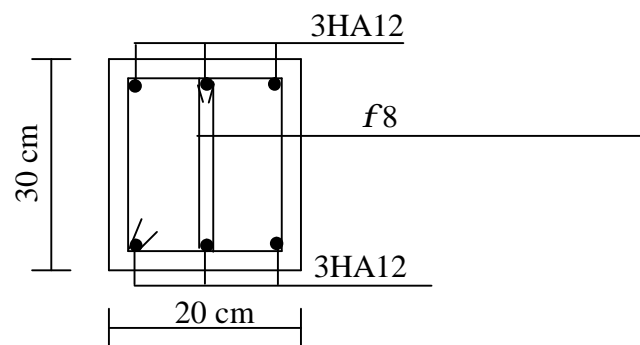
$$\frac{h}{L} = 0.12 > \frac{M_t}{10xM_0} = \frac{14.69}{10x17.29} = 0.085 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bxd} = \frac{4.52}{20x27} = 0.008 < \frac{4.2}{400} = 0.105 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a donc pas lieu de vérifier la flèche.

Schéma de ferrailage :

Coupe A-A



III-5)- Cage d'ascenseur :

III-5-1) Caractéristique des ascenseurs :

Ø La surface de passage d'ascenseur

$$S = 2.5 \times 1.64 = 4.1 \text{ m}^2$$

Ø Charges nominales et le poids total :

Les Constructeurs précisent pour chacun de leur appareil une charge nominale pour un nombre de personnes, pour laquelle ils garantissent un fonctionnement normal.

- Vitesse d'entraînement, $V = 1 \text{ m / s}$

- la charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de $Q = 9 \text{ tonnes}$

III-5-2) Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

a)-Sous charge localisée :

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge

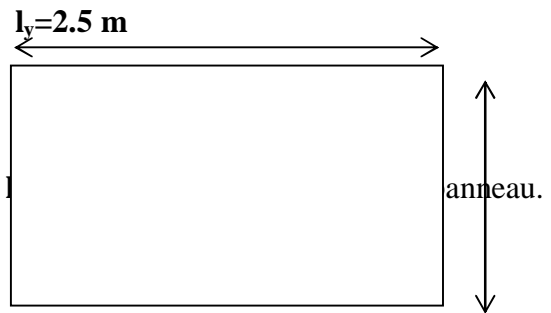


Fig. III-5-1) panneau de dalle de la salle machine

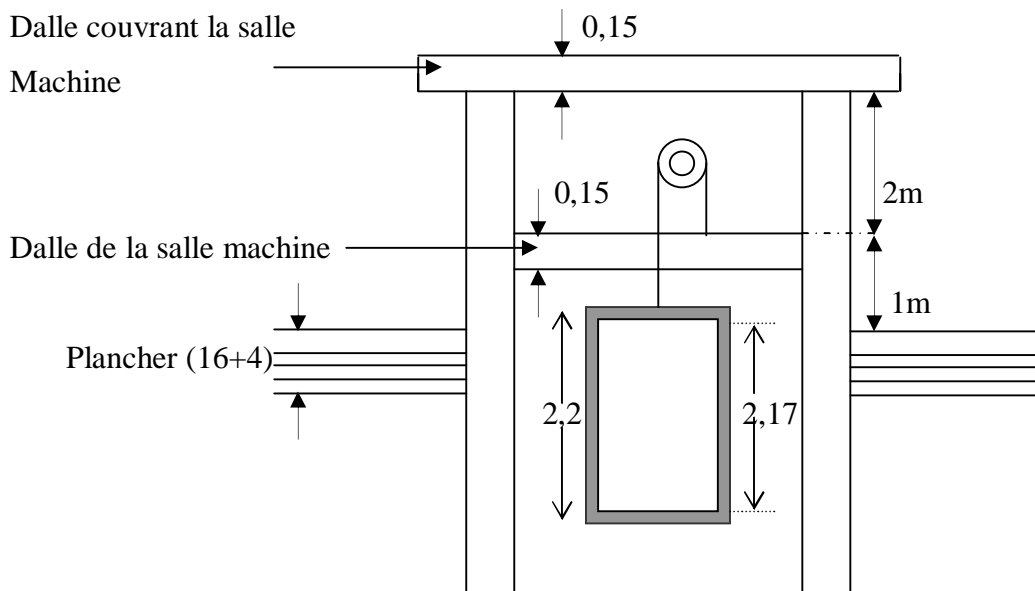


Fig. III-5-2) cage de l'ascenseur

a-1)- Pré dimensionnement :

On a $r = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.64}{2.5} = 0.656 \Rightarrow 0,4$

Dans ce cas le panneau travail suivant deux sens,

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{1.64}{30} = 5.4 \text{ cm} = 6 \text{ m}$$

h_0 doit être au moins égale à 12 cm selon le RPA99 version 2003.

Donc on prend $h_0 = 15 \text{ cm}$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2K.e + h_0 \\ V = V_0 + 2K.e + h_0 \end{cases}$$

Avec:

K: coefficient de la nature de revêtement.

h_0 : hauteur de la dalle

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ ($U_0 \times V_0$: zone dans laquelle q est concentrée)

$e = 0$ (pas de revêtement)

$$\begin{cases} U = U_0 + 2Ke + h_0 = 80 + 0 + 15 = 95 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2Ke + h_0 = 80 + 0 + 15 = 95 \text{ cm}. \end{cases}$$

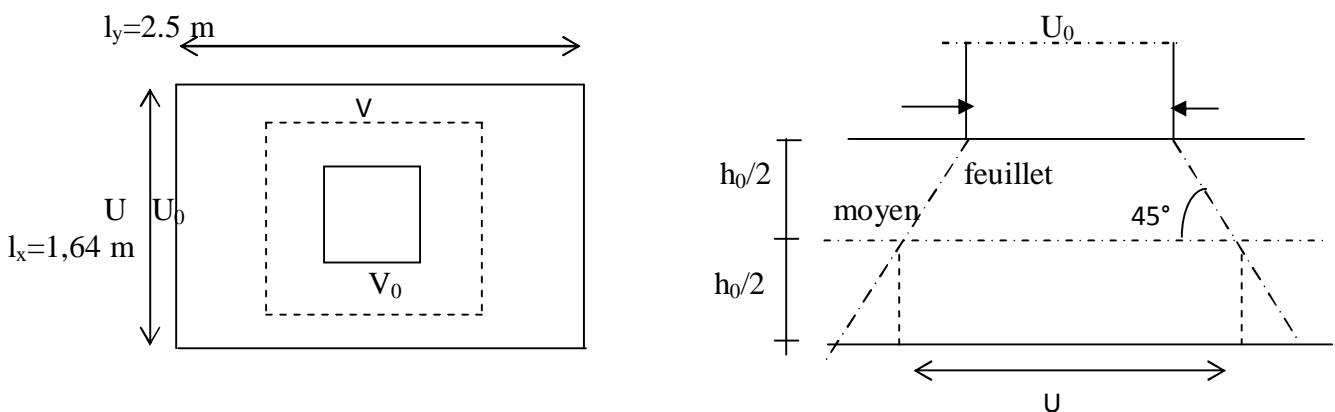


Fig.III-5-3) schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

a-2) - Calcul des moments à l'ELU :

Ø Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$\left. \begin{aligned} M_x &= P(M_1 + n.M_2) \\ M_y &= P(M_2 + n.M_1) \end{aligned} \right\}$$

Avec n : coefficient de poisson à $\begin{cases} E.L.U & n = 0 \\ E.L.S & n = 0,2 \end{cases}$

M_1 et M_2 : coefficient à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD. Suivant le rapport

$$\frac{U}{l_x} \text{ et } \frac{V}{l_y}$$

$$r = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.64}{2.5} = 0.656$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{95}{1.64} = 0,58 \quad ; \quad 0,5 < \frac{U}{l_x} < 0,6$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{95}{2.5} = 0,38$$

$$\text{D'où: } \begin{aligned} M_1 &= 0,108 \\ M_2 &= 0,068 \end{aligned}$$

$$p = 1,35 G + 1,5 \times 0 = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x1} &= p.M_1 = 121,5 \times 0,108 = 13.2 \text{ KNm} \\ M_{y1} &= p.M_2 = 121,5 \times 0,068 = 8.262 \text{ KNm} \end{aligned} \right.$$

b)- Sous charge uniformément répartie :**b-1)- Calcul des moments à l'ELU :**

Ø Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge :

$$0,4 < r = \frac{l_x}{l_y} = 0.656 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= m_c \cdot q l_x^2 \\ M_{y2} &= m_y \cdot M_{x2} \end{aligned} \right.$$

$$r = 0.656 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} m_c = 0,0746 \\ m_y = 0.369 \end{cases}$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q \quad \text{Tel que } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1,35 \times (3,75) + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0746 \times 6,563 \times (1,64)^2 = 1.32 \text{ KN} \\ M_{y2} = 0.369 \times 1.32 = 0,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{M_{x2}}{M_{y2}} = \frac{1.32}{0.48} = 2.75 > 0,25 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Ø Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.2 + 1,32 = 14.52 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.262 + 0.48 = 8.74 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Ø Correction des moments :

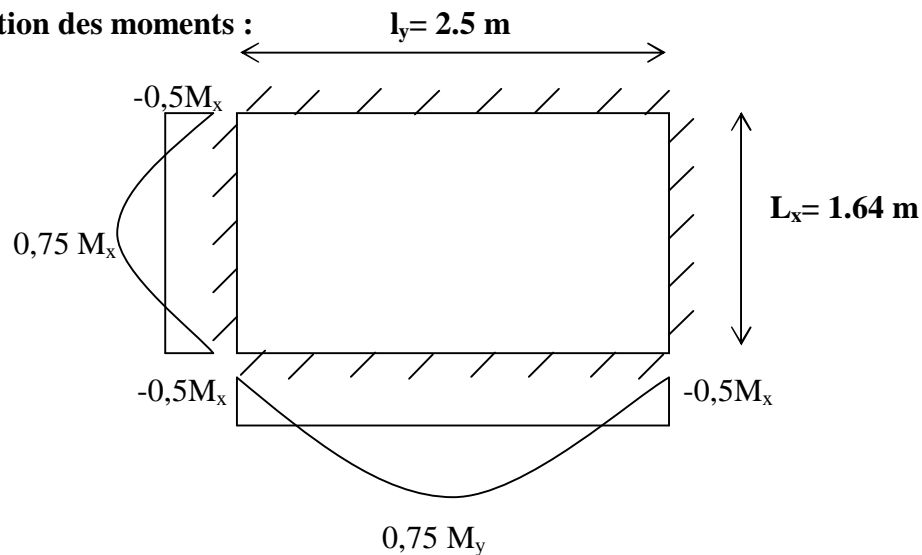


Fig.III-5-4) correction des moments

Ø Les moments en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,75 M_x = 0,75 \times 14.52 = 10.89 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_y = 0,75 \times 8.74 = 6.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ø Les moments aux appuis:

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 M_x = -0,5 \times 14.52 = -7.26 \text{ KN.m}$$

III-5-3) Détermination de la section d'armature (ferraillage):

Ø Armatures // à y-y :

En travée :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de largeur, tel que ses caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm;}$$

$$d = h_0 - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm.}$$

$$m_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.55 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,0365 < m_t = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$m_b = 0,0365 \xrightarrow{\text{tableau}} b = 0,982$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{b \cdot d \cdot S_s} = \frac{6.55 \times 10^3}{0,982 \times 12 \times 348} = 1.59 \text{ cm}^2.$$

Soit 4 HA8 $\Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$m_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.26 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,035 < m_t = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$m_b = 0,035 \quad b = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{b \cdot d \cdot S_s} = \frac{7.26 \times 10^3}{0,982 \times 12 \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Ø Armatures // à x-x :

En travée :

$$m_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.89 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,0532 < m_t = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$m_b = 0,0532 \xrightarrow{\text{tableau}} b = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{b \cdot d \cdot S_s} = \frac{10.89 \times 10^3}{0,972 \times 12 \times 348} = 2.68 \text{ cm}^2.$$

Soit 5 HA10 $\Rightarrow A_t = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$m_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.26 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,035 < m_t = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$m_b = 0,035 \quad b = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{b \cdot d \cdot S_s} = \frac{7.26 \times 10^3}{0,982 \times 12 \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA10 $\Rightarrow A = 3,92 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III-5-4) Vérification à L'ELU :

1) condition de non fragilité : [Art A.4.2.1 BAEL.91]

Ø Armatures inférieures (suivant X-X) :

$$\omega_X = \frac{A_X}{b \cdot h} \geq \omega_0 (3 - \rho) / 2A_X \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2}$$

Avec :

A_X : Section minimale d'armatures,

bh : section totale du béton,

ω_0 : Taux d'acier minimale = 0,0008 (Acier HA Fe400)

$$A_X \geq \frac{\omega_0 bh (3-\rho)}{2} = 0.0008 * 100 * 15 * (3 - 0.656) / 2 = 2.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,92 \text{ cm}^2 > A_X = 2,81 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

Ø Armatures supérieures (suivant Y - Y) :

$$\omega_Y = \frac{A_Y}{bh} \geq \omega_0 A_Y \geq \omega_0 bh$$

$$A_Y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_Y = 1,2 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

2) Diamètre minimal des barres :(Art A-7.21, BAEL91) :

$$\text{On doit vérifier que } f \leq f_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

f : Diamètre des armatures longitudinales.

$$f = 10 \text{ mm} < f_{\max} = 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3) Ecartement des barres (Art A.82.42, BAEL 91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge doit être :

$$\text{Armatures } A_x // L_x : S_t = 20 \text{ cm} < \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Armatures } A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

4) Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99]

Aucune vérification n'est à effectuer si la condition suivante est satisfaite sachant que la charge G est éloignée du bord de la dalle.

$$Q_u \leq Q = 0,045 m_c h \frac{f_{c28}}{g_b}$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU.

m_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$m_c = 2(U + V) = 2 \times (0,95 + 0,95) = 3,8 \text{ m.}$$

$$Q = 0,045 m_c h \frac{f_{c28}}{g_b} = 0,045 \times 3,8 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 427,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} < Q = 427,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

5)-Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\text{On doit vérifier que : } t_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{g_b}$$

Ø Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{2\mathbf{1}_y + \mathbf{1}_x} \text{ avec } p = 1,35.G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 2,5 + 1,64} = 18,29 \text{ KN.}$$

Ø Au milieu de V :

On a :

$$T_u = \frac{p}{3.\mathbf{1}_y} = \frac{121,5}{3 \times 2,5} = 16,2 \text{ KN.}$$

$$\text{NB : } T_{u \max} = 18,29 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{18,29 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{t}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{g_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$t_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III-5-4) Vérification à L 'E LS :(n = 0,2)

1) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = M_{y1} = P (M_1 + 0,2M_2) = 90 (0,108 + 0,2 \times 0,068) = 10,94 \text{ KN.m}$$

2) Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge :

$$q_s = G + Q = 25 \times 0,15 + 1 = 4,75 \text{ KN / ml}$$

$$r = 0,656 \rightarrow m_x = 0,0746 \rightarrow M_{c2} = m_x \cdot q_s \cdot \mathbf{1}_c^2 = 0,0746 \times 4,75 \times (1,64)^2$$

$$\rightarrow M_{x2} = 0,953 \text{ KN.m}$$

$$m_y = 0,656 \rightarrow M_{y2} = m_y M_{c2} = 0,369 \times 0,953$$

Donc : $M_{y2} = 0,351 \text{KN.m}$

3) Les moments globaux :

$$M_{xser} = M_{yser} = M_{x1} + M_{x2} = 10.94 + 0,953 = 11.89 \text{KN.m}$$

4) Correction des moments :

Ø Les moments en travée :

$$\begin{cases} M_{xser}^t = 0,75 M_{xser} = 0,75 \times 11.89 = 8,9 \text{KN.m} \text{ (Sens x-x)} \\ M_{yser}^t = 0,75 M_{yser} = 8,9 \text{KN.m} \text{ (Sens y-y)} \end{cases}$$

Ø Les moments aux appuis:

$$M_{xser}^a = M_{yser}^a = -0,5 M_{xser} = -0,5 \times 11.89 = -5.94 \text{KN.m} \text{ (Sens x-x et y-y)}$$

5)-Etat limite de fissuration :

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

6) - Etat limite de compression du béton :

Pour se dispenser du calcul de la contrainte de compression dans le béton ($s_{bc} \leq \overline{s_b}$) on doit Vérifier que :

$$a < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } a = \frac{y_u}{d} \text{ Position de l'axe neutre.}$$

$$g = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Ø Sens x - x :

1) Aux appuis :

$$g = \frac{7.26}{5.94} = 1,22.$$

$$m_b = 0,035 \rightarrow a = 0,0459.$$

$$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,22-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36.$$

$$a = 0,0459 < 0,36 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

2) En travée

$$g = \frac{10.89}{8,9} = 1,22$$

$$m_b = 0,053 \rightarrow a = 0,0694$$

$$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,36$$

$a = 0,0694 < 0,36$ condition vérifiée.

Ø Sens y – y :

NB : même cas pour le sens x-x.

7)-Etat limite de déformation

Dans le cas d’une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$1) \frac{h}{l_c} \geq \frac{M_{tc}}{20.M_c}$$

$$2) \frac{A_c}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \text{tel que } f_e \text{ en [MPa]}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.
- M_{tx} : Moment entravé de la dalle continue dans la direction l_c
- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x –x) pour une bande de largeur égale à 1[m].
- A_x : Section d’armature par bande de largeur égale à 1[m]
- d : La hauteur utile de la bande.
- b : La largeur de bande égale à 1[m]

a)

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l_c} &= \frac{15}{164} = 0,0914 \\ \frac{M_{tx}}{20.M_c} &= \frac{10,89}{20 \times (11.89)} = 0,0457. \end{aligned} \right\} \frac{h}{l_c} = 0,0914 > 0,0457$$

.....condition vérifiée.

$$b) \frac{A_c}{b.d} = \frac{2,81}{100 \times 12} = 0,0023$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$$\frac{A_x}{bd} = 0,0023 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n’y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est comme suit :

- **En travées :**

5HA10 (sens x-x), $S_t=20\text{cm}$

4HA8 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$

- **En appuis :**

5HA10 (sens x-x), $S_t=20\text{cm}$

4HA8 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$

III-5-5) Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine.

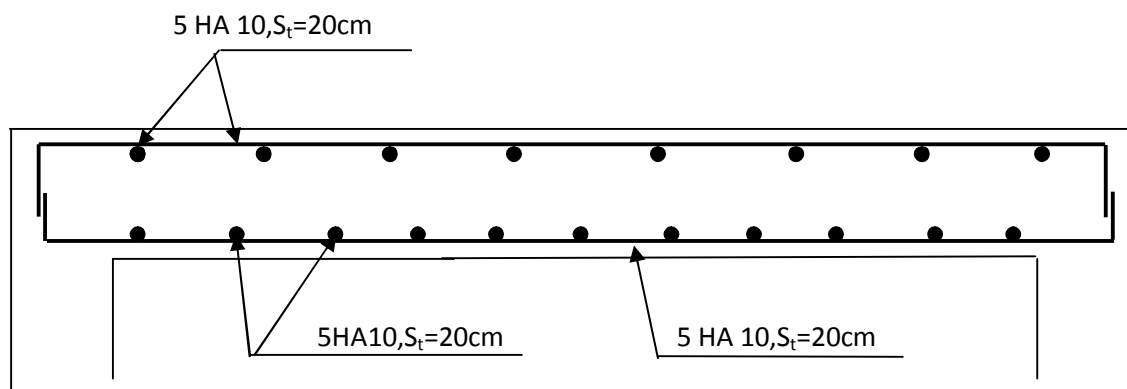


Fig.-III-5-5-a) Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

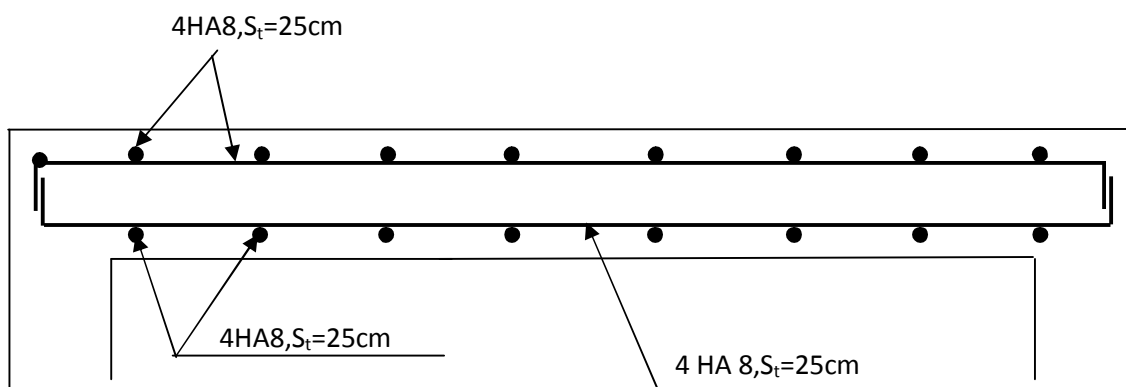


Fig.-III-5-5-b) Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

III-6) Calcul de porte à faux :**III-6-1) Introduction :**

Le porte à faux est assimilé à une console encastree au niveau de la poutre de rive du plancher. Leur calcul se fait en dalle pleine ayant une extrémité encastree dans les planchers et l'autre libre

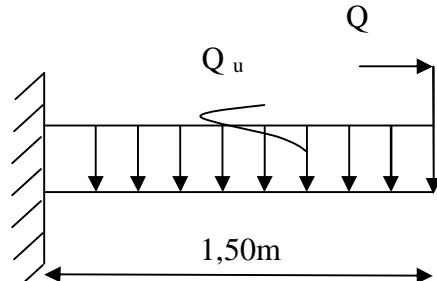


Figure III-6-1 : Schéma statique d'une console

III-6-2/ Pré dimensionnement de la dalle pleine

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

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

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm. On prend } e_p = 15 \text{ cm.}$$

III-6-3) Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1m de largeur :

a)-Charge permanente :

- Ø Poids de revêtement (2cm) $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/ml}$
- Ø Couche de pose (2cm) $0.02 \times 22 = 0.40 \text{ KN/ml}$
- Ø Couche de sable (3cm) $0.03 \times 18 = 0.54 \text{ KN/ml}$
- Ø Poids propre de la dalle $25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$

$$G = 5.13 \text{ KN/ml}$$

b)-Surcharge d'exploitation :

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$

c-) Combinaison de charges :

à ELU :

$$\text{Ø Dalle : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.13 + 1.5 \times 3.5 = 12.17 \text{ KN/ml}$$

Le moment provoqué par la surcharge q_u est :

$$M_{qu} = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-12.17 \times (1.5)^2}{2} = -3.42 \text{ KN/ml}$$

Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue

III-6-4) Ferrailage :**Armatures principales :**

Ø La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13.69 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.066 < 0.392 \Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A = \frac{M_u}{B d s_{st}} = \frac{13.69 \times 100}{0.966 \times 12 \times 34.8} = 3.41 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 = 6.79 cm² S_t = 25 cm

Ø Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

III-6-5) Vérification à L'ELU:**1) Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2$$

2) Vérification au cisaillement :

$$t_u = \frac{V_u}{b d} \langle \bar{t}_u \rangle$$

$$V_u = q_u \times l = 12.17 \times 1.5 = 18.25 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{18.25 \times 10^3}{10^3 \times 120} = 0.152 \text{ MPa} \quad \bar{t}_u = \min\{0.1 f_{t28}; 4 \text{ MPa}\}$$

$$t_u \langle \bar{t}_u \rangle \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de l'adhérence des barres :

$$t_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \langle \bar{t}_{se} \rangle, \quad \sum U_i = n p f = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$t_{se} = \frac{18.25 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 226.06} = 0.747 \text{ MPa} \langle \bar{t}_{se} = y \cdot f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{f_e \cdot \bar{t}_s}{4 \bar{t}_s}; \bar{t}_s = 0.6 y^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} \rightarrow \text{Soit } L_s = 43 \text{ cm}$$

⇒ Soit la longueur hors de crochet égal à : L_s = 0.4 x L_s = 0.4 x 43 = 17.2 cm

Soit L_s = 18 cm.

5) Ecartement des barres :

a) Armatures principales : $e \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

b) Armatures de répartition : $e \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

III-6-6) Calcul à l'ELS :

a) Combinaison de charge :

$$\text{Ø Dalle: } q_s = G + Q = 5.13 + 3.5 = 8.63 \text{ KN.ml}$$

b) Calcul de moment :

$$M_s = \frac{q_s x L^2}{2} = \frac{8.63 x (1.5)^2}{2} = 9.70 \text{ KN.m}$$

III-6-7) Vérification à l'ELS :

a) Dans le béton :

$$a \left(\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right); m_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.69 x 10^3}{100 x 12^2 x 14.2} = 0.066 \rightarrow a = 0.0854$$

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13.69}{9.70} = 1.41$$

$$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.365 > a \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Etat limite d'ouverture de fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est nuisible.

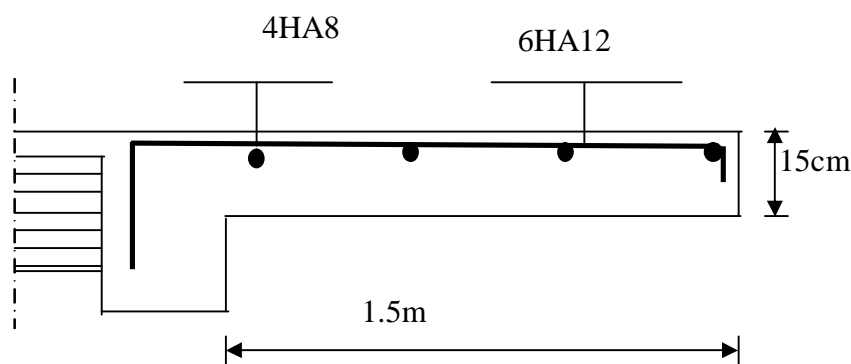


Figure III.6.2 : Ferrailage de la dalle pleine de type console.

IV. Etude du contreventement

IV-1- Introduction

L'étude du contreventement est une étape importante est décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales ; vent et séisme.

Un contreventement peut être assuré par :

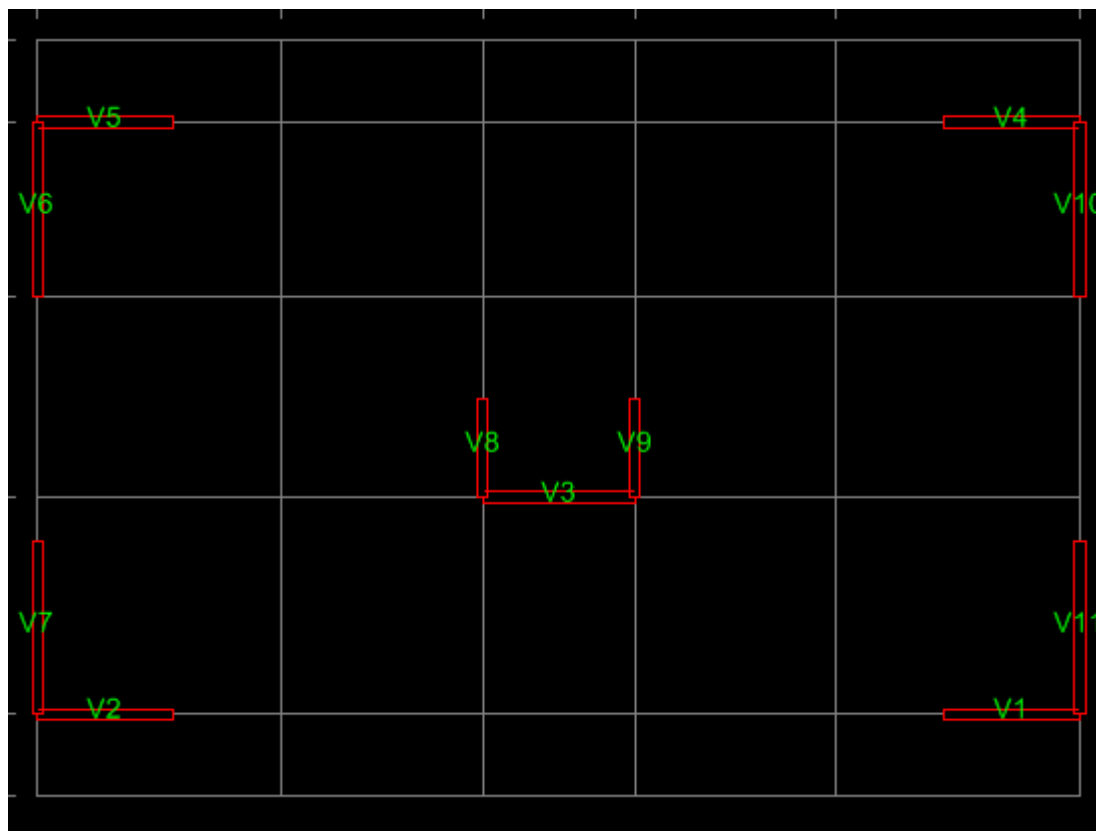
- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système « poteaux-poutres » formant des portiques d'étage.
- Des cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion (noyau central).
- Une combinaison des deux systèmes ci-dessus forme un contreventement mixte

(Ou portiques et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face aux sollicitations horizontales.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, a la fois de portiques et de murs refends.

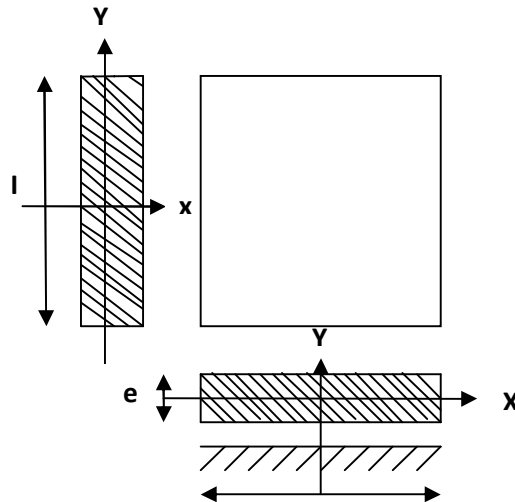
Le but de ce chapitre est de déterminer les rigidités des refends d'une part, et des portiques, d'autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

IV-2- Etude des refends :



✓ Calcul des inerties:
a- Les refends longitudinaux

$$I_x = \frac{e \cdot l^3}{12}$$



$$I_y = \frac{e \cdot l^3}{12} \gg I_x$$

néglige l'inertie des refends
Longitudinaux par rapport à l'axe X

On

Tableau IV.1 : Inertie des voiles longitudinaux.

