

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

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

Option : construction civil et industriel.

THEME

***Etude d'un bâtiment(R+5+Sous sol) à usage
d'habitation et commercial à ossatures mixte
contreventé par voile avec l'application de
l'ETABS***

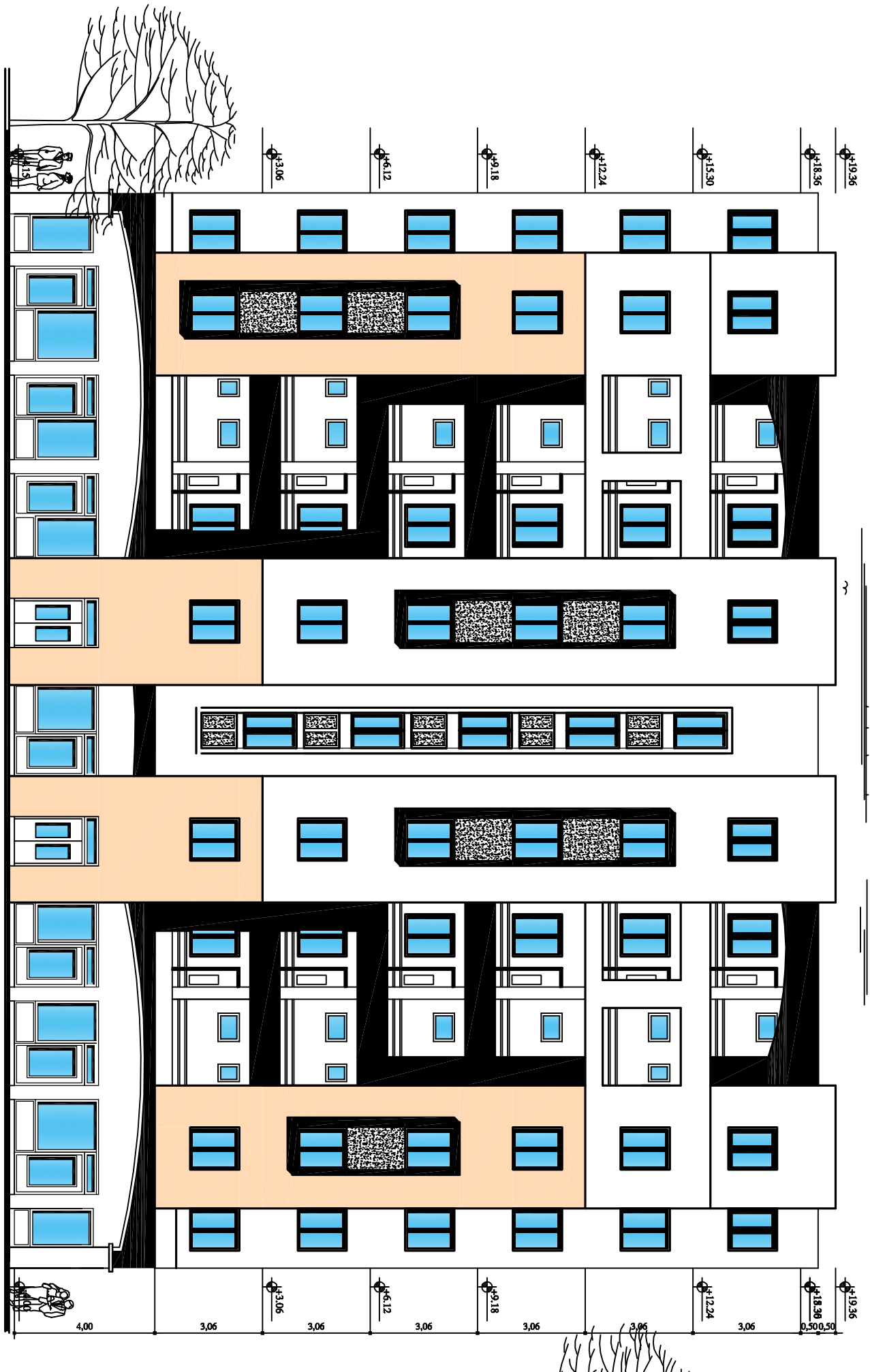


Etudié par: M^{elle}:AIT BRAHAM FARIDA

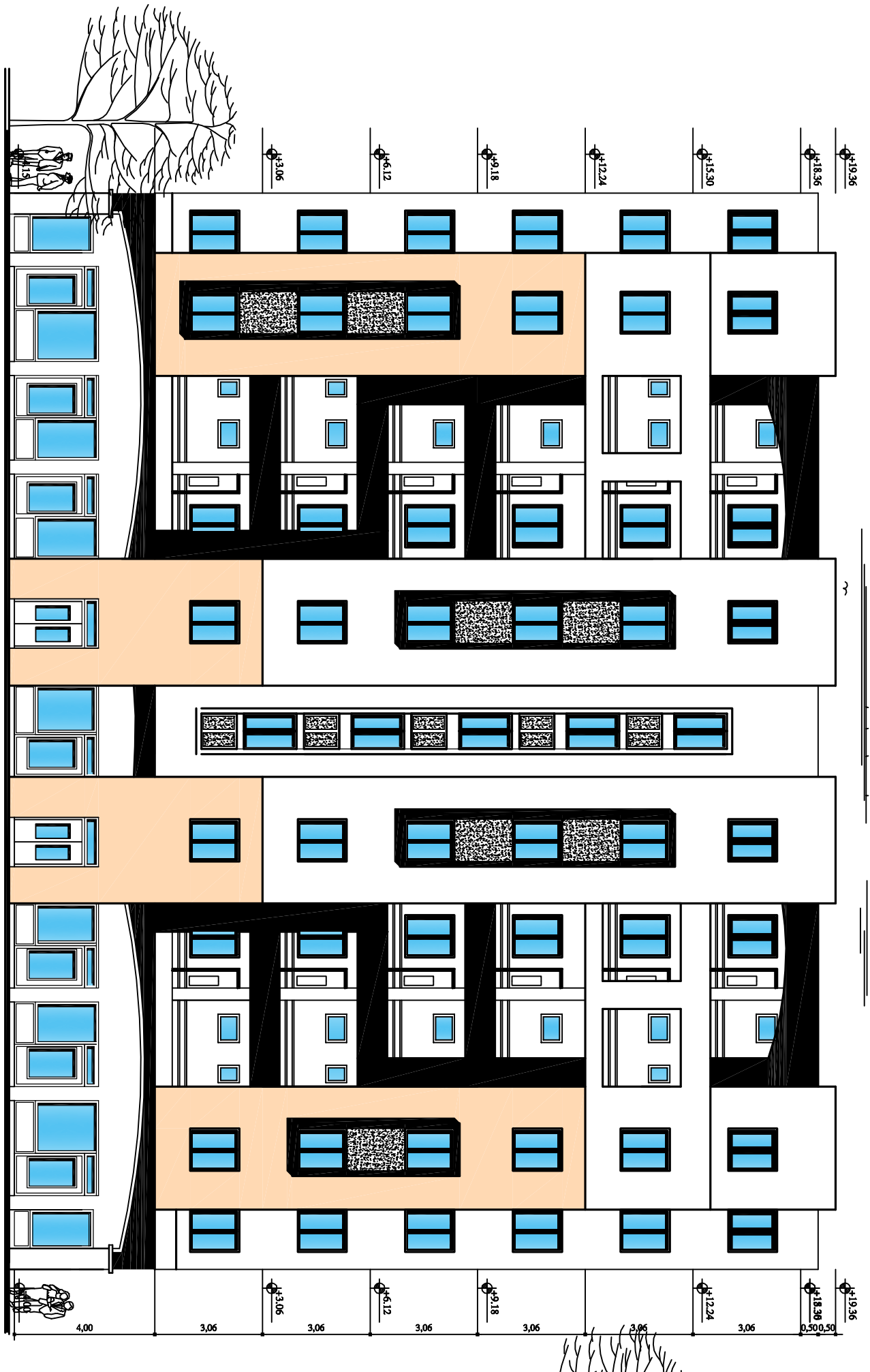
Dirigé par : M^{me} : BAIDI. F

Année 2011/2012

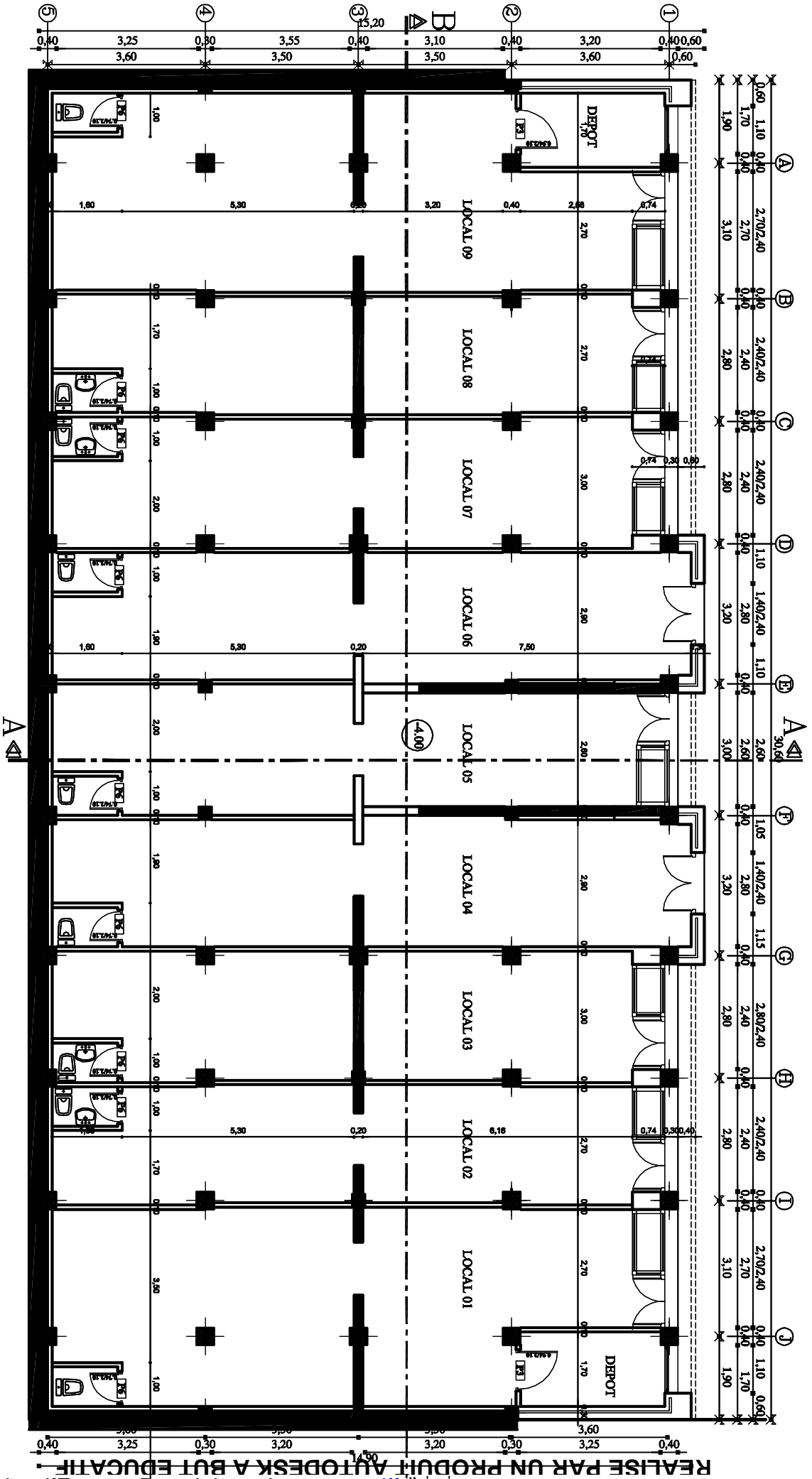
FACADE POSTERIEURE



FACADE POSTERIEURE



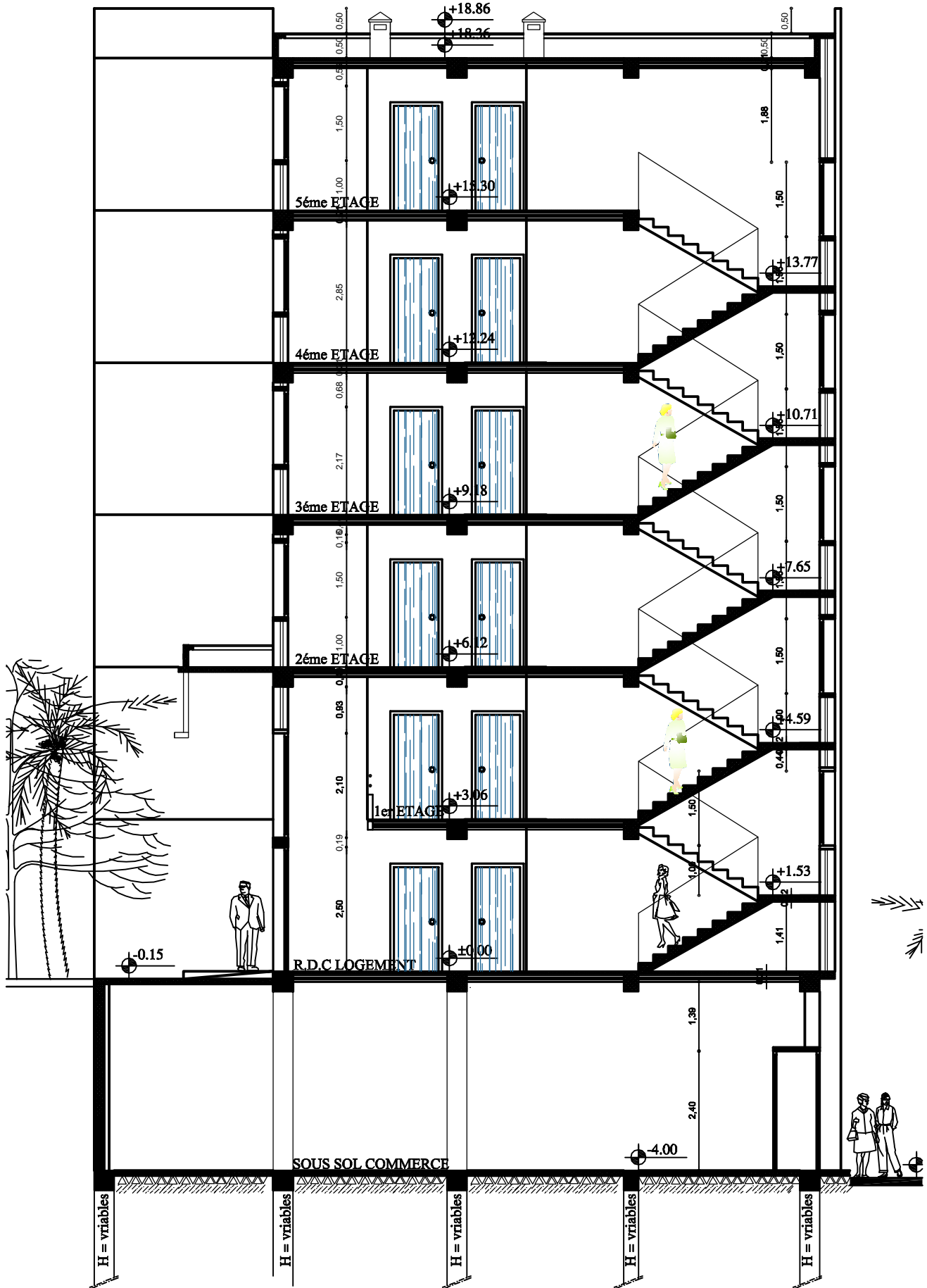
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN SOUS SOL COMMERCE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