Voile	L(m)	ep (m)	I _y	I _y (m ⁴)
VL1	2.5	0.2	0.26	1.40
VL2	2.5	0.2	0.26	
VL3	2.8	0.2	0.36	
VL4	2.5	0.2	0.26	
VL5	2.5	0.2	0.26	

Tableau IV.2 : Inertie des voiles transversaux.

Voile	L(m)	ep (m)	I _x	I _x (m ⁴)
VT6	3.2	0.2	0.54	2.34
VT7	3.2	0.2	0.54	
VT8	1.79	0.2	0.09	
VT9	1.79	0.2	0.09	
VT10	3.2	0.2	0.54	
VT11	3.2	0.2	0.54	

Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Delta_i}$$

I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n

f_i : Flèche du refend au même niveau n

Δ_i : Déplacement du portique au niveau n

a) Calcul des flèches dans les refends :

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{EI}$$

S_i : Surface du trapèze

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré

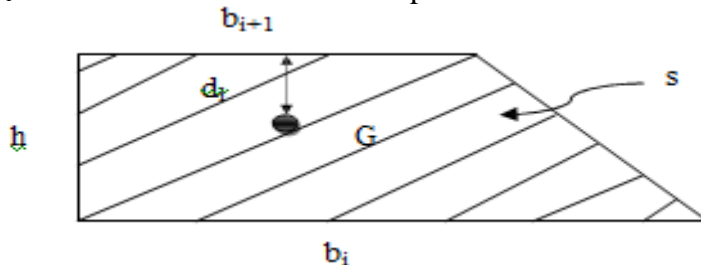


Fig. IV3. La section de trapèze.

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1})h}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

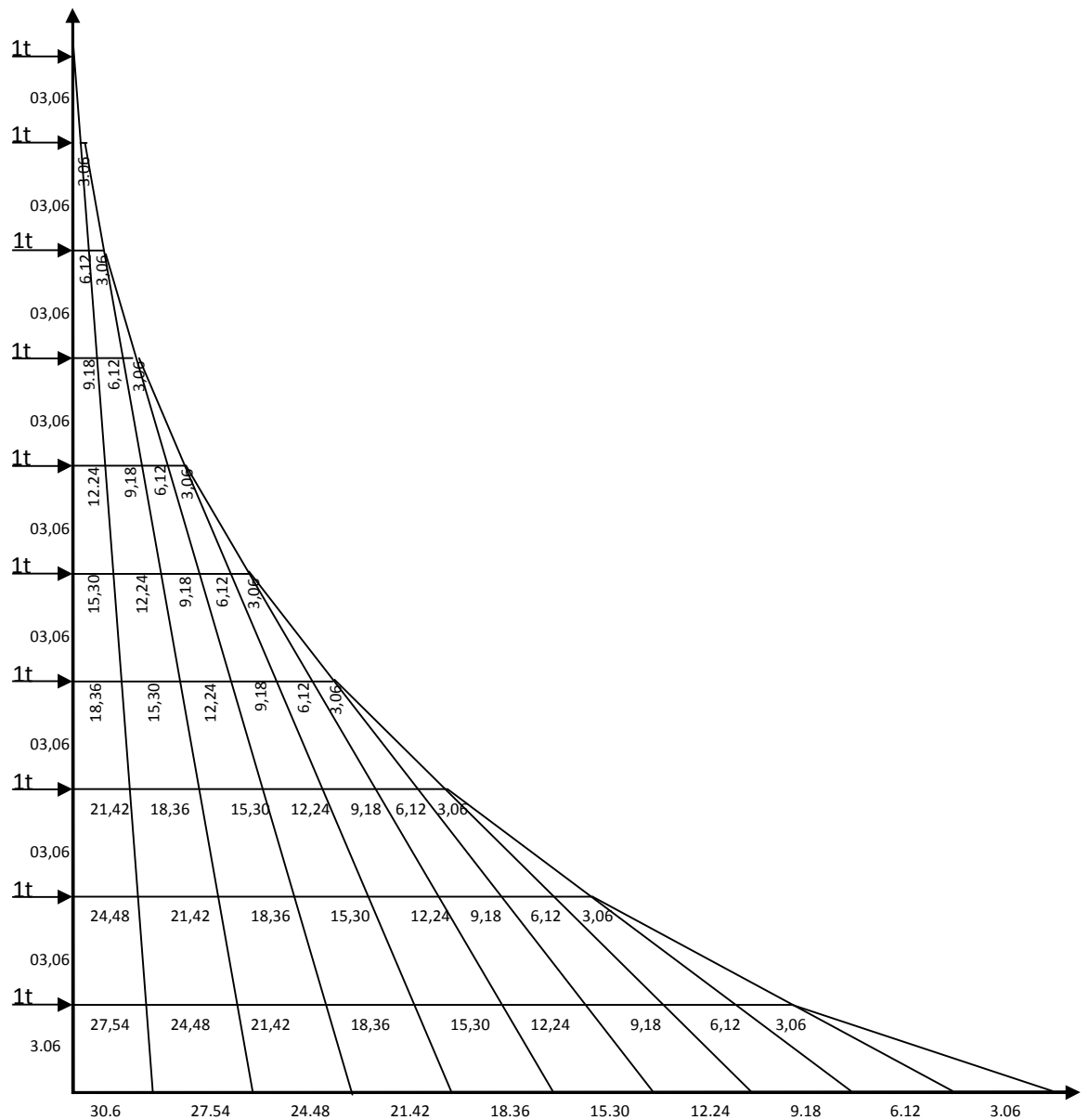


Fig.IV.4. Diagramme des moments des aires

Le tableau suivant donne les aires (S_i) et la position du centre de gravité (d_i) par Diagramme des moments :

Éléments	b_i	b_{i+1}	H(m)	s_i	x_i	$s_i d_i$
08	0	3.06	3.06	4.68	2.02	9.55
07	3.06	9.18	3.06	18.73	1.27	33.53
06	9.18	18.36	3.06	42.14	1.36	57.31
05	18.36	30.6	3.06	74.90	1.66	124.33
04	30.6	45.9	3.06	117.40	1.63	191.36
03	45.9	64.26	3.06	168.54	1.62	273.03
02	64.26	85.68	3.06	229.40	1.6	367.04
01	85.68	110.16	3.06	299.63	1.59	476.41
RDC	110.16	137.7	3.06	379.22	1.59	602.95
S.SOL	137.70	168.3	3.06	468.18	1.58	739.72

Nous aurons alors :

$$1^{\text{er}} \text{ niveau : } f_1 = \frac{S_1 \cdot d_1}{EI} = \frac{768,16}{EI}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ niveau : } f_2 = \frac{S_2 \cdot d_2 + S_1 \cdot (d_1 + h)}{EI} = \frac{2953,75}{EI}$$

$$3^{\text{eme}} \text{ niveau : } f_3 = \frac{S_3 \cdot d_3 + S_2 \cdot (d_2 + h) + S_1 \cdot (d_1 + 2h)}{EI} = \frac{5847,75}{EI}$$

$$4^{\text{eme}} \text{ niveau : } f_4 = \frac{S_4 \cdot d_4 + S_3 \cdot (d_3 + h) + S_2 \cdot (d_2 + 2h) + S_1 \cdot (d_1 + 3h)}{EI} = \frac{8562,95}{EI}$$

$$5^{\text{eme}} \text{ niveau : } f_5 = \frac{S_5 \cdot d_5 + S_4 \cdot (d_4 + h) + S_3 \cdot (d_3 + 2h) + S_2 \cdot (d_2 + 3h) + S_1 \cdot (d_1 + 4h)}{EI} = \frac{14206,633}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau .On obtient alors les résultats :

$$f_{06} = \frac{19651,448}{EI} \quad f_{07} = \frac{23342,03}{EI} \quad f_{08} = \frac{22056,351}{EI} \quad f_{09} = \frac{35178,927}{EI}$$

$$f_{10} = \frac{40700,67}{EI}$$

b) Calcul des déplacements des portiques :

Ø Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = n * h$$

$$\text{Avec : } E_n = \frac{M_n}{12 \sum k_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Ø La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :

$$E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

Ø La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

Ø La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E_{\theta 1} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn} + 2 \sum K_{pn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n * h$$

T_n : effort tranchant au niveau « n ».

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du n^{ème} niveau avec a : $K_t = \frac{I_t}{L}$

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du n^{ème} niveau avec a : $K_p = \frac{I_p}{L}$

h : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont Résumées dans les tableaux qui suivent :

c) Inertie fictive des portiques :

Ø Sens longitudinal :

niv	H	$\sum K_t$	$\sum K_p$	M_n	M_{n+1}	$E\theta$	E	Δ_i	$\sum \Delta_i$	$f_i * EI$	I_{ei}
08	3.06	0.0056	0.0052	3.06	0.00	21.13	56.09	171.63	8143.72	40700.67	4.99
07	3.06	0.0056	0.0052	6.12	3.06	63.39	133.33	407.98	7972.09	35178.927	4.21
06	3.06	0.0056	0.0052	9.18	6.12	105.66	221.12	676.62	7564.11	22056.351	2.9
05	3.06	0.0056	0.0098	12.24	9.18	139.09	226.45	692.93	6887.49	23342.03	3.38
04	3.06	0.0056	0.0098	15.30	12.24	178.83	289.06	884.52	6194.56	19651.448	3.17
03	3.06	0.0056	0.0098	18.36	15.30	218.57	354.82	1085.75	5310.04	14206.633	2.6
02	3.06	0.0056	0.0167	21.42	18.36	237.07	238.50	729.81	4224.29	8562.95	2.02
01	3.06	0.0056	0.0167	24.48	21.42	273.54	267.52	818.61	3494.48	5847.75	1.67
RDC	3.06	0.0056	0.0167	27.54	24.48	310.01	429.20	1313.35	2675.87	2953.75	1.10
S.SOL	3.06	0.0056	0.0268	30.60	27.54	309.25	445.27	1362.52	1362.52	768.16	0.562

IV.4 : Inerties fictives des portiques (sens longitudinal)

ü Sens transversal :

ETAGE	h	$\sum K_t$	$\sum K_p$	M_n	M_{n+1}	$E\theta$	$E\Psi$	Δ_i	$\sum \Delta_i$	$f_i \times EI$	I_{ei}
08	3.06	0.0035	0.0052	3.06	0.00	32.41	65.23	199.60	13586.82	40700.67	2.99
07	3.06	0.0035	0.0052	6.12	3.06	97.24	162.89	498.44	13387.22	35178.927	2.62
06	3.06	0.0035	0.0052	9.18	6.12	162.07	228.11	698.01	12888.78	22056.351	1.71
05	3.06	0.0035	0.0098	12.24	9.18	206.75	288.49	811.61	12190.77	23342.03	1.9
04	3.06	0.0035	0.0098	15.30	12.24	265.83	366.39	1121.15	11379.16	19651.448	1.72
03	3.06	0.0035	0.0098	18.36	15.30	546.42	562.24	1720.45	10258.01	14206.633	1.38
02	3.06	0.0035	0.0167	21.42	18.36	527.58	644.18	1971.19	8537.56	8562.95	1.003
01	3.06	0.0035	0.0167	24.48	21.42	608.75	705.58	2159.07	6565.77	5847.75	0.890
RDC	3.06	0.0035	0.0167	27.54	24.48	689.92	786.75	2407.45	4406.70	2953.75	0.670
S.SOL	3.06	0.0035	0.0268	30.60	27.54	422.5	653.35	1999.25	1999.25	768.16	0.384

Tableau IV.5: Inerties fictives des portiques (sens transversal)

d) Inerties moyennes des portiques :

ü Sens Longitudinal : (Tableau VI.6)

niv	S sol	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08
I_{ex} (m ⁴)	0.562	1.10	1.67	2.02	2.6	3.17	3.38	2.9	4.21	4.99
I_{moy} (m ⁴)	2.66									

ü Sens Transversal: (Tableau VI.7)

niv	S sol	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08
I_{ex} (m ⁴)	0.384	0.670	0.890	1.003	1.38	1.72	1.9	1.71	2.62	2.99
I_{moy} (m ⁴)	1.52									

e) Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

ü Sens Longitudinal : (Tableau VI.8)

	I_{MOY} par niveau (m ⁴)	% de participation
Portiques	2.66	65.51 %
Voiles	1.40	34.48 %
Somme	4.06	100 %

ü Sens transversal : (Tableau VI.9)

	I_{MOY} par niveau (m⁴)	% de participation
Portiques	1.39	37.26 %
Voiles	2.34	62.73 %
Somme	3.73	100 %

La répartition des charges verticales :

Les voiles longitudinales reprennent 11% des charges verticales donc moins de 20%

Conclusion :

Le contreventement est assuré conjointement par les voiles et les portiques
D'où le coefficient de comportement $R=5$ (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).

Introduction :

À l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par L'ordinateur.

V-1-1) Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour Les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V-1-2) Description de logiciel ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, Particulièrement adaptée aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite

l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : encastré

Loads: charges

Uniformed loads: charges uniformes

Define : définir

Material : matériaux

Concrète : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

File : fichier

Copy : copier

Move : déplacer

Save : enregistrer

Save as : enregistrer sous

Add : ajouter

Delete : supprimer

Story : étage

Height : hauteur

V-1-3) Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version de l'ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) Nonlinear Version 9.7.0.

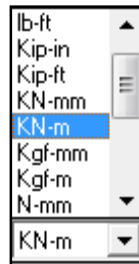


V.2) ETABS de modélisations :**✓ Première étape :**

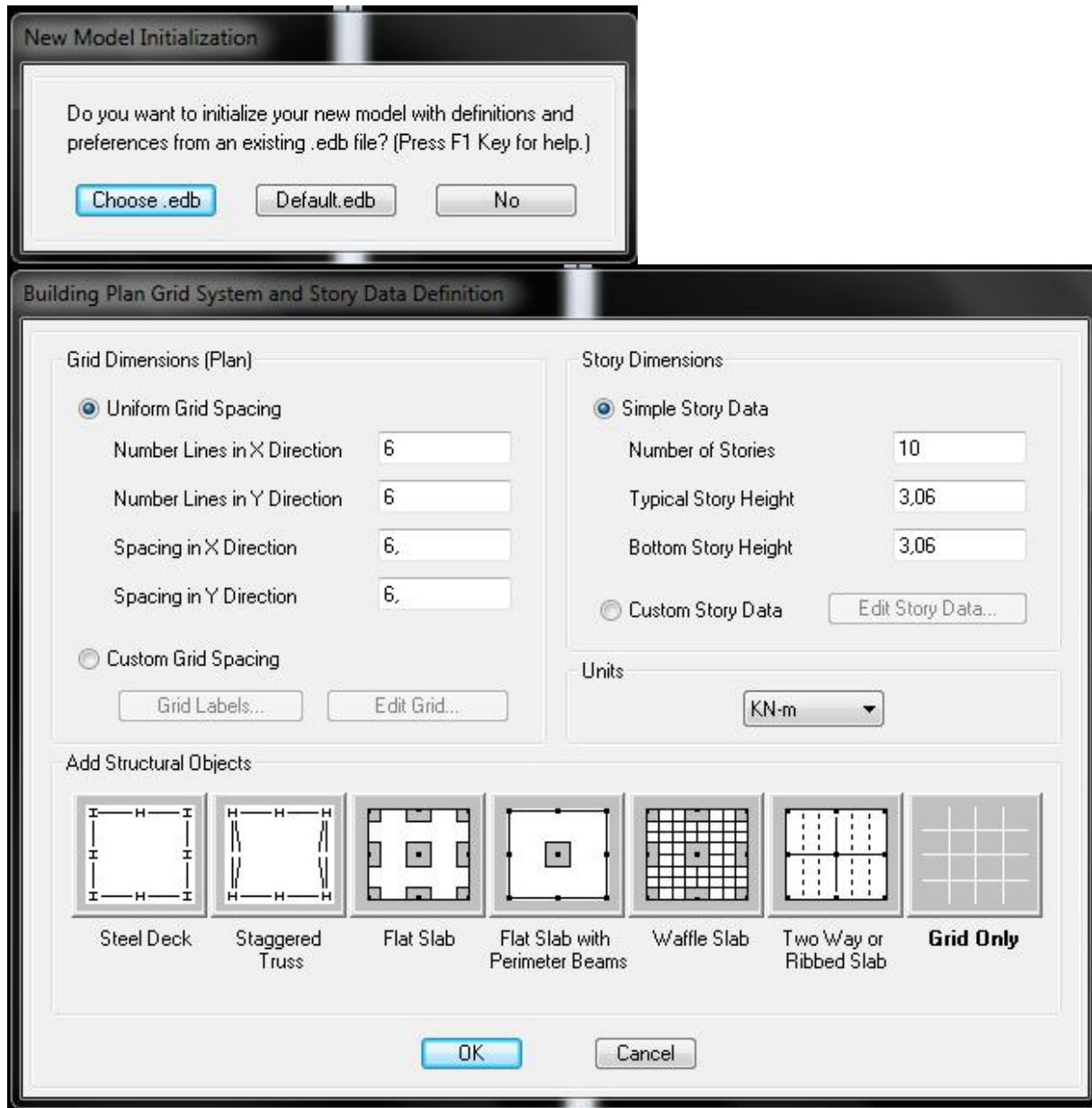
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

Ø Choix des unités :

Après le lancement de l'*ETABS*, la première étape consiste au choix des unités et cela ce fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.

**Ø la géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**), puis on clique sur **Default.edb**.



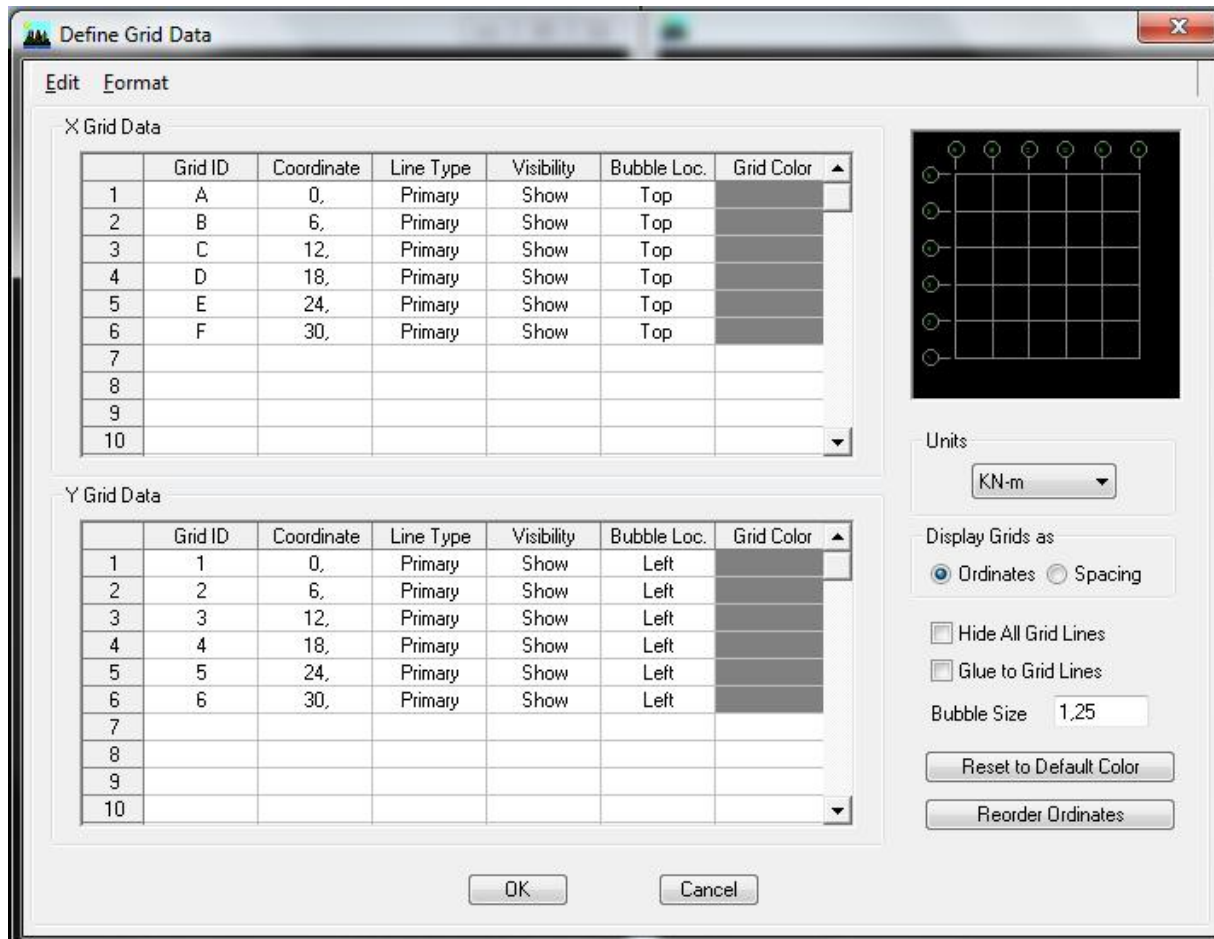
Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **Grid Only**, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction).
- Nombre des travées dans le sens de Y (Number of bays along Y).
- Hauteur d'étage (story Height).
- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction).

- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant (typical story height).
- La Hauteur de RDC (bottom story height).

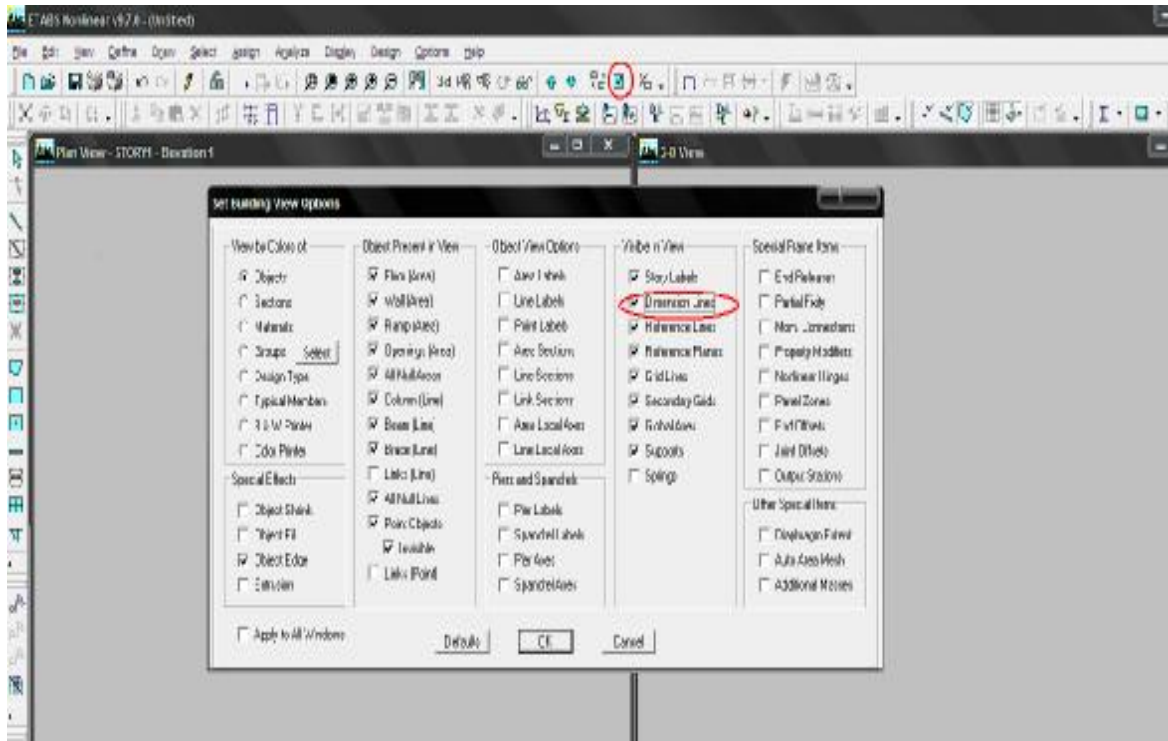
Ø **modification de géométrie de base :**

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data.**



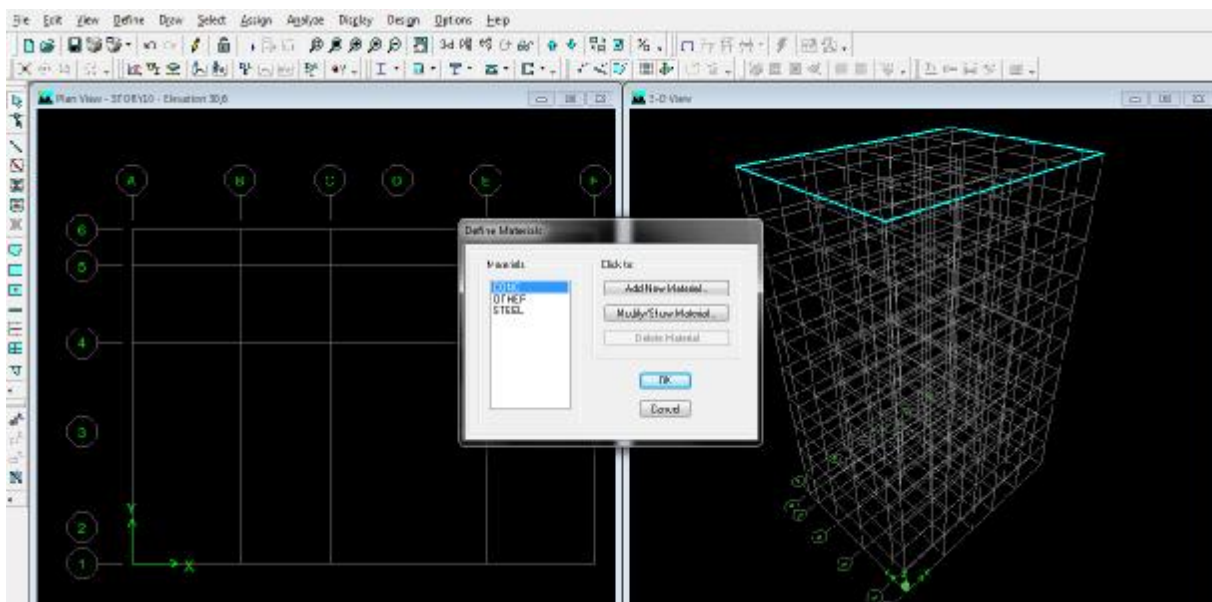
Ø **vérification des dimensions :**

La barre des taches supérieure...set building view option...visible in view ... Dimension lines.



✓ Deuxième étape :

Ø Définition des matériaux :



Pour modifier les caractéristiques du béton :

Sélectionner **conc** et cliquer sur **Modify /show Material**.

Material Property Data

Material Name

Display Color
Color

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Type of Design
Design

Analysis Property Data

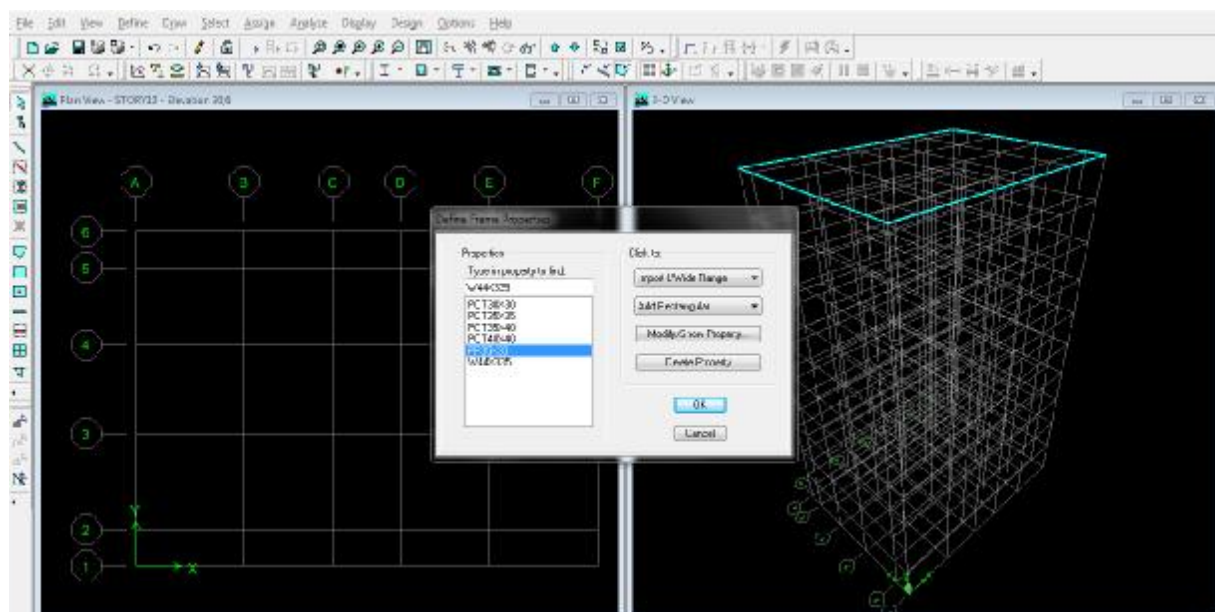
Mass per unit Volume
 Weight per unit Volume
 Modulus of Elasticity
 Poisson's Ratio
 Coeff of Thermal Expansion
 Shear Modulus

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

Specified Conc Comp Strength, f'c
 Bending Reinf. Yield Stress, fy
 Shear Reinf. Yield Stress, fys
 Lightweight Concrete
 Shear Strength Reduc. Factor

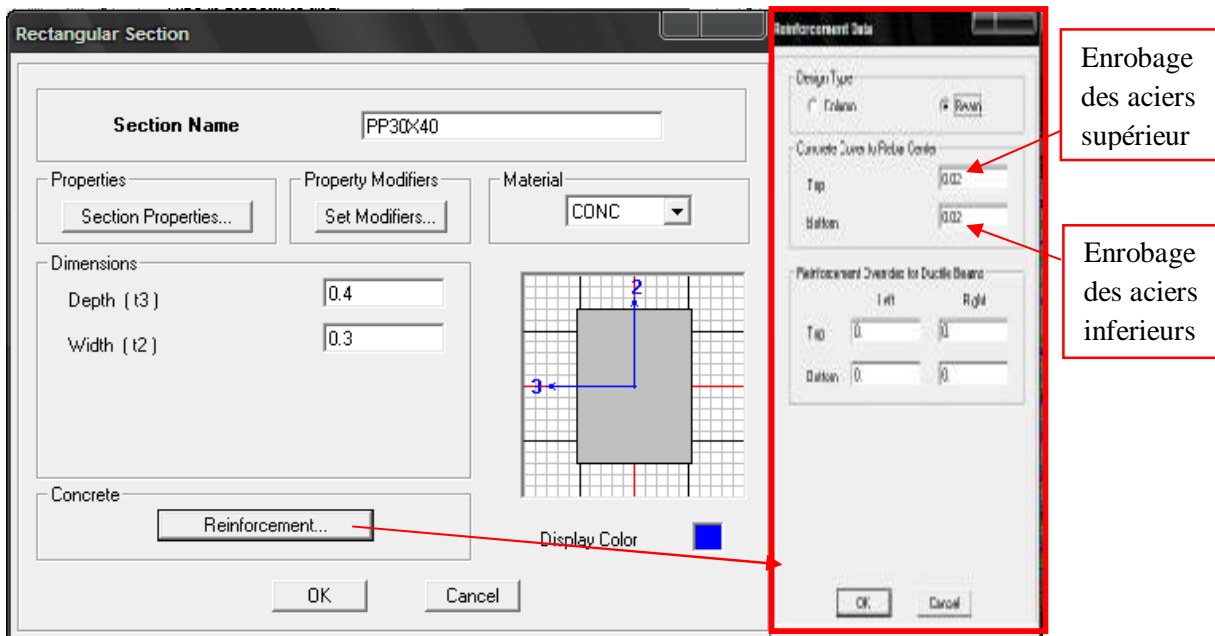
Choix des sections :


Dans le menu déroulant choisir : **Define** puis **Frame sections** comme nos sections sont rectangulaires on choisit dans la liste d'ajout de section : **Add rectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte) .