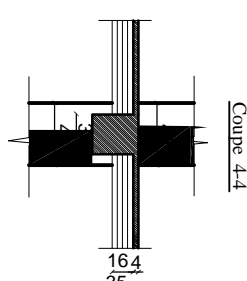
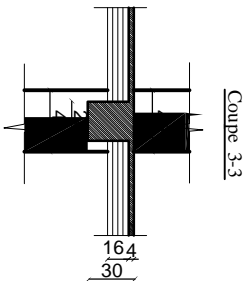
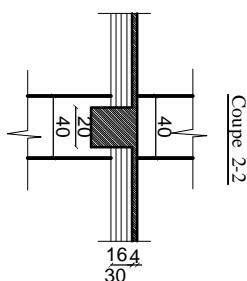
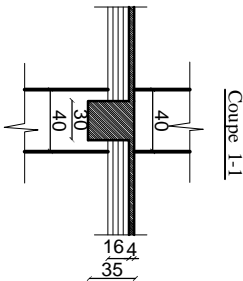
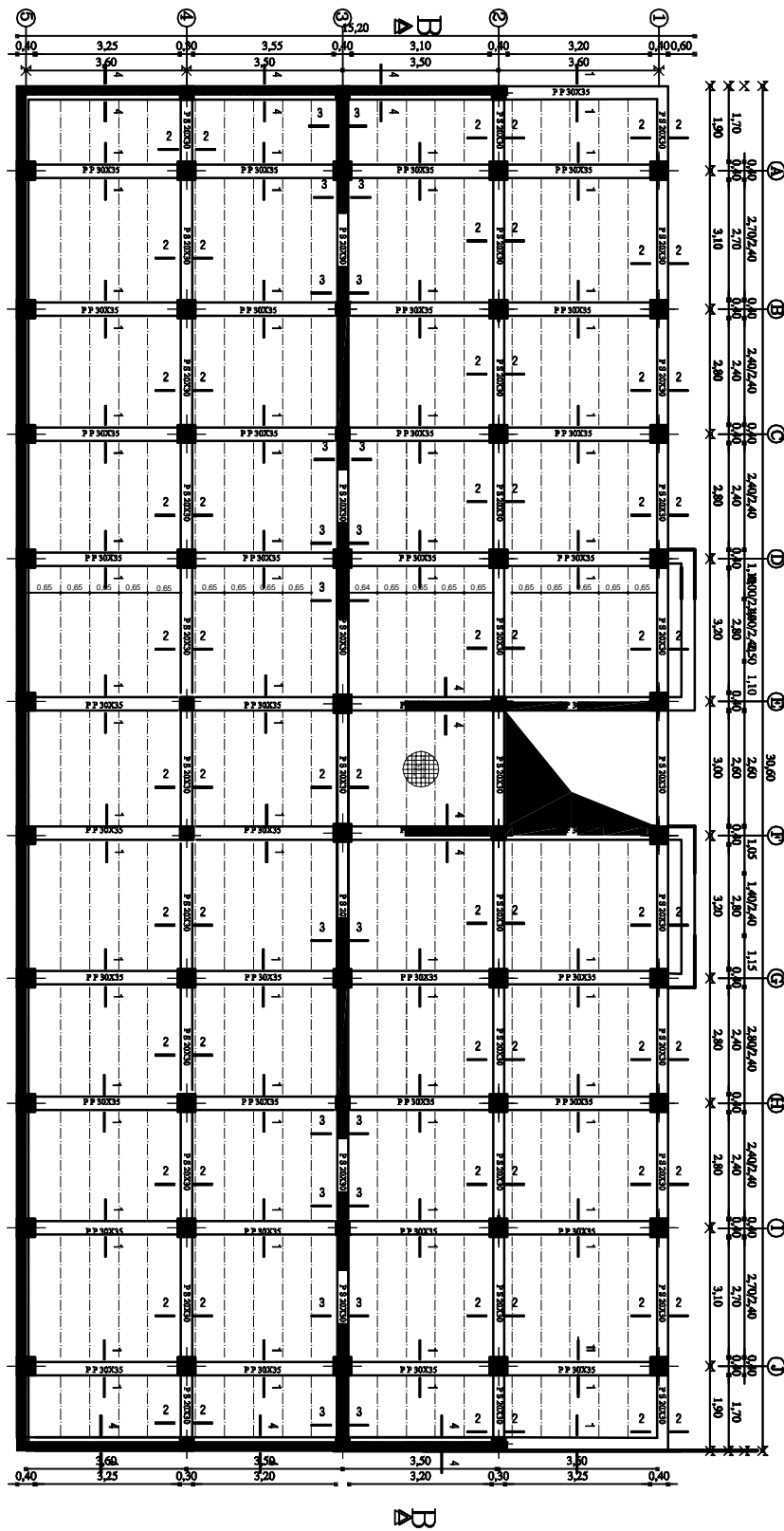


COUPE A-A

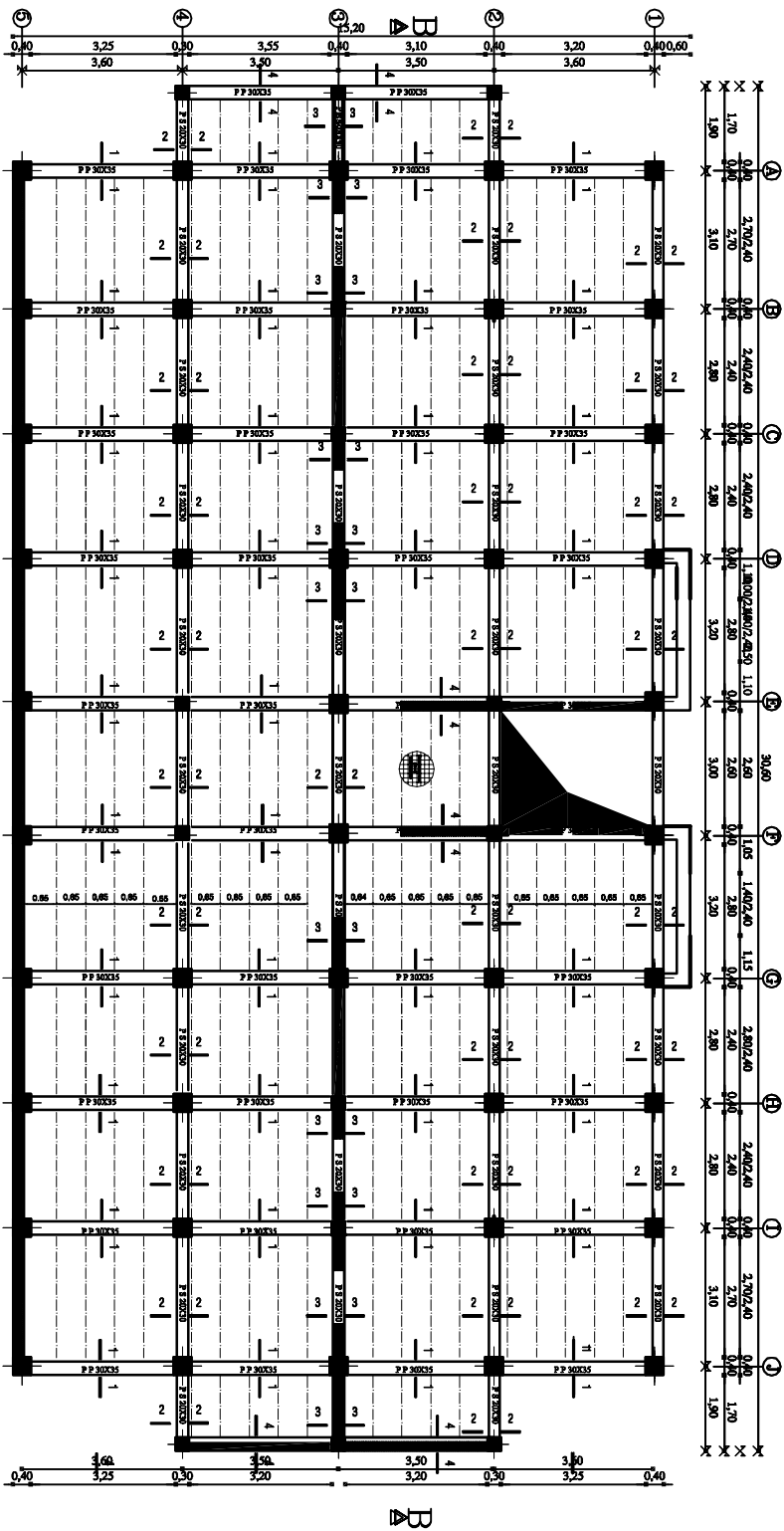


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

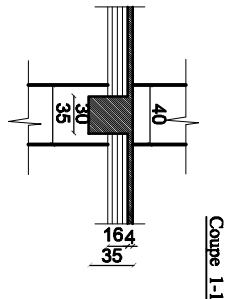
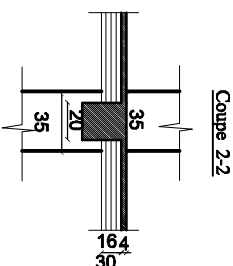
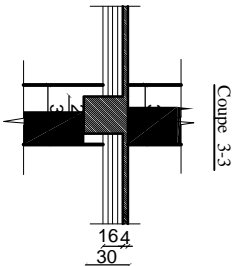
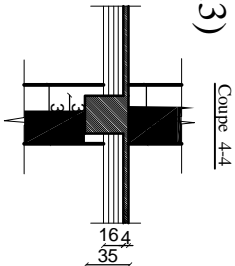
Plan de coffrage du RDC







Plan de coffrage des planchers d'étage courant (1.2.3)



Remerciements

*Toute ma gratitude, grâce et remerciement à Allah
le plus puissant qui m'a donné la force, le courage et la
volonté pour élaborer ce simple travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et
considération particulière que je remercie ma promotrice
M^{me} BADI pour la sollicitude avec laquelle elle
ma suivi et guidé ce travail.*

*Je remercie les membres de jury qui me font l'honneur
de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Merci aussi à tous les membres de la faculté de génie de
la construction « département de génie civil » pour leurs
soutiens et leurs aides.*

*Mes remerciements seraient les plus sincères à tous les
enseignants qui ont contribué à ma formation.*

Dédicaces

Au nom d'Allah

*Je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont
les plus chères :*

A mon très cher père.

A ma très chère maman

A mes frères

A mes sœurs

*A toute ma famille, Mes amis et toute la promotion
2012*

FARIDA

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

I.1. Description de l'ouvrage.....	01
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	01
I.3.Eléments de l'ouvrage.....	01
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	02

Chapitre II : Predimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	09
II.2. PLANCHERS.....	09
II.3. Pré dimensionnement des éléments porteurs.....	09
II.4. Détermination des charges et surcharges.....	11
II.5. Détermination de l'effort N par la descente de charges	14
II.6.Vérification de l'effort normal réduit.....	17
II.7.Vérification des conditions du RPA99.....	17
II.8. Pré dimensionnement des voiles.....	18

Chapitre III : Calcul des éléments

III.A. Acrotère	
III.A.1. Calcul de l'acrotère.....	21
III.A.2. Combinaison de charges.....	22
III.A.3.Ferraillage.....	22
III.A.4. Schéma de ferraillage de l'acrotère.....	27
III.B. Plancher	
III.B.5. Vérification à L'ELS.....	28
III.B.6. Calcul de la flèche.....	29
III.B.4.Calcul à l'ELS.....	31
III.B.4.Les vérifications.....	38
III.B.3. Ferraillage à l'ELU.....	39
III.B.3.Etude du plancher d'étage courant à usage d'habitation.....	41
III.B.2.Calcul des poutrelles.....	45
III.B.1. Calcul des planchers.....	46
III.C. Escalier	
III.C.1. introduction.....	49
III.C.2. terminologies d'escalier.....	49
III.C.3. Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant.....	50
III.C.4. Détermination des charges et surcharges.....	51
III.C.5. Calcul du ferraillage.....	56
III.C.6.Vérifications à l'ELU.....	57
III.C.7. calcul à l'état limite de service (ELS).....	59
III.C.8 Vérification à l'ELS.....	61

III. D.Poutre palière

III.D.1. Introduction.....	66
III.D.2.pré dimensionnement.....	66

III.D.3. Calcul à l'ELU.....	67
III.D.4. Ferrailage.....	68
III.D.5. Vérifications.....	69
III.D.6. Calcul à l'ELS.....	71
III.D.7. Schémas de ferrailage de la poutre palière.....	74

Chapitre IV : Présentation du l'ETABS

IV.1. Introduction.....	75
IV.2. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)	75
IV.3. ETUDE SISMIQUE.....	75
(charges horizontales)	
IV.4. Description de l'ETABS.....	76
IV-5- Rappel (terminologie).....	77
IV.6. Manuel d'utilisation de l'ETABS.....	78
IV.7. Spectre de réponse de calcul	91
IV.8. Période fondamentale de la structure.....	93
IV.9. Nombre de modes à considérer.....	93
IV.10. Visualisation des résultats	94

Chapitre V : Exploitation des résultats

V.1. Introduction.....	96
V-2. justification de système de contreventement.....	96
V.3. Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment.....	97
V-4- Vérification de l'excentricité.....	98
V.5- Déplacements relatifs.....	99
V-6- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	100
V.7. Les efforts internes dans les différents éléments.....	101
V.8. Les différents diagrammes des efforts internes.....	106

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

VI.1- Introduction.....	119
VI.2- Recommandation du RPA 2003	119
VI-3- Calcul du ferrailage à l'état limite ultime.....	121
VII-4- Vérifications à l'ELS.....	126

Chapitre VII : Ferrailage des poutres

VII.1. Introductions.....	130
VII.2. Recommandations du RPA 99 (version 2003.....)	130
VII.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales.....	131
VII.4. Ferrailage des poutres principales à l'ELU.....	132
VII.5. Vérifications à l'ELU.....	134
VII.6. Armatures transversales.....	136
VII.7. Vérifications à l'ELS	137
VII.8. Disposition constructive.....	143
VII.9. Schéma de ferrailage.....	143

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VIII.1.Introduction.....	137
VIII.2. Combinaison d'action	137
VIII-3. Ferrailage des voiles pleins	137
VIII.4.Vérification des contraintes.....	141
VIII.5. Exemple de calcul	142
VIII.6- ferrailage des voiles	145
VIII.7.schémas de ferrailage des voiles	149

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1. Introduction.....	150
IX.2. Etude géotechnique du sol.....	150
IX.3. Choix du type de fondation	150
IX.4. Dimensionnement	151
IX.5.Etude du radier général.....	155
IX.6.Vérifications	159
IX.7. Ferrailage du radier.....	163
IX.8.Calcul et vérification à l'E.L.S.....	166
IX.9. Ferrailage des nervures	167

Chapitre XI : Etude de mur plaque

X.1. Introduction.....	178
X.2. Méthodes de calcul.....	178
X.3. Ferrailage du mur plaque.....	181
X.4. Ferrailage.....	182
X.5. Vérification à l'ELS.....	184

Annexe

Conclusion

Bibliographie

BIBLIOGRAPHE

- Règle parasismique algérienne RPA99 (version 2003).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Cours et TD béton I, Béton II et RDM I.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Introduction générale

Le génie civil est un domaine très vaste et très riche, et il est en progression et en développement continu. On s'intéressera au domaine des constructions civiles et industrielles, plus particulièrement aux bâtiments.

Dans notre pays les catastrophes naturelles, le séisme en particulier, et l'expérience nous ont incités au développement des règles de construction appropriées à notre pays, et à être plus rigoureux par rapport à leur application et leur respect.

Dans ce cadre les autorités concernées ont établies le RPA (Règlement Parasismique Algérien) et le dernier en date est le RPA99 (version 2003) au quel on se réfère et on suit ses préconisations dans toute études de construction en Algérie.

Mon étude est menée suivant les règles BAEL 91 modifié 99 et le RPA99 (version 2003) et les DTR algériens. Elle portera sur l'étude d'un bâtiment en (R+5+Sous-sol) à usage d'habitation et commercial en ossature mixte contreventé par voiles.

C'est l'occasion pour moi de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant mon cursus universitaire.

CHAPITRE I

Présentation et description de l'ouvrage

I.1. Description de l'ouvrage :

Ce projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (**R+5**) à usage **d'habitation et commerciale**, à ossature **mixte**; qui sera implanté à **la commune de Meftah wilaya de Blida**, en zone moyenne de sismicité(IIb) selon le règlement parasismique algérien (RPA) version 2003.

Cet ouvrage est composé :

- ❖ Un (01) sous sol à usage commercial;
- ❖ Un (01) RDC à usage d'habitation;
- ❖ Cinq (05) Étages courants;
- ❖ Une (01) Cage d'escaliers;

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale30, 60 m.
- Largeur totale15,40 m.
- Hauteur totale (y compris l'acrotère).....19, 36 m.
- Hauteur de l'étage courant03.06 m.
- Hauteur de RDC.....03,06 m.
- Hauteur de sous sol.....04,00 m.

I.3.Eléments de l'ouvrage :

I.3.1.Plancher :

Les planchers sont des aires planes peuvent être on corps creux ou dalle pleine, limitant les différents étages et supportant les revêtements chargés et surchargés.

Les planchers assurent deux fonctions principales :

1-Fonction de résistance mécanique : supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

2- Fonction d'isolation : Les planchers assurent l'isolation thermique et phonique entre les différents étages. Ce plancher sera constitué de corps creux et d'une dalle de compression. Le plancher terrasse est inaccessible qui comporte un système complexe d'étanchéité et une pente de 1% pour l'évacuation des eaux pluviales.

I.3.2.Ossature : cet ouvrage est à ossature mixte est composée de :

-Portiques « poteaux – poutres» destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales et verticales.

I.3.3.Escaliers : Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers qui assure la circulation du RDC jusqu'au dernier niveau. Il est réalisé en béton armé à deux volées coulées sur place.

I.3.4.Maçonnerie : On distingue deux types :

-Murs de façade (séparation de bâtiment à l'extérieur) réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.(10+5+10)
-Murs de séparation intérieurs réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.5.Revêtements: ils seront réalisés:

-Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Faïence (25 x 35 cm²) pour les salles d'eau sur une hauteur de 2.10m au dessus des plinthes.
- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade.
-Enduit de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et les plafonds.

I.3.6.Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix de type de fondation dépend essentiellement de deux facteurs qui sont : la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1.Le béton : Le béton est un matériau de construction composé des éléments suivants : Pâte pure (ciment +eau) et des Granulats (sables et graviers)

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350kg/m³ de ciment portland (CPJ 325) quand à la granulométrie et l'eau de gâchage qui entre dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

A titre indicatif, pour 1m³ de béton armé.

❖ Granulats :	{	- sable380 à 450 cm ³ (Dg5mm).
		- Gravillons756 à 850 (Dg25mm).
		- Ciment :300 à 400kg.