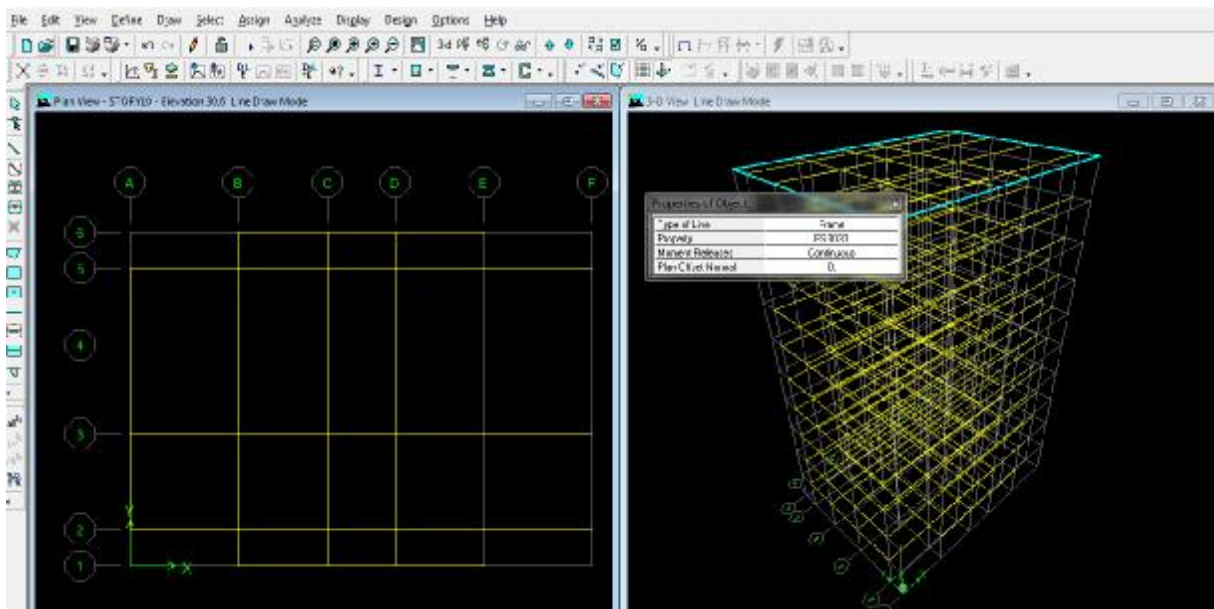
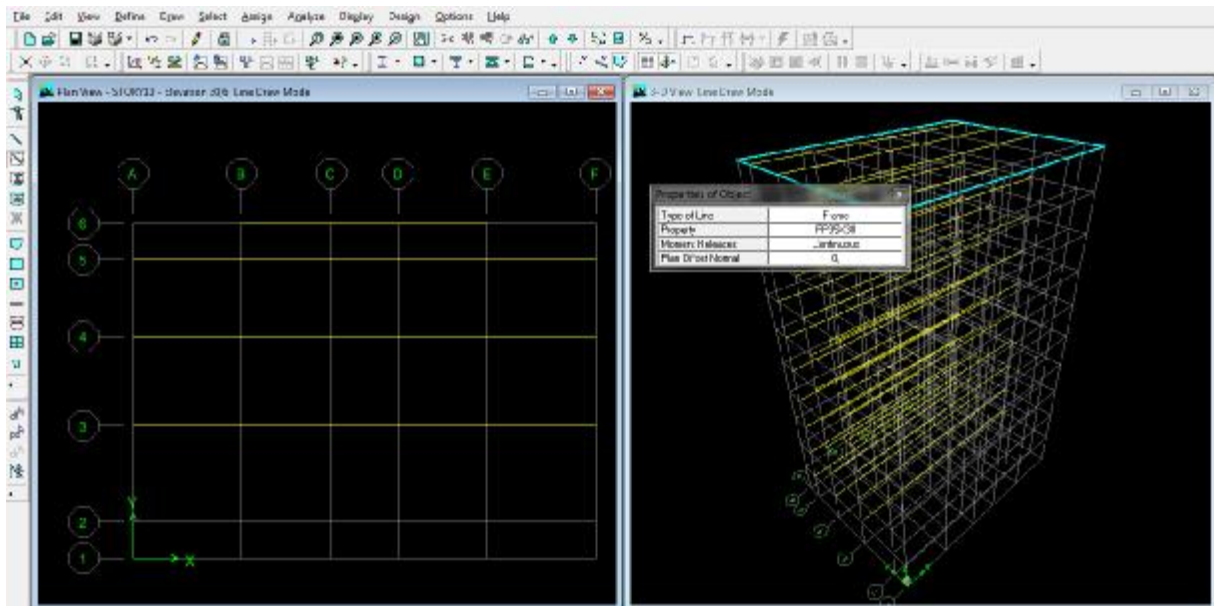
La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

- ü Nom de la section **Section Name**.
- ü Choisir dans la liste des matériaux **Concrete** (béton) : **Material – CONC**.
- ü Hauteur : **Depth**.
- ü Largeur : **Width**.
- ü Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections.

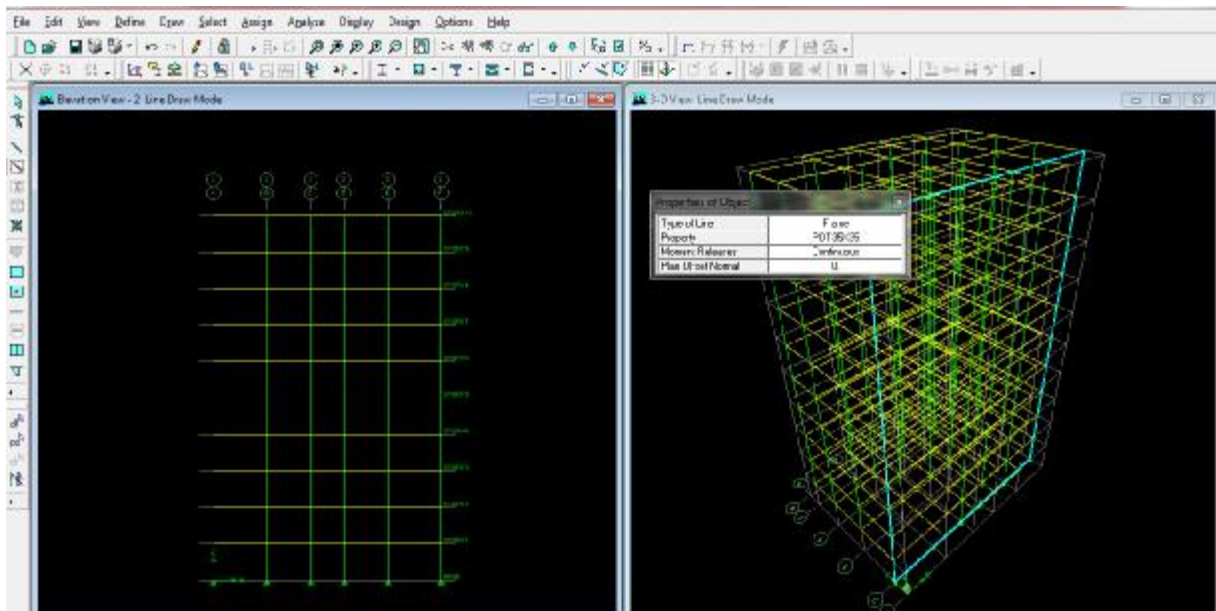


Pour tracer librement l'élément on choisit  en clique sur le point de départ en suite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements des lignes.


Traçages des poutres principales et secondaires

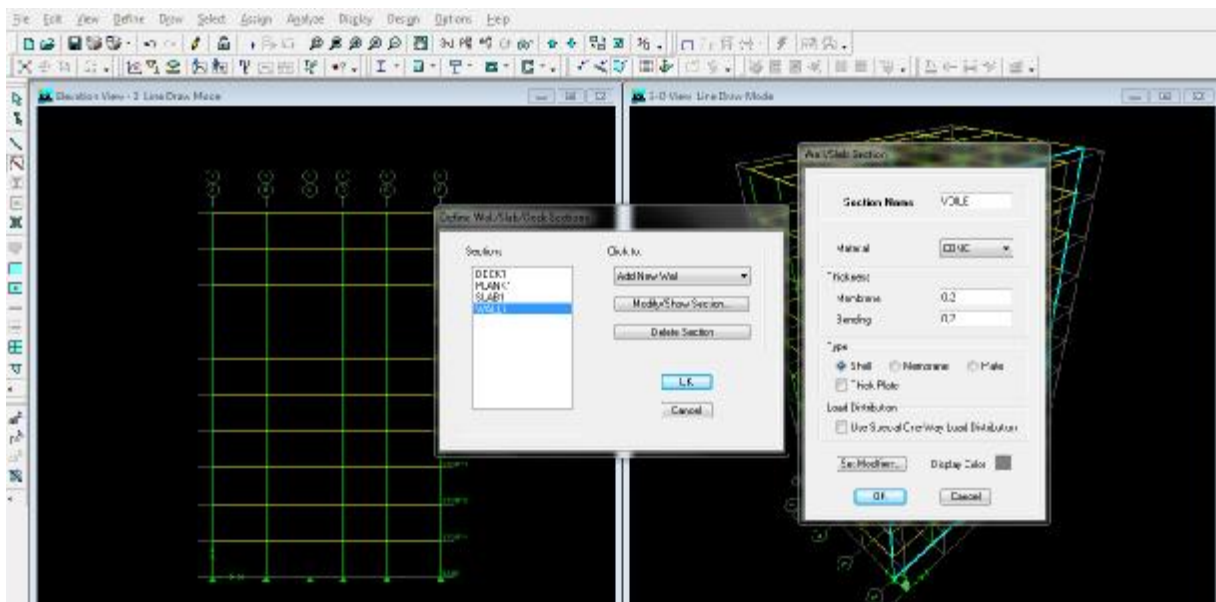


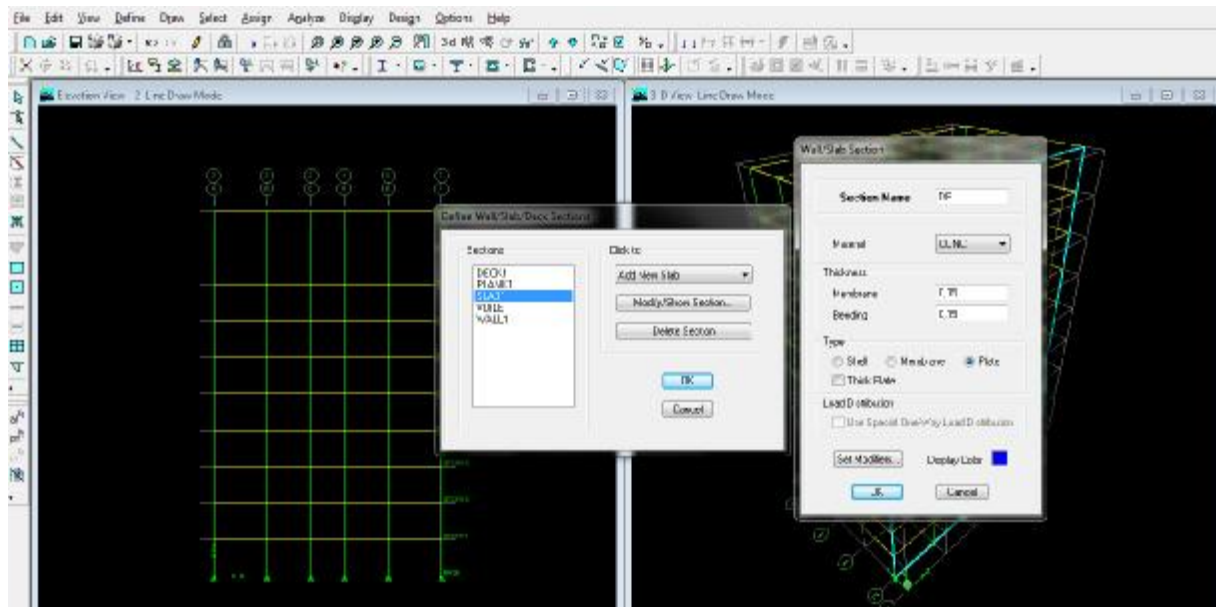
- Traçages des poteaux



Ø Définition des voiles et des dalles plein :


Define (wall/slab/deck section ). On clique sur **Add New wall** (pour les voile) et **Add New slab**(pour les dalles plein), une nouvelle fenêtre va apparaître ,là ou il faut introduire un nom pour les sections et son épaisseur.







Pour rajouter des voiles et les dalles plein :  deux lignes successives verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

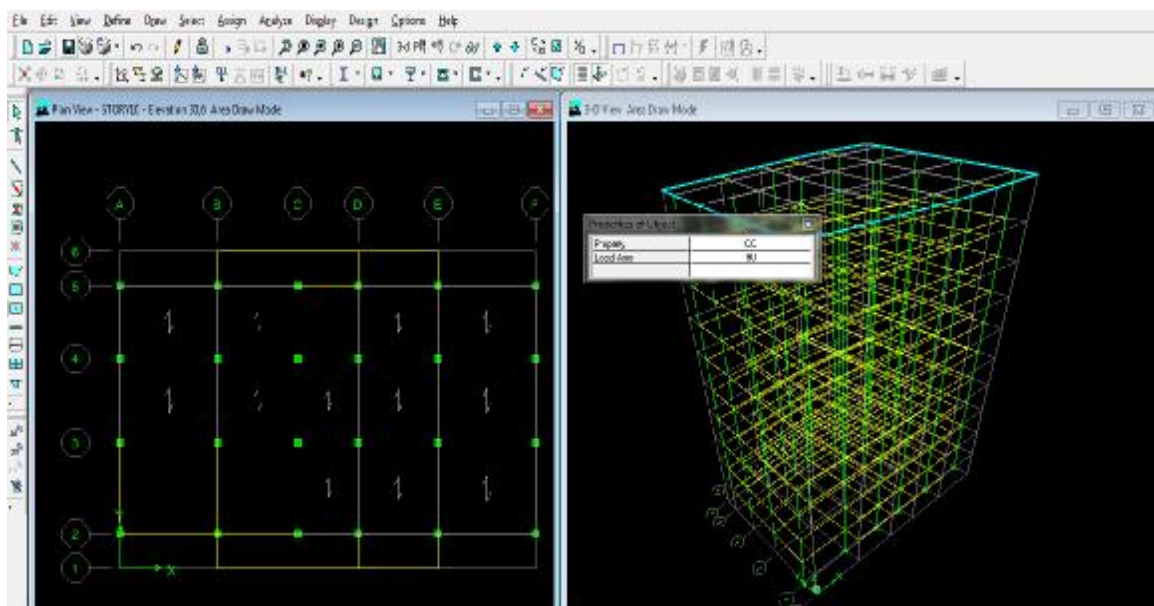
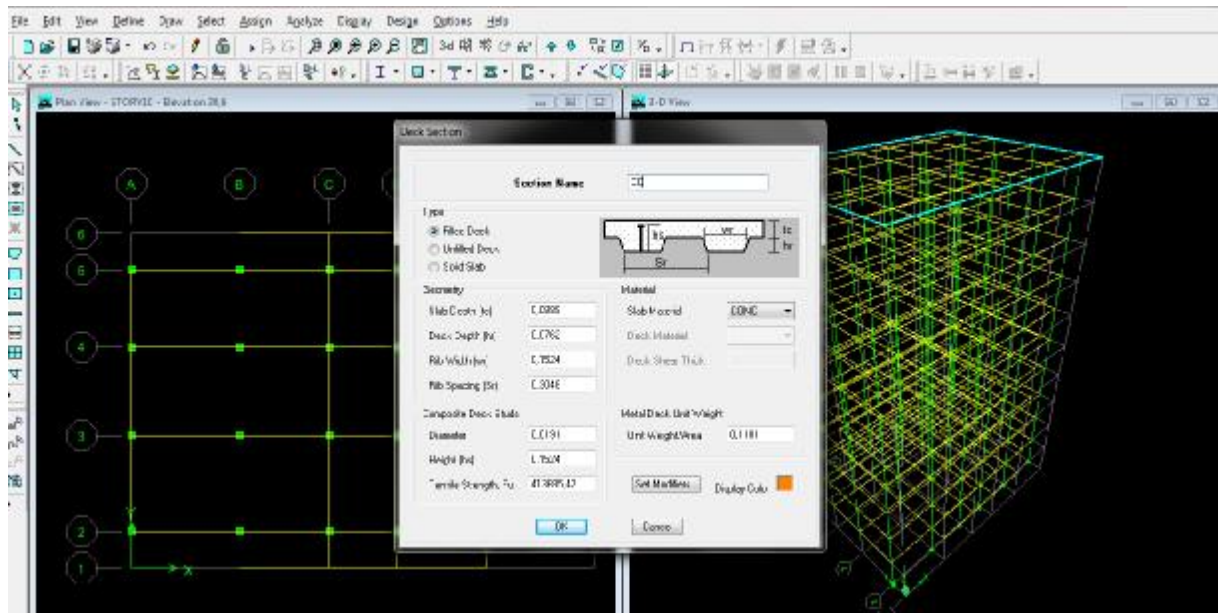
Pour tracer le voile librement on choisit 

Pour tracer les dalles on clique sur. 

L'encastrement à la base :

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y ; on clique sur **Assign** → **joint/point** → **Restraint (supports)**  puis clique sur le symbole de l'encastrement **ok.**  →

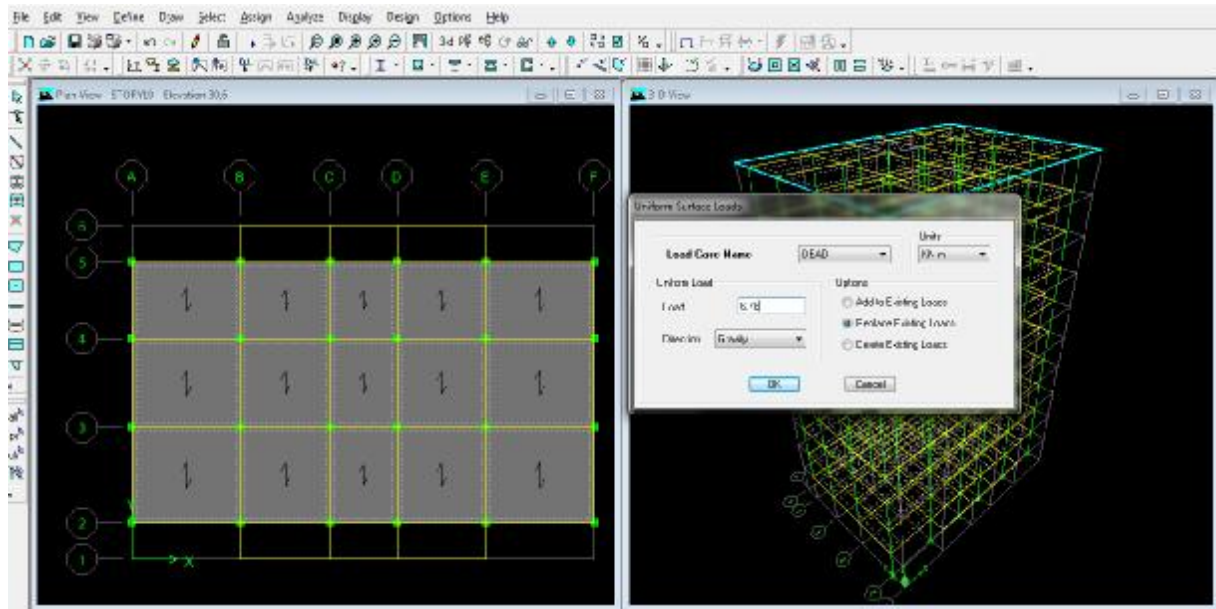
Définition du corps creux :



▼ troisième étape :

La troisième étape consiste à définir attribution et les charges appliquées sur la structure à modéliser

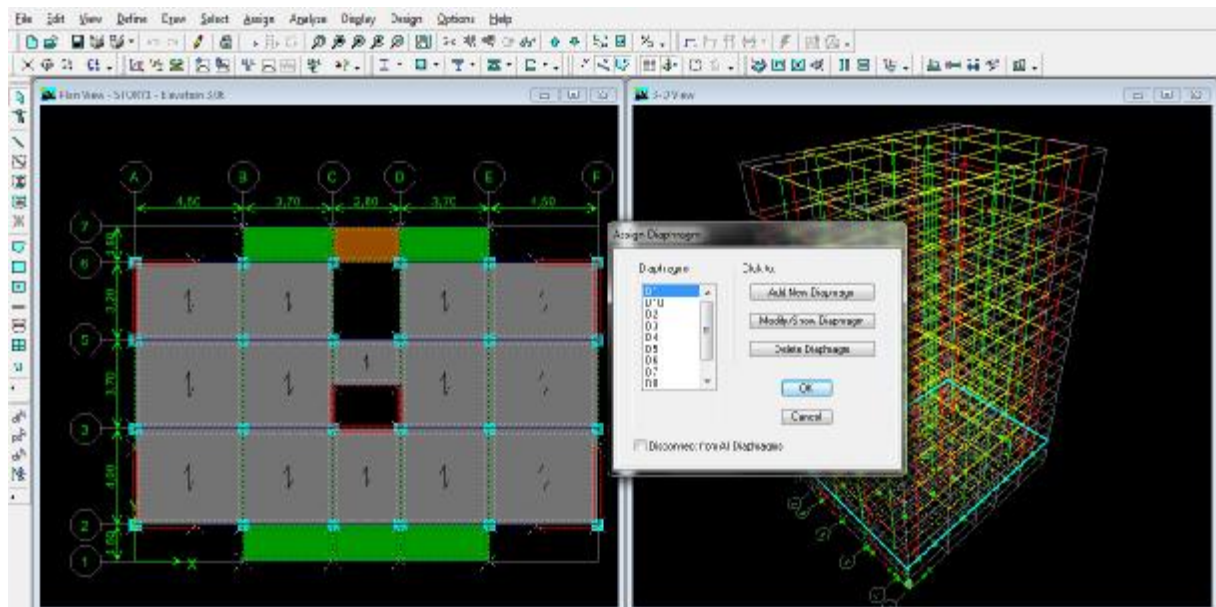
- Attribution des charges aux corps creux :

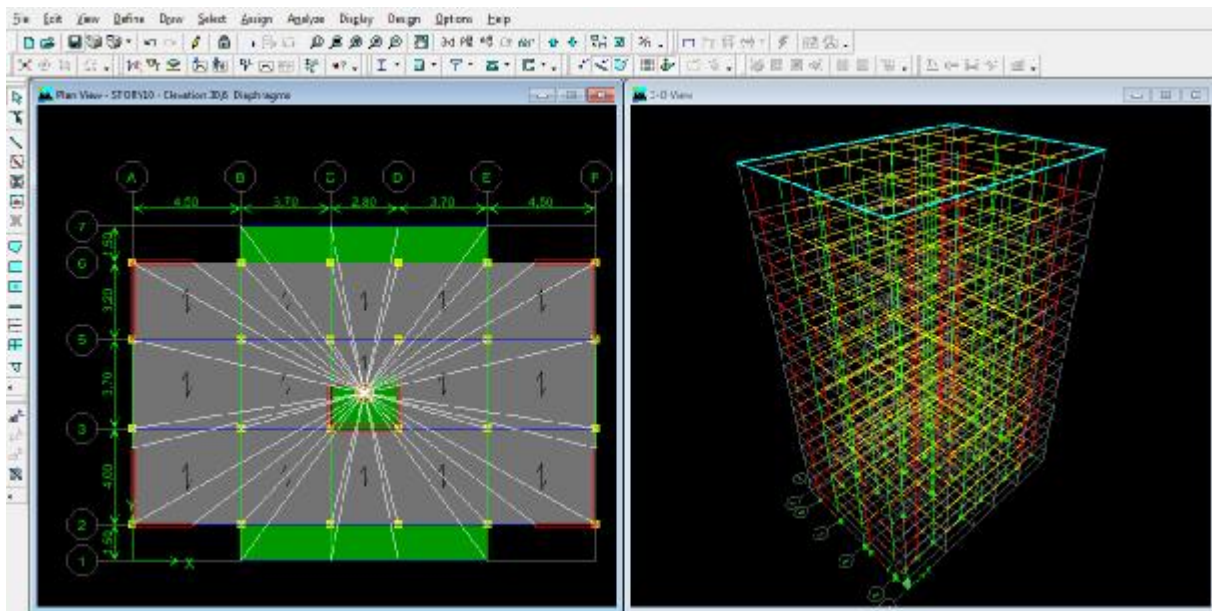


▼ Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à définir les diaphragmes de la structure