❖ Eau150 à 200 L.

a) Résistance caractéristique du béton à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours. Par convention la résistance à la compression du béton est obtenue en écrasant une éprouvette cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton, Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous :

$$\Rightarrow \text{Si } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} : f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \dots\dots\dots (\text{ART A.2.1.11, BAEL.91}).$$

$$\Rightarrow \text{Si } f_{c28} < 40 \text{ MPa} : f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \dots\dots\dots (\text{ART A.2.1.11, BAEL.91}).$$

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

b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

Conventionnellement, elle est définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} ; \text{ avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Art 2-1.1BAEL91})$$

D'où $f_{t28} = 2,1$ MPa

c) Contraintes limites:

■ Contrainte limite à la compression:

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

■ γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_b & 1,5 \text{ en situation courante} \\ \gamma_b & 1,15 \text{ en situation accidentelle} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \theta=1 & \text{si la durée d'application est } > 24\text{h,} \\ \theta=0,9 & \text{si la durée d'application est entre 1h et 24h,} \\ \theta=0,85 & \text{si la durée d'application est } < 1\text{h} \end{cases}$$

Pour $\eta = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura $\sigma = 14.2$ Mpa

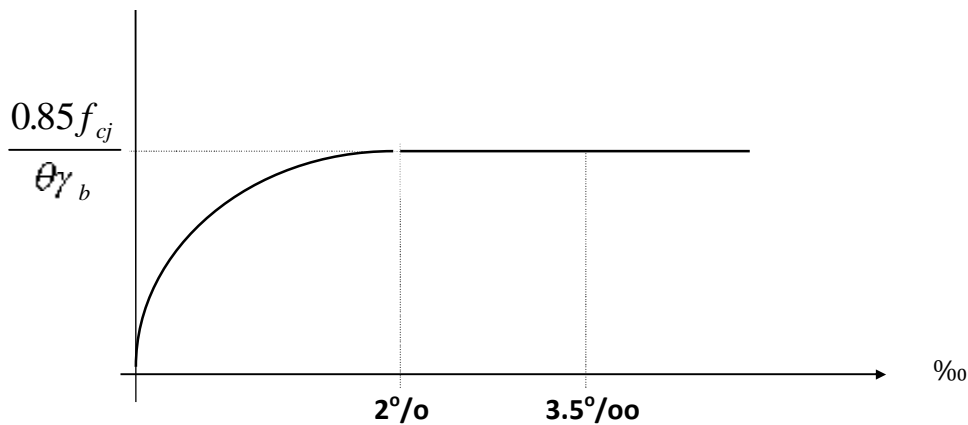


Figure I.1 : « Diagramme contrainte-déformation » à l'ELU

À l'ELU on utilisera pour le béton un diagramme non linéaire dit «parabole - rectangle»

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.25 f_{bc} \times 10^3 \times \epsilon_{bc} (4 - 10^3 \times \epsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

▪ **Contrainte limite de service à la compression (Art : A4.5, 2 B.A.E.L) :**

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

$$\bar{\sigma} = 0.6 \times f_{c28} \text{ en MPa}$$

À 28 jours $\bar{\sigma} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

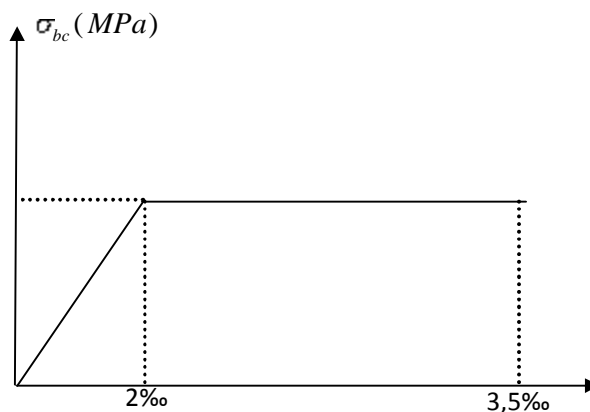


Fig. I-2 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

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

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

• **Contrainte limite de cisaillement: (art A-5.1.21 BAEL 91)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec V_u : effort tranchant dans la section étudiée ;

b : largeur de la section cisailée ;

d : hauteur utile.

$$\tau_u \leq \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ pour une fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u \leq \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \text{ pour une fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

• **Module d'élasticité**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

❖ **Module de déformation longitudinale instantané du béton : (art A-2.1.21 BAEL91)**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25} \rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

❖ **Module de déformation longitudinale différée du béton : (art A – 2.1.22 BAEL91)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet

de fluage du béton, on prend un module égal à

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{25} \\ \rightarrow E_{ij} = 10819 \text{ MPa.}$$

❖ **Module d'élasticité transversale : Il donné par la formule suivante :**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{MPa}] \quad \nu : \text{coefficient de poisson}$$

E : module de Young

❖ **Coefficient de poisson (art A.2 1 3 BAEL91)**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service

$\nu = 0.2$ à l'état limite ultime

I.4.2. Aciers :

a) Généralités :

Les aciers sont associés au béton pour reprendre les efforts de traction que ce dernier ne peut pas supporter. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface :

- ✦ Les ronds lisses (FeE 215 et FeE 235) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 215 MPa et de 235 MPa
- ✦ Les aciers de haute adhérence (FeE 400 et FeE 500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500 MPa
- ✦ Treillis soudé de type 520

b) Module de déformation longitudinal : (BAEL91/Art4.3. 2)

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pris est égal à :

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

c) Contraintes limites :

❖ Contrainte limite ultime (ELU) : (BAEL91/Art4.3. 2)

$$\overline{\sigma}_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

γ_s coefficient de sécurité tel que $\gamma_s \begin{cases} 1.15 & \text{situation courante} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

$\sigma_{bc} = 348 \text{ MPa}$ pour les HA

❖ Contrainte limite de service (ELS) :

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

- Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art4.5.3.2)

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

- Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art4.5.3.3)

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 34)**

C'est le cas des milieux agressifs ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas on note :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right\}$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (R.L)

$\eta = 1,6$ pour les aciers hautes adhérence (H.A) de diamètre ≥ 6 mm

$\eta = 1,3$ pour les aciers hautes adhérence (H.A) de diamètre < 6 mm

d) Diagramme contraintes déformations de l'acier :(art A.2.2.2BAEL91)

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

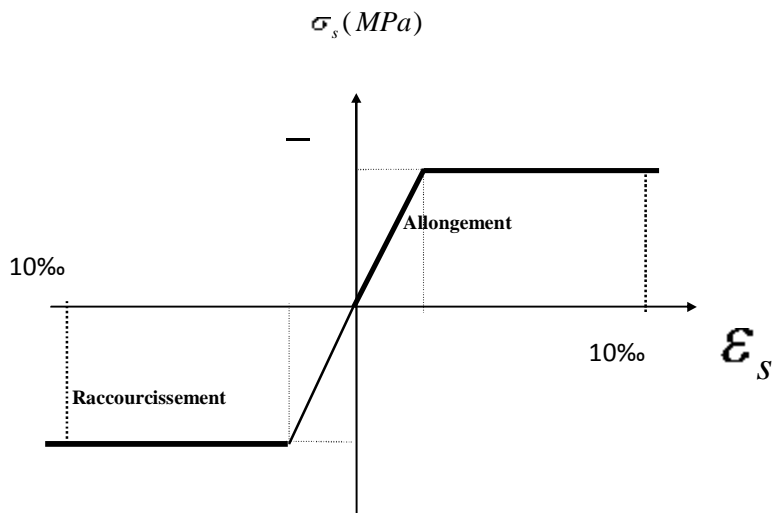


Fig.I.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier (BAEL91/Art2.2.2)

e- limite d'élasticité:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ en situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

f- Protection d'armatures: (art A. 7-2.4 BAEL 91)

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

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

CHAPITRE II

Prédimensionnement et descente de charge

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles

II.2. PLANCHERS :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression), qui reposent sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée pour réduire la flèche.

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{h_i}{22.5} \dots \dots \dots (\text{BAEL 91 modifiés 99 / Art B.6. 8.4})$$

L_{\max} : Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles

h_t : épaisseur du plancher.

Selon le RPA : $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa on prend $\min = 30 \text{ cm}$

On a: $L_{\max} = 320 - (20 + 20) \text{ cm} = 280 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{280}{22.5} = 12.44 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } h_t = 20 \text{ cm}$$

On adoptera un plancher de 20cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.

II.3. Pré dimensionnement des éléments porteurs:

II.4.1.1 Les portiques :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

a) Les poutres :

Les poutres (principales, secondaires) sont des éléments en béton armé coulés sur place ; elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles assurent aussi la fonction de chaînage des poteaux.

Le dimensionnement des poutres se fait par les règles de (**Art A.4.14 BAEL 91**), il est donné comme suit :

▪ **Hauteur :** $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

- **Largeur :** $0.4h \leq b \leq 0.7h \rightarrow$ poutre principale
 $0.4h < b < 0.7h \rightarrow$ poutre secondaire

Avec : **h** : la hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

➤ **poutre principale :**

Hauteur h_t :

$$L_{\max} = 360 - (20+20) = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \rightarrow 21,33 \leq h_t \leq 32$$

Pour plus de sécurité : $h_t = 30 \text{ cm}$

Largeur b :

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Pour plus de sécurité on prend : $b = 25 \text{ cm}$

- **Vérification selon le RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1**

Condition de rigidité : On doit vérifier que

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{320} \geq 0.062 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Finalement, la section de la poutre principale à considérer est : **(25x 30) cm²**

➤ **Poutre secondaire :**

Hauteur h_t :

$$L = 320 - (20+20) = 280 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10}$$

$$\frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \rightarrow 18.66 \leq h_t \leq 28$$

Pour plus de sécurité, on prend **h = 30 cm**

Largeur b :

$$0.4 \times 30 < b < 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 < b < 21$$

Pour plus de sécurité, on prend **b = 25 cm**

- **Vérification selon le RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{conditions vérifiées} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \end{array} \right.$$

- **Condition de rigidité :** On doit vérifier que

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{280} = 0.107 \geq 0.062 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Finalement, la section de la poutre secondaire à considérer est : **(25 x 30) cm²**

b) Les poteaux :

➤ **Principe :**

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. Chaque type de poteau reprend la surface du plancher lui revenant, et le calcul sera basé sur la descente de charges. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

La section du poteau est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N}{\sigma_{bc}}$

Avec : σ_{bc} : contrainte de compression du béton.

S : section du poteau.

N : effort normal revenant au poteau.

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

II.4.1. Charges permanentes :

a) Plancher terrasse (inaccessible) :

Désignation des éléments		Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	05	20	1,00
2	étanchéité de type multiple	/	/	0,12
3	béton en forme de pente	07	22	1,54
4	pare vapeur	1feuille	/	/
5	Isolation thermique	04	04	0,16
6	Plancher corps creux (16+4)	20	/	2,85
7	Enduit en plâtre	02	10	0,20
TOTAL				5,87

Tableau. II.1. charge permanente revenant au plancher terrasse

b) Plancher d'étage courant :

Désignation des éléments		Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	maçonnerie en briques creuses avec enduit	/	/	1,30
2	revêtement en carrelage	02	20	0,40
3	mortier de pose	02	20	0,40
4	couche de sable	03	18	0,54
5	plancher en corps creux	20	/	2,85
	Enduit plâtre	02	10	0,20
TOTAL				5,69

Tableau. II.2.charge permanente revenant au plancher étage courant

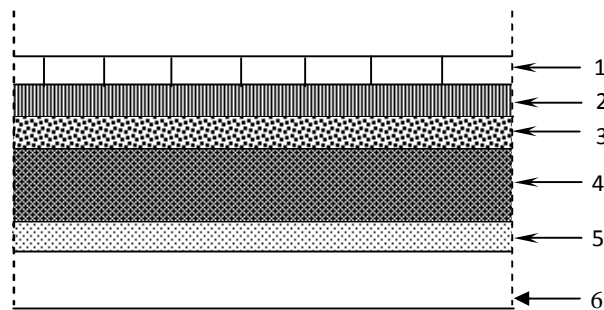


Fig. II.1.Coupe verticale d'un plancher d'étage

c) Les murs extérieurs

Désignation des éléments		Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	enduit de ciment	02	18	0,36
2	Maçonnerie en briques creuses	10	09	0,90
	Lame d'air	05	/	/
2	Maçonnerie en briques creuses	10	09	0,90
3	enduit de plâtre	02	10	0,20
TOTAL				2,36

Tableau. II. 3.charge permanente revenant au mur extérieur

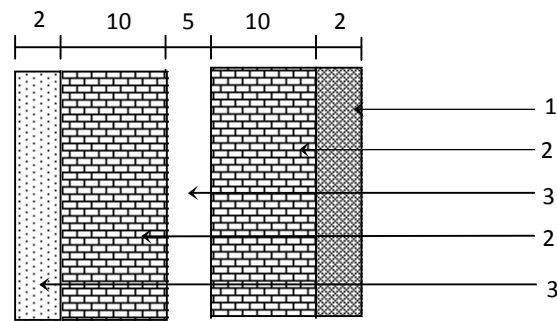


Fig. II.2. Coupe verticale d'un mur extérieur

d) Les murs intérieurs :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1 enduit en plâtre	02	10	0,20
2 Briques creuses	10	/	0,90
1 Enduit en plâtre	05	10	0,20
TOTAL			1,30

Tableau. II. 4. charge permanente revenant au mur intérieur

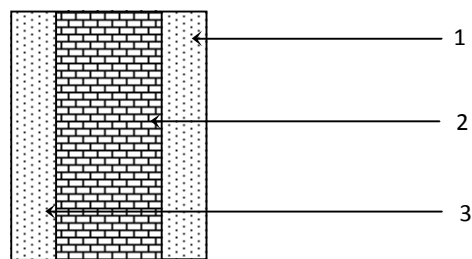


Fig. II.3. Coupe verticale d'un mur intérieur

e) L'acrotère :

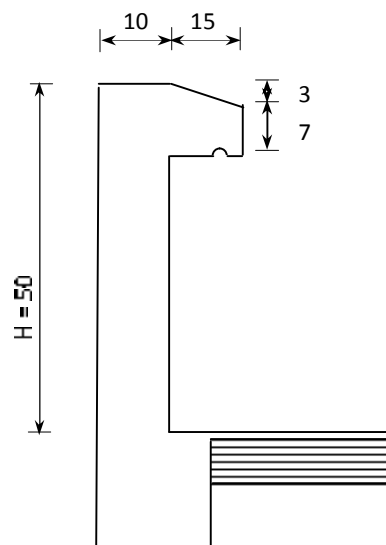


Fig. II-4 : Coupe verticale de l'acrotère

$$G = [(0,50 \times 0,10) + (0,15 \times 0,10) - (0,03 \times 0,15)/2] \times 25 = 1,56 \text{ KN/ml}$$

II.4.2 Surcharges d'exploitation :

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

- Plancher terrasse..... $Q = 1,00 \text{ KN / m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation $Q = 1,50 \text{ KN / m}^2$
- Plancher RDC à usage d'habitation..... $Q = 1,50 \text{ KN / m}^2$
- L'acrotère..... $Q = 1,00 \text{ KN / ml}$
- L'escalier..... $Q = 2,50 \text{ KN / m}^2$

II.5. Détermination de l'effort N par la descente de charges :

Dans notre cas, les poteaux centraux sont les plus sollicités :

Poteau (D2 ; G2 ; D4 et G4) La surface du plancher revenant aux poteaux les plus sollicités est :

$$S = (1,20 \times 1,55) + (1,40 \times 1,55) + (1,60 \times 1,2) + (1,4 \times 1,6) = 8,19 \text{ m}^2$$

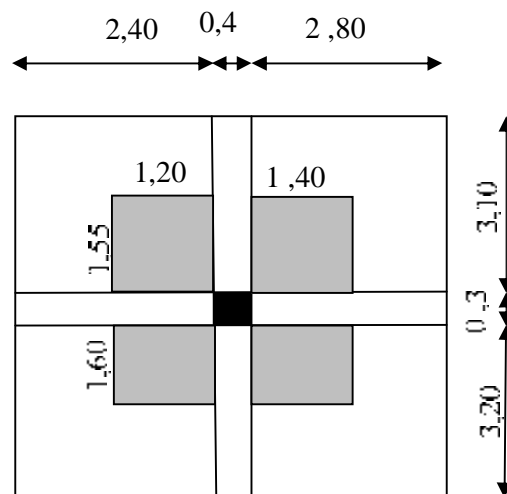


Fig .II.5.surface d'influence de poteau le plus sollicité

II.5.1. Les charges permanentes :

a) Poids des poutres :

Poutres principales $G_{pp1} = h.b. L_{pp} \rho_b$

$$G_{pp1} = (0,30 \times 0,35) \cdot (3,25) \cdot 25 = 08,53 \text{ KN}$$

Poutres secondaires $G_{ps1} = h.b. L_{ps} \rho_b$

$$G_{ps1} = (0,25 \times 0,30) \cdot (2,80) \cdot 25 = 5,25 \text{ KN}$$

Poids total ($G_{PP1} + G_{PS1}$): $G_{Pt1} = 08,53 + 05,25 = 13,78 \text{ KN}$

b) Poids des planchers :

Plancher terrasse $G_{\text{terr}} = G.S = 5,87. 8,19 = 48,07 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant $G_{\text{etg}} = G.S = 5,69. 8,19 = 46,60 \text{ KN}$

c) Poids des poteaux

Etage courant et le RDC $G = a. b. h_{\text{pot}} \rho_b$

$$G = (0,40.0,40). 3,06. 25 = 12,24 \text{ KN}$$

II.5.2. Les charges d'exploitation :

- La surface d'influence $S_Q = 8,19 \text{ m}^2$
- plancher terrasse $Q_0 = 1,00 \times 8,19 = 8,19 \text{ KN}$
- plancher d'étage courant+RDC $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_6 = 1,50 \times 8,19 = 12,28 \text{ KN}$

II.5.3. Loi de dégression des charges d'exploitation D.T.R.B.C.2.2 :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on doit appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation si le nombre de niveaux $n \geq 5$.

Notre ouvrage est composé de 05 étages ($n \geq 5$) donc on doit appliquer la méthode.

NIV	5	4	3	2	1	RDC	S-SOL
coef	1,00	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

Tableau II.5. coefficients de dégression de surcharge

Remarque :

Si des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ces derniers ne sont pas comptés dans le nombre d'étage pour lesquels interviennent la loi de dégression et leurs charges sont incluses intégralement.

Dans cette étude, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages.

Q : Charge d'exploitation.

Sous terrasse..... Q_0 .

Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$ (étage 1).

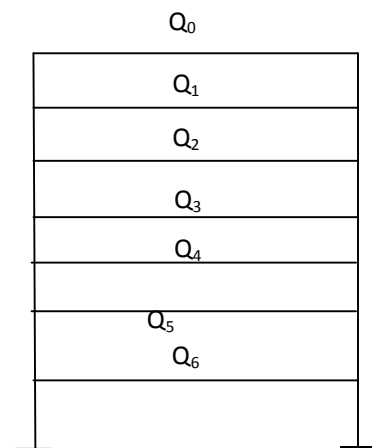
Sous étage immédiatement inférieur :

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

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

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) ;$$

$$n \geq 5 : Q_0 + 3 + n/n \sum Q_i$$



Avec :

n : Nombre d'étage.