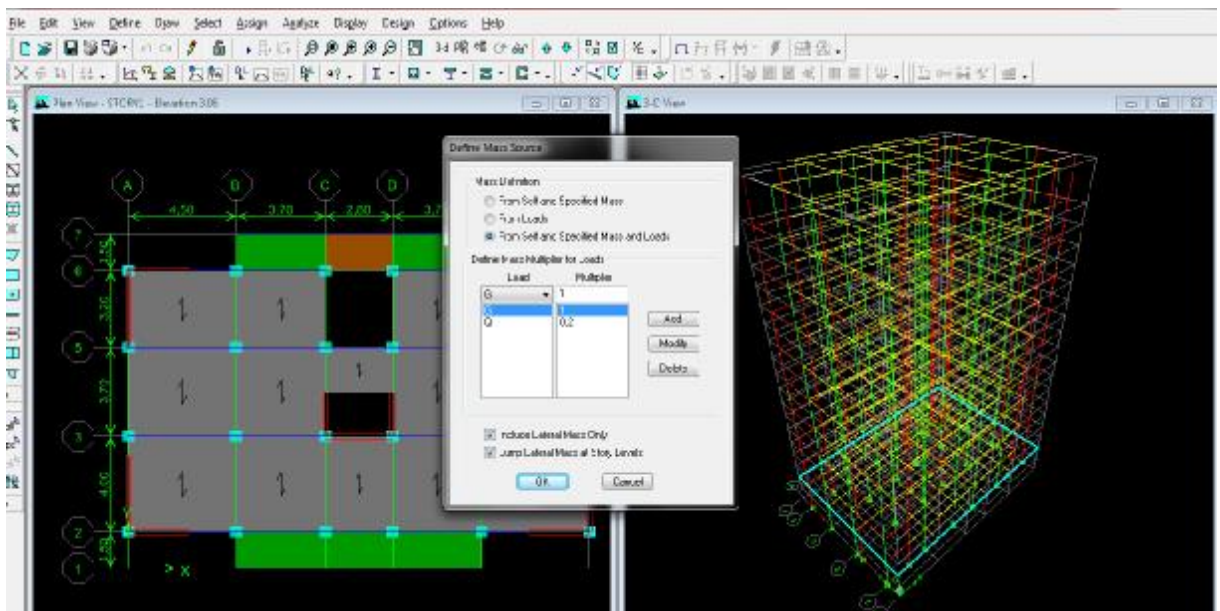
- La définition des diaphragmes



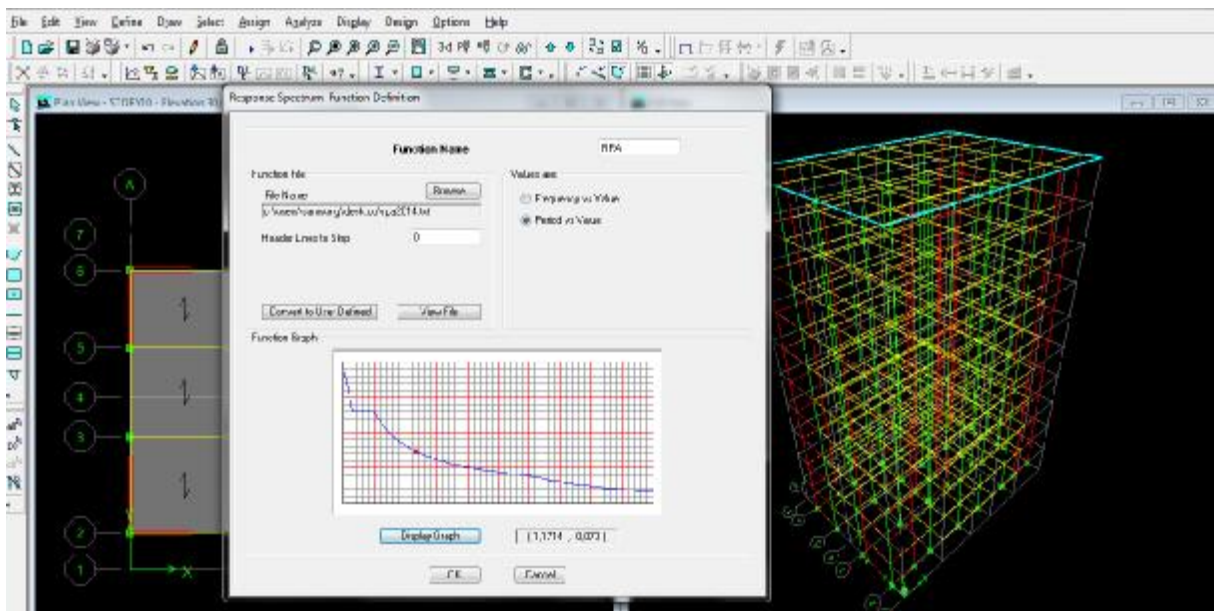
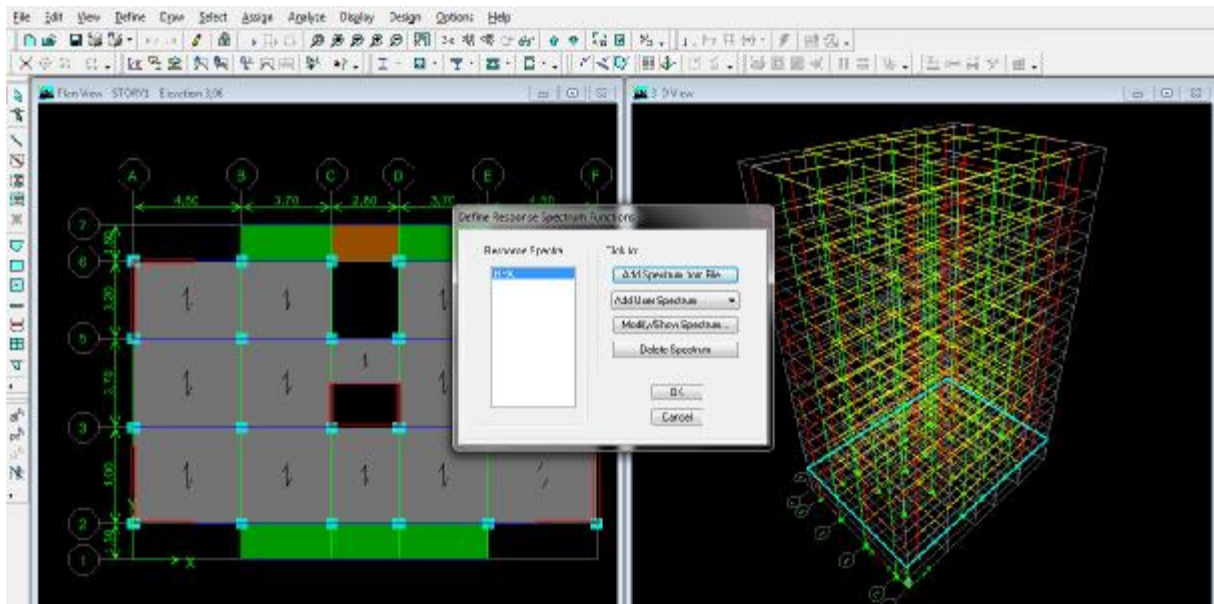


▼ Cinquième étape :

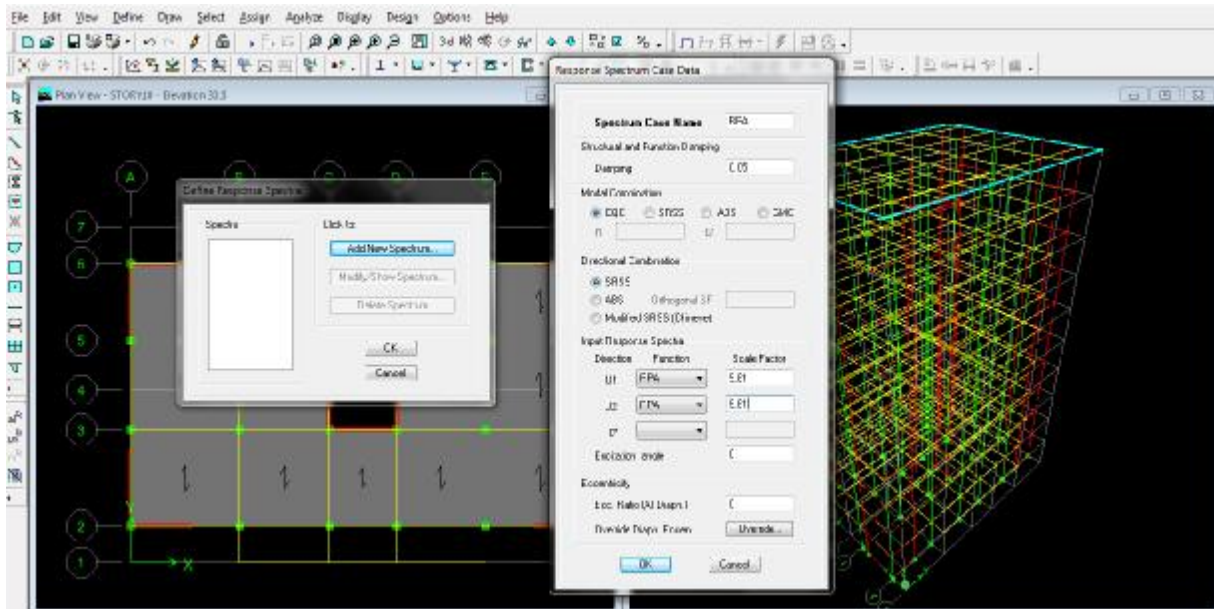
- Définition de centre de masse sismique



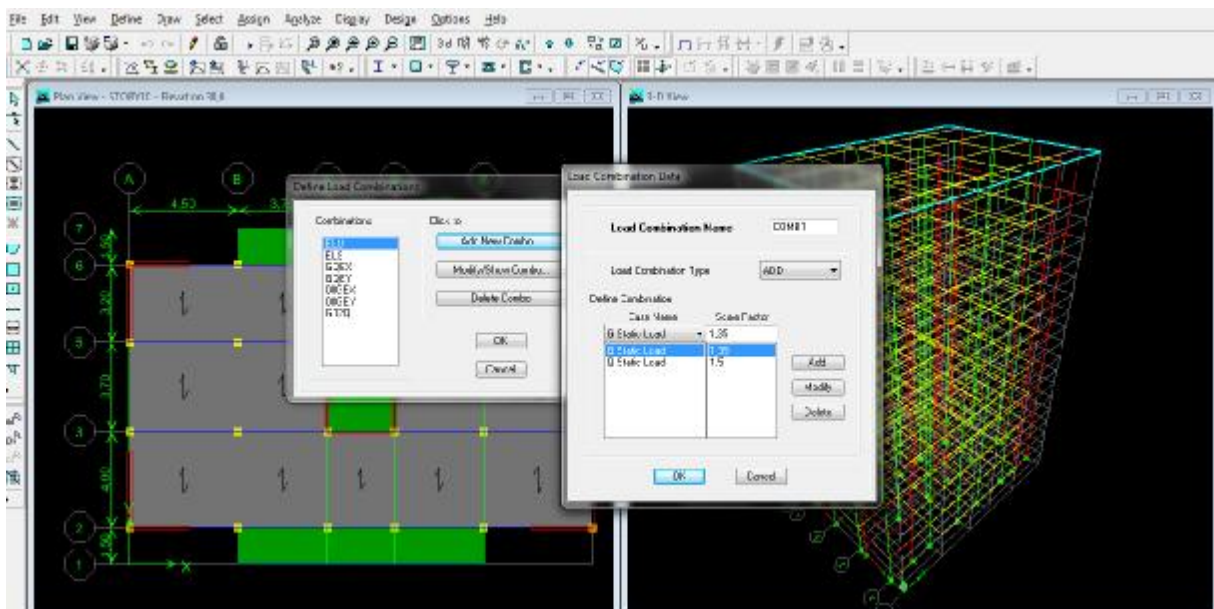
– Définitions des charges sismiques



– Définition de l'action sismique

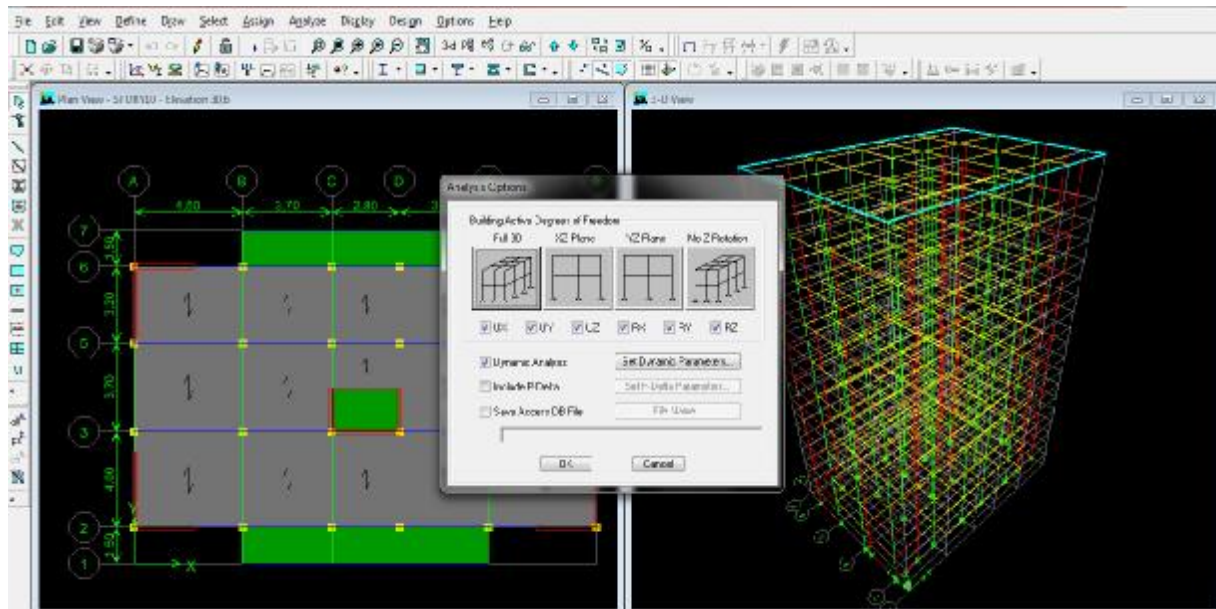


Définition des combinaisons charges

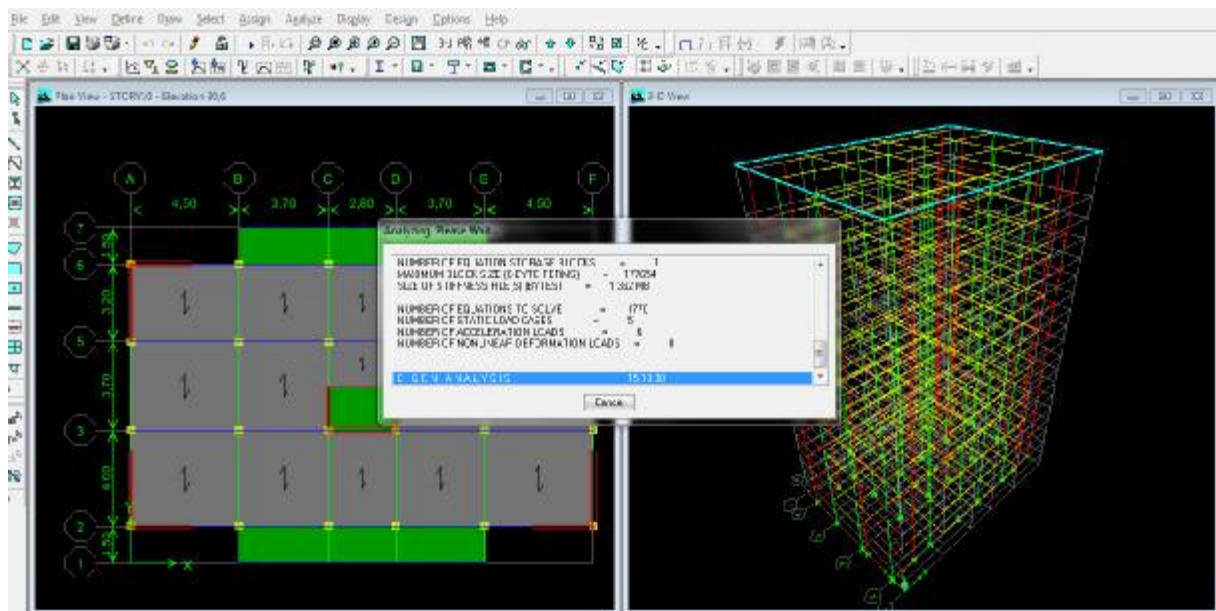


✓ Sixième étape

✓ Mode de vibration : Analyze → set analysis options



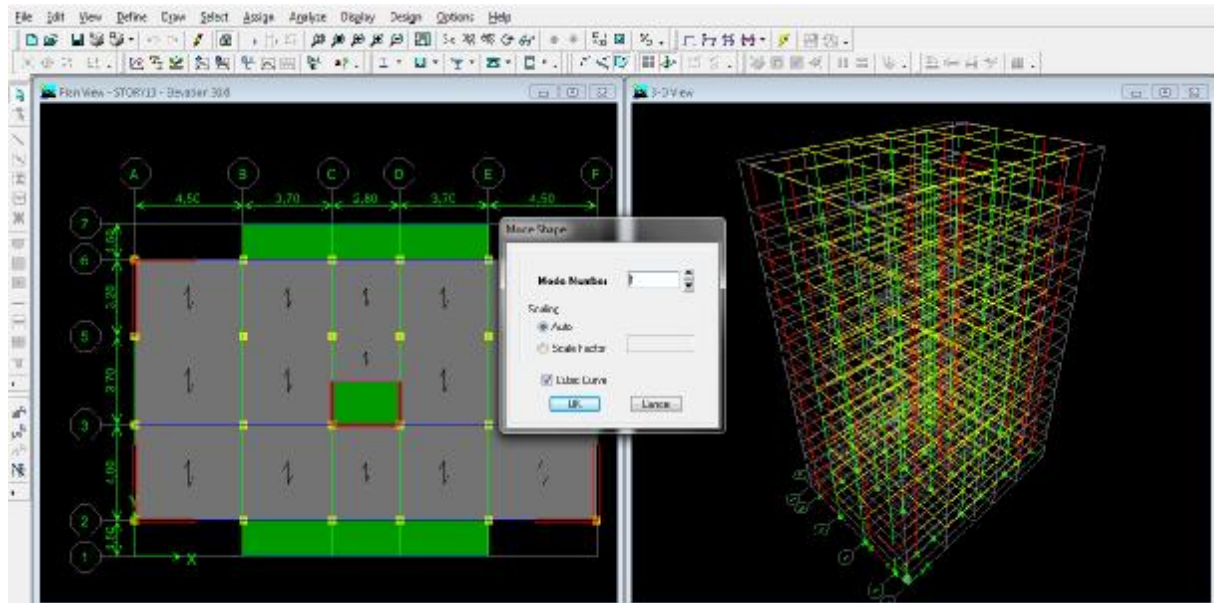
On clique sur F5 pour lancer l'analyse



▼ Septième étape

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

- Visualisation des différents résultats
- ü Le nombre de mode

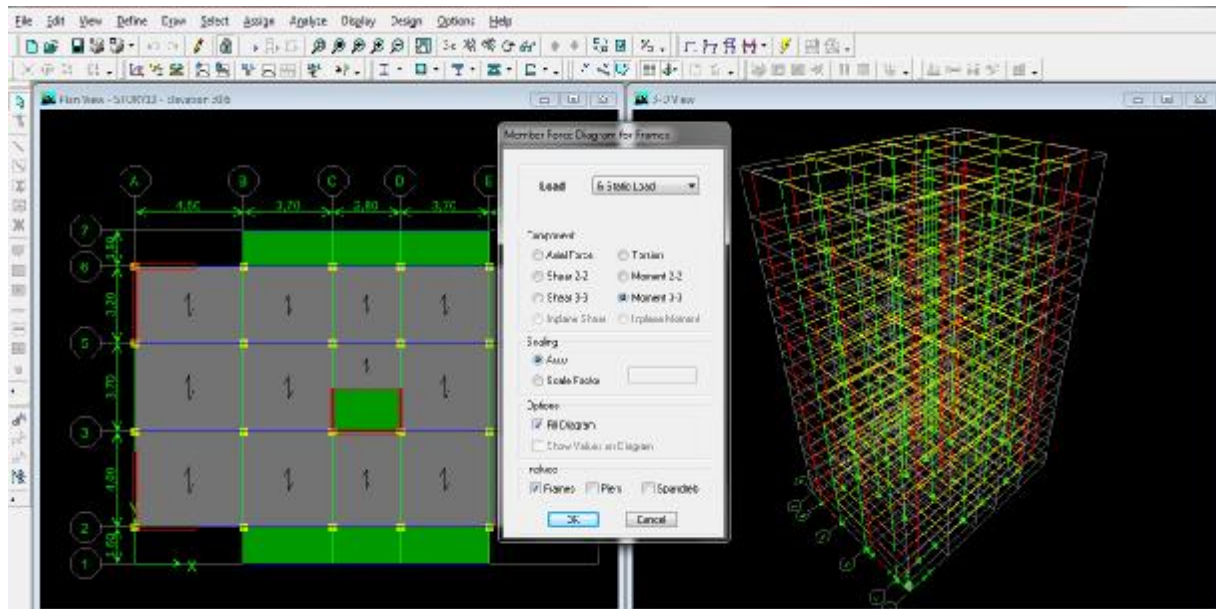


Ü Les différents résultats

Les efforts internes :

Le menu display permet d'afficher les efforts internes avec show membre **Forces/stresses diagramme/support/ spring réaction**, et on aura la fenêtre suivante :

- Sélectionner le cas de chargement.
- L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux(DEN).
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET).
- L'option **Shear3-3** permet d'afficher les efforts tranchants hors plan
- L'option **Moment 3-3** permet d'afficher le diagramme des moments fléchissant (DMF)
- L'option **torsion et moment 2-2** permet d'afficher les moments autour d'axes.
- L'option **Shear factor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.
- Pour voir les valeurs dans les diagrammes on décoche **Fill diagramme** et on coche **Show values on Diagramme**.

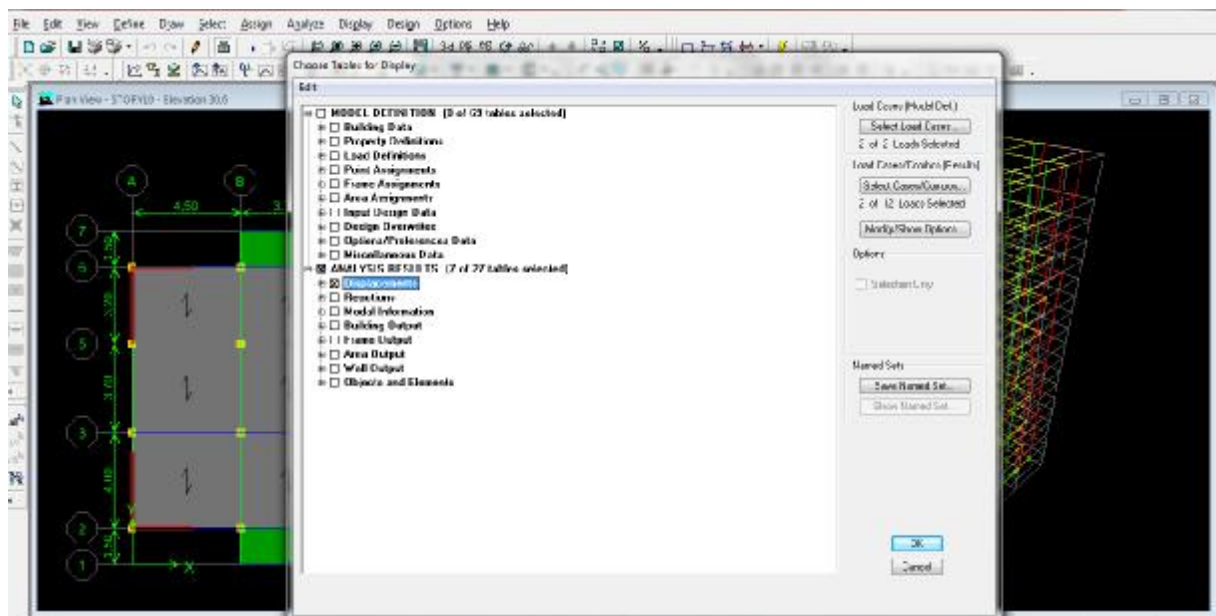


– Visualisation des résultats à l'écran

L'interface graphique de L'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes forme

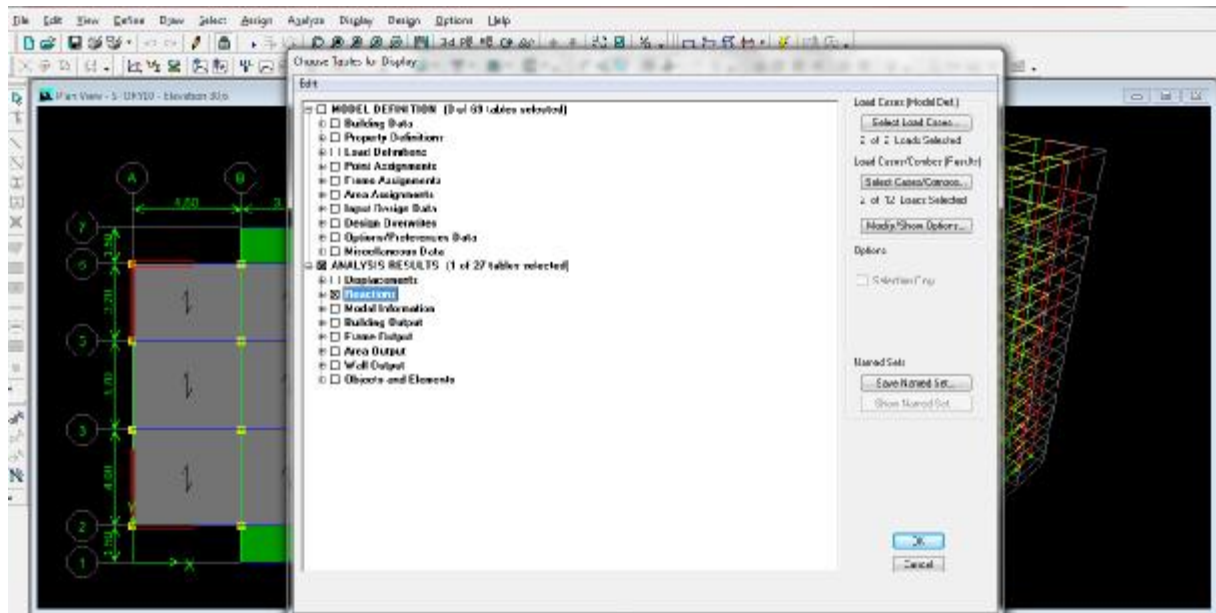
Dépassements :

Le menu display permet d'afficher les réactions avec **Show table** —> **Analyses résultats** —> **déplacements**.



Réactions :

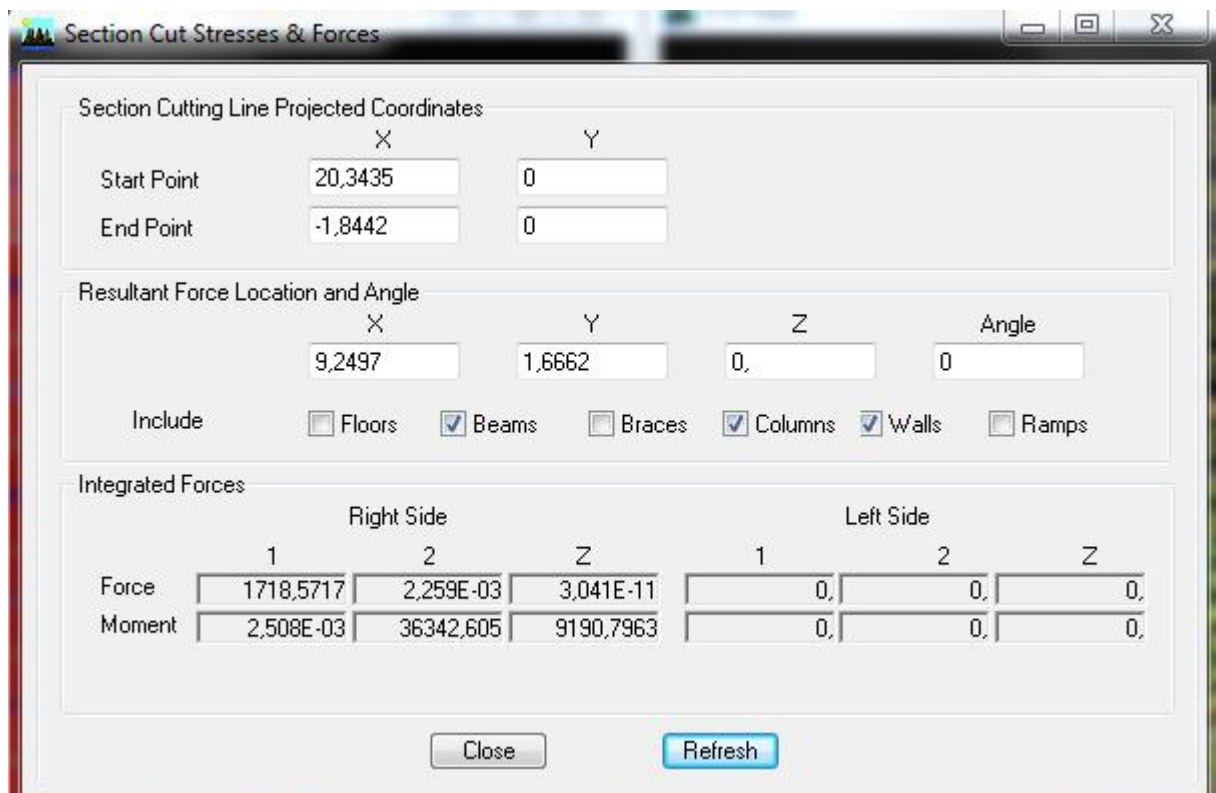
Le menu display permet d'afficher les réactions avec **Show table** —> **Analyses résultats** —> **Réactions**.