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,..., Q_n : les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3,...,n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

a) Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 8,19 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 8,19 + 12,28 = 20,47 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 8,19 + 0,95(2 \times 12,28) = 31,52 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 8,19 + 0,90(3 \times 12,28) = 41,34 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 8,19 + 0,85(4 \times 12,28) = 49,94 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 8,19 + 0,80(5 \times 12,28) = 57,19 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 8,19 + 0,75(6 \times 12,28) = 63,45 \text{ KN}$$

b) Tableau récapitulatif de la descente de charge :

niv	charges permanentes (KN)					charges d'exploitations (KN)		efforts tranchants (KN)	section du poteau (cm ²)	
	poids des planchers	poids des poteaux	poids des poutres	G _{tot}	G _{cumulé}	Q	Q _{cumulé}	N = G _c + Q _c	S ≥ N / σ _{bc}	sections adoptées
				KN	KN	KN	KN	KN	cm ²	
7	48,07	00,00	13,78	61,85	61,85	8,19	8,19	70,04	46.69	30x30
6	46,60	12,24	13,78	72,62	134,47	12,28	20,47	154,94	103.29	30x30
5	46,60	12,24	13,78	72,62	207,09	12,28	31,52	239,84	159.89	35x35
4	46,60	12,24	13,78	72,62	279,71	12,28	41,34	324,74	216.49	35x35
3	46,60	12,24	13,78	72,62	352,33	12,28	59,94	409,64	273.09	35x35
2	46,60	12,24	13,78	72,62	424,95	12,28	57,19	494,54	329.69	40x40
1	46,60	12,24	13,78	72,62	497,57	12,28	63,45	579,44	386.29	40x40

Tableau. II.6. descente de charge et le dimensionnement des poteaux

D'où les sections adoptées sont :

- ✓ Sous sol ; RDC ; ⇒ (40x40) cm²
- ✓ 1^{er} étage ; 2^{ème} étage ; 3^{ème} étage (35x35)
- ✓ 4^{ème} étage et 5^{ème} étage ⇒ (30x30) cm²

II.6. Vérification de l'effort normal réduit :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec : N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Niveaux SS, RDC → POT (40x40) ⇒ $N_d=579,44\text{KN}$

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{579,44 \times 10^3}{400^2 \times 25} = 0,14 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Niveaux 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étages → POT (35x35) ⇒ $N_d=273,09\text{KN}$

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{273,09 \times 10^3}{350^2 \times 25} = 0,08 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Niveaux 4^{eme} et 5^{eme} étages → POT (30x30) ⇒ $N_d=103,29\text{KN}$

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{103,29 \times 10^3}{300^2 \times 25} = 0,04 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

II.7. Vérification des conditions du RPA99 (Art 7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \text{➤ } \text{Min}(b_1, h_1) &\geq 25\text{cm} \Rightarrow \begin{cases} \text{Min}(40, 40) \geq 25 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Min}(35, 35) \geq 25 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Min}(30, 30) \geq 25 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases} \\ \text{➤ } \text{Min}(b_1, h_1) &\geq h_e/20 \Rightarrow \text{Min}(30, 30) \geq 306-21/20 = 14, 25 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{➤ } 1/4 &\leq b_1/h_1 \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 30/30 = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{aligned}$$

Toutes les conditions sont vérifiées

II.7.1. Vérification au flambement :

le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations, on doit vérifier que l'élancement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec :}$$

λ : Elancement du poteau

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 L_0$)

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

I moment d'inertie $I = \frac{h \times b^3}{12}$,

B sections transversale du Poteau $B = (b \times h)$

$$\lambda = \frac{0.7 \times L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 \times L_0}{\sqrt{\frac{h \times b^3}{b}}} = \frac{0.7 \sqrt{12 \times L_0}}{b}$$

$$\text{finalement: } \lambda = 0.42 \frac{L_0}{b}$$

✎ Poteau du RDC et le sous sol (40X40) cm², $L = 3,06 - 0,20 = 2,86$ m

$$\rightarrow \lambda = 3.003 < 50 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✎ Poteaux 1^{er} étage ; 2^{ème} étage ; 3^{ème} étage (35x35) ; $L = 2.86$ m

$$\Rightarrow \lambda = 3.43 < 50 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✎ Poteau du 1^{er} étage au 5^{ème} étages (30x30) cm², $L = 2,86$ m

$$\rightarrow \lambda = 4.004 < 50 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Remarque : Les conditions du flambement sont toutes vérifiées donc tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

II.8. Pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003)

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

II.8.1.L'épaisseur du voile « e » :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et la condition de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités avec un minimum de 15cm

$$e_p = \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right)$$

Avec $h_e = h - e$

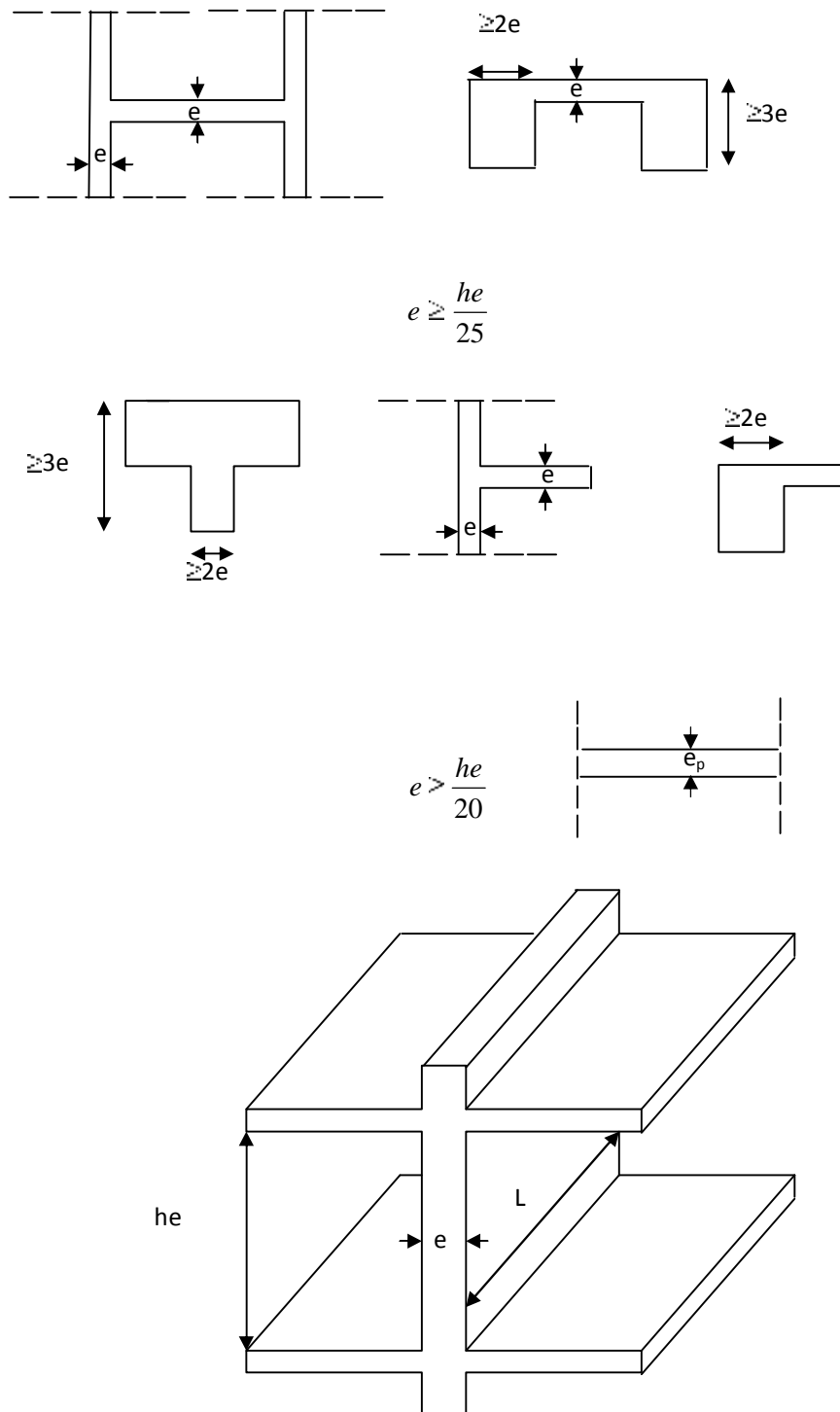


Fig. II.6. Coupe de voile en élévation

Dans notre cas la hauteur de l'étage courant et la hauteur de rez de chaussée sont égaux

$$h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86 \text{ cm}$$

$$e_p \geq \frac{h}{25} = \frac{286}{25} = 11,44 \text{ cm}$$

$$e_p \geq \frac{h}{22} = \frac{286}{22} = 13 \text{ cm}$$

$$e_p \geq \frac{h}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

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

II.8.2. Largeur de voile L:

D'après le **RPA 99 version 2003** les voiles sont des éléments satisfaisant la condition suivante: $L \geq 4 e_p$.

Avec e_p : épaisseur des voiles

L : portée min des voiles.

$L \geq 4e_p$dans notre cas

$L \geq 4 \times e_p = 80 \text{ cm}$condition vérifiée.

CHAPITRE III

Calcul des éléments

A-L'ACROTERE

III.A.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontal ($Q = 1 \text{ KN/ml}$) dû à la main courante provoquant un moment de renversement (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.

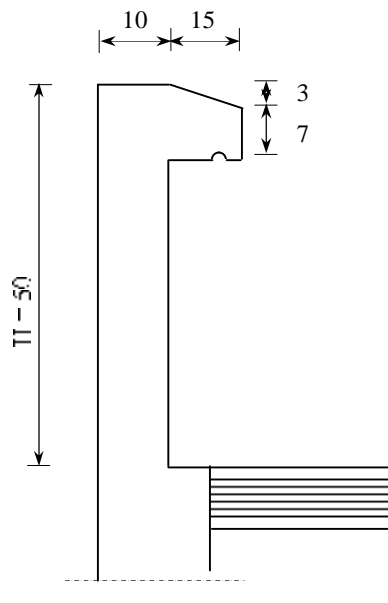


Fig. III.A.1 : Coupe verticale de l'acrotère

a) schème statique :

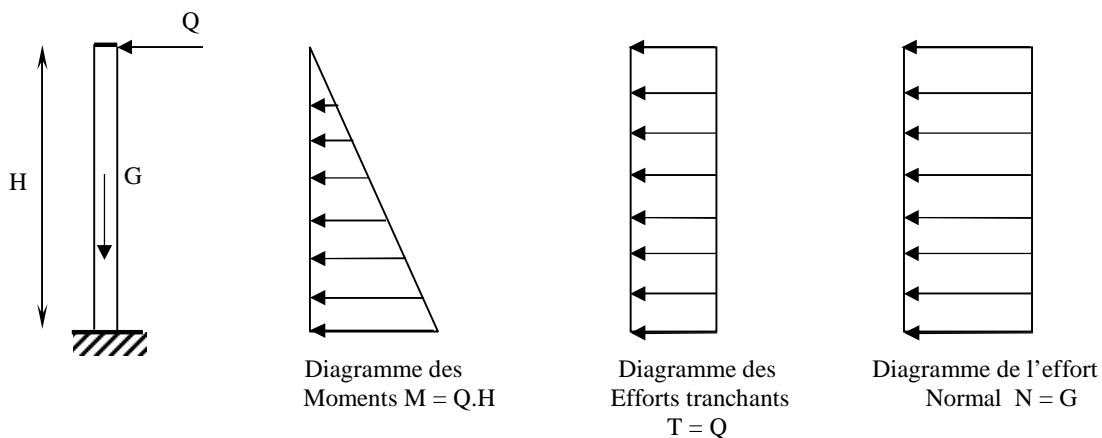


Fig. III.A.2 : Diagrammes des internes.

b) Calcul des efforts :

$$G = [(0,50 \times 0,10) + (0,15 \times 0,10) - (0,03 \times 0,15)/2] \times 25 = 1,56 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1,56 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,56 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :

$$M_Q = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0,50 \text{ KN.m}$$

III.A.2. Combinaison de charges :

a) A L'ELU :

➤ Effort normal de compression dû à G N_u :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,56 = 2,106 \text{ KN}$$

➤ Effort tranchant dû à Q :

$$T_u = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

➤ Moment de renversement dû à Q :

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m}$$

b- A l'ELS :

➤ Effort normal de compression :

$$N_s = G = 1,56 \text{ KN}$$

➤ Moment de renversement :

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

III.A.3. Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donnée par mètre linéaire.

Pour le calcul on considère une section (bxh) cm² soumise à flexion composée.

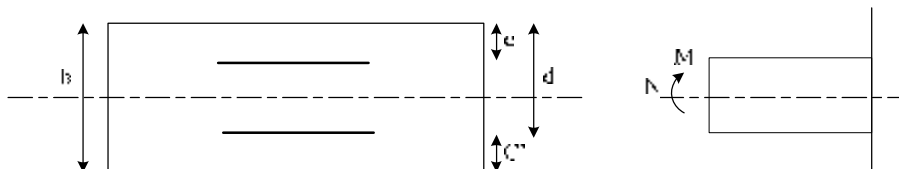


Fig .III.3 Schéma de calcul de l'acrotère

h: Épaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

d = h - c : Hauteur utile

III.A.3.1.calcul les armatures a l'ELU :

a) Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{2,106} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures.

N est un effort de compression neutre à l'intérieur \Rightarrow la section est partiellement comprimé (SPC).

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis ramené à la flexion composée.

b) calcul en flexion simple :

moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,75 + 2,106 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 1,23 \text{ kN.m}$$

– **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,75 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,995$$

– **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{1,23 \times 10^3}{0,995 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,5 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée :

- **La section réelle des armatures :**

$$A_{reelle} = A_f + \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{\text{reelle}} = 0,5 \times \frac{2,106 \times 10}{348} = 0,439 \text{ cm}^2$$

III.A.3.2. Vérification à l'ELU:

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

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.

$$A_{\text{calculée}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

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

D'où :

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

Conclusion

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

$$A_s = A_{\text{min}} = 0,845 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_s = 4\text{HA}8 \Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2$; Avec un espacement de $100/4 = 25 \text{ cm}$

b) Armatures de répartition:

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,502 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $100/4 = 25 \text{ cm}$

c) Vérification au cisaillement:

Nous avons une fissuration préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times Q}{1,5 \times 1} = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires et le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement

d) **Vérification de l'adhérence des barres:**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_e = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

ψ_s : coefficient de scellement, $\psi_s = 1,5$ pour HA

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{Somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 4 \pi 8 = 100,48 \text{ cm} = 10,05 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,05} = 0,237 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

III.A.3.3. Vérification à l'ELS:

$$M_s = 0,5 \text{ KN.m} ; N_s = 1,56 \text{ KN} ; e_s = 0,5/1,56 = 0,320 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{d}{2} = 3,5 \text{ cm} \quad e_s = 32,0 > e_0 = 3,5 \text{ cm.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée.

a) **La section des armatures fictives**

$$M_f = N_s (e_s + h/2 - c) = 1,56 \times (32,0 + 10/2 - 2) \times 10^{-2} = 0,546 \text{ KN m}$$

$$\Rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu_1 = 0,0090 \Rightarrow \beta_1 = 0,866 \Rightarrow K_1 = 22,31$$

$$\rightarrow K = 1/K_1 = 1/22,31 = 0,044.$$

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier:

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{Avec: } \eta = 1,6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{ 267 ; 201,63 \} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$A_f = \frac{M_f}{f_d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.546 \times 10^3}{0.9 \times 7 \times 201.63} = 0.42 \text{ cm}^2$$

b) La section des armatures réelles

$$A_s = A_f - \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.42 - \frac{1.56 \times 10}{201.63} = 0.342 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.342 \text{ cm}^2 < A_{\text{reelle}} = 0.439 \text{ cm}^2 \rightarrow$ le ferrailage adopté à l'ELU est vérifiée.

b) Vérification de contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/ BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.044 \times 201.63 = 8.871 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification des contraintes dans l'acier (Art A-5.3.2 / BAEL 91)

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s f_d} = \frac{0.5 \times 10}{1.13 \times 7 \times 0.9} = 0.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

d) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec: } V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.A.3.4 .Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivants la formule:

$$F_p = 4.A.C_p.W_p \quad A : \text{L'action de zone.}$$

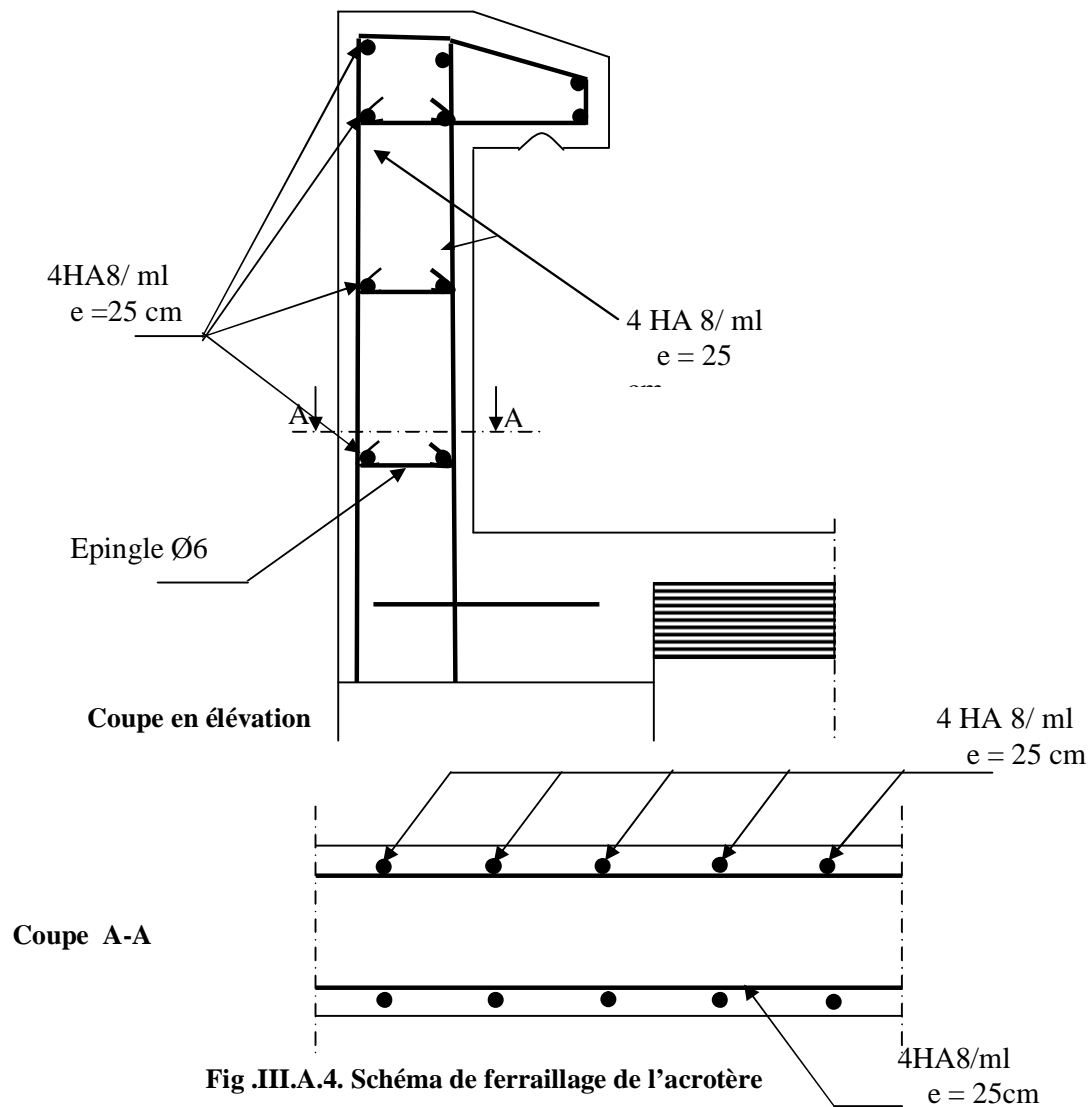
(Zone IIa, groupe d'usage 2) (A = 0,1)

C_p : Facteur de force horizontal (C_p = 0,8)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,95 kN/ml

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,56 = 0,748 \text{ kN / m}^2 < Q = 1 \text{ kN / m}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

III.A.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère :



B-Le Plancher

III.B.1. Calcul des planchers :

III.B.1.1. Planchers en corps creux :

La structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

III.B.1.2. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés TLE520).

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

III.B.1.3. Calcul des armatures de la dalle

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A = 4.L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L: Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

$$\text{Soit : } 6\Phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A = 1.7 \text{ cm}^2$$

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

b) Armatures parallèles aux poutrelles

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

$$\text{Soit : } 6\Phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A = 1.7 \text{ cm}^2$$

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

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (6x 6x 150x150) mm².

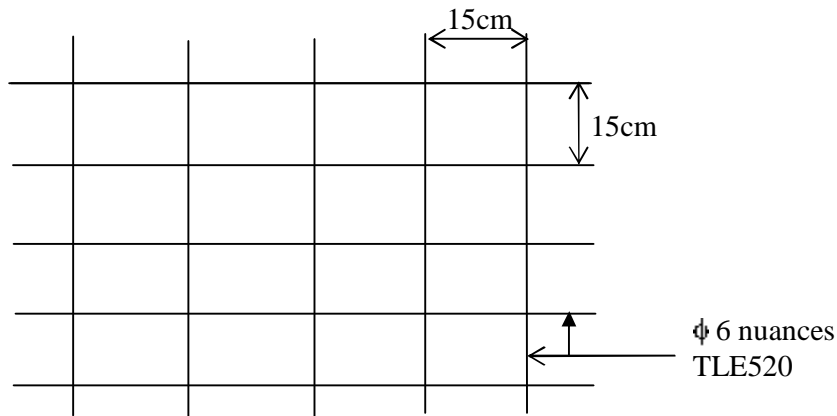


Fig. III.B.1 : Treillis soudé de 15x15cm

III.B.2.Calcul des poutrelles

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui support la plus grande charge d'exploitation.

III.B.2.1. Dimensionnement de la poutrelle

$$b_1 \leq \min (L / 2, L_1 / 10, 8h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65 - 12), ($L = 53$ cm)

L_1 : longueur de la plus grande travée. ($L_1 = 320$ cm)

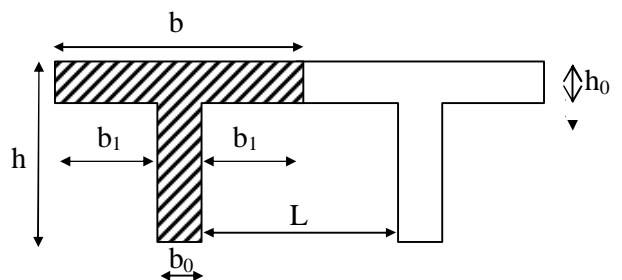
b_0 : largeur de la nervure. ($b_0 = 12$ cm)

h_0 : épaisseur de la dalle de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

$$b_1 \leq \min (53 / 2, 320 / 10, 8.4) = (26, 5 ; 41 ; 32)$$

$$b_1 = 26, 5 \text{ cm}$$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2.26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$



Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes

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

1^{ère} étape : 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 du corps creux et le poids de l'ouvrier. La section est estimée à $4 \times 12 \text{ cm}^2$.

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus des appuis (BAEL 91/Art B.6.1, 1).

a) Chargements :

Poids propre de la poutrelle $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Poids total : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$

Poids de la main d'œuvre $Q = 1 \text{ KN/ml}$

La hauteur de la poutrelle est de $h = 20 \text{ cm}$

La hauteur de la dalle de compression... $h_0 = 4 \text{ cm}$

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

Enrobage $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$

La largeur de la dalle de compression ... $b = 65 \text{ cm}$

b) Ferrailage à L'ELU

La combinaison de charges à considérer : $q = 1,35 G + 1,5 Q$

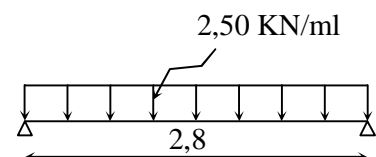
$q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

le moment en travée : $M_t = q L^2 / 8$

$M_t = 2,5 \times (2,8^2) / 8 = 2,450 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T = q.L / 2$

$T = 2,5 \times 2,8 / 2 = 3,50 \text{ KN}$

**❖ Calcul des armatures**

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

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,450 \times 10^3}{12 \times 4 \times 14,2} = 3,594$$

$\mu_b = 3,594 > \mu_R = 0,394 \Rightarrow$ section doublement armée (**SDA**)

Conclusion

Du fait que la hauteur de la poutrelle est faible, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour supporter les charges avant coulage de la dalle de compression. Espacement, entre les étais (80cm à 120cm).

2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis .elle travail en flexion simple.

a) Poids des planchers repris par la poutrelle :

Planchers	G (KN/M)	Q (KN/m)
Plancher terrasse	5,87x0,65= 3,815	1x0,65=0,650
Plancher étage courant et RDC usage habitation	5,69x0,65=3,698	1,5x0,65=0,975

b) Combinaisons de charges :

Planchers	ELU : 1,35G+1,5Q	ELS : G+Q
Plancher terrasse	6,125	4,465
Plancher étage courant et RDC usage habitation	6,454	4,673

Pour la suite de calcul nous allons considérer le plancher le plus sollicité, qui est le plancher étage courant.

$$q_u = 6,454 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4,673 \text{ KN /ml}$$

III.B.3.Etude du plancher d'étage courant à usage d'habitation

III.B.3.1 Choix de la méthode de calcul

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

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

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

$$Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN})$$

$$\rightarrow Q = 0,97 \text{ KN} \leq \max (2G, 5 \text{ KN}) \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées
 \rightarrow Condition vérifiée.

- Les portées successives l_i et l_{i+1} doivent être vérifiées : $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$.

$0,8 \leq 1,9 / 3,1 \leq 1,25$ condition n'est pas vérifiée

Donc dans notre cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments.

***Principe de la méthode des trois moments :**

Considérons trois appuis successifs d'une poutre continue quelconque, ainsi composant un système de base, en coupant la poutre au niveau de chaque appui, on obtient ainsi comme système de base, une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives l_i et l_{i+1} allant de gauche à droite, comme le montre la figure suivante :

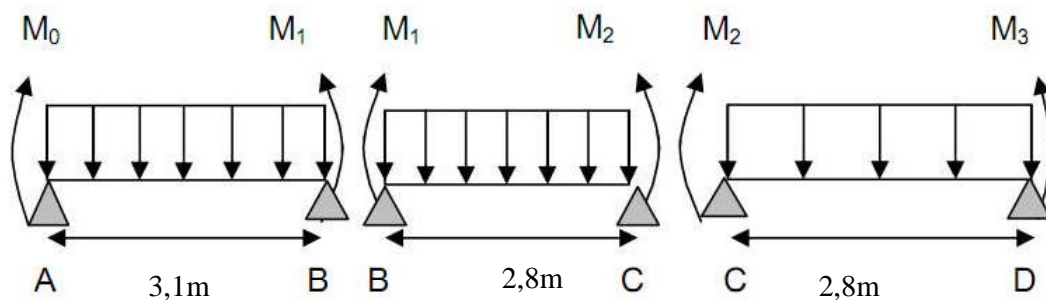


Fig III.B.2.schima de calcul par la methode des trois moment

Les liaisons coupées seront remplacées par des moments fléchissant facilement déterminable à l'aide de l'équation suivantes dite équation des trois moments :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_i = -\frac{q_i l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$$

➤ **En travée :**

$$M_x = \mu_x + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \left(\frac{x}{l_{i+1}} \right)$$

$$\text{avec: } \mu_x = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2$$

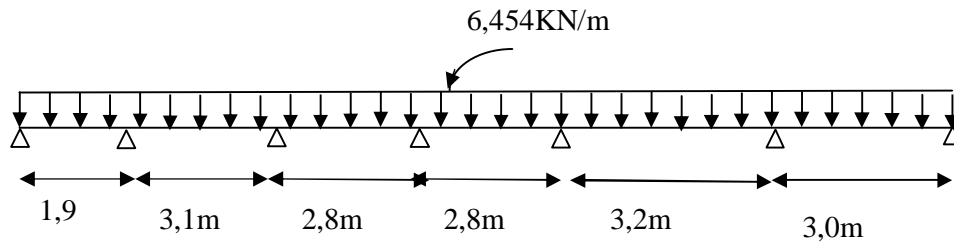
Avec : M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.



M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1$, i , $i+1$ respectivement .

b) Calcul des moments aux appuis :

$$L' \text{ appui 1 : } 3.8M_1 + 1.9M_2 = -11.065 \text{ -----(1)}$$

$$L' \text{ appui 2 : } 1.9M_1 + 10M_2 + 3.1M_3 = -59.12 \text{ -----(2)}$$

$$L' \text{ appui 3 : } 3.1M_2 + 11.8M_3 + 2.8M_4 = -83.48 \text{ -----(3)}$$

$$L' \text{ appui 4 : } 2.8M_3 + 11.2M_4 + 2.8M_5 = -70.84 \text{ -----(4)}$$

$$L' \text{ appui 5 : } 2.8M_4 + 12M_5 + 3.2M_6 = -88.29 \text{ -----(5)}$$

$$L' \text{ appui 6 : } 3.2M_5 + 12.4M_6 + 3M_7 = -96.43 \text{ -----(6)}$$

$$L' \text{ appui 7 : } 3M_6 + 6M_7 = -43.56 \text{ -----(7)}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -1.28 \text{ kN.M} \quad M_4 = -3.147 \text{ kN.M}$$

$$M_2 = -3.26 \text{ kN.M} \quad M_5 = -5.15 \text{ kN.M}$$

$$M_3 = -7.75 \text{ kN.M} \quad M_6 = -5.55 \text{ kN.M}$$

$$M_7 = -4.48 \text{ kN.M}$$

c) Moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M_x = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 - M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow X = \frac{1}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{ql_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées : les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

travées	L (m)	q _u (KN)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X (m)	M _{max} (KN.m)
1	1.9	6.454	-1.28	-3.26	1.11	0.39
2	3.1	6.454	-3.26	-7.75	1.77	1.76
3	2.8	6.454	-7.75	-3.14	1.14	0.25
4	2.8	6.454	-3.14	-5.15	1.51	2.06
5	3.2	6.454	-5.15	-5.55	1.62	2.91
6	3	6.454	-5.55	-4.48	1.44	2.22

Tableau.III.B.1.moment aux appuis et moment en travées

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- ❖ Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- ❖ Diminution de 1/3 pour le moment aux appuis.

travée	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	M _{max} (KN.m)
1	-0.85	-2.17	0.52
2	-2.17	-5.17	2.35
3	-5.17	-2.09	0.33
4	-2.09	-3.43	2.75
5	-3.43	-3.70	3.88
6	-3.70	-2.99	2.95

Tableau.III.B.2.Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées.

III.B.3.2.Calcul des efforts tranchants :

$$V_u(x) = Q(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

$$Q(x) = \frac{ql}{2} : \text{effort tranchant isostatique}$$

$$\text{au niveau de l'appui } \langle i \rangle : T_w = \frac{ql}{2} - \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

$$\text{au niveau de l'appui } \langle i-1 \rangle : T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

travées	L (m)	q_u (KN)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
1	1.9	6.454	-0.85	-2.17	5.44	-6.83
2	3.1	6.454	-2.17	-5.17	9.04	-10.97
3	2.8	6.454	-5.17	-2.09	10.14	-7.94
4	2.8	6.454	-2.09	-3.43	8.56	-9.51
5	3.2	6.454	-3.43	-3.7	10.24	-10.41
6	3	6.454	-3.7	-2.99	9.92	-9.44

Tableau.III.B.3.Les valeurs des efforts tranchants

III.B.3.2. Diagrammes des efforts internes à l'ELU

a) Diagramme des moments :