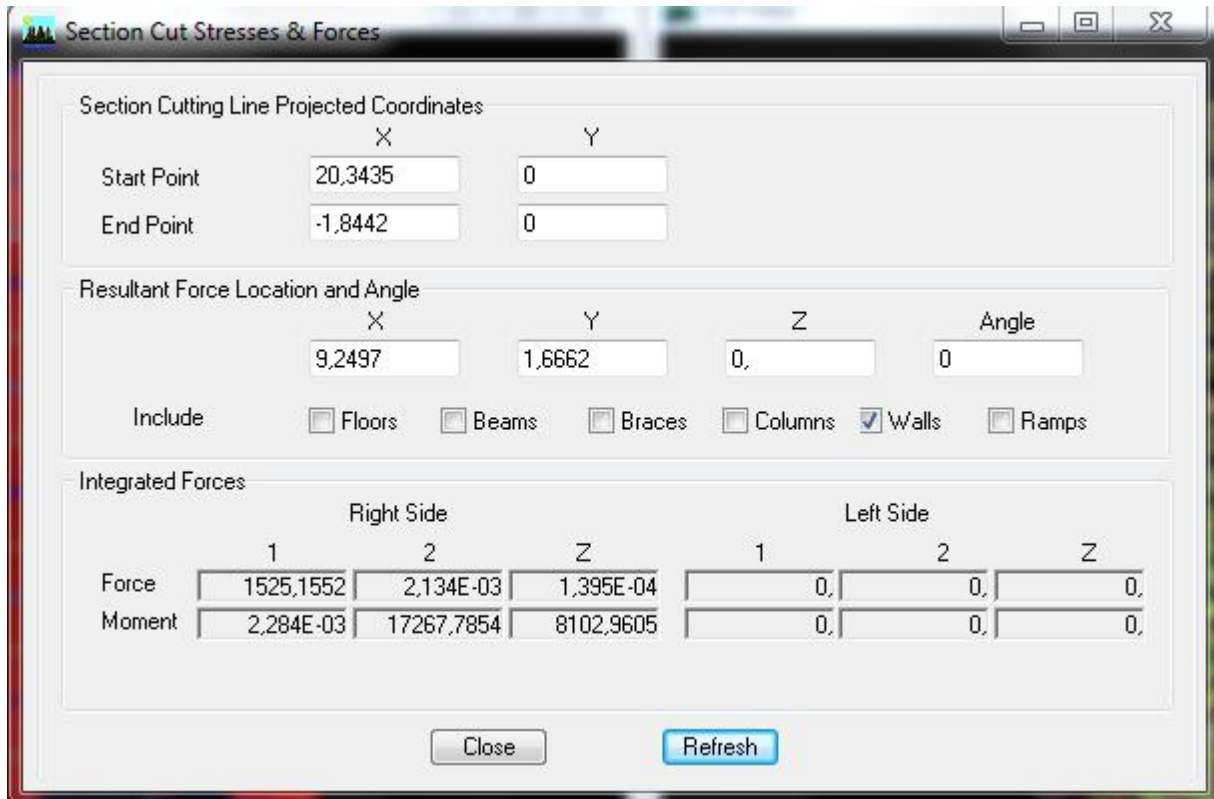
V-8) vérification de contreventement

✓ Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »

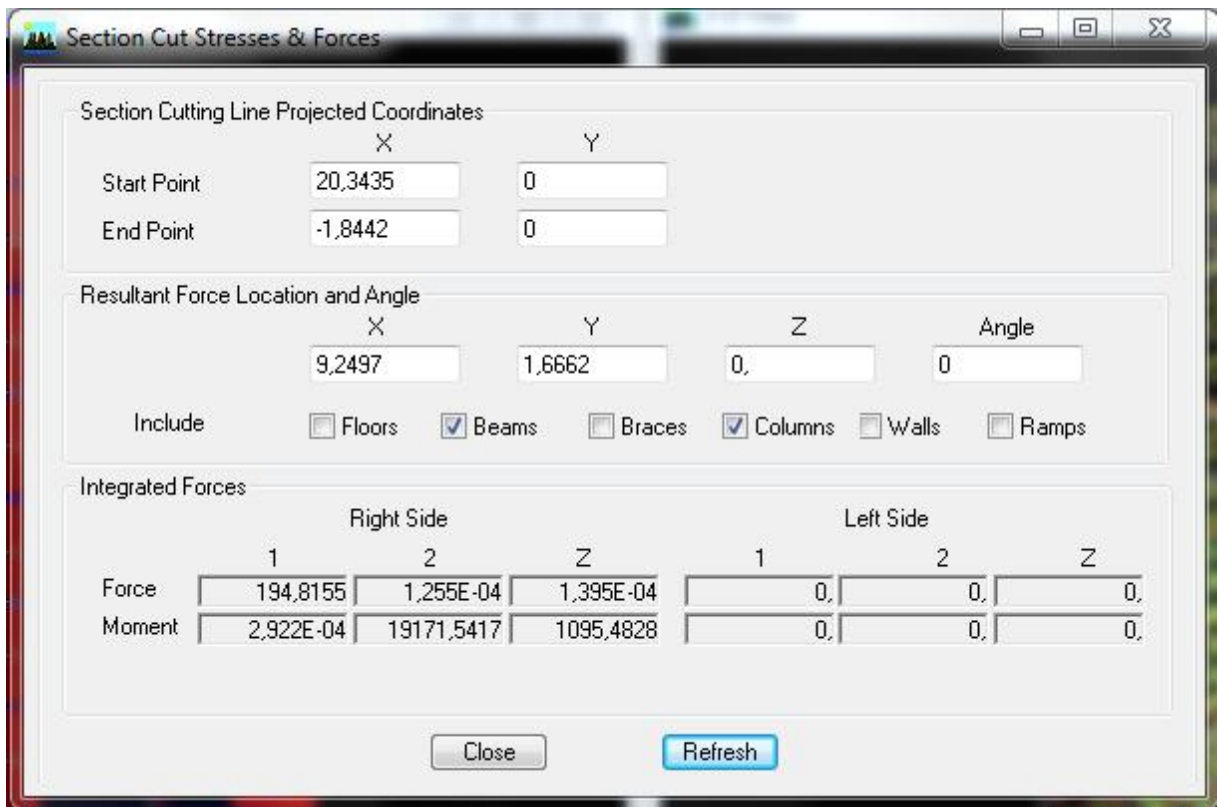
%participation dans le sens longitudinale :



Charge sismique reprise par les portiques et voiles : 1718.571kn (100%)

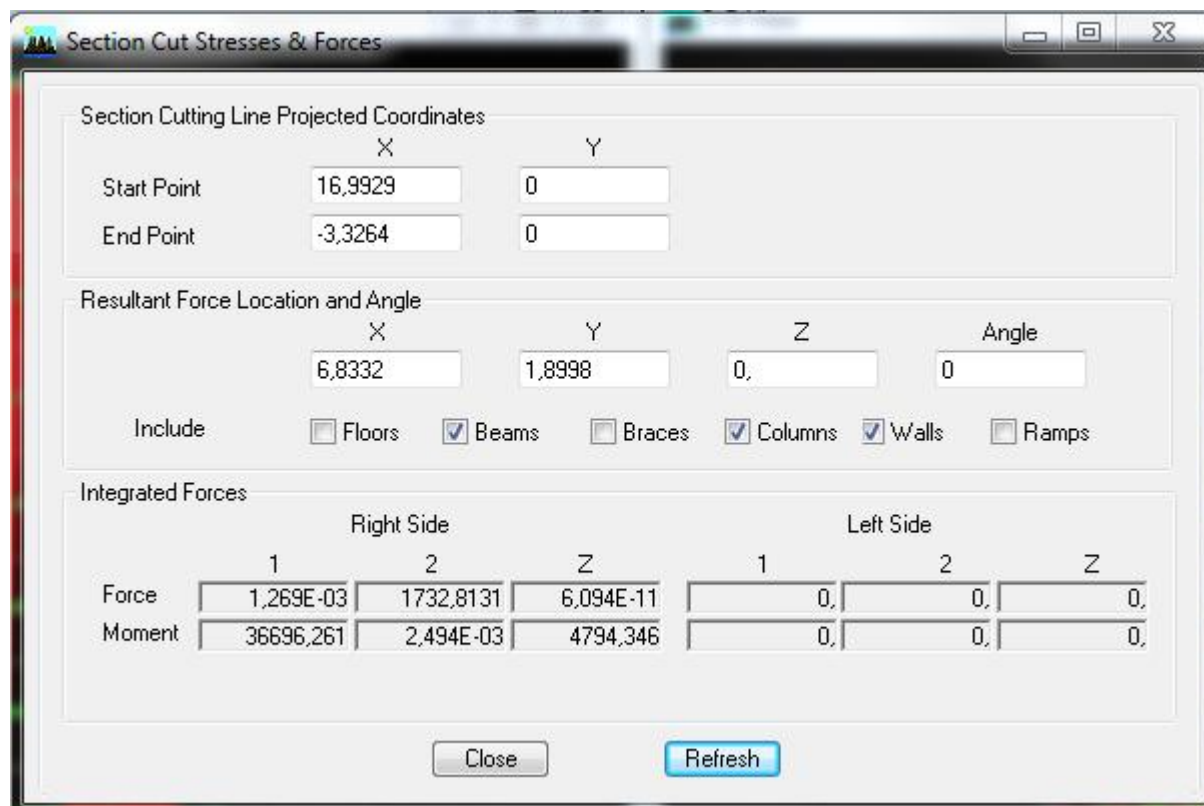


Charges sismiques reprimées par les voiles : 1525.1552kn (88.74%)

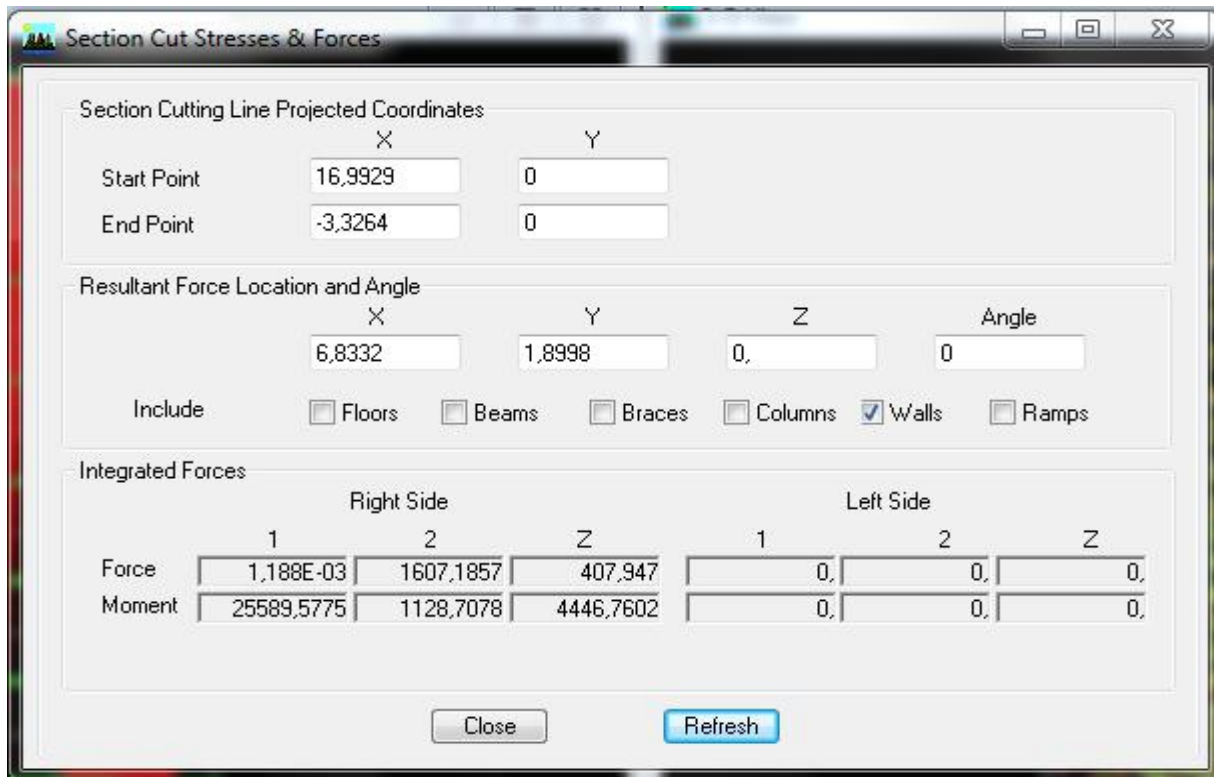


Charges sismiques reprimées par les portiques : 194.815kn(11.26%)

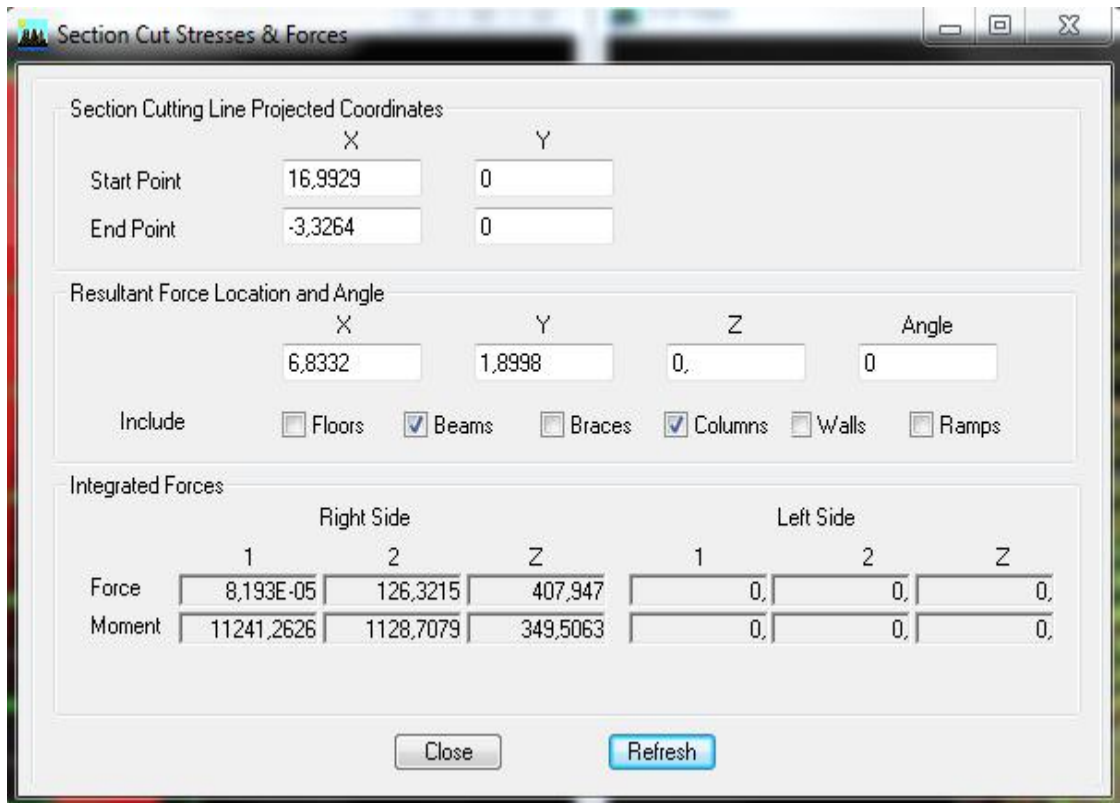
%participation dans le transversale



charges sismiques reprimées par les portiques et voiles : 1732,8131kn(100%)



Charges sismiques reprise par les voiles : 1607.185kn(92.75%)



Charges sismiques reprise par les portiques : 126.321kn (7.25%)

Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant Desroches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité qui peut provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la Conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

VI.1.Vérification de la participation massique :(Art 4.3.4 de RPA 99/ version 2003

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,76244	67,6001	0	0	67,6001	0	0
2	0,730796	0	66,0955	0	67,6001	66,0955	0
3	0,48851	0,0363	0	0	67,6365	66,0955	0
4	0,185776	18,0898	0	0	85,7262	66,0955	0
5	0,161956	0	19,4577	0	85,7262	85,5532	0
6	0,107326	0,0172	0	0	85,7434	85,5532	0
7	0,079744	6,7319	0	0	92,4753	85,5532	0
8	0,068292	0	7,0168	0	92,4753	92,57	0
9	0,046532	3,3656	0	0	95,8409	92,57	0
10	0,045739	0,0008	0	0	95,8417	92,57	0
11	0,039998	0	3,4487	0	95,8417	96,0186	0
12	0,03184	1,884	0	0	97,7257	96,0186	0

La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le mode 8.

VI.2.Vérification de l'effort tranchant à la base:

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les

Deux sens avec la formule suivante : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

W : poids total de la structure.

1) Coefficient d'accélération de zone « A » :

Le coefficient « A » est donné par le tableau (Art4.1. RPA 99/ version 2003) suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa }
groupe 2 } $\Rightarrow A = 0.15$

2) Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le coefficient « R » est donné par le tableau (4.3. RPA 99/ version 2003) en fonction du Système de contreventement.

Mixte Portiques / voiles avec interaction $\Rightarrow R = 5$

3) Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

P_q: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée Par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

□ Sens longitudinal :

Critères	Observé (Oui ou Non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10

Tableau VI.2.1 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal

□ Sens transversal :

Critères	Observé (Oui ou Non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10

Tableau VI.2.2 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal

On aura donc dans les deux sens :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10) = 1.15 \Rightarrow Q = 1.15$$

4) Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement (η).
- De la période fondamentale de la structure T .

5) Estimation de la période fondamentale :

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être

Calculée avec la formule suivante : $T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 30.06 \text{ m.}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné

Par le tableau (Art4.6. RPA 99/ version 2003) :

$$C_T = 0.05.$$

$$\text{D'où : } T = 0.05(30.06)^{\frac{3}{4}} = 0.65 \text{ s}$$

La valeur de T doit être majorée de 30 %

$$T = 1.3 \times 0.65 = 0.84 \text{ s} \Rightarrow T = 0.84 \text{ s}$$

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{3} \right]^{\frac{2}{3}} \left[\frac{3.0}{T} \right]^{\frac{5}{3}} & 3s \leq T \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau

(4.7. RPA99/ version 2003).

La nature du sol : meuble (site S2) $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88 \Rightarrow \eta = 0.88$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s} < T = 0.84 \text{ s} < 3 \text{ s}$$

$$D = 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \times \left[\frac{0.50}{0.84} \right]^{\frac{2}{3}} = 1.6 \Rightarrow D = 1.56$$

VI.3. vérification de la résultante des forces sismiques à la base: (Art 4.3.6. RPA 99/ Version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base VD obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par La méthode statique équivalente V_s pour une valeur de la période donnée par la formule Empirique appropriée.

$$V_s = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.56 \times 1.15}{4} w = 0.0672 \cdot w = 0,0672 \cdot 11391,918 = 765,536 \text{ kn}$$

$$\Rightarrow V_s = 765,536 \text{ kn}$$

	Etabs mms	MSE	$\frac{V_{MMS}}{V_{MSE}} \geq 80\%$	Vérification
Séisme sens x-x	$V_{tx} = 1718.57 \text{ kn}$	$V_x = 765,536 \text{ kn}$	$2.24 > 0.80$	Condition vérifiée
Séisme sens y-y	$V_{ty} = 1732.81 \text{ kn}$	$V_y = 765,536 \text{ kn}$	$2.26 > 0.80$	Condition vérifiée

VI.4 .Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R \delta ek$$

Avec :

R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

δek : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par

Rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.
 $\Delta k \leq \overline{\Delta k} = 1\% h_e$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Ø Sens longitudinale :

Story	δk (m)	Δk (m)	$\overline{\Delta k}$ (m)	Condition
STORY10	0,0204	0,0024	0,0306	Vérifiée
STORY9	0,018	0,0025	0,0306	Vérifiée
STORY8	0,0155	0,0025	0,0306	Vérifiée
STORY7	0,013	0,0025	0,0306	Vérifiée
STORY6	0,0105	0,0025	0,0306	Vérifiée
STORY5	0,008	0,0024	0,0306	Vérifiée
STORY4	0,0056	0,0021	0,0306	Vérifiée
STORY3	0,0035	0,0017	0,0306	Vérifiée
STORY2	0,0018	0,0013	0,0306	Vérifiée
STORY1	0,0005	0,0005	0,0306	Vérifiée

Tableau VI.4.1 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

Ø Sens transversal :

Story	δk (m)	Δk (m)	$\overline{\Delta k}$ (m)	Condition
STORY10	0,0193	0,0024	0,0306	Vérifiée
STORY9	0,0169	0,0025	0,0306	Vérifiée
STORY8	0,0144	0,0025	0,0306	Vérifiée
STORY7	0,0119	0,0025	0,0306	Vérifiée
STORY6	0,0094	0,0023	0,0306	Vérifiée
STORY5	0,0071	0,0022	0,0306	Vérifiée
STORY4	0,0049	0,0019	0,0306	Vérifiée
STORY3	0,003	0,0015	0,0306	Vérifiée
STORY2	0,0015	0,0011	0,0306	Vérifiée
STORY1	0,0004	0,0004	0,0306	Vérifiée

Tableau VI.4.2 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la Hauteur d'étage.

VI.5 .Déplacement maximal :

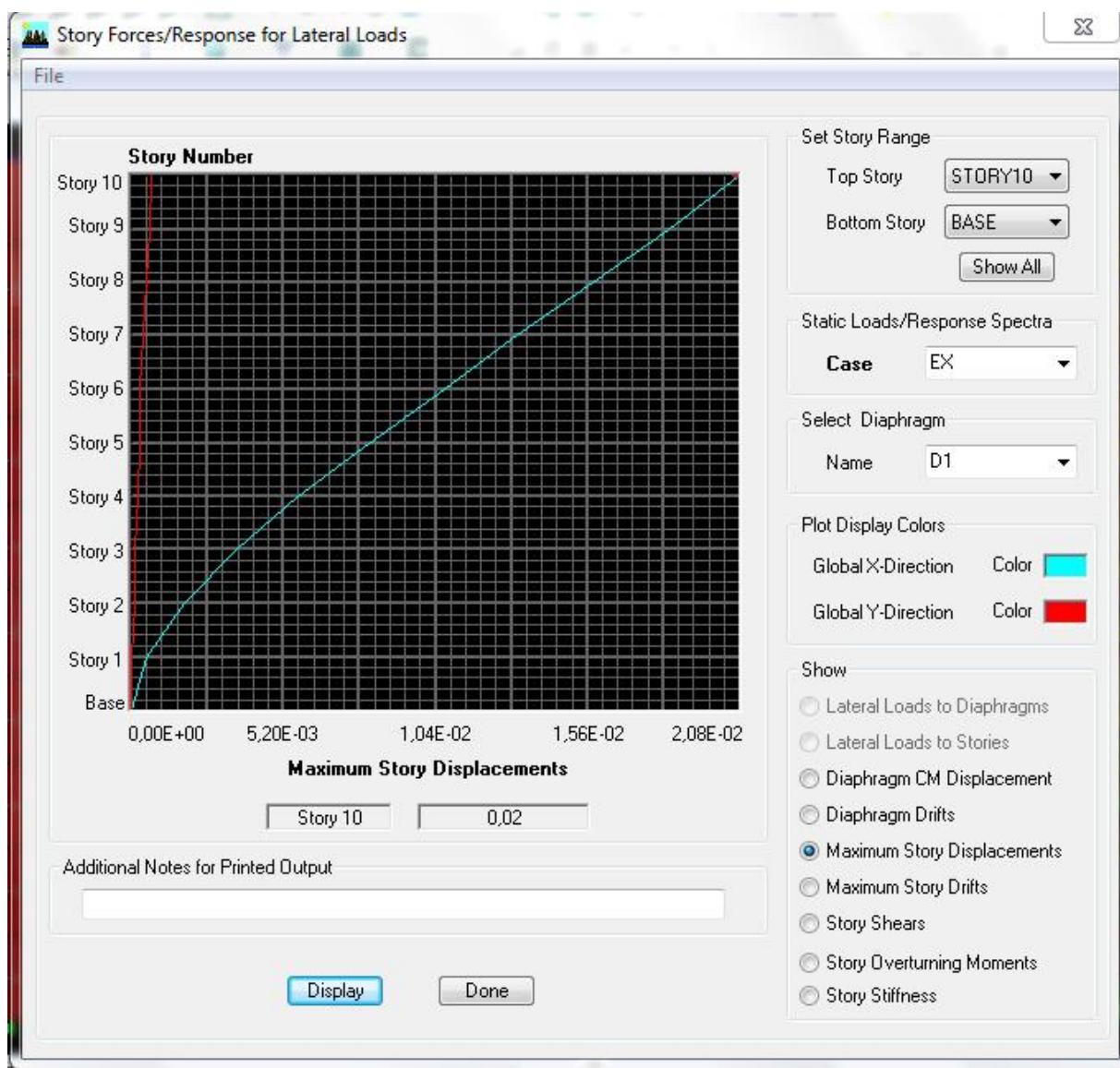
On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = (Ht/500) = 30.6/500 = 0.0612$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

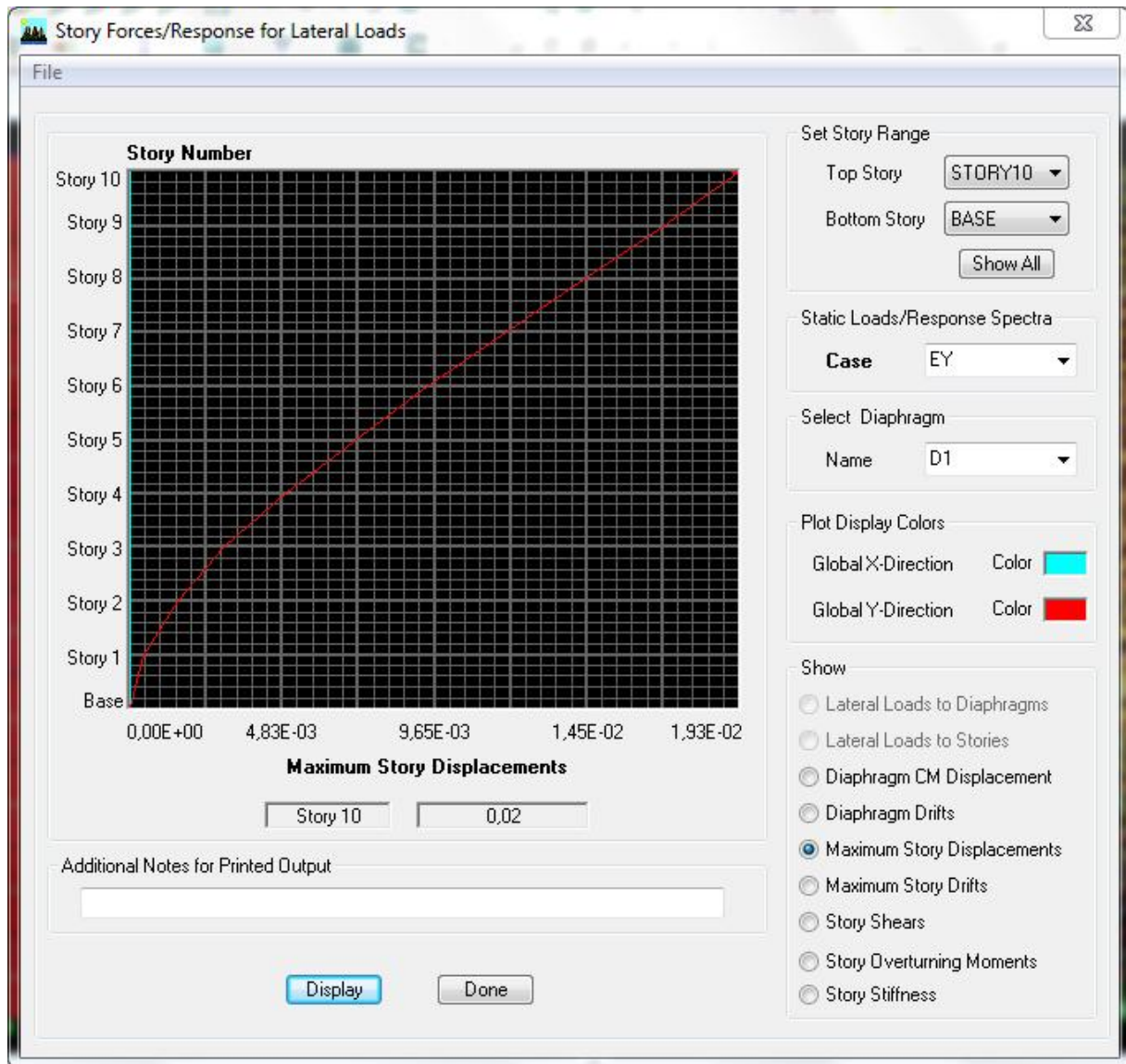
Ø Sens longitudinale :



Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\Delta_{\max} = 0.02 \leq f = (Ht/500) = 30.6/500 = 0.0612 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Ø Sens transversal :



Déplacement maximal dans le sens Y-Y

$$\Delta_{\max} = 0.02 \leq f = (Ht/500) = 30.6/500 = 0.0612 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

VI.6 .Vérification de l'excentricité :

Suivant le sens XX : $L_x = 19.20\text{m}$

On doit vérifier que : $e_x = |X_{CM} - X_{CR}| = 5\% L_x$

Story	Diaphragme	XCM	XCR	XCM-XCR	5% LX	Vérification
STORY1	D1	9,6	9,6	0	0,96	Ok
STORY2	D2	9,6	9,6	0	0,96	Ok
STORY3	D3	9,6	9,6	0	0,96	Ok
STORY4	D4	9,6	9,6	0	0,96	Ok
STORY5	D5	9,6	9,6	0	0,96	Ok
STORY6	D6	9,6	9,6	0	0,96	Ok
STORY7	D7	9,6	9,6	0	0,96	Ok
STORY8	D8	9,6	9,6	0	0,96	Ok
STORY9	D9	9,6	9,6	0	0,96	Ok
STORY10	D10	9,6	9,6	0	0,96	Ok

Suivant le sens YY :Ly=13.9m

On doit vérifier que : $e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| = 5\% Ly$

Story	Diaphragme	YCM	YCR	XCM-XCR	5% LY	Vérification
STORY1	D1	6,866	6,577	0,289	0,695	Ok
STORY2	D2	6,847	6,512	0,335	0,695	Ok
STORY3	D3	6,847	6,537	0,31	0,695	Ok
STORY4	D4	6,843	6,561	0,282	0,695	Ok
STORY5	D5	6,839	6,58	0,259	0,695	Ok
STORY6	D6	6,839	6,599	0,24	0,695	Ok
STORY7	D7	6,835	6,615	0,22	0,695	Ok
STORY8	D8	6,831	6,628	0,196	0,695	Ok
STORY9	D9	6,788	6,635	0,135	0,695	Ok
STORY10	D10	6,956	6,635	0,321	0,695	Ok

VI.7.Effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003)

On entend par effort normal réduit le rapport :

$$\gamma = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de compression sismique maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Section brute du béton.

f_{c28} : La résistance caractéristique de béton.

$$\gamma = \frac{919.06}{0.4 * 0.4 * 25000} = 0.229 < 0.3 \rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

$$\gamma = \frac{649.4}{0.35 * 0.35 * 25000} = 0.212 < 0.3 \rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

VI.8. justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

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 de l'étage **K**.

Niveau	P _K (kn) (cumul)	Sens x-x			Sens y-y		
		Δk (m)	V _K ×h _k	Θ _x (facteur d'instabilité)	Δk (m)	V _K ×h _k	Θ _y (facteur d'instabilité)
10	2456,40	0,0024	1298,5416	0.004	0,0024	1329,2946	0.004
9	4826,22	0,0025	2168,4384	0.005	0,0025	2220,4278	0.005
8	7212,95	0,0025	2857,4586	0.006	0,0025	2904,4296	0.006
7	9625,9	0,0025	3432,1266	0.007	0,0025	3482,7696	0.006
6	12069,2	0,0025	3923,6238	0.007	0,0023	3967,9938	0.006
5	14512,64	0,0024	4336,173	0.008	0,0022	4377,9726	0.007
4	16986,91	0,0021	4681,6776	0.008	0,0019	4722,0696	0.003
3	19496,28	0,0017	4958,1486	0.008	0,0015	4996,4292	0.006
2	22005,65	0,0013	5156,4978	0.005	0,0011	5202,153	0.004
1	24555,94	0,0005	5258,8242	0.002	0,0004	5302,3986	0.001

Tableau VI.5 : justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

VII-1) Ferraillage des poutres :

Les poutres seront ferraillées sous les combinaisons suivantes :

- a-** 1.35 G + 1.5Q BAEL 91
 G + Q BAEL 91
b- G + Q ±E RPA
 0.8 G ± E RPA

VII-1-1) Recommandations du RPA 99 pour le ferraillage des poutres :**a-Armatures longitudinales : (Art 7.5.21)**

- Le pourcentage total minimum :

$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$ en toute section.