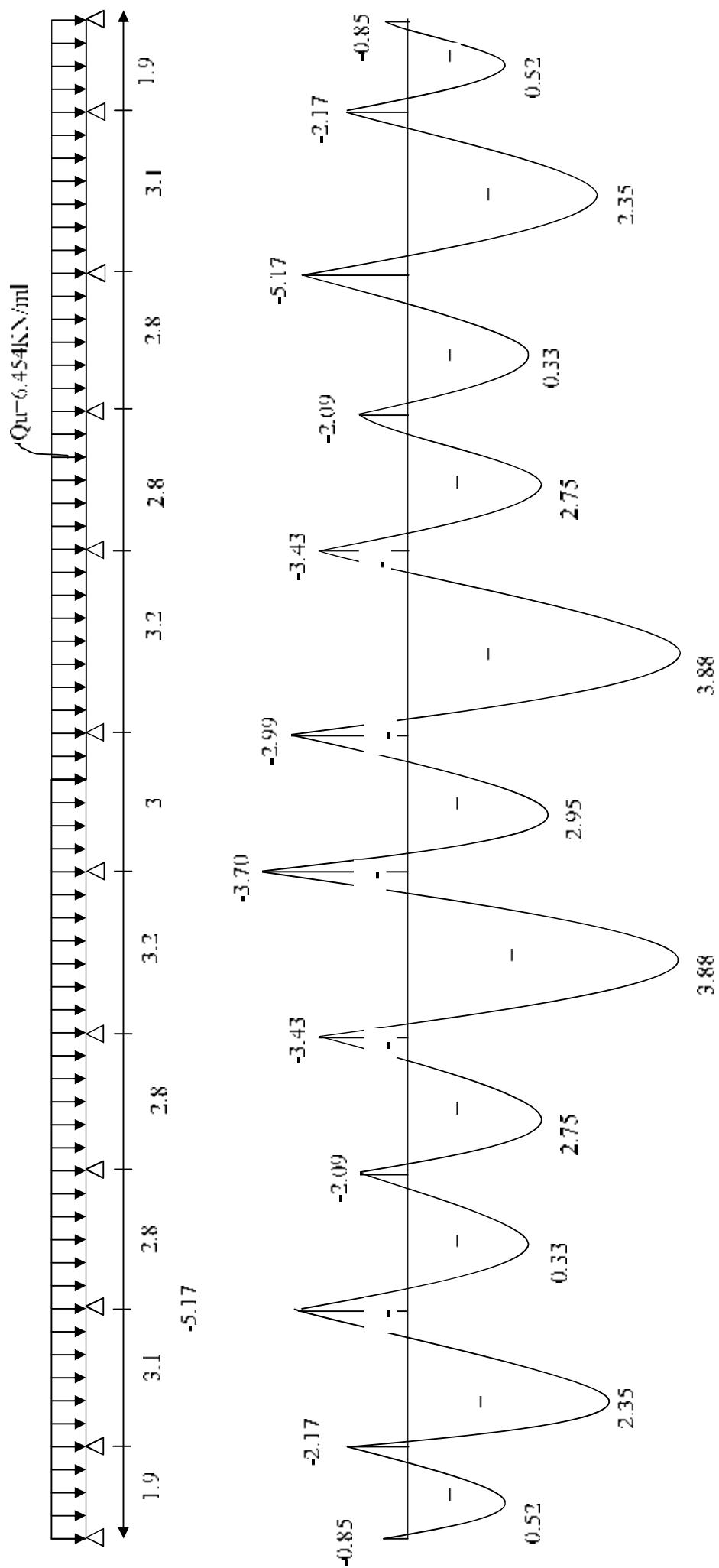
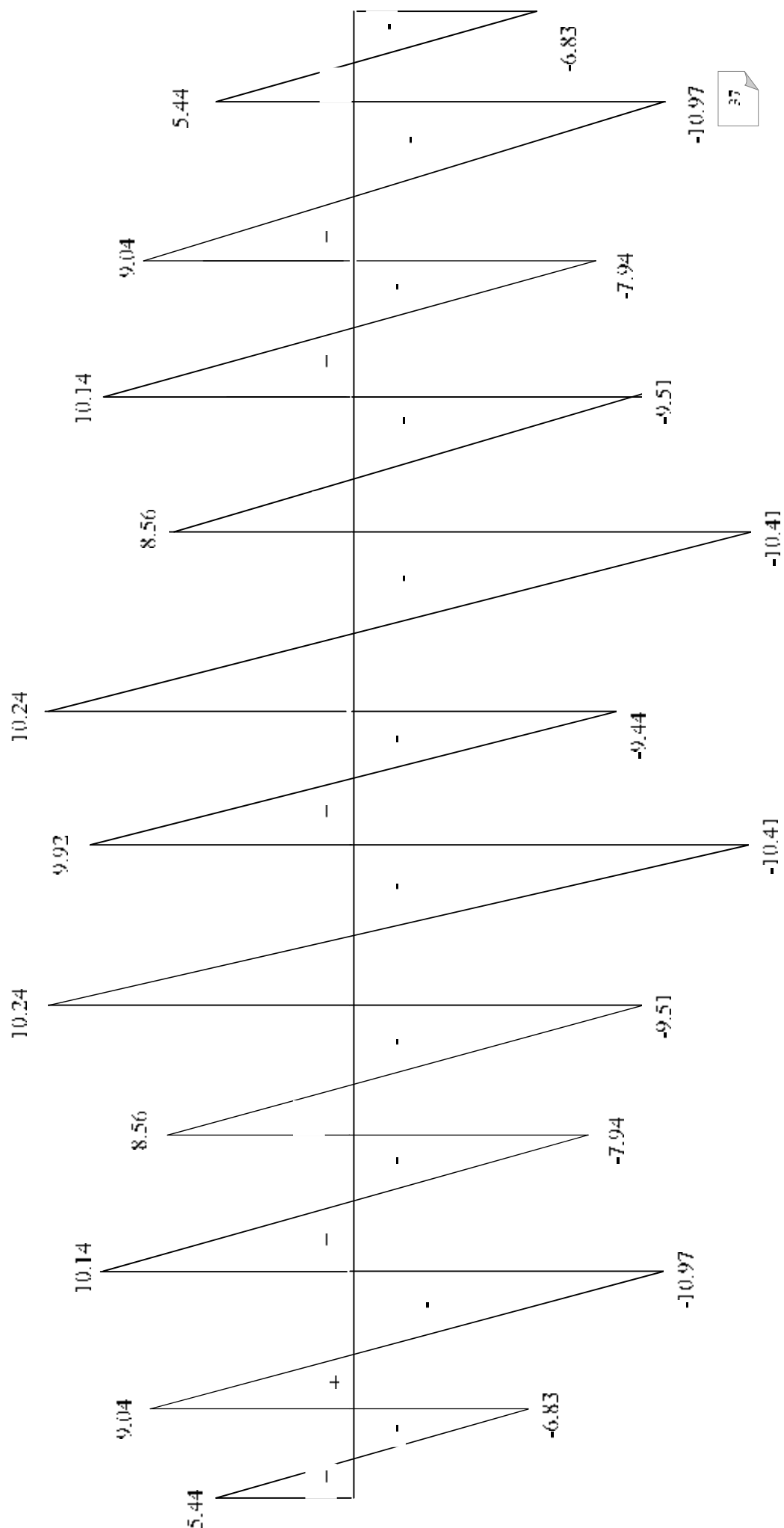


Fig.III.B.3. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction)

Fig. III.4. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)



N.B :

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

$$M_{t \max} = 3.88 \text{ KN.m et}$$

$$M_{a \max} = -5.17 \text{ KN.m}$$

III.B.3. Ferrailage à l'ELU :

Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

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

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

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

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

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

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

III.B.3.1. Armatures longitudinales :**a) En travée :**

Le calcul en travée s'effectue pour une poutre de section en T.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a: } M_{t \max} = 5.38 \text{ KN.m} < M = 59.07 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression → Le calcul se fera comme pour une section rectangulaire $b \times h$ (65×20).

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3.88}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,012$$

$$\mu_t = 0,012 < \mu_{t0} = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0,051 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$$

$$A_t = \frac{M_{t \max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.88 \times 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0.610 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

b) Aux appuis :

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d=18\text{cm}$, et de largeur $b_0=12$.

$$M_a^{\max} = 5.17 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{a\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{5.17}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,093$$

$$\mu_t = 0.093 < \mu_{t0} = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_t = 0.09 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.951$$

$$A_a = \frac{M_{a\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.17 \times 10^3}{0,951 \times 18 \times 348} = 0,86 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_a = HA12 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

III.B.3.2. Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL91.

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \Phi_s^{\max} \right) = \left(\frac{12}{10}, \frac{20}{35}, 1.2 \right) = 0,57 \text{ cm.}$$

Φ_s^{\max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

h: hauteur du plancher

b_0 : largeur de lame

On prend $A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

Espacement entre cadre :

$$S_t^{\min} \leq (0.9d, 40\text{cm}) = 16,2\text{cm} \Rightarrow S_t = 16\text{cm.}$$

III.B.4.Les vérifications :**III.B.4.1.Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL91, A.4.2.1)**

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

Aux appuis : $A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

En travée : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = 10,41 \text{ KN.}$$

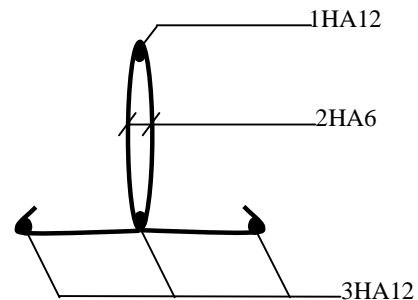


Fig.III .B.5: Plan de ferrailage de la poutrelle

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{10,41 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,481 \text{ MPa.}$$

Fissuration non préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0,481 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91/Art5.1.313).

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec: $a \leq 0,9d$.

➤ **Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 4,361 \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 129,6 \text{ KN.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$V_{\max} = 10,41 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (BAEL 91 A5.1.321)

$$\text{on doit vérifier que: } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right)$$

➤ **Appui intermédiaire:**

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(10,41 + \frac{3,88}{0,9 \times 0,18} \right) = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,39 \text{ cm}^2 \geq 0,38 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Appuis de rive:**

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(5,44 - \frac{0,85}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,023 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 \geq 0,023 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion:

Il n'y a pas lieu de prévoir une section supplémentaire.

d) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.211/BAEL91 modifiée99)

$$T_{\max} = 10,223 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o * d} = \frac{10.44 * 10^3}{120 * 180} = 0.48 MPa$$

$$\tau_u = 0.48 MPa$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 * f_{cj}}{f_b}; 4 MPa \right\} = \min \{ 3.26; 4 MPa \}$$

$$\tau_u = 3.26 MPa$$

$$\tau_u = 0.48 MPa < \tau_u = 3.26 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (Art

A.5.211/BAEL91 modifiée99).

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

$$\tau_{se,u} = \Psi_s f_{ij} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa.$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d \sum u}$$

$\sum u_i = n. \Pi. \Phi = 2 * 3.14 * 10 = 62.8 \text{ cm}$: somme des périmètres utiles des armatures

$$\tau_{se} = \frac{10.44 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62.8} = 1,02 MPa.$$

$$\tau_{se} = 1.02 MPa < \tau_{se,u} = 3.15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

f) La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\varphi * f_e}{4 * \tau_{se}}$$

$$tq : = 0,6 * \psi^2 * f_{t28} = 0,6 * (1,5)^2 * 2,1 = 2,835 MPa.$$

$$L_s = \frac{1.0 * 400}{4 * 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

A défaut de calcul plus précis, on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée hors –crochet est au moins égale à :

■ 0,6I_s s'il s'agit d'une barre lisse de classe FeE215 ou FeE235

■ 0,4I_s s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe FeE400 ou FeE500

(BAEL1A.6.1.253).

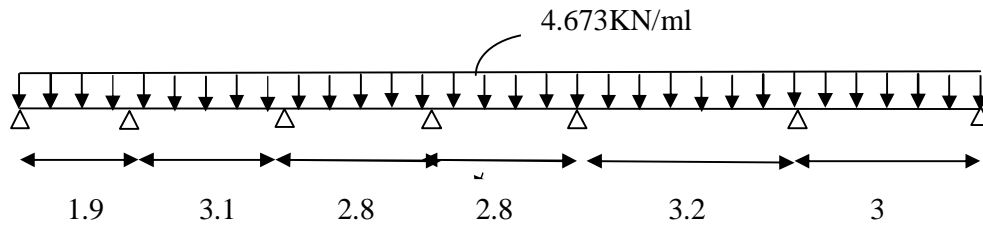
Dans notre cas : $L_s = 0.4I_s = 0,4 \times 35,270 = 14,11 \text{ cm}$.

III.B.4.Calcul à l'ELS :

Moment de flexion et efforts tranchants à l'ELS (BAEL 91.p.53)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.673}{6.454} = 0,72.$$



III.B.4.1. Les moments aux appuis et moments en travées:

travée	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	M_{max} (KN.m)
1	-0.61	-1.56	0.37
2	-1.56	-3.72	1.69
3	-3.72	-1.51	0.24
4	-1.51	-2.47	1.98
5	-2.47	-2.66	2.79
6	-2.66	-2.15	2.13

Tableau.III.4. Les moments aux appuis et moments en travées a l'ELS

III.B.4.2. Les efforts tranchants :

travées	L (m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
1	1.9	2.84	-3.56
2	3.1	4.99	-5.44
3	2.8	4.47	-4.95
4	2.8	4.47	-4.95
5	3.2	5.17	-5.60
6	3	4.82	-5.27

Tableau.III.5. Les efforts tranchants a l'ELS

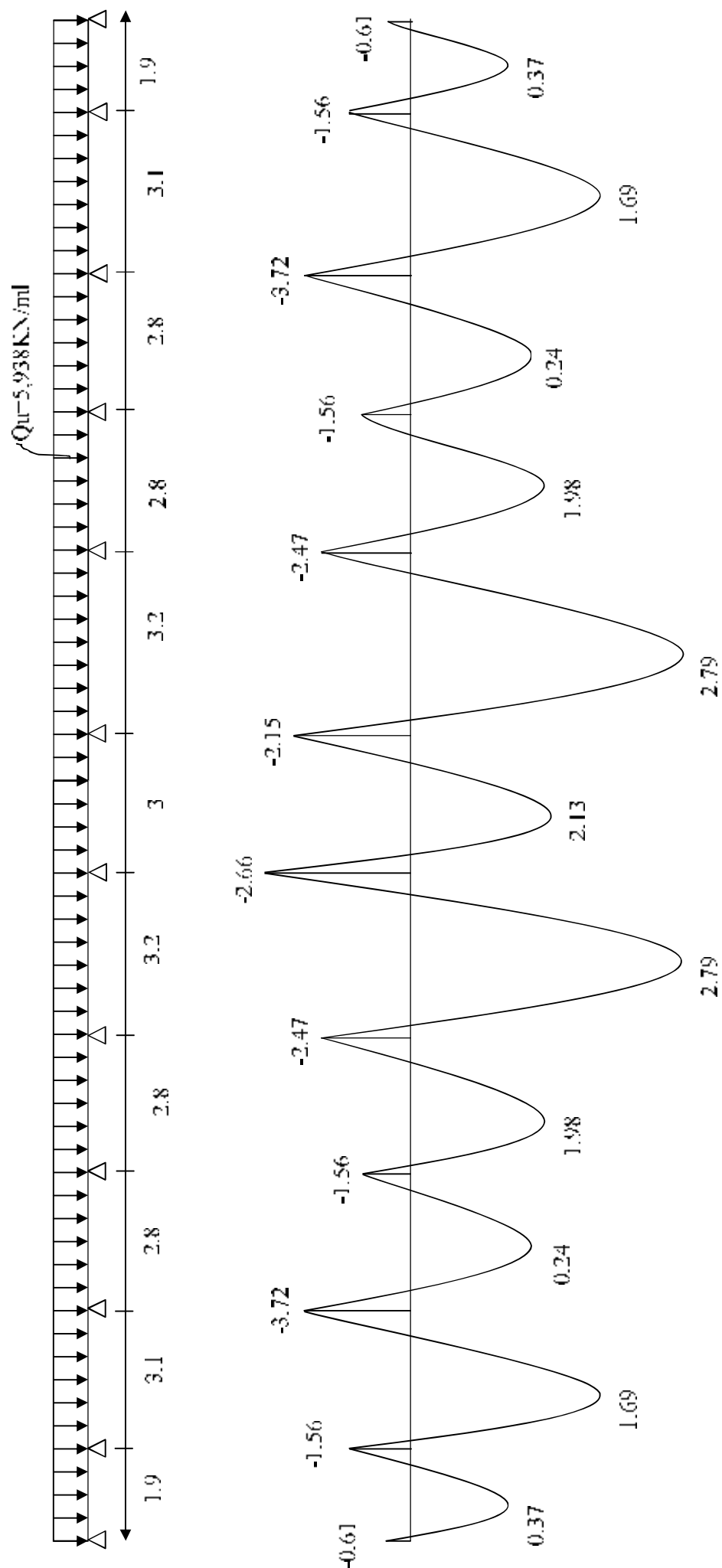
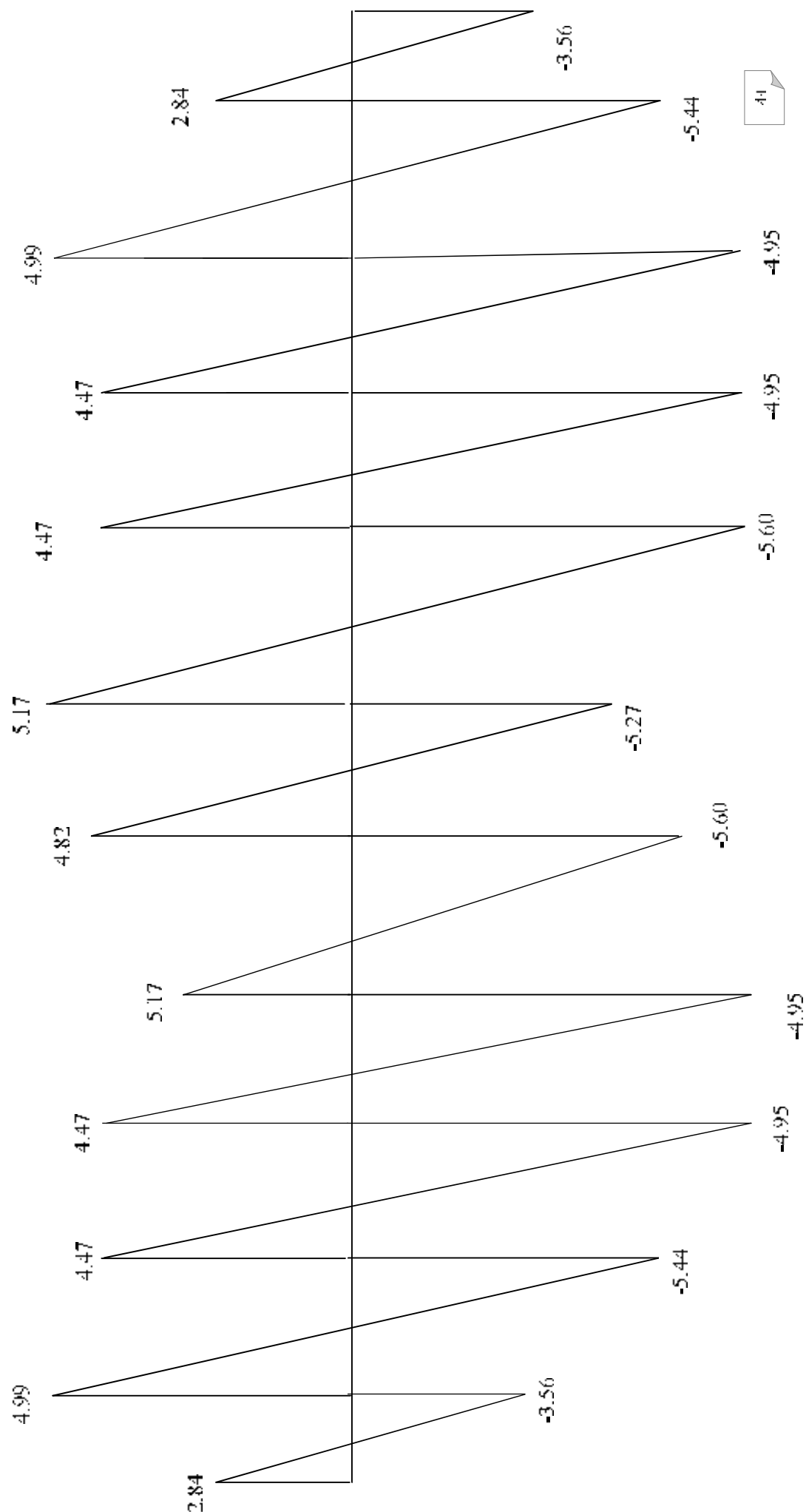


Fig.III.B.6 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (après correction)

Fig.III .B.7.Diagramme des efforts tranchants après correction a l'ELS (après correction)



III.B.5. Vérification à L'ELS :

III.B.5.1. Vérification de la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * 25 = 15$$

En travée : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$ $M_t^s = 10.962 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569$$

$$\rho = 1.569 \Rightarrow \beta_1 = 0,836 \quad \alpha_1 = 0,492 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,492 \rightarrow K = 0,064$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta d} = \frac{10.962 \times 10^3}{3.39 \times 0.836 \times 18} = 214.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,064 \times 214.88 = 13.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 1.57 \text{ cm}^2$ $M_a^s = 2,914 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0,52$$

$$\rho = 0,52 \Rightarrow \beta_1 = 0,891 \quad \alpha_1 = 0,327 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,327 \rightarrow K = 0,032$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{2,914 \times 10^3}{1.13 \times 0,876 \times 18} = 163.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,032 \times 163.54 = 5.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.B.5.2. Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire

a) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{280} \quad 0,071 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_{st}}{M_{so}} \text{ avec : } M_{so} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{4,673 \cdot 2,8^2}{8} = 4,579 \text{ KN}$$

$$\frac{20}{280} \quad 0,071 \geq \frac{2,79}{15 \cdot 4,579} \quad 0,04 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{3,39}{12 \cdot 18} \quad 0,015 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

-NB : Les 3 conditions ne sont pas vérifiées donc il faut vérifier la flèche.