Ø Poutres principales de (30×35) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

Ø Poutres secondaires de (30×30) : $A_{\min} = 0,005 \times 0.30 \times 0.30 = 4.5 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage total maximum :

$A_{\max} = 4 \% (b \times h)$ en zone courante.

$A_{\max} = 6 \% (b \times h)$ en zone de recouvrement.

Ø Poutres principales de (30×35):

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

Ø Poutres secondaires de (30×30):

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone IIa.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b-Armatures transversales : (R.P.A 2003 Art 7.5.2.2)

Ø La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

Ø L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

Avec :

Ø : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Ø Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII-1-2) Etapes de calcul :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

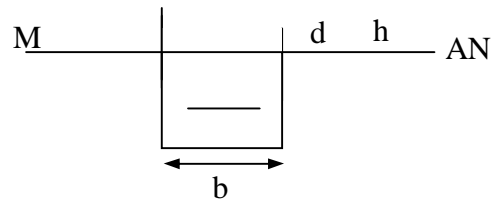
Ø A_s : la section d'armatures tendues.

Ø A'_s : la section d'armatures comprimées.

a: Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



b : Calcul du moment réduit limite « m_l » :

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ g_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow m_l = 0,392$$

▼ En comparant les deux moments réduits μ et μ_l , deux cas se présentent :

- $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A_{SC} = 0$.

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- $\mu \geq \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.

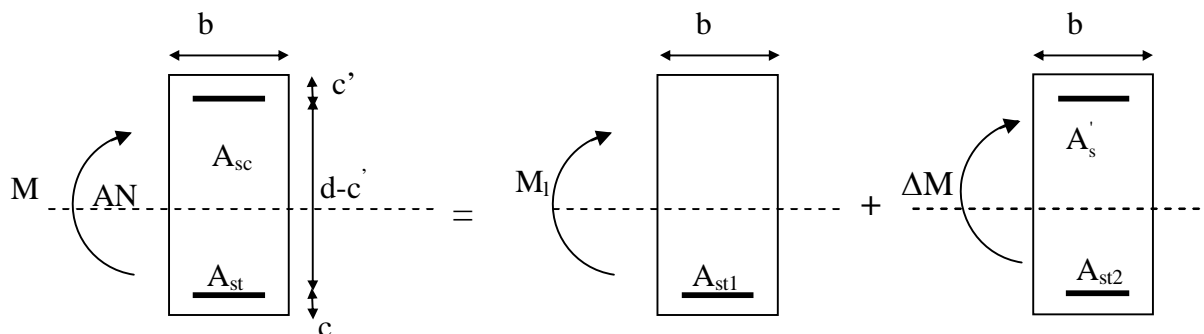


Fig. IX-1 : Ferraillage de la poutre

$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_l = m_l b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_1$$

- Finalement :

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{b_l \times d \times s_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times s_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times s_s} \end{cases}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

VII 1-3) Ferraillage des poutres principales :

- Armatures en travées :

Niveau	Mu(KN.M)	μ_u	μ_{ul}	Obs	As (cm2)	As adop (cm2)	ferraillage
10	54,631	0.125	0,392	SSA	5.26	6.47	3HA12+2HA14
9	43,367	0.099	0,392	SSA	4.11	6.47	3HA12+2HA14
8	44.474	0.101	0,392	SSA	4.22	6.47	3HA12+2HA14
7	41.878	0.096	0,392	SSA	3.96	6.47	3HA12+2HA14
6	40.153	0.092	0,392	SSA	3.78	6.47	3HA12+2HA14
5	39.93	0.091	0,392	SSA	3.76	6.47	3HA12+2HA14
4	38.135	0.087	0,392	SSA	3.58	6.47	3HA12+2HA14
3	36.878	0.084	0,392	SSA	3.46	6.47	3HA12+2HA14
2	36.371	0.083	0,392	SSA	3.41	6.47	3HA12+2HA14
1	35.484	0.081	0,392	SSA	3.32	6.47	3HA12+2HA14

- Armatures supérieures aux appuis :

Niveau	Mu(KN.M)	μ_u	μ_{ul}	Obs	As cm ²	As adop cm ²	le ferraillage
10	62,344	0.142	0,392	SSA	6.06	6.88	3HA14+2HA12
9	67,521	0.154	0,392	SSA	6.62	6.88	3HA14+2HA12
8	62,578	0.143	0,392	SSA	6.09	6.88	3HA14+2HA12
7	59,03	0.135	0,392	SSA	5.72	6.88	3HA14+2HA12
6	55,497	0.127	0,392	SSA	5.35	6.88	3HA14+2HA12
5	47,825	0.109	0,392	SSA	4.56	6.88	3HA14+2HA12
4	43,811	0.100	0,392	SSA	4,15	6.88	3HA14+2HA12
3	42,437	0.097	0,392	SSA	4.02	6.88	3HA14+2HA12
2	39,069	0.089	0,392	SSA	3.68	6.88	3HA14+2HA12
1	34,415	0.078	0,392	SSA	3.22	6.88	3HA14+2HA12

VII 1-4) Ferraillage des poutres secondaires :

• Armatures en travées

Niveau	Mu(tm)	μ_u	μ_{ul}	Obs	As (cm ²)	As adop (cm ²)	ferraillage
10	22.95	0.073	0,392	SSA	2.54	3.39	3HA12
9	23.648	0.076	0,392	SSA	2.62	3.39	3HA12
8	22.133	0.071	0,392	SSA	2.45	3.39	3HA12
7	20.492	0.065	0,392	SSA	2.26	3.39	3HA12
6	19.764	0.063	0,392	SSA	2.16	3.39	3HA12
5	16.461	0.053	0,392	SSA	1.80	3.39	3HA12
4	13.031	0.042	0,392	SSA	1.42	3.39	3HA12
3	10.885	0.035	0,392	SSA	1.18	3.39	3HA12
2	7.163	0.023	0,392	SSA	0.77	3.39	3HA12
1	2.739	0.008	0,392	SSA	0.29	3.39	3HA12

• Armatures supérieures en appuis

Niveau	Mu(tm)	μ_u	μ_{ul}	Obs	As (cm ²)	As adop (cm ²)	Ferraillage
10	28,962	0,093	0,392	SSA	3,24	3.39	3HA12
9	28,836	0,092	0,392	SSA	3,22	3.39	3HA12
8	26,743	0,086	0,392	SSA	2,98	3.39	3HA12
7	24,226	0,078	0,392	SSA	2,68	3.39	3HA12
6	22,364	0,072	0,392	SSA	2,47	3.39	3HA12
5	19,935	0,064	0,392	SSA	2,19	3.39	3HA12
4	19,944	0,064	0,392	SSA	2,19	3.39	3HA12
3	20,248	0,065	0,392	SSA	2,23	3.39	3HA12
2	20,438	0,065	0,392	SSA	2,25	3.39	3HA12
1	20,28	0,065	0,392	SSA	2,23	3.39	3HA12

Ferraillage minimum du RPA :

$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$ en toute section.

- Poutres principales de (30×35) :

$$A_{\text{tot}}(\min) = (3HA14+2HA12) \times 2 = 12,94 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.25\text{cm}^2$$

- Poutres secondaires de (30×30)

$$A_{\text{tot}}(\min) = (3HA12) \times 2 = 6.78\text{cm}^2 > A_{\min} = 4.5\text{cm}^2$$

VII 1-5) Vérification :**A : Vérification à l'E.L.U****1. Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 91 Art 4.21)**

La section minimale des armatures longitudinales est : $A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$\text{Poutres principales de (30}\times\text{35): } A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires de (30}\times\text{30): } A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,978 \text{ cm}^2.$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL91 art A.5.1,1)

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales} \quad \tau_u = 100.92 \times 10^{-3} / (0.30 \times 0.32) = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires} \quad \tau_u = 38.61 \times 10^{-3} / (0.30 \times 0.27) = 0.47 \text{ MPa}$$

✓ Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisibles la contrainte doit vérifier :

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

Poutres principales $\tau_u = 1,05 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 0,47 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

✓ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.Art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$. On doit prolonger au-delà de l'appareil

d'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$\text{SI } T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

• **Poutres principales :**

Niveau	Mu(kn.m)	Vu(kn)	Vu-Mu/0,9d	Obs
10	85.903	100.92	-197.35	vérifiée
9	93.085	97.09	-226.12	vérifiée
8	86.288	94.97	-204.64	vérifiée
7	81.412	93.99	-189.21	vérifiée
6	76.546	93.47	-172.31	vérifiée
5	65.97	91.46	-137.60	vérifiée
4	60.413	89.13	-120.63	vérifiée
3	58.526	87.75	-115.46	vérifiée
2	53.887	85.49	-101,61	vérifiée
1	47.475	82.18	-82,66	vérifiée

• **Poutres secondaires :**

Niveau	Mu(kn.m)	Vu(kn)	Vu-Mu/0,9d	Obs
10	39.761	38.3	-125.32	vérifiée
9	39.594	38.61	-124.32	vérifiée
8	36.743	36.13	-115.07	vérifiée
7	33.3	33.64	-103.39	vérifiée
6	30.746	31.75	-94.77	vérifiée
5	27.535	27.14	-86.17	vérifiée
4	27.549	22.39	-90.98	vérifiée
3	27.968	22.73	-92.36	vérifiée
2	28.23	23.02	-99.71	vérifiée
1	28.014	23.3	-91.96	vérifiée

3. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

C.1 : Vérification de la contrainte d'adhérence acier –béton

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

$$\bar{\tau}_u = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\Psi = 1,5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

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

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U} < \bar{t}_{se}$$

Avec :

-Poutres principales $\sum U_i = 3HA12+2HA14 = 0.219 \text{ m}$ Le périmètre des aciers.

- Poutres secondaires $\sum U_i = 3HA12 = 0.113 \text{ m}$ Le périmètre des aciers.

-Poutres principales : $\tau_s = 100.92 \times 10^{-3} / 0,9 \times 0,32 \times 0,219 = 1.594 \text{ MPa} < 2,835 \text{ MPa}$

- Poutres secondaires : $\tau_s = 38.61 \times 10^{-3} / 0,9 \times 0,27 \times 0,113 = 1.406 \text{ MPa} < 2,835 \text{ MPa}$

$t_s < \bar{t}_{se}$, donc la contrainte d'adhérence est vérifiée.

C.2 : Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } t_{su} = 0.6 \times \gamma_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les T14 : $l_s = 49.5 \text{ cm}$.

Pour les T12 : $l_s = 42.5 \text{ cm}$.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour les barres à haute adhérence.

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 0.4 \times 49.5 = 19.8 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 20 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 12$: $l_a = 0.4 \times 42.5 = 17 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 20 \text{ cm}$

4. Calcul des armatures transversales :

- Poutres secondaires :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (0.857 ; 1,2 ; 3) [\text{cm}]$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

5. Calcul des espacements :(A 7.5.2.2 RPA99/2003)

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right)$

- Poutre principales de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$: $S_t = 7 \text{ cm}$

- Poutre secondaire de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$: $S_t = 7 \text{ cm}$

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

-Poutre principales de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$: $S_t = 15 \text{ cm}$

-Poutre secondaire de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$: $S_t = 15 \text{ cm}$.

Ø Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

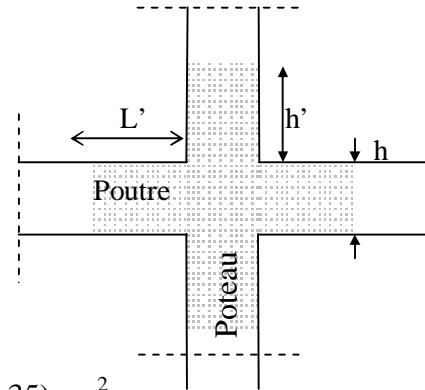
b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = \max(51, 40, 40, 60) = 51 \text{ cm}$

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre principales de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$: poutre secondaire de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$



Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

6. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b$$

Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Zone courante :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Ø Dispositions constructives :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

§ À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

§ À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

§ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

B : Vérifications à l'ELS :

1 : ELS vis-à-vis de la durabilité de la structure

Ø Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

Ø Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible \overline{s}_{bc} .

$$s_{bc} \leq \overline{s}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa]$$

On détermine les contraintes σ_{bc} et σ_s à partir des tableaux des états limites de services des annexes pages 316-319

-On détermine $r_1 = \frac{100 A_s}{bd}$

-Déduire les valeurs de β_1 et K.

-Les contraintes valent alors :

$$s_{bc} = s_s / k \quad \text{et} \quad s_s = \frac{M_{ser}}{bd A_s}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Ø Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales :

En travées :

NIV	$M_{s_{Max}}$	$A_{adopté}$	ρ_1	β_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	observation
10	39,917	6,47	0,6161	0.884	28,10	228,43	8,129	15	vérifiée
9	31,436	6,47	0,6161	0.884	28,10	179,899	6,402	15	vérifiée
8	32,250	6,47	0,6161	0.884	28,10	184,558	6,567	15	vérifiée
7	30,363	6,47	0,6161	0.884	28,10	173,759	6,183	15	vérifiée
6	29,11	6,47	0,6161	0.884	28,10	166,588	5,928	15	vérifiée
5	28,947	6,47	0,6161	0.884	28,10	165.655	5.895	15	vérifiée
4	27,644	6,47	0,6161	0.884	28,10	158,199	5,819	15	vérifiée
3	26,732	6,47	0,6161	0.884	28,10	152,980	5.444	15	vérifiée
2	26,364	6,47	0,6161	0.884	28,10	150,874	5.369	15	vérifiée
1	25,700	6,47	0,6161	0.884	28,10	147,074	5,233	15	vérifiée

Aux appuis :

NIV	$M_{s_{Max}}$	$A_{adopté}$	ρ_1	β_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	observation
10	62,344	6.88	0.7166	0.877	25.65	322.89	12.58	15	vérifiée
9	67,521	6.88	0.7166	0.877	25.65	349.70	13.63	15	vérifiée
8	62,578	6.88	0.7166	0.877	25.65	324.10	12.63	15	vérifiée
7	59,03	6.88	0.7166	0.877	25.65	305.72	11.91	15	vérifiée
6	55,497	6.88	0.7166	0.877	25.65	285.01	11.11	15	vérifiée
5	47,825	6.88	0.7166	0.877	25.65	247.69	9.65	15	vérifiée
4	43,811	6.88	0.7166	0.877	25.65	226.90	8.84	15	vérifiée
3	42,437	6.88	0.7166	0.877	25.65	219.78	8.65	15	vérifiée
2	39,069	6.88	0.7166	0.877	25.65	202.34	7.888	15	vérifiée
1	34,415	6.88	0.7166	0.877	25.65	178.24	6.948	15	vérifiée

Ø Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires :**En travées :**

NIV	$M_{s_{Max}}$	$A_{adopté}$	ρ_1	β_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	observation
10	16,695	3,39	0,4185	0.901	35.50	202.440	5.702	15	vérifiée
9	17,22	3,39	0,4185	0.901	35.50	208.806	5.881	15	vérifiée
8	16,097	3,39	0,4185	0.901	35.50	195.189	5.498	15	vérifiée
7	14,897	3,39	0,4185	0.901	35.50	180.638	5.088	15	vérifiée
6	14,362	3,39	0,4185	0.901	35.50	174.151	4.905	15	vérifiée
5	11,955	3,39	0,4185	0.901	35.50	144.964	4.083	15	vérifiée
4	9,458	3,39	0,4185	0.901	35.50	114.686	3.230	15	vérifiée
3	7,898	3,39	0,4185	0.901	35.50	95.769	2.697	15	vérifiée
2	5,193	3,39	0,4185	0.901	35.50	62.969	1.773	15	vérifiée
1	1,977	3,39	0,4185	0.901	35.50	23.972	0.675	15	vérifiée

Aux appuis

NIV	Ms _{Max}	A _{adopté}	ρ ₁	β ₁	K	σ _s [Mpa]	σ _{bc} [Mpa]	σ _{bc} [Mpa]	observation
10	28.962	3.39	0,4185	0.901	35.50	351.18	9.982	15	vérifiée
9	28.836	3.39	0,4185	0.901	35.50	348.66	9.821	15	vérifiée
8	26.743	3.39	0,4185	0.901	35.50	324.281	9.134	15	vérifiée
7	24.226	3.39	0,4185	0.901	35.50	293.76	8.274	15	vérifiée
6	22.364	3.39	0,4185	0.901	35.50	271.182	7.638	15	vérifiée
5	19.935	3.39	0,4185	0.901	35.50	241.728	6.809	15	vérifiée
4	19.944	3.39	0,4185	0.901	35.50	241.837	6.812	15	vérifiée
3	20.248	3.39	0,4185	0.901	35.50	245.523	6.916	15	vérifiée
2	20.438	3.39	0,4185	0.901	35.50	247.827	6.981	15	vérifiée
1	20.280	3.39	0,4185	0.901	35.50	245.911	6.927	15	vérifiée

: ELS vis-à-vis des déformations :

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

Cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

Ø Calcul de la flèche :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

Selon le Sens (xx) : $f_{\max} = 0.300\text{cm}$

Selon le Sens (yy) : $f_{\max} = 0.038\text{cm}$

Ø Valeurs limites de la flèche :

$$\text{Pour } L \leq 5\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$f = 0.300 \leq \frac{L_x}{500} = \frac{450}{500} = 0.9$$

$$f = 0.038 \leq \frac{L_y}{500} = \frac{400}{500} = 0.8$$

Conclusion :

La condition de flèche est vérifiée

VII-2) Ferraillage des poteaux :**✓ Introduction :**

Le calcul se fera en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

Recommandation du RPA 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

Ø Le diamètre minimal est de **12 mm**,

Ø La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),

Ø La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.

Ø Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.

✓ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

- **Niveaux (1):** (45x45) $\Rightarrow A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2\text{cm}^2$
- **Niveaux (2-3-4) :** (40x40) $\Rightarrow A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$
- **Niveaux (5-6-7) :** (35x35) $\Rightarrow A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$
- **Niveaux (8-9-10) :** (30x30) $\Rightarrow A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$

✓ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

Ø Zone courante :

- **Niveaux (1):** (45x45) $\Rightarrow A_{\min} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$
- **Niveaux (2-3-4) :** (40x40) $\Rightarrow A_{\min} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- **Niveaux (5-6-7) :** (35x35) $\Rightarrow A_{\min} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
- **Niveaux (8-9-10) :** (30x30) $\Rightarrow A_{\min} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

Ø Zone de recouvrement :

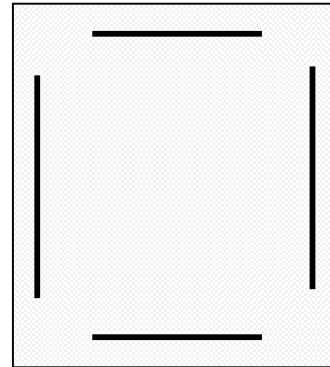
- **Niveaux (1):** (45x45) $\Rightarrow A_{\min} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$
- **Niveaux (2-3-4) :** (40x40) $\Rightarrow A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$
- **Niveaux (5-6-7) :** (35x35) $\Rightarrow A_{\min} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$
- **Niveaux (8-9-10) :** (30x30) $\Rightarrow A_{\min} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

Ø Conventions:

Ferraillage :

As_2 : armatures dans le sens yy.

As_3 : armatures dans le sens xx.



Ø Ferraillage des poteaux (45x45):

	E LU	
Poteau (45x45)	$N_{cmax} = -414.32 \text{ KN}$	
	$M_{3cor} = 0,419 \text{ KN.m}$	$M_{2cor} = -0,187 \text{ KN.m}$
	$As_3 = 0.00 \text{ cm}^2$	$As_2 = 0.00 \text{ cm}^2$
	0.8G+Q	
Poteau (45x45)	$N_{min} = -215.07 \text{ KN}$	
	$M_{3cor} = 9.477 \text{ KN.m}$	$M_{2cor} = -0.092 \text{ KN.m}$
	$As_3 = 0.00 \text{ cm}^2$	$As_2 = 0.00 \text{ cm}^2$
	G+Q+E	
Poteau (45x45)	$N_{cor} = -406.46$	$N_{cor} = -996.46$
	$M_{3max} = 19.21 \text{ KN.m}$	$M_{2max} = 14.535 \text{ KN.m}$
	$As_3 = 0.00 \text{ cm}^2$	$As_2 = 0.00 \text{ cm}^2$

• **P (45x45) :**

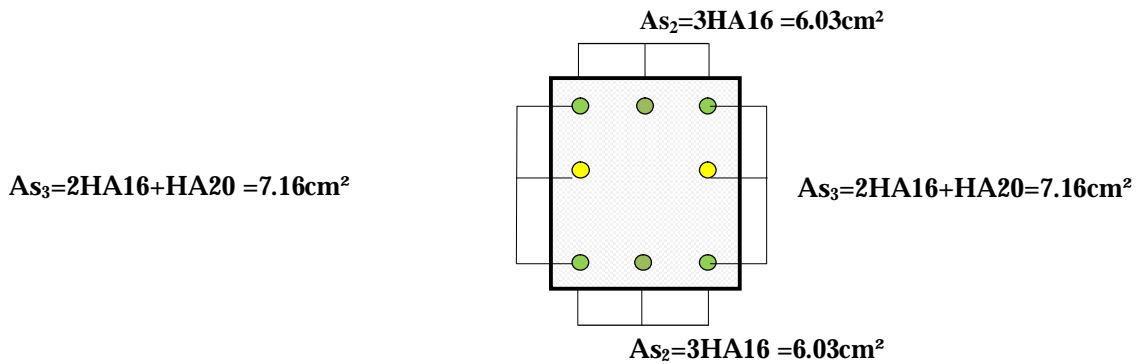
Sens xx : $As_{3max} = 0.00 \text{ cm}^2$

Sens yy: $As_{2max} = 0.00 \text{ cm}^2$

Les poteaux (45x45) seront ferrailés avec la section minimale du RPA

$As_{min} = 16.20 \text{ cm}^2$.

On opte pour le ferraillage suivant :



La section totale de **6HA16+2HA20 = 18.34cm²** est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s\ min}= 16.20\ cm^2$).

Ø Ferraillage des poteaux (40x40):

E LU	
Poteau (40x40)	$N_{cmax} = -317.82KN$
	$M_{3cor} = 18.861KN.m$ $M_{2cor} = -0.217KN.m$
	$As_3 = 0.00cm^2$ $As_2 = 0.00cm^2$
0.8G+Q	
Poteau (40x40)	$N_{min} = -121.38\ KN$
	$M_{3cor} = 11.091KN.m$ $M_{2cor} = -0.124KN.m$
	$As_3 = 0.00cm^2$ $As_2 = 0.00cm^2$
G+Q+E	
Poteau (40x40)	$N_{cor} = -236.2$ $N_{cor} = -885.89$
	$M_{3max} = 27.56\ KN.m$ $M_{2max} = 31.229KN.m$
	$As_3 = 0.00cm^2$ $As_2 = 0.00cm^2$

- **P (40x40) :**

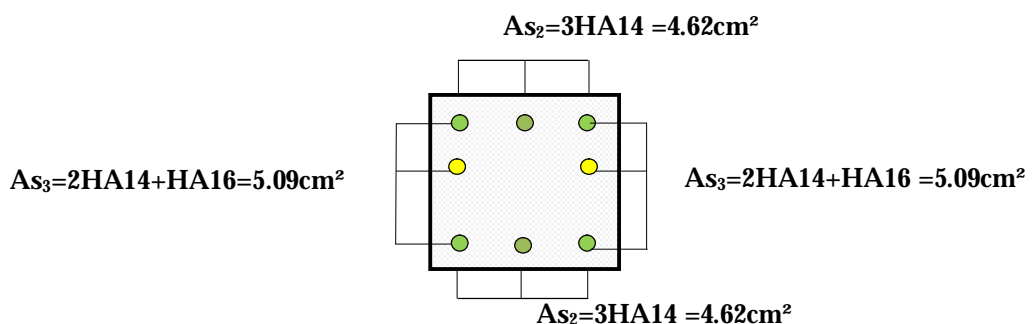
Sens xx : $As_{3max} = 0.00\ cm^2$

Sens yy: $As_{2max} = 0.00\ cm$

Les poteaux (40x40) seront ferrailés avec la section minimale du RPA

$As_{min} = 12.80\ cm^2$.

On opte pour le ferraillage suivant :



La section totale de $6\text{HA}14+2\text{HA}16 = 13.25\text{cm}^2$ est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s \text{ min}} = 12.80 \text{ cm}^2$).

Ø Ferraillage des poteaux (35x35):

Poteau (35x35)	E LU	
	$N_{c\text{max}} = -166.73 \text{ KN}$	
	$M_{3\text{cor}} = 18,371 \text{ KN.m}$	$M_{2\text{cor}} = -0,191\text{KN.m}$
	$A_{s3} = 0.00\text{cm}^2$	$A_{s2} = 0.00\text{cm}^2$
Poteau (35x35)	0.8G+Q	
	$N_{\text{min}} = -57.28 \text{ KN}$	
	$M_{3\text{cor}} = 10.448 \text{ KN.m}$	$M_{2\text{cor}} = -0.115\text{KN.m}$
	$A_{s3} = 0.05\text{cm}^2$	$A_{s2} = 0.00\text{cm}^2$
Poteau (35x35)	G+Q+E	
	$N_{\text{cor}} = -286.09$	$N_{\text{cor}} = -502.3$
	$M_{3\text{max}} = 31.6 \text{ KN.m}$	$M_{2\text{max}} = 32.744\text{KN.m}$
	$A_{s3} = 0.00\text{cm}^2$	$A_{s2} = 0.00\text{cm}^2$

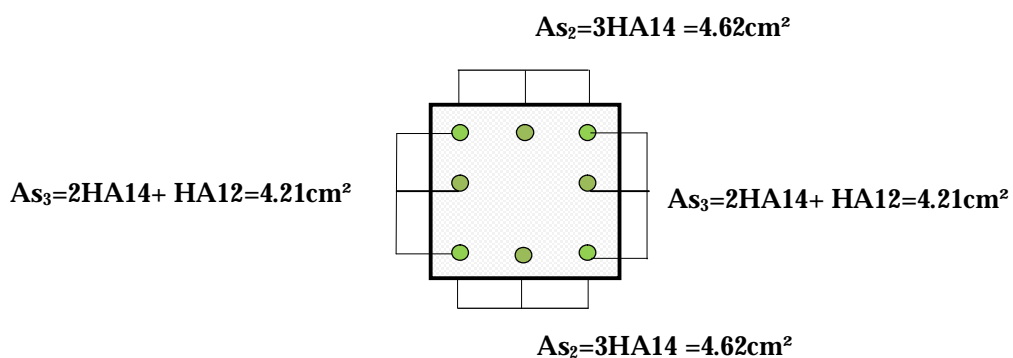
• P (35x35) :

Sens xx : $A_{s3\text{max}} = 0.05 \text{ cm}^2$

Sens yy: $A_{s2\text{max}} = 0.00 \text{ cm}$

Les poteaux (35x35) seront ferrailés avec la section minimale du RPA
 $A_{s \text{ min}} = 9.80 \text{ cm}^2$.

On opte pour le ferraillage suivant



La section totale de $6\text{HA}14+ 2\text{HA}12= 11.49\text{cm}^2$ est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ($A_{s \text{ min}} = 9.80 \text{ cm}^2$).

Ø Ferraillage des poteaux (30x30):

	E LU	
Poteau (30x30)	N_{cmax} = -61.6 KN	
	M_{3cor} = 15.781 KN.m	M_{2cor} = -0,144 KN.m
	As₃ = 0.00 cm²	As₂ = 0.00 cm²
	0.8G+Q	
Poteau (30x30)	N_{min} = -2.58 KN	
	M_{3cor} = 0.181 KN.m	M_{2cor} = -0.079 KN.m
	As₃ = 0.00 cm²	As₂ = 0.00 cm²
	G+Q+E	
Poteau (30x30)	N_{cor} = -126.58	N_{cor} = -134.23
	M_{3max} = 31.46 KN.m	M_{2max} = 34.67 KN.m
	As₃ = 1.40 cm²	As₂ = 1.64 cm²

• **P (30x30) :**

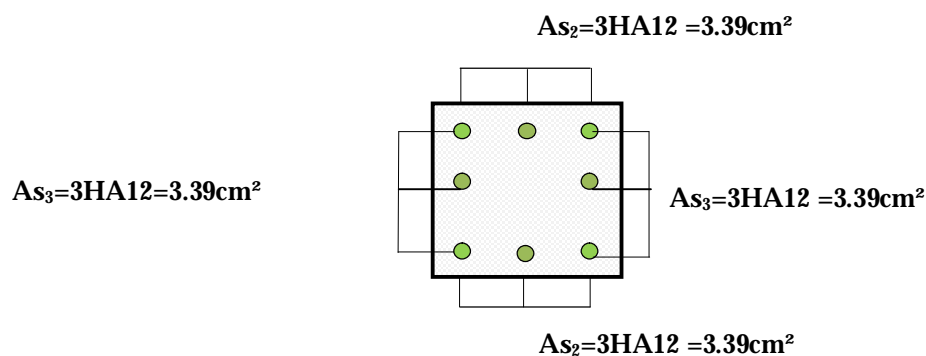
Sens xx : $As_{3max} = 1.40 \text{ cm}^2$

Sens yy : $As_{2max} = 1.64 \text{ cm}^2$

Les poteaux (30x30) seront ferrailés avec la section minimale du RPA

$As_{min} = 7.20 \text{ cm}^2$.

On opte pour le ferraillage suivant



La section totale de $8HA12 = 9.05 \text{ cm}^2$ est supérieure à la section minimale exigé par le RPA ($As_{min} = 7.20 \text{ cm}^2$).

▼ Vérification à L'ELS:

□ **État limite d'ouvertures des fissures:**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible

□ **Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = \underline{348\text{Mpa}}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = \underline{15\text{ Mpa}}$

. On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS

□ Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ \longrightarrow **la section est entièrement comprimée.**

- La section homogène est :

$$B_0 = b \times h + n (A_s + A'_s).$$

$$V_1 = I = \frac{1}{B_0} \left(\frac{bh^2}{2} + 15(A_s \cdot c + A'_s \cdot d) \right) \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_2 - C)^2 - A'_s (V_1 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}.$$

Puisque $s_{b1} > s_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS.

M_s : moment fléchissant à l'ELS.