III.B.6. Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3200}{500} = 6,4 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

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

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

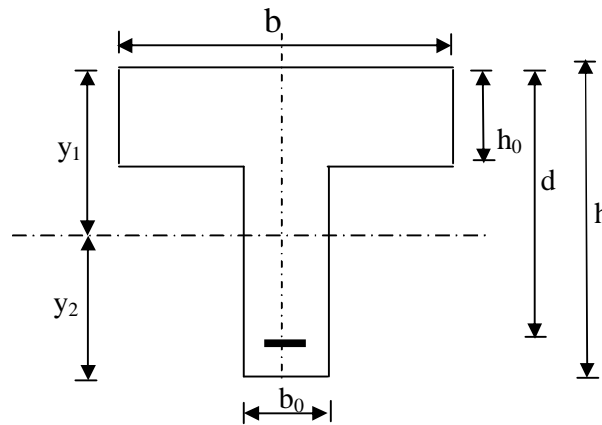


Fig III.B.8. La section de la poutrelle

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

$$y_1 = \frac{S}{B_0} ; \quad \text{Avec: } B_0 \text{ la section homogénéisée}$$

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A} = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} - (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39}$$

$$y_1 = 7.43 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 7.43 = 12.57 \text{ cm}$$

$$\text{On aura } I_0 = 27252.49 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot f} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.007} = 2.35$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s - f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.84 ; 0 \} = 0.84$$

$$I_N = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 27252.49}{1 + 2.35 \times 0.84} = 10079.93 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

→ La condition est vérifiée

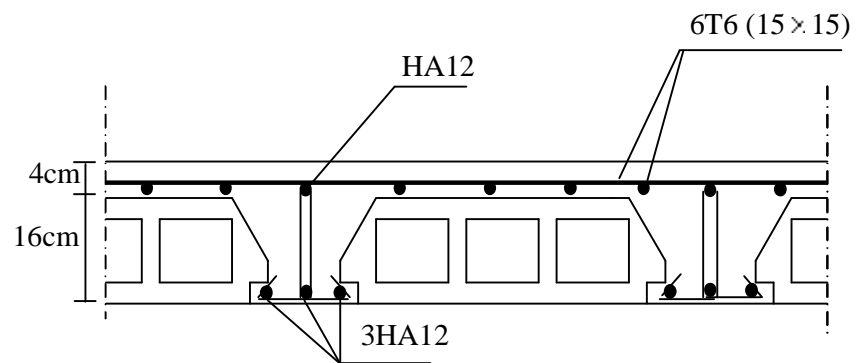


Fig.III.B.9. ferrailage du plancher.

C-L'ESCALIER

III.C.1. introduction :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est composé de marches et de palier de pose. Pour éviter la fatigue des usagers, la distance à parcourir avant d'atteindre le palier de pose ne doit pas dépasser les 25m. L'escalier peut être réalisé avec différent matériaux : béton ; béton armé (coulés sur place ou préfabriqués), en acier ; en bois ; il peut être mixte (métallique+bois ; bois+béton....).

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III.C.2. terminologies d'escalier :

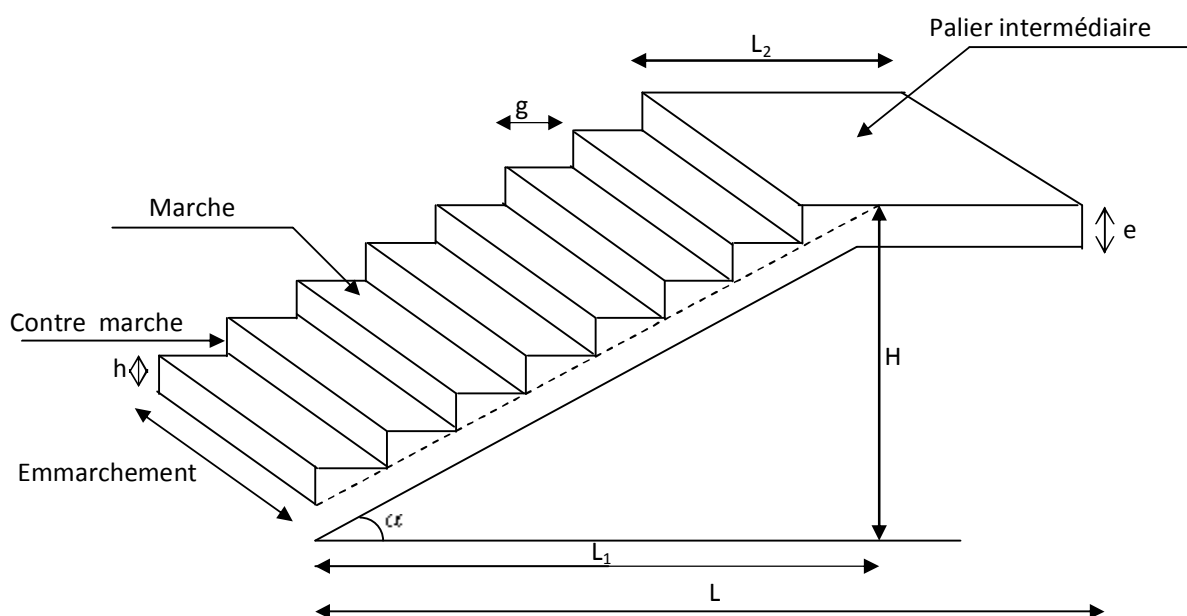


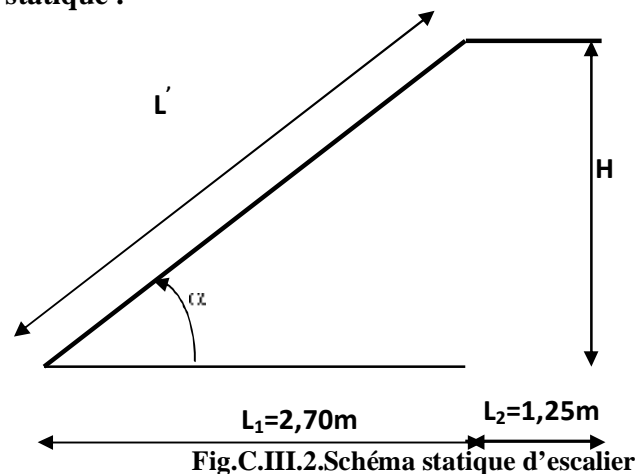
Fig.III.C.1.schéma de l'escalier.

- Notations utilisées :

- g : Largeur des marches ;
- h : Hauteur des contre marches ;
- H : Hauteur de la volée ;
- L_1 : Longueur de la paillasse projetée ;
- L_2 : Largeur du palier ;
- e_p : Epaisseur de la paillasse et du palier.

III.C.3. Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant :

III.C.3.1. Schéma statique :



III.C.3.2. Marches et contremarches :

Les dimensions des marches et contremarches sont données par la formule de BLANDEL suivante : $60 \leq 2h + g \leq 66$ [cm]

Avec : $16,5 \leq h \leq 17,5$ [cm]

$$27 \leq g \leq 30 \text{ [cm]}$$

a) **Le nombre de marches (n) :** le nombre de marche est donné par la relation suivante :

$$n = H/h \text{ et } (n-1) \text{ est le nombre de contremarche}$$

Tel que H est la hauteur entre deux niveaux consécutifs (hauteur à franchir) Pour l'étage courant est égale à : $H = 3.06\text{m}$

Si on prend $h = 17\text{cm}$, on aura ainsi : $n = 3.06/0.170 = 18$ hauteurs

Comme l'étage courant comporte deux paillasses identiques, on aura alors :

9 contremarches et 8 marches par paillasse.

b) Calcul du giron :

Le giron « G » est donné par la formule suivante :

$$60 \leq 2h + G \leq 66 \Rightarrow 60 - 2h \leq G \leq 66 - 2h$$

$$60 - 2 \cdot 17,0 \leq G \leq 66 - 2 \cdot 17,5 \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq G \leq 32 \text{ cm}$$

Soit: $G = 30 \text{ cm}$

c) paillasse et palier :

• **Calcul de α :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,70} = 0,566 \rightarrow \alpha = 29,5^\circ$$

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée selon la formule

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

$$L_0 = L' + L_1$$

L2: La portée de la paillasse

$$\cos \alpha = L_1 / L' \Rightarrow L' = L_1 / \cos \alpha$$

$$L' = (2,70 / \cos 29,5^\circ) = 3,11 \text{ m}$$

$$L_0 = 3,11 + 1,20 = 4,31 \text{ m}$$

$$431/30 \leq e \leq 431/20 \rightarrow 14,36 \leq e \leq 21,55$$

On prend: $e = 20 \text{ cm}$.

III.C.4. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III.C.4.1.Charges permanentes :**a) Volée :**

- Poids propre de la pailleasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} \times 1 = \frac{25 \times 0,20}{\cos 29,5} \times 1 = 5,74 \text{ KN/m}$
- Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} \times 1 = 2,125 \text{ KN/m}$
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,440 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,440 \text{ KN/m}$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 \times 1 = 0,360 \text{ KN/m}$
- Enduit de ciment (1,5 cm)	$22 \times 0,015 \times 1 = 0,330 \text{ KN/m}$
- Poids propre du garde corps	$0,200 \times 1 = 0,200 \text{ KN/m}$
	<hr/>
	G = 9,635 KN/m

b) Palier :

Poids propre de la dalle \Rightarrow	$0,15 \times 25 \times 1 = 3,75 \text{ KN/m}$
- Revêtement de carrelage \Rightarrow	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose \Rightarrow	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN/m}$
couche de sable \Rightarrow	$18 \times 0,02 \times 1 = 0,36 \text{ KN/m}$
enduit ciment \Rightarrow	$22 \times 0,015 \times 1 = 0,33 \text{ KN/m}$
	<hr/>
	G_I = 5,320 KN/m

III.C.4.2.Charge d'exploitation :

La charge d'exploitation des escaliers est : $Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/m}$

a) Combinaisons des charges :

- **A L'ELU : $q_u = (1,35 G + 1,5Q)$**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Volée : } q_{u1} = (1,35 \times 9,635 + 1,5 \times 2,5) = 16,757 \text{ KN/m.} \\ \text{Palier : } q_{u2} = (1,35 \times 5,320 + 1,5 \times 2,5) = 10,932 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$
- **A L'ELS : $q_s = (G + Q)$**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Volée : } q_{s1} = (9,635 + 2,5) = 12,135 \text{ KN/m.} \\ \text{Palier : } q_{s2} = (5,320 + 2,5) = 7,820 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

III.C.4.3.calcul à l'état limite ultime (ELU) :

a) Calcul des efforts internes :

• Réaction d'appuis :

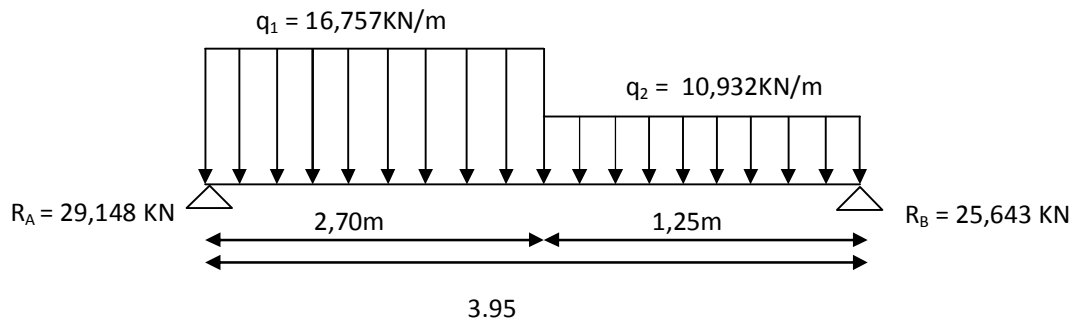


Fig.III.3. Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

D'après les formules de RDM :

$$\sum v = 0 \Rightarrow RA + RB = 16,757 \times 2,7 + 10,932 \times 1,35$$

$$RA + RB = 60 \text{ KN}$$

$$\sum /B = 0 \Rightarrow 4,05 .RA - (16,757 \times 2,7) \times (2,7/2 + 1,35) - (10,932 \times 1,35) \times 1,35/2 = 0$$

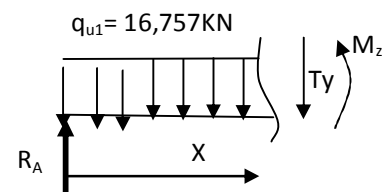
$$\begin{cases} RA = 32,622 \text{ KN} \\ RB = 27,377 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant :

• Pour $0 \leq X \leq 2,7\text{m}$:

-Effort tranchant : $T_y = R_A - q_1 \times X$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & \rightarrow T_y = R_A = 32,622 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 2,7 \text{ m} & \rightarrow T_y = 32,622 - 16,757 \times 2,7 = -12,622 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant : $M_z = R_A \times X - q_1 \times X^2 / 2$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } X = 2,7 \text{ m} & \rightarrow M_z = 32,622 \times 2,7 - 16,757 \times (2,7)^2 / 2 = 27 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow 31,622 - 16,757x = 0 \rightarrow x = 1,946m$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,946m$

$$M_u^{\max} = 31,622 \times 1,946 - 16,757 \times (1,946)^2 / 2 = 31,754 \text{ KN.m}$$

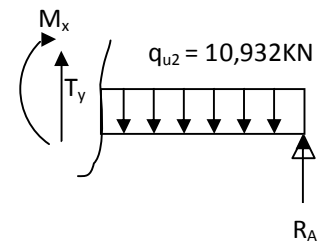
• **Pour $0 \leq X \leq 1,25m$:**

-Effort tranchant : $T_y = q_{u2} \times X - R_B$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T_y = R_B = -27,377 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 1,35 \text{ m} \rightarrow T_y = 10,932 \times 1,35 - 27,377 = -12,622 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Moments fléchissant : $M_z = R_B \times X - q_{u2} \times X^2 / 2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } X = 1,25 \text{ m} \rightarrow M_z = 27,377 \times 1,25 - 10,932 \times 1,25^2 / 2 = 27 \text{ KN} \end{array} \right.$$



Remarque : En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_{\max}^Z = -9,526 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_{\max}^Z = 26,991 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

III.C.4.4. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :

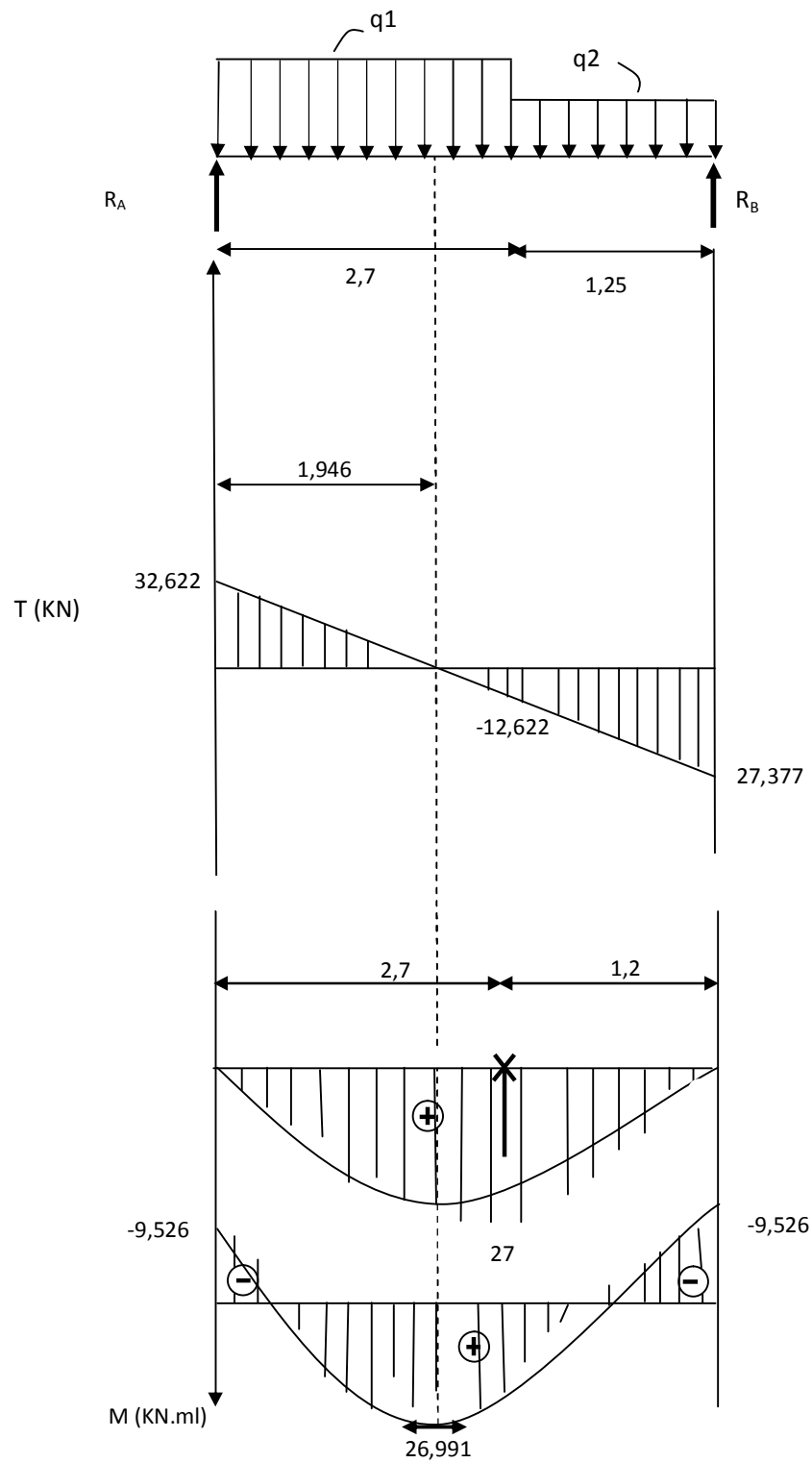


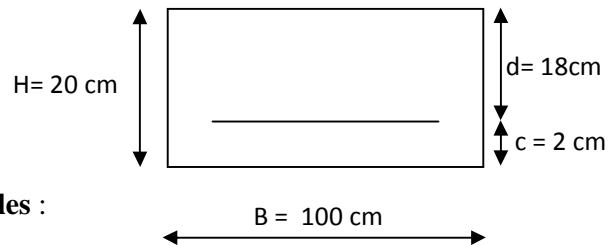
Fig.C.III.3. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