B_0 : section homogénéisée.

$$B_0 = b \times h + 15 A'_s.$$

□ Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ \longrightarrow **la section est entièrement comprimée.**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{avec} \quad I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A_s' (y - c')^2 \right]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A_s'}{b}(c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2^3 - \frac{90A_s'}{b}(c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

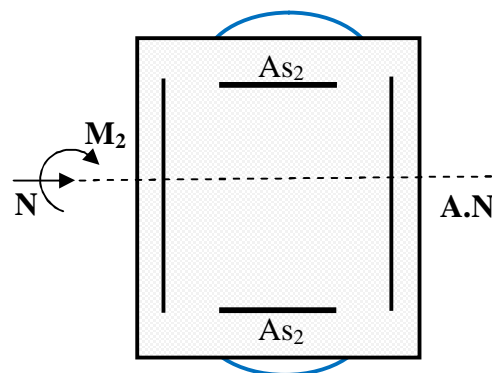
$c = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **3-3** et **2-2**.

Ø Sens 2-2:

Section comprimée

Section tendue



La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $As_{2\text{adopté}}$.

Aciers comprimés : $As_{2\text{adopté}}$.

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Remarque :

Le même raisonnement sera suivi pour le sens 3-3.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Les contraintes précédées d'un signe négatif sont des tractions.

- **Poteaux P (45x45):**

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les

Résultats présentés dans les tableaux suivant :

- **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M ₃ (K.m)	A _{S3} (cm ²)	obs	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{ma} →M ₃	303.36	0.305	7.16+7.16	SEC	1.37	20.1	1.34	20.5

- **Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M ₂ (K.m)	A _{S2} (cm ²)	obs	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{ma} →M ₂	303.36	0.134	6.03+6.03	SEC	1.38	20.5	1.37	20.7

- **Poteaux P (40x40):**

- **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M ₃ (K.m)	A _{S3} (cm ²)	obs	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{ma} →M ₃	232.13	13.677	5.09+5.09	SEC	2.33	6.42	0.27	32.7

- **Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M ₂ (K.m)	A _{S2} (cm ²)	obs	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{ma} →M ₂	232.13	0.157	4.62+4.62	SEC	1.35	19.9	1.32	20.2

- **Poteaux P (35x35):**

- **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M ₃ (K.m)	A _{S3} (cm ²)	obs	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{ma} →M ₃	121.85	13.327	4.21+4.21	SEC	2.66	-12	0	34.1

- **Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M ₂ (K.m)	A _{S2} (cm ²)	obs	σ _{bs} (Mpa)	σ _{ss} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{si} (Mpa)
N _{ma} →M ₂	121.85	0.139	4.62+4.62	SEC	0.91	13.2	0.88	13.6

- **Poteaux P (30x30):**

- **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M ₃ (K.m)	A _{S3} (cm ²)	obs	σ _{bs} (Mpa)	σ _{SS} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{Si} (Mpa)
N _{ma} → M ₃	45.03	11.457	3.39+3.39	SEC	3.71	-81.2	0	37.5

- **Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M ₂ (K.m)	A _{S2} (cm ²)	obs	σ _{bs} (Mpa)	σ _{SS} (Mpa)	σ _{bi} (Mpa)	σ _{Si} (Mpa)
N _{ma} → M ₂	45.03	0.105	3.39+3.39	SEC	0.47	6.52	0.43	6.96

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

- **✓ Vérification contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bc} = \rho_d * f_{c28}$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à **0.075**.

$\bar{\tau}_{bu} = 1.875$ Mpa.

- **Poteaux 1 (45x45)**

- Ø **Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{1.04 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.0055 \text{ MPa}$$

- Ø **Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{4.99 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.026 \text{ MPa}$$

- **Poteaux 1 (40x40)**

- Ø **Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{4.5 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.03 \text{ MPa}$$

- Ø **Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{1.03 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.007 \text{ MPa}$$

- **Poteaux 1 (35x35)**

Ø Sens 3-3 :

$$\tau_u = \frac{9.58 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.08 \text{MPa}$$

Ø Sens 2-2 :

$$\tau_u = \frac{2.56 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.022 \text{MPa}$$

- **Poteaux 1 (30x30)**

Ø Sens 3-3 :

$$\tau_u = \frac{7.5 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.09 \text{MPa}$$

Ø Sens 2-2 :

$$\tau_u = \frac{2.19 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.03 \text{MPa}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

□ **Calcul des armatures transversales :**

□ **Diamètre des armatures transversales :**

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$f_t = \frac{f_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{mm} \quad \text{soit } f_t = 8 \text{mm}$$

φ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour **4HA8 = 2.01cm²**.

Ø **Espacement armatures transversales:**

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h₁ : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élançement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

Ø Elancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Avec : } l_f = 0.707 l_0 = 0.707 (4.00 - 0.20) = 2.68$$

L'élançement géométrique est égal à $2.68 / 0.45 = \mathbf{6.70}$.

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$

L'effort tranchant max est égale à $V_u = \mathbf{23.95 \text{ KN}}$.

□ Application numérique :

$$t = \frac{A_t \cdot h_1 \cdot f_e}{\rho \cdot v_u} = \frac{201.45 \cdot 400}{2.5 \cdot 23.95 \cdot 10^3} = 60.42 \text{ cm}$$

Ø Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm}) < (12 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On adopte $S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$.

- **En zone courante :**

$$S_t' \leq 15 \varnothing_1^{\min} < 18 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$.

Ø Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:

Pour $l_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

- **Poteaux 1 :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.00 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 2 :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 3 :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 4 :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.37 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :

VII-3) Ferraillage des voiles :**VII-3-1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferraillage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (05) zones :

- Zone 1 : S-SOL, RDC, 1^{er} niveau
- Zone 2 : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} niveau
- Zone 3 : 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} niveau

VII-3-2) Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

{	1.35 G + 1.5 Q	ELU
	G + Q	ELS
	G + Q ± E	RPA 2003
	0.8 G ± E	RPA 2003

VII-3-3) Ferraillage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

▼ 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 :

$$s_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \qquad s_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue

$L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

Remarque :

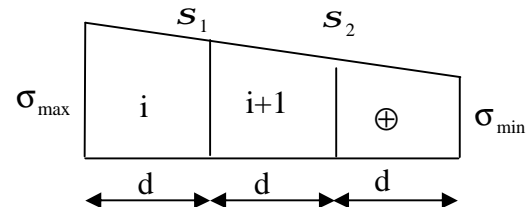
Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en Cas d'inversion de l'action sismique.

a. Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile



b. Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

c. Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

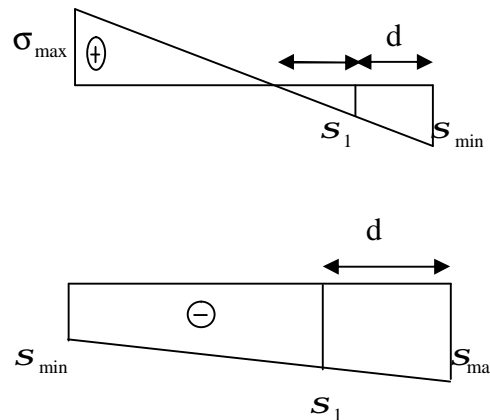


Figure VII-3.1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

✓ Détermination des armatures :

a. SEC :

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

b.SET :

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = 348MP_a$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_c} ; 0.005 \times B \right)$$

C .SPC

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_c} ; 0.005 \times B \right)$$

▼ Exigences de RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile 0.15 %

- En zones courantes 0.10 %

-Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ .

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **(RPA 2003 Art .7.7.4.3)**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_c} \quad \text{Avec} \quad T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

▼ **Disposition constructive :**

- **Espacement :**

D'après le R.P.A.99 version 2003 (**Art 7.7.4.3**), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

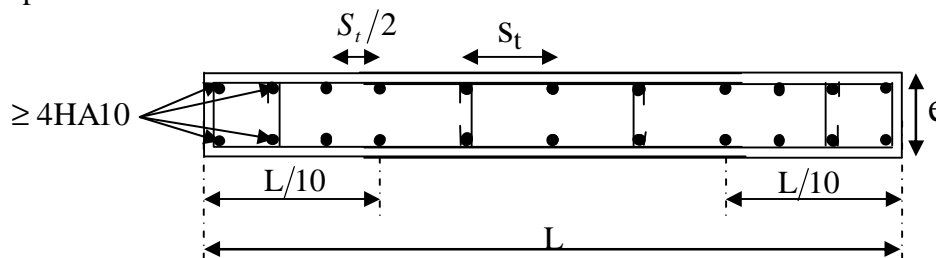


Figure VII-3-2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

▼ **Les vérifications :**

a. **Vérification à L'ELS :**

Pour ce cas: on vérifie que : $s_b \leq \bar{s}_b$

$$s_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

$$\bar{s}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \times V_{\text{calculé}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que : $t_u \leq \bar{t}_u$

$$t_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad t_u : \text{Contrainte de cisaillement}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

✓ Exemple de calcul :

Ferraillage des voiles transversaux pleins : VL1, VL2, VL4, VL5

a. Zones I

- Caractéristiques géométriques :

$$L = 2.50 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$I = 0.26 \text{ m}^4$$

$$B = L \cdot e = 0.50 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{\max} = 5937.54 \text{ KN} \\ S_{\min} = -7718.57 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{5937.54}{7718.57 + 5937.54} \times 2.5 = 1.08 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.41 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bondes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right) = 0.72 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d = L_t/2 = 0.70 \text{ m}$

- **1^{er} tronçon :**

$$S_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot S_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = -3859.28 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 817.99 \text{KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = 20.45 \text{cm}^2$$

- **2^{eme} tronçon :**

$$s_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \cdot s_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 272.66 \text{KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = N_2 / \sigma_s = 6.82 \text{cm}^2$$

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \cdot f_{t28}}{f_c} ; 0.005 B \right) = 7.42 \text{cm}^2$$

- **Armatures de couture:**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_c} = 1.1 \times \frac{1.4 \times V_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 48.62}{400 \times 10^3} = 1.87 \text{cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 23.78 + 1.87/4 = 20.92 \text{cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 7.81 + 1.87/4 = 6.82 \text{cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$A_1 = 14 \text{HA}14 = 21.56 \text{cm}^2 \Rightarrow S_t = d/7 = 10 \text{cm.}$$

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_h = A_1/4 = 5.39 \text{cm}^2$

D'après le RPA révisée 2003 : $A_h = 0.15 \% B = 4.24 \text{cm}^2$

Soit $5 \text{HA}12 = 5.65 \text{cm}^2 / \text{ml}$

- **Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m²).

- **Vérification des contraintes :**

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{48.62 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2500} = 0,108 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.56 \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{1.4 \times 48.62 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2500} = 0.151 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.151 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\bullet \quad s_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{689.11 \times 10^3}{0.144 \times 10^6 + 21.56 \times 15 \times 10^2} = 3.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.90 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferraillage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

VII-3-4) Ferraillage des voiles :

- **Ferraillage des voiles longitudinaux:**

Tableau VII.1 : Ferrailage des voiles VL1, VL2, VL4, VL5

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,5	2,5	2,5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,5	0,5	0,5	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5937,54	2131,02	992,1	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7718,57	-3504,37	-1672,43	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	48,62	73,26	124,12	
	L _t (m)	1,41	1,55	1,57	
	L _c (m)	1,09	0,95	0,93	
	d (m)	0,707	0,777	0,785	
	σ_1 [KN/m ²]	3859,285	1752,185	836,215	
	N (kN)	N ₁	817,99	408,60	196,82
		N ₂	272,663	136,200	65,608
	A _v (cm ²)	A _{v1}	20,45	10,21	4,92
		A _{v2}	6,82	3,40	1,64
	A _{vj} (cm ²)		1,87	2,82	4,78
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	20,92	10,92	6,12
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,82	4,11	2,83
	A _{min} (cm ²)		7,42	8,16	8,24
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	21,56	15,4	15,4
Bande 2		9,24	9,24	9,24	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*7HA14	2*5HA14	2*5HA14
		Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
	S _t (cm)	Bande 1	10 cm	15cm	15 cm
		Bande 2	24cm	25cm	26cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4,24	4,66	4,71
	A _H /nappe (cm ²)		5,39	3,85	3,85
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12	4HA12	4HA12
ep =20cm		(A=5.65cm²)	(A=4.52cm²)	(A=4.52cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,108	0,163	0,276
		τ_b (MPa)	0,151	0,228	0,386
	ELS	N _s (kN)	-689,11	-447,7	-72,37
		σ_b (MPa)	-1,3E+00	-8,3E-01	-1,3E-01

Tableau VII.2 : Ferraillage des voiles VL3

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,8	2,8	2,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,56	0,56	0,56	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3724,44	1663,69	549,84	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5921,9	-3354,78	-1599,8	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	0,14	0,22	0,27	
	L _t (m)	1,72	1,87	2,08	
	L _c (m)	1,08	0,93	0,72	
	d (m)	0,859	0,936	1,042	
	σ_1 [KN/m ²]	2960,950	1677,390	799,900	
	N (kN)	N ₁	763,45	470,95	250,03
		N ₂	254,482	156,984	83,342
	A _v (cm ²)	A _{v1}	19,09	11,77	6,25
		A _{v2}	6,36	3,92	2,08
	A _{vj} (cm ²)		0,01	0,01	0,01
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	19,09	11,78	6,25
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,36	3,93	2,09
	A _{min} (cm ²)		9,02	9,83	10,94
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	21,56	13,56	13,56
Bande 2		9,04	9,04	9,04	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*7HA14	2*6HA12	2*6HA12
		Bande 2	2*4HA14	2*4HA12	2*4HA12
	S _t (cm)	Bande1	12 cm	15cm	15 cm
		Bande 2	21cm	23cm	26cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,16	5,62	6,25
	A _H /nappe (cm ²)		5,39	3,39	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA10	3HA10	3HA10
ep =20cm		(A=3.12cm ²)	(A=3.12cm ²)	(A=3.12cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	t _u (MPa)	0,000	0,000	0,001
		t _b (MPa)	0,000	0,001	0,001
	ELS	N _s (kN)	-1045,4	-699,36	-123,13
		S _b (MPa)	-1,7E+00	-1,2E+00	-2,1E-01

- Ferraillage des voiles transversaux :

Tableau VII.3 : Ferraillage des voiles VL6, VL7, VL10, VL11

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,2	3,2	3,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,64	0,64	0,64	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5182,55	2637,58	5532,67	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7002,55	-4476,06	-6123,89	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	24,19	36,16	72,58	
	L _t (m)	1,84	2,01	1,68	
	L _c (m)	1,36	1,19	1,52	
	d (m)	0,919	1,007	0,841	
	σ_1 [KN/m ²]	3501,275	2238,030	3061,945	
	N (kN)	N ₁	965,82	675,94	772,14
		N ₂	321,939	225,315	257,380
	A _v (cm ²)	A _{v1}	24,15	16,90	19,30
		A _{v2}	8,05	5,63	6,43
	A _{vi} (cm ²)		0,93	1,39	2,79
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	24,38	17,25	20,00
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	8,05	5,98	7,13
	A _{min} (cm ²)		9,65	10,57	8,83
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24,64	21,56	18,48
Bonde 2		12,32	12,32	10,56	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*8HA14	2*7HA14	2*6HA14
		Bande 2	2*4HA14	2*4HA14	2*3HA14
	S _t (cm)	Bande1	13 cm	14cm	15 cm
		Bande 2	22cm	25cm	28cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		5,52	6,04	5,04
	A _H /nappe (cm ²)		6,16	5,39	4,62
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12	6HA12	6HA12
ep =20cm		(A=6.78cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=6.78cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	t _u (MPa)	0,042	0,063	0,126
		t _b (MPa)	0,059	0,088	0,176
	ELS	N _s (kN)	-901,9	-591,18	-74,55

		$S_b(\text{MPa})$	-1,3E+00	-8,6E-01	-1,1E-01
--	--	-------------------	-----------------	-----------------	-----------------

Tableau VII.4 : Ferrailage des voiles VL8, VL9

Caractéristiques géométriques	L (m)		1,64	1,64	1,64	
	e (m)		0,2	0,2	0,2	
	B (m)		0,328	0,328	0,328	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		4256,29	1958,69	701,09	
	σ_{\min} [KN/m ²]		-6446,29	-411,58	-2181,5	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		0,19	5,95	17,85	
	L _t (m)		0,99	0,28	1,24	
	L _c (m)		0,65	1,36	0,40	
	d (m)		0,494	0,142	0,621	
	σ_1 [KN/m ²]		3223,145	205,790	1090,750	
	N (kN)	N ₁	477,57	8,79	203,06	
		N ₂	159,190	2,930	67,688	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11,94	0,22	5,08	
		A _{v2}	3,98	0,07	1,69	
	A _{vj} (cm ²)		0,01	0,23	0,69	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	11,94	0,28	5,25	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3,98	0,13	1,86	
	A _{min} (cm ²)		5,19	1,50	6,52	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	13,56	27,12	7,8	
		Bonde 2	6,78	6,78	6,78	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*6HA12	2*5HA10	2*5HA10
			Bande 2	2*3HA12	2*5HA10	2*5HA10
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10 cm	
		Bonde 2	20cm	10cm	10cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,96	0,85	3,72		
A _H /nappe (cm ²)		3,39	6,78	1,95		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10	14HA8	14HA8		
ep =20cm		(A=3.9cm ²)	(A=7.00cm ²)	(A=7.00cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	t _u (MPa)	0,001	0,020	0,060	
		t _b (MPa)	0,001	0,028	0,085	
	ELS	N _s (kN)	-677,8	-455,58	-96,83	
S _b (MPa)		-1,9E+00	-1,2E+00	-2,8E-01		

VIII) ETUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

VIII .1) Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur de soutènement est prévu pour supporter la totalité des poussées des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.
Le RPA99 prévoit une épaisseur minimale de 15 cm, on prendra $e = 25\text{cm}$.

VIII.2) Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de Sous sol, pour une bande de largeur de 1m .

VIII.3) Détermination des sollicitations :

Type du sol : nous avons $C=0, \varphi \neq 0 \Rightarrow$ sol pulvérulent

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$$

K_a : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

VIII.4) Données de calcul :

Surcharge éventuelle : $q = 13.48 \text{ t/m}^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma = 1,71 \text{ t/m}^3$.

Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$.

Cohésion : $C = 0$.

Avec :

$$K_a = \text{tg}^2 \left[\frac{p}{4} - \frac{j}{2} \right]$$

$$K_a = 0.271$$

VIII.5) Calcul des sollicitations :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

Avec : $0 < h < H$

L'ELU :

$$\sigma_H = K_a (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

Pour : $h = 0 \rightarrow \sigma_1 = 5,47 \text{ t/m}^2$

Pour : $h = 1.53\text{m} \rightarrow \sigma_2 = 6,43 \text{ t/m}^2$

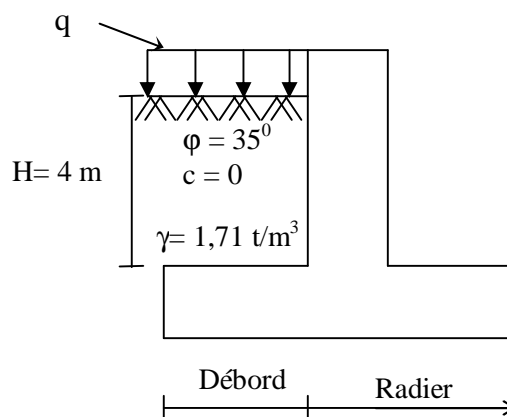


Fig. X-1 : Schéma du mur de soutènement.

L'ELS :

$$\sigma_H = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

Pour $h = 0 \rightarrow \sigma_1 = 3,65 \text{ t/m}^2$

Pour $h = 1,5\text{m} \rightarrow \sigma_2 = 4,34 \text{ t/m}^2$

VIII.6) Diagramme des contraintes :

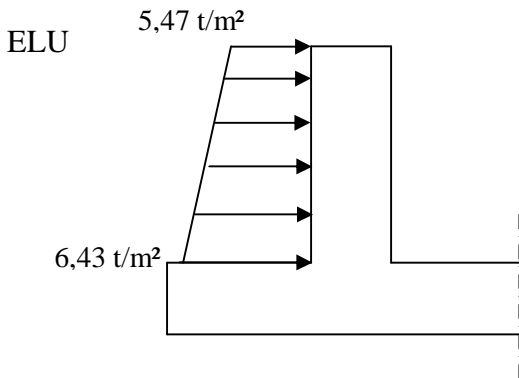


Fig. VIII-2 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

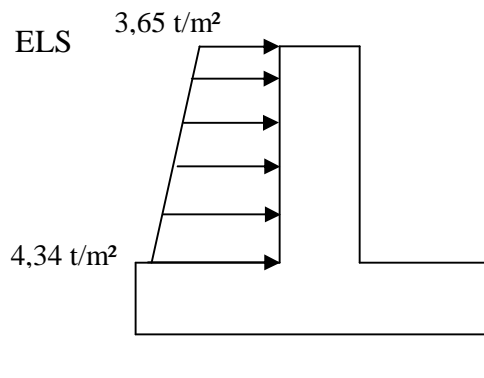


Fig. VIII-3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

VIII.7) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3S_1 + S_2) \cdot 1\text{m}}{4} = 5,71 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3S_1 + S_2) \cdot 1\text{m}}{4} = 3,82 \text{ t/m}^2$$

VIII.8) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur les quatre appuis, et pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,85.

Identification des panneaux :

$$l_x = 1,53 \text{ m}$$

$$l_y = 3,2 \text{ m}$$

$$a = \frac{l_x}{l_y} = 0,47$$

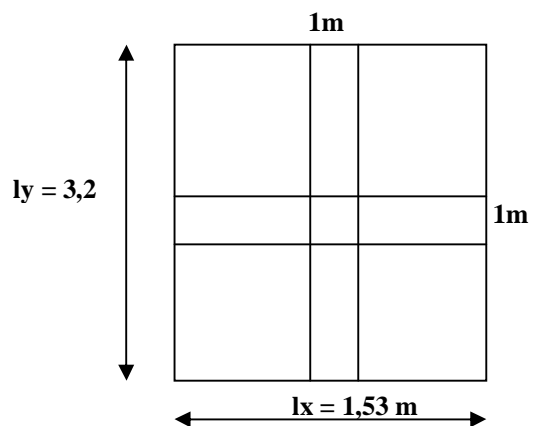
$$0,4 \leq \alpha \leq 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\alpha = 0,47$$

$$\mu_x = 0,0988$$

$$\mu_y = 0,250$$



Dans le sens X-X :

$$M_{ux} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 1,32 \text{KN.m}$$

Dans le sens Y-Y :

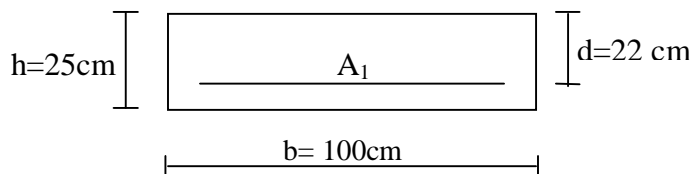
$$M_{uy} = \mu_y \times q_u \times M_{ux} = 1,88 \text{KN.m}$$

VIII.9) Détermination des armatures :

$$H = 25 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$



$$A_{min} = 0,10\% . B = 2,5 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 2003/ART 10.1.2)}$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d^2 \sigma_{st}}$$

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant:

Sens X-X :

	Appuis	Travées
Mu (KN.m)	0.66	1.122
μ_b	0.002	0.002
β	0.999	0.999
A_{cal} (cm ²)	3.92	6.66
A_{min} (cm ²)	2.50	2.50
A_{adop} (cm)	4.52	7.69
Choix des barres	4HA12	5HA14
Espacement (cm)	25	20

Sens Y-Y :

	Appuis	Travées
Mu (KN.m)	0.94	1.598
μ_b	0.002	0.000
β	0.999	1.000
A_{cal} (cm ²)	5.58	9.48
A_{min} (cm ²)	2.50	2.50
A_{adop} (cm)	5.65	10.05
Choix des barres	5HA12	5HA16
Espacement (cm)	33	25

VIII.10) Vérification à l'ELS :

$$q_s^{\max} = 3,82 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination des moments :**

$$M_{SX} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0988 \times 3,82 \times (1,53)^2 = 0,883 \text{ KN.m}$$

$$M_{SY} = \mu_y \times M_{SX} = 0,250 \times 0,883 = 0,22 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que:

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{S_s}{K_1}$$

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Moments (KN.m)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
$M_a = 0,441$	15	348	4,439	237,44	Vérifié
$M_t = 0,75$	15	348	4,437	177,25	Vérifié

Sens Y-Y :

Moments (KN.m)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
$M_a = 0,11$	15	348	0,885	42,10	Vérifié
$M_t = 0,187$	15	348	0,845	28,74	Vérifié

IX-1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

IX-2) 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 $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

✓ Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie ;

✓ Dimensionnement :

- **Semelles filantes sous voiles**

$$\frac{N_s}{S} \leq s_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq s_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{s_{sol} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL (1, 2, 4,5)	859.3	2.50	0.5	1.25
VL(3)	1258.98	2.80	0.56	1.56
				2.81

Tableau IX.2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT (6, 7, 10,11)	1371.41	3.20	0.64	2.04
VT (8, 9)	815.44	1.64	0.328	0.53
				2.57

$$S_V = \sum S_i = 5.38 \text{ m}^2 \quad \text{Avec : } S_V : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

- **Semelles filantes sous poteaux**
- **Etape de calcul :**

a) Déterminer de la coordonnée de la résultante des forces :
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

b) Déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Application :

Résultantes des charges :

Donc on fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau :

Tableau IX.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux (sens longitudinal)

Poteaux	$N_i=G+Q(KN)$	$e_i(m)$	$N_i \cdot e_i(KN \cdot m)$	$M_i(KN \cdot m)$
E2	745.97	-5.45	-4065.53	-7.014
E3	198.94	-1.45	-288.46	0.913
E5	1172.34	2.25	2637.76	-0.260
E6	805.86	5.45	4391.93	7.607
Σ	2923.11		2675.7	1.246

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0.91m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.91m < \frac{L}{6} = \frac{10.9}{6} = 1.81m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$s_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2923.11}{10.9} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.91}{10.9}\right) = 133.84 KN / m$$

$$s_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2923.11}{10.9} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.91}{10.9}\right) = 482.58 KN / m$$

$$s_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2923.11}{10.9} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.91}{10.9}\right) = 335.34 KN / m$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{s_{(L/4)}}{s_{SOL}} = \frac{335.34}{200} = 1.67 m$$

On prend $B = 1.70m$.

On aura donc, $S = 1.7 \times 10.9 = 18.53m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 6 (10.9 \times 1.7) + 5.38 = 116.56m^2$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Remarque

$$S_{\text{bat}}=209.28\text{m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$S_{\text{semelle}}/S_{\text{batiment}}= 116.56/209.28=0.56$$

$$(S_{\text{semelle}}=56\% >50\% S_{\text{batiment}})$$

Remarque:

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, Ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause de chevauchement des lignes de rupture créée par la pression sous la semelle, et elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bât}} = 209.28\text{m}^2$;
- La surface totale des semelles représente : (100 %).

Conclusion :

Vu que les semelles filantes occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, nous opterons pour un radier général.

IX-3)Etude du radier général :

Le radier général est type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction supportant plusieurs poteaux (ou murs) en plusieurs rangés. Ce type de fondation est choisi lorsque le taux de travail à la base des murs ou des poteaux est nettement supérieur à la contrainte admissible du sol disponible ; donc en présence de sol de très mauvaise qualité et qu'il n'est pas envisagé de fonder sur une couche profonde plus résistante.

Le radier se calcul comme une dalle renversée 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.

Le radier est :

- ✓ Rigide en son plan horizontal ;
- ✓ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- ✓ Facilité de coffrage ;
- ✓ Rapidité d'exécution ;
- ✓ Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

IX-3-1) Pré dimensionnement du radier :**1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$).

2) Selon la condition forfaitaire :

▼ **Sous voiles :** l'épaisseur du radier est sujette à deux conditions :

Ø **Condition de vérification de la longueur élastique.**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K_b}} \geq \frac{2}{p} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{p}{2} \times L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{p} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

K : Coefficient de raideur de sol (ou coefficient de ballast).

K = 40 MPa pour un sol moyen.

De la condition précédente nous tirons h.

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} = E_{v28}$
=10818.87MPa

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.50\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.90 \text{ m}$$

Ø **Selon la Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 56.25 \leq h \leq 90$$

Avec : $L_{\max} = 450\text{cm}$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique : On adopte pour : **$h_r = 90\text{cm}$**

▼ **Sous poteaux :**

Ø **Dalle :** La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de } 25\text{cm}$$

On a : L_{\max} : portée maximale ; $L_{\max} = 4.5 \text{ m}$

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

Ø Nervures (poutres) : Elles doivent vérifier :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \text{ Soit : } h_n = 60 \text{ cm}$$

$$0.4 \times h_n \leq b \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 24 \leq b \leq 42 ; \text{ on prend } b_n = 40 \text{ cm.}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 90 \text{ cm}$ Hauteur du radier

$h_n = 60 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 40 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

3) Détermination des efforts:

a) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 24033.71 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 3823.67 \text{ KN}$

b) Combinaison d'actions :

✓ A l'ELU:

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 38181.013 \text{ KN.}$$

✓ A l'ELS:

$$N_s = G + Q = 27857.38 \text{ KN.}$$

c) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{38181.013}{2 \times 200} = 95.45 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{27857.38}{200} = 139.28 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 139.28 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 209.28 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 139.28 \text{ m}^2$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{deb} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$\text{Avec : } S_{deb} = (19.2 + 10.9) \times 0.5 \times 2 = 30.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{rad} = 209.28 + 30.1 = 239.38 \text{ m}^2$$

IX-4) Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanente : $G = 24033.71 \text{ KN}$

✓ Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

Ø Poids de la dalle:

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 239.38 \times 0.30 \times 25$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 1795.35 \text{ KN}$$

Ø Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_r - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$= 0.40 \times (0.90 - 0.30) \times (10.9 \times 4 + 19.2 \times 6) \times 25$$

$$P_{\text{ner}} = 952.8 \text{ KN}$$

Ø Poids de la dalle flottante:

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = (239.38 - 95.28) \times 0.1 \times 25$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 360.25 \text{ KN}$$

Ø Poids du remblai en TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - e_{df}) \times \rho = (239.38 - 97.8) \times (0.6 - 0.1) \times 17$$

$$P_{\text{TVO}} = 1203.43 \text{ KN}$$

$$\text{DONC : } G_{\text{rad}} = 4311.83 \text{ KN}$$

✓ Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 3823.67 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 1.5 \times 239.38 = 359.07 \text{ KN}$

✓ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bât}} = 4311.83 + 24033.71 = 28345.54 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bât}} = 3823.67 + 359.07 = 4182.74 \text{ KN}$$

IX-5) Combinaison d'actions:

Ø **Etat Limite Ultime :**

$$N_{\text{utotal}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 44540.59 \text{ KN.}$$

Ø **Etat Limite de Service :**

$$N_{\text{s total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 32528.28 \text{ KN.}$$

IX-6) Vérifications :

IX-6-1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_{\text{u tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{44540.59 \times 1}{239.38} \times \frac{4.5}{2} = 418.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{418.65 \times 1000}{1000 \times 270} = 1.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} \right); 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX-6-2) Vérification de la stabilité du radier :

✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 9.6 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 5.45 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

▼ **Moments d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$$

$$I_{xx} = 2072.04 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 6429.08 \text{ m}^4$$

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) dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure.

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$s_M = \frac{3 \times s_1 + s_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

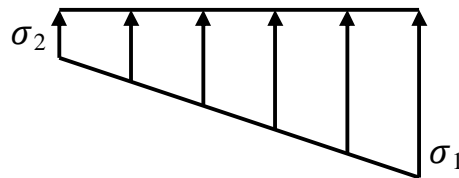


Figure IX-1 : Diagramme des contraintes

▼ **Sens longitudinal :**

A partir de l'ETABS on tire M_{0x} et T_{0x}

Ø **A ELU :**

$$M_{0x} = 36342.605 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0x} = 1718.57 \text{ KN}$$

$$M_x = 36342.605 + 1718.57 \times 0.90 = 37889.318 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{44540.59}{239.38} + \frac{37889.318}{6429.08} \times 9.6 = 242.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{44540.59}{239.38} - \frac{37889.318}{6429.08} \times 9.6 = 129.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 242.64 - 129.48}{4} = 149.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 149.61 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø A ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{32528.28}{239.38} + \frac{37889.318}{6429.08} \times 9.6 = 192.46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \times X_G = \frac{32528.28}{239.38} - \frac{37889.318}{6429.81} \times 9.35 = 79.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 192.46 - 79.31}{4} = 124.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 124.51 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▼ Sens transversal :

A partir de l'ETABS on tire M_{0y} et T_{0y}

Ø A ELU :

$$M_{0y} = 36696.261 \text{ KN.m} ; \quad T_{0y} = 1732.81 \text{ KN}$$

$$M_y = 36696.261 + 1732.81 \times 0.90 = 38255.79 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{44540.59}{239.38} + \frac{38255.79}{2072.04} \times 5.45 = 286.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{44540.59}{239.38} - \frac{38255.79}{2072.04} \times 5.45 = 85.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 286.68 + 85.44}{4} = 236.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 236.37 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ø A ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{32528.28}{239.38} + \frac{38255.79}{2072.04} \times 5.45 = 236.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{32528.28}{239.38} - \frac{38255.79}{2072.04} \times 5.45 = 35.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 236.5 + 35.26}{4} = 186.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 186.19 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX-6-3) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times m_c \times h \times f_{c28}}{g_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

m_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier ;

h : Hauteur de la nervure ;

a : Épaisseur du voile ou du poteau ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

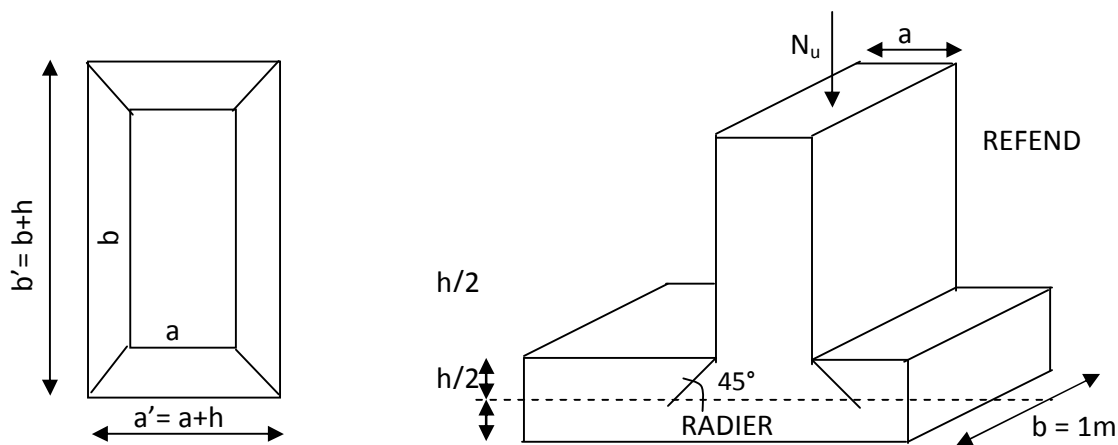


Figure IX-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

✓ **Calcul du Périmètre utile m_c :**

Ø Les Poteaux:

$$m_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.45 + 0.45 + (2 \times 0.90)) = 5.4 \text{ m}$$

Ø Les Voiles:

$$m_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.2 + 1 + (2 \times 0.90)) = 6 \text{ m}$$

✓ **Vérification pour les poteaux :**

Avec : $N_u = 1611.07 \text{ KN}$

$$N_u = 1611.07 \text{ KN} < \frac{(0.045 \times 5.4 \times 0.9 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 3645 \text{ KN}$$

✓ Vérification pour les voiles :

Avec : $N_u = 2014.17 \text{ KN}$

$$N_u = 2014.17 \text{ KN} < \frac{(0.045 \times 6 \times 0.9 \times 25 \times 10^3)}{1.5} = 2430 \text{ KN}$$

IX-7) Ferrailage du radier:

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

IX-7-1) Ferrailage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre côtés, on distingue deux cas :

1^{er} Cas : $\rho_x < 0.4 \Rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{ème} Cas : $0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ 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 : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho_x = \frac{I_x}{I_y} \quad (I_x < I_y)$$

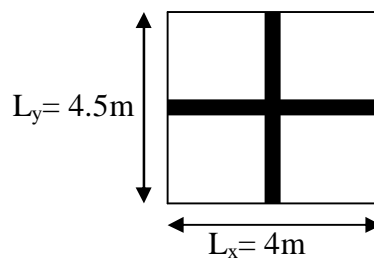


Figure IX-3 : Entre axes du panneau le plus sollicité

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

$$r = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{4.5} = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} m_x = 0.0478 \\ m_y = 0.740 \end{cases}$$

$0.4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Ø La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 247.38 \text{KN/m}^2$$

Ø La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 197.20 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(247.38 - \frac{4311.83}{239.38} \right) \times 1 \text{ml} = 229.36 \text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(197.20 - \frac{4311.83}{239.38} \right) \times 1 \text{ml} = 179.18 \text{KN/ml.}$$

- **Calcul des armatures à l'ELU :**

▼ Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0478 \times 229.36 \times 4^2 = 175.21 \text{KN.m}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} = 0.740 \times 175.21 = 129.65 \text{KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{\text{app}} \begin{cases} 0.3M_x & \text{Pour un appui de rive.} \\ 0.5M_x & \text{Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{\text{travée}} \begin{cases} 0.85M_x & \text{Pour une travée de rive.} \\ 0.85M_x & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Ø Moments aux appuis :

$$M_{ax} = (-0.5) \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0.5) \times 175.21 \Rightarrow M_{ax} = 87.60 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = (-0.5) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0.5) \times 129.65 \Rightarrow M_{ay} = 64.82 \text{KN.m}$$

Ø Moments en travée :

$$M_{tx} = (0.85) \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0.85) \times 175.21 \Rightarrow M_{tx} = 148.92 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = (0.85) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0.85) \times 129.65 \Rightarrow M_{ty} = 110.20 \text{KN.m}$$

a) Ferrailage suivant X-X :**✓ Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{87.60 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.084 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{87.60 \times 10^2}{0.956 \times 27 \times 34.8} = 9.75 \text{cm}^2$$

Soit : **5HA16 = 10.05 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{148.92 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.143 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.922$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{148.92 \times 10^2}{0.922 \times 27 \times 34.8} = 17.19 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA20 = 18.84 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm

✓ Calcul de la section minimale :

$$A_{\min} \geq b \times h \times \frac{\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right) \text{ Avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour HA } f_c E 400$$

$$A_{\min} \geq 100 \times 30 \times \frac{0.0008}{2} \times \left(3 - \frac{4}{4.5}\right) = 2.53 \text{ cm}^2$$

b) Ferrailage suivant y-y :**✓ Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{64.82 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.062 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{64.82 \times 10^2}{0.968 \times 27 \times 34.8} = 7.12 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8.04cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

✓ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{110.20 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.106 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.944$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{110.20 \times 10^2}{0.944 \times 27 \times 34.8} = 12.42 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA20 = 12.56 cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

✓ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}$$

✓ **Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle :**

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Aux appuis	5HA16	4HA16
En travée	6HA20	4HA20

-Vérification à l'état limite ultime :

✓ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

✓ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Ø **Sens (x-x) :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30 = 90\text{cm}; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

Ø **Sens (y-y):**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30 = 120\text{cm}; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

-Vérifications l'état limite de service :**✓ Vérification des contraintes :**

$$s_s \leq \bar{s}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{h \times f_{ij}} \right\} = 201.63 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec : } s_s = \frac{M_s}{b \times d \times A_u} ; s_b = \frac{S_s}{K_1}$$

$$\beta \text{ et } K_1 \text{ sont en fonction de : } r = \frac{100 \times A_u}{b \times d}$$

Ø Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_{sa} = (-0.5) \times M_{s \max}$$

Ø Moments aux appuis de rives :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{s \max}$$

Ø Moments en travée :

$$M_{st} = (0.85) \times M_{s \max}$$

Avec: $M_{sx} = 12.306 \text{ KN.m}$ et $M_{sy} = 7.761 \text{ KN.m}$

D'où : $M_{s \max} = \max (M_{sx}; M_{sy}) = 12.306 \text{ KN.m}$

$M_{u \max} = 16.83 \text{ KN.m}$

✓ Les résultats de calcul sont donnés par le tableau ci- dessous :

Zone	M_s KN.cm	A_u Cm ²	ρ	K_1	β	σ_s KN/cm ²	$\bar{\sigma}_s$ KN/cm ²	σ_b KN/cm ²	$\bar{\sigma}_b$ KN/cm ²	Obs
Appui intermédiaire	616	12.06	2.73	10.64	0.826	0.26	20.163	0.024	1.5	OK
Travée	1046	21.99	1.6	15.30	0.835	0.71	20.163	0.064	1.5	OK

IX-7-2) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

1) Sollicitation de calcul :

$$\checkmark \text{ A L'ELU : } q_u = 229.36 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{229.36 \times 0.50^2}{2} = 28.67 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ A L'ELS : } q_s = 179.18 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{179.18 \times 0.50^2}{2} = 22.38 \text{ KN.m}$$

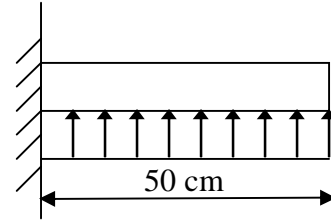


Figure IX-4 : Schéma statique du débord.

2) Calcul des armatures :**✓ Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m ; } d = 27 \text{ cm ; } f_{bc} = 14.2 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.67 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.027 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.027 \Rightarrow \beta_u = 0.986$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{28.67 \times 10^2}{0.986 \times 27 \times 34.8} = 3.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_U = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 10\text{cm}$.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord, $A_{\text{Radier}} > A_{\text{Débord}}$ □ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis)

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \square \text{ on adopte } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de **20 (cm)**

3) Vérification à l'ELU :**✓ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

4) Vérification à l'ELS :

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{28.67}{22.38} = 1.28$$

$$m = 0.021 \Rightarrow \alpha = 0.0279$$

$$\alpha = 0.035 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.28 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

▼ Remarque :

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

IX-8) Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**,

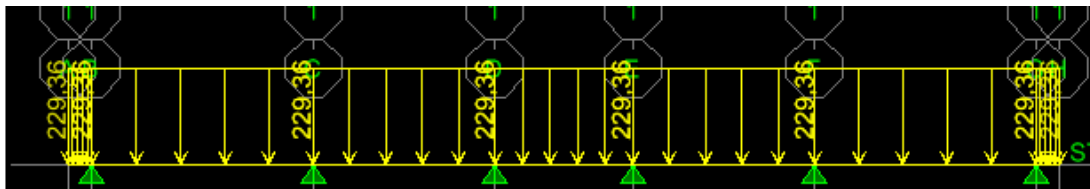
▼ Sens longitudinal (X-X) :

Figure IX-5 Le chargement à ELU en KN

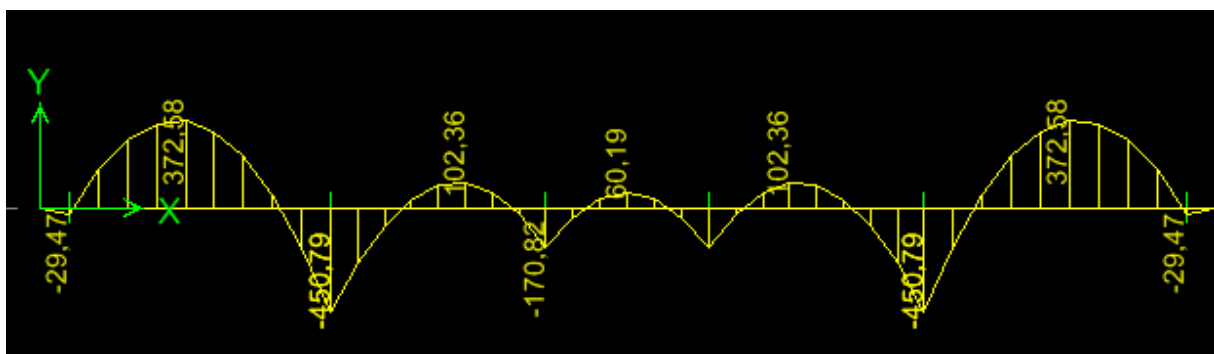


Figure IX-6 Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

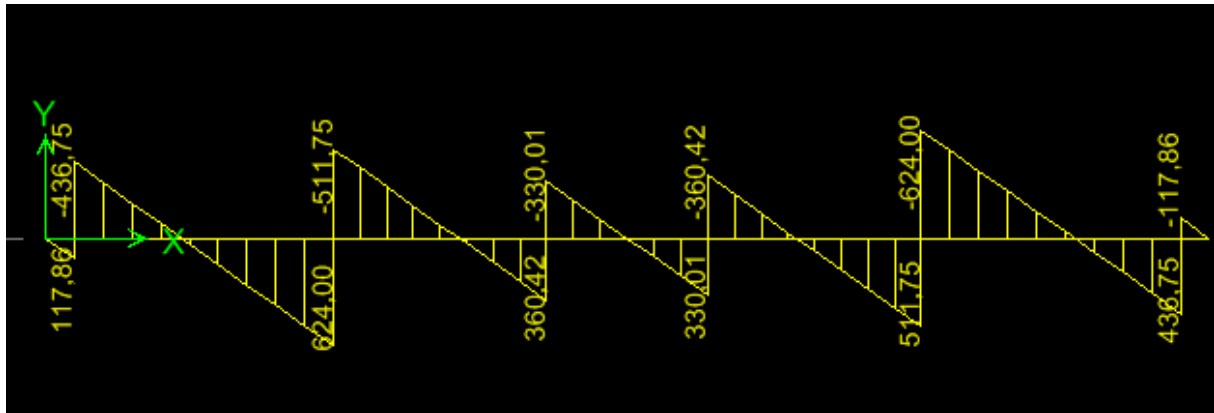


Figure IX-7 Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

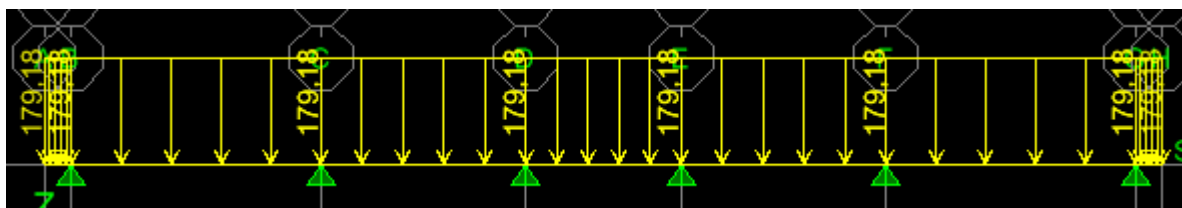


Figure IX-8 Le chargement à ELS en KN

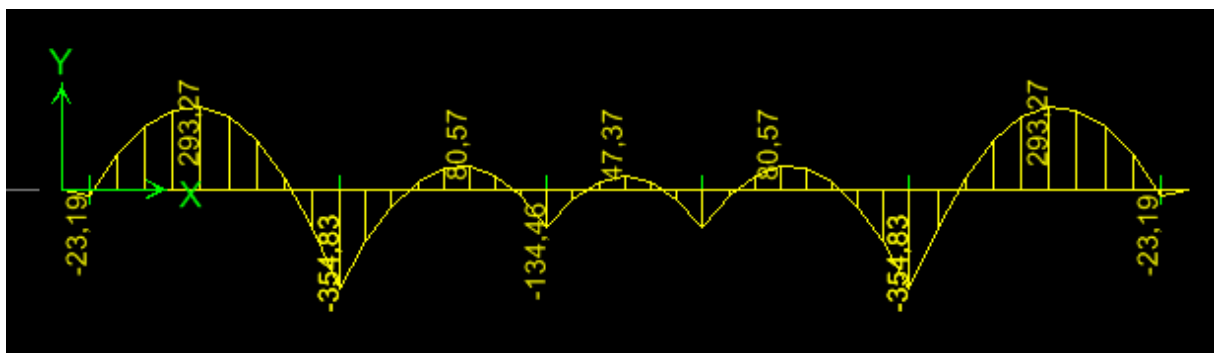


Figure IX-9 Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

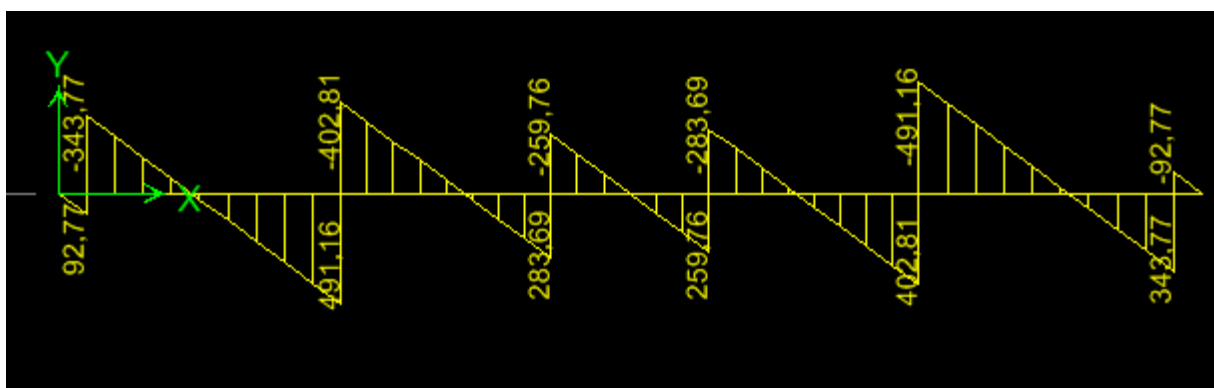


Figure IX-10 Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

Ø Sens transversal :

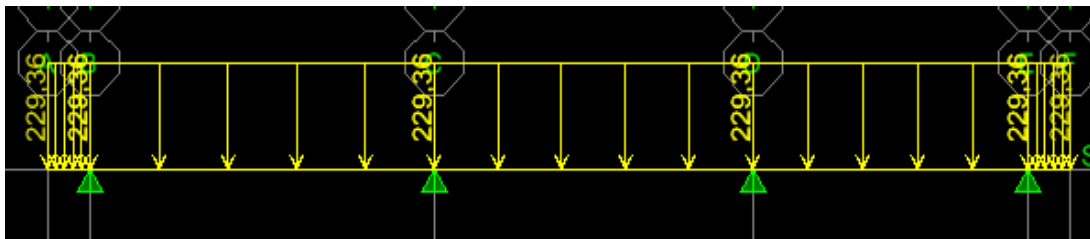


Figure IX-11 Le chargement à ELU en KN

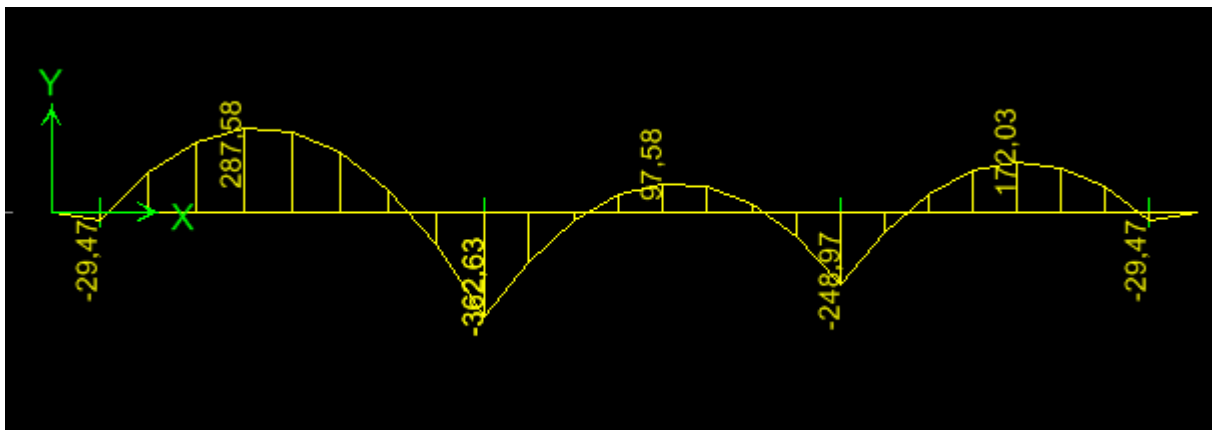


Figure IX-12 Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

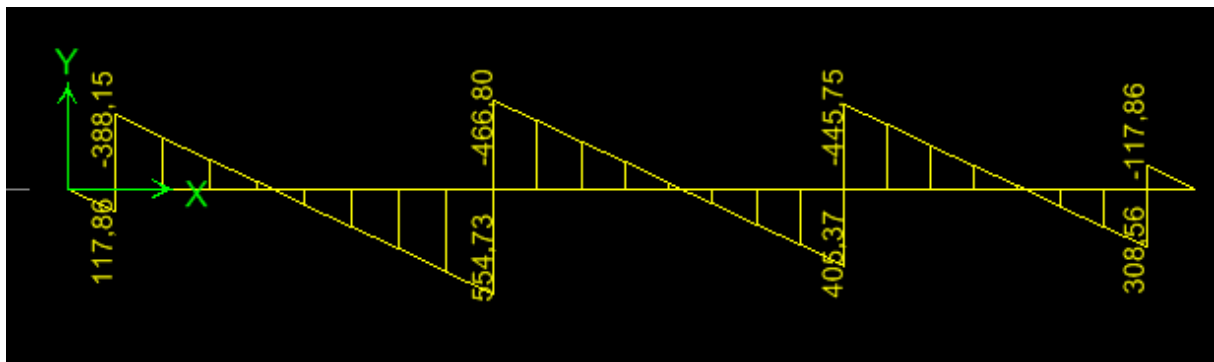


Figure IX-13 Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

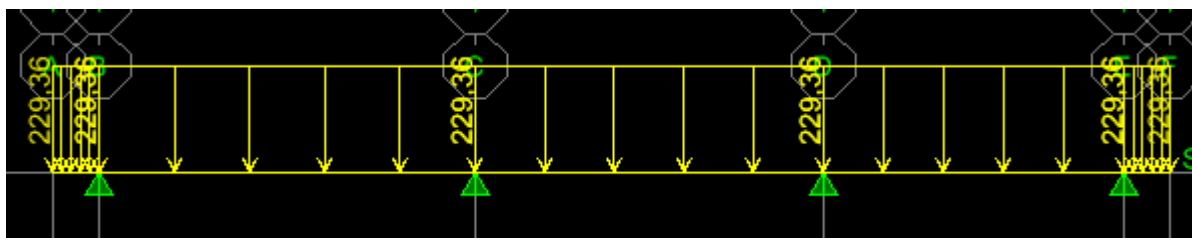


Figure IX-14 Le chargement à ELS en KN

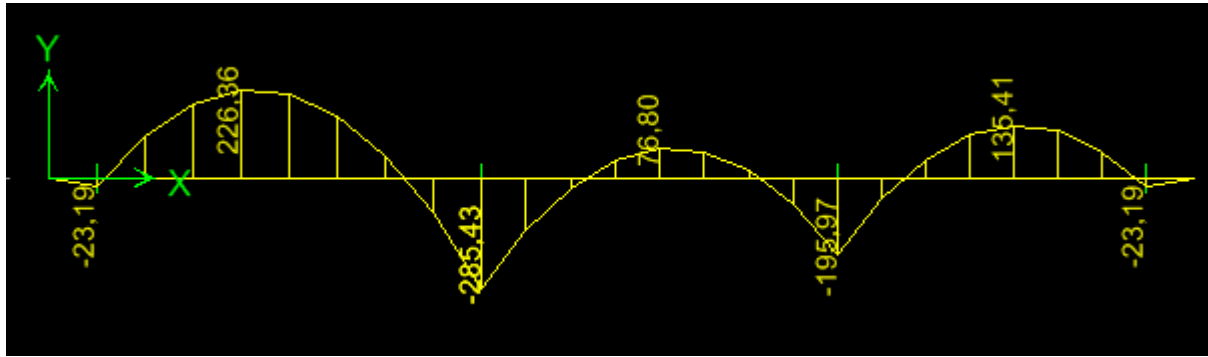


Figure IX-15 Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

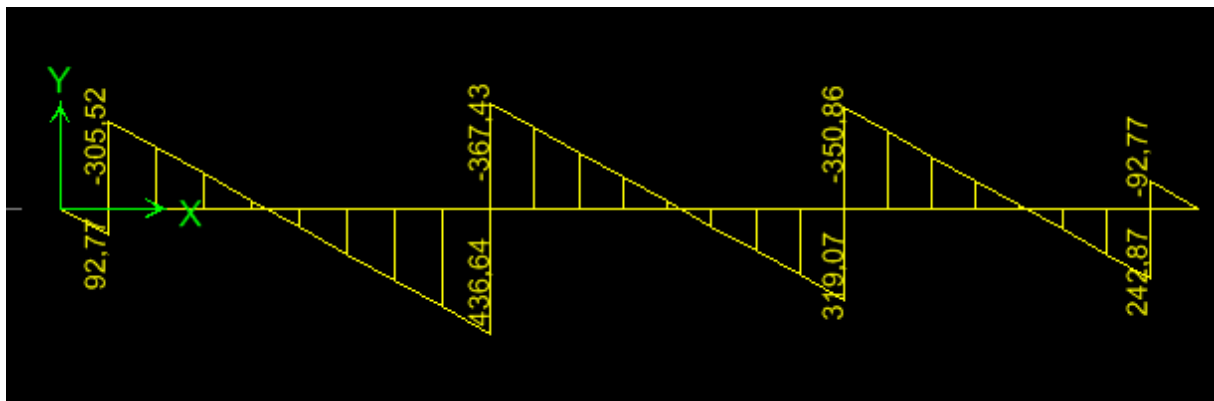


Figure IX-16 Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens (x-x)	Sens (y-y)
$M_{tu \max} = 372.58 \text{KN.m}$	$M_{tu \max} = 287.58 \text{KN.m}$
$M_{au \max} = 450.79 \text{KN.m}$	$M_{au \max} = 362.63 \text{KN.m}$
$M_{ts \max} = 293.27 \text{KN.m}$	$M_{ts \max} = 226.36 \text{KN.m}$
$M_{as \max} = 354.83 \text{KN.m}$	$M_{as \max} = 285.43 \text{KN.m}$
$T_{u \max} = 624 \text{ KN}$	$T_{u \max} = 554.73 \text{ KN}$

Calcul du ferrillage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 40 \text{ cm} \quad d = 87 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

		M (KN.m)	μ	β	A _{cal} (cm)	Choix	A _{adop} (Cm ²)
Sens (x-x)	Appui	450.79	0.103	0.945	15.72	4HA20+2HA16	16.58
	Travée	372.58	0.086	0.955	12.88	4HA16+4HA14	14.19
Sens (y-y)	Appui	362.63	0.084	0.956	12.52	4HA20+2HA16	16.58
	Travée	287.58	0.066	0.966	9.83	4HA16+4HA14	14.19

Vérification à l'état limite ultime :

✓ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4.2 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Armatures transversales :**

✓ **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$f_t \geq \frac{f_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ **Espacement des armatures :**

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm.}$$

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \times f_l \right\} = \min \left\{ \frac{85}{4} ; 12 \times 2 \right\} = \min \{ 21.25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} \} = 21.25 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm.}$

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$t_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{g_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 624 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{624 \times 10^3}{400 \times 870} = 1.79 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

Sens longitudinal :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{450.79}{354.83} = 1.27$$

$$\alpha = 0.1376 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.385 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{372.58}{293.27} = 1.27$$

$$\alpha = 0.1126 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.385 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversales :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{362.63}{285.43} = 1.27$$

$$\alpha = 0.1099 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.385 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{287.58}{226.36} = 1.27$$

$$\alpha = 0.0854 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.385 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

Conclusion

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre Les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- *les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.*
- *La conception*
- *La forme de l'élément et comment travaillé*

Dans la conception de ce projet on 'a utiliser les logiciels ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC ...etc, Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.