III.C.5. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

$$B = 100 \text{ cm} \quad c = 3 \text{ cm} \quad d = 12 \text{ cm}$$

III.C.5.1. Calcul des armatures



a) armatures principales :

$$\text{On a : } \begin{cases} \text{Moment aux appuis : } M_{ua} = -9,526 \text{ kNm} \\ \text{Moment en travée : } M_{ut} = 26,991 \text{ kNm} \end{cases}$$

❖ en travée :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{26,98 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.058 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.058 \Rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{26,991 \times 10^3}{0.970 \times 18 \times 348} = 4,442 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour une section } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de $100/4 = 25 \text{ cm}$

b) Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ Soit alors } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9,526 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.020 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{9,526 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour une section } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de $100/4 = 25 \text{ cm}$

a) Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \text{ Soit alors } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

III.C.6.Vérifications à l'ELU : (Art. A2.2 BAEL 91) :

III.C.6.1.Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \frac{100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$\text{En appuis : } A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.C.6.2.espace des barres :

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

Armatures principales :

$$e \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$\begin{array}{l} \text{Travée } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis } e = 25 \text{ cm} \end{array} > 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$e \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{Travée } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis } e = 25 \text{ cm} \end{array} > 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.C.6.3.Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u \leq \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée

$$\text{Dans notre cas } \tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{32,622 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0,181 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \{3,33 ; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \leq \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.C.6.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis

a) **Influence sur le béton :** (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$V_u \leq 0,4 b \cdot 0,9 d \frac{f_{c28}}{f_b} V_u = 32,622 \leq 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 18 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1}$$

$$V_u = 32,622 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) **Influence sur les armatures inférieures :** (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$A_a \geq \frac{1,15 \left(V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right)}{f_e}$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times \left(32,622 \times 10^3 + \frac{9,526 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right)}{400} = 75,269 \text{ mm}^2 \quad 0,752 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq -0,752 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.C.6.5. Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91).

On doit vérifier que :

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

$$\left. \begin{array}{l} \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 29,148 KN

: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \cdot 3,14 \cdot 12 = 150,72 \text{ mm}$

d : hauteur utile est égale à 18cm

$$\tau_{se} = \frac{32.622 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.72} = 1.33 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \tau_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

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

III.C.6.6. Calcul de longueur d'encrage :

Longueur de scellement : BAEL 91/ Art A.6.1.23)

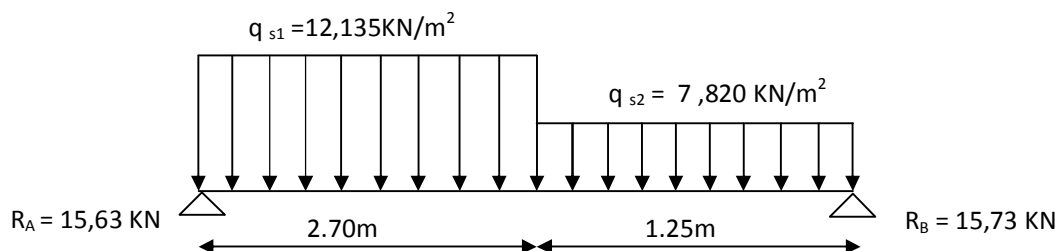
$$L_s = \frac{\sigma_e}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre ; on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée forfaitairement à $0.4 L_s = 16.93 \text{ cm}$ soit 17 cm.

III.C.7. calcul à l'état limite de service (ELS) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Volée : } q_{s1} = 12,135 \text{ KN/m.} \\ \text{Palier : } q_{s2} = 7,82 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$



III.C.7.1. Calcul des efforts internes :

a- Réaction d'appuis : D'après les formules de RDM :

$$\sum v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12,135 \times 2,7 + 7,820 \times 1,35$$

$$R_A + R_B = 43,321 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 4,05 \cdot R_A - (12,125 \times 2,7) \times (2,7/2 + 1,35) - (7,82 \times 1,25) \times 1,25/2 = 0$$

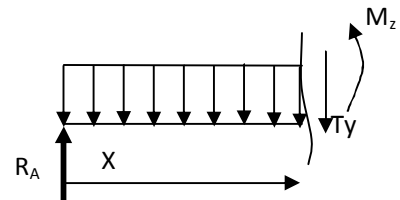
$$\begin{cases} R_A = 23,602 \text{ KN} \\ R_B = 19,718 \text{ KN} \end{cases}$$

b- Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant :

Pour $0 \leq X \leq 2,7\text{m}$:

Effort tranchant : $T_y = R_A - q_1 \times X$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & \rightarrow T_y = R_A = 23,602 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 2,7 \text{ m} & \rightarrow T_y = 23,602 - 12,125 \times 2,7 = -9,162 \text{ KN} \end{cases}$$



– Moments fléchissant : $M_z = R_A \times X - q_1 \times X^2 / 2$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } X = 2,7 \text{ m} & \rightarrow M_z = 23,602 \times 2,7 - 12,135 \times (2,7)^2 / 2 = 19,493 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow 23,602 - 12,135 \times \frac{2,7^2}{2} = 19,493 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow x = 1,94 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,94\text{m}$

$$M_u^{\max} = 23,602 \times 1,94 - 12,135 \times (1,94)^2 / 2 = 22,952 \text{ KN}$$

Pour $0 \leq X \leq 1,25\text{m}$:

-Effort tranchant : $T_y = q_{u2} \times X - R_B$

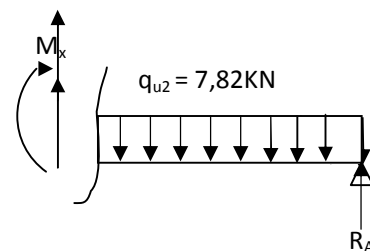
$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & \rightarrow T_y = R_B = -19,718 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 1,25 \text{ m} & \rightarrow T_y = 7,82 \times 1,25 - 19,718 = -9,161 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant : $M_z = R_B \times X - q_{u2} \times X^2 / 2$

$$\text{Pour } X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$\text{Pour } X = 1,25 \text{ m} \rightarrow M_z = 19,718 \times 1,25 - 7,82 \times 1,25^2 / 2 = 19,493 \text{ KN}$$

Remarque : En tenant compte du semi-encastrement, on prend :



- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_{max}^Z = -6,885 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_{max}^Z = 19,509 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

III.C.7.2. Diagramme de la sollicitation à l'ELS^{q1}

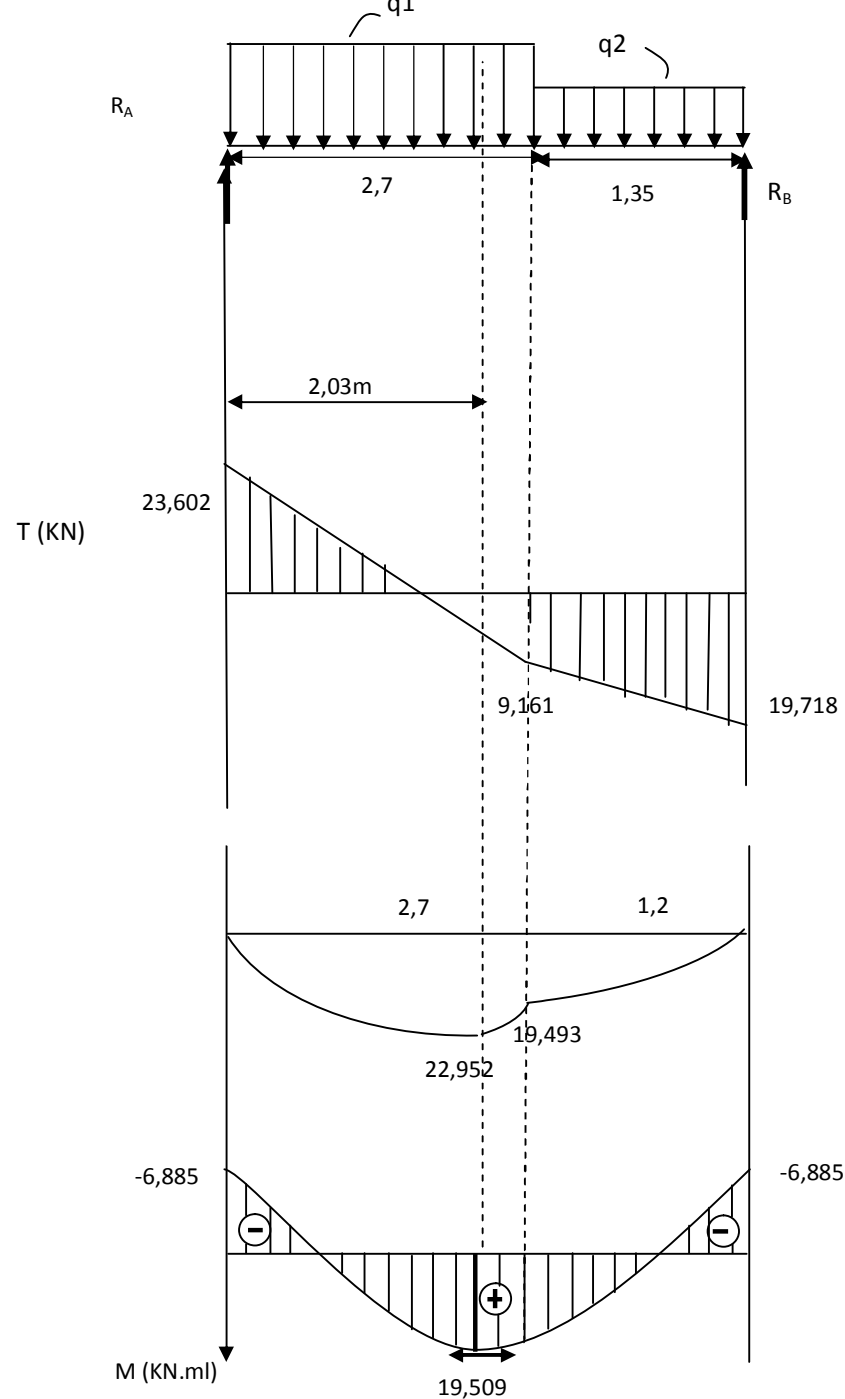


Fig.III.C.4. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.C.8 Vérification à l'ELS :

III.C.8.1.contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

➤ Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 18} = 0,112.$$

$$\rho_1 = 0,112 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 & 0,945 \\ \alpha_1 & 0,165 \\ k - \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} \rightarrow k - \frac{0,165}{15(1-0,165)} = 0,013 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A \beta_1 d} = \frac{6,885 \times 10^3}{2,01 \times 0,945 \times 18} = 201,374 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,013 \times 201,374 = 2,617 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 2,617 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_r}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 & 0,920 \\ \alpha_1 & 0,240 \\ k - \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,021 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A \beta_1 d} = \frac{19,509 \times 10^3}{4,52 \times 0,920 \times 18} = 260,637 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 260,637 - 5,473 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,473 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.C.8.2. Etat limite d'ouverture des fissurations :

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.C.8.3. Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

Selon les règles du BAEL 91 modifier 99 (Art B.6.5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec h : hauteur de la section est égale à 20 cm

L : portée libre est égale à 380 cm

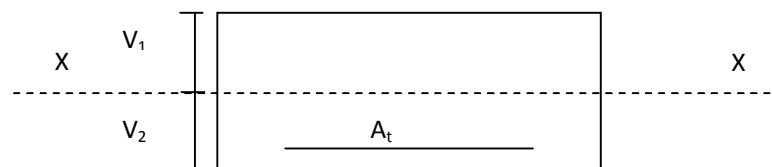
A : section des armatures tendues.

M_t : moment fléchissant max en travée.

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{405} = 0,049 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc La vérification de la flèche est indispensable.

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



Avec :

$$q = \max(\text{palier, volée}) = 7,82 \text{ KN/ml.}$$

$$E_v : \text{Module de déformation différée} = 10818,87 [\text{MPa}].$$

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

S_{xx} : moment statique de la section homogène par rapport à (x, x) .

B_0 : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + nA = b \times h = 15A - 100 \times 20 = 15 \times 4,52 = 2067,8 \text{ cm}^2.$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(cA' - Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d = \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 18$$

$$S_{xx} = 21220,48 \text{ cm}^4.$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21220,4}{2067,8} = 10,26 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,26 = 9,74 \text{ cm}.$$

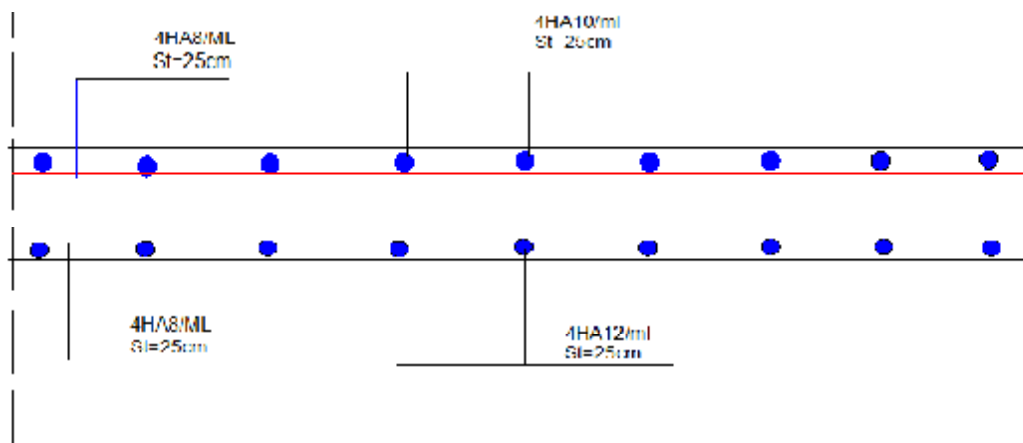
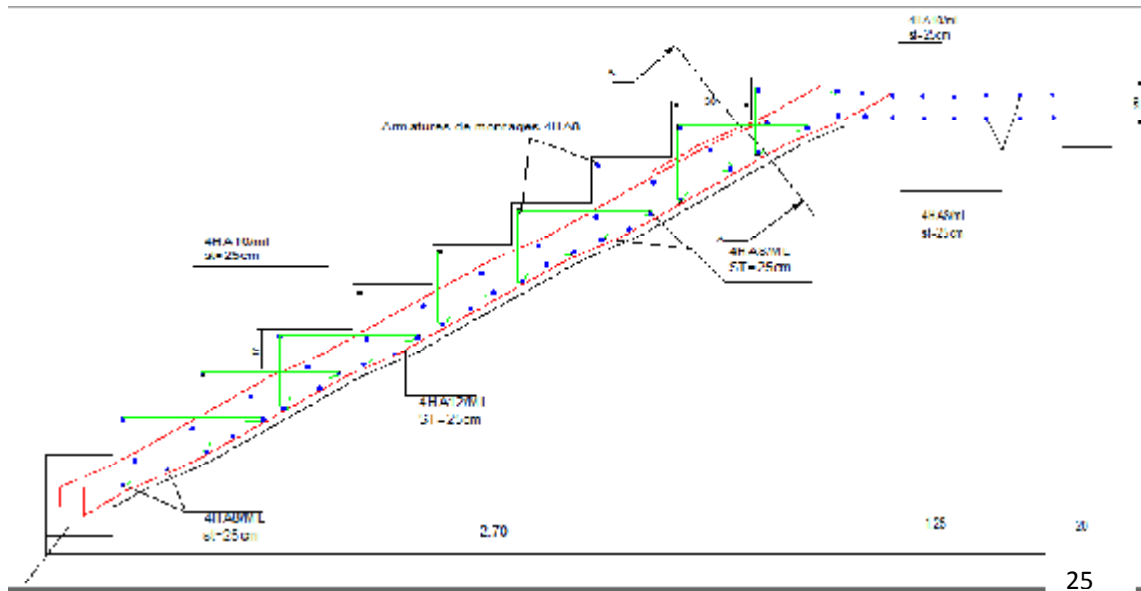
$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 - V_2^3] + 15 [A_1 (V_2 - c_1)] - \frac{100}{3} [(10,26)^3 + (9,74)^3] + 15 (4,52) (9,74 - 2)^2$$

$$I = 70863,60 \text{ [cm]}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 7,82 \times (405)^4}{384 \times 108188,7 \times 70863,60} = 0,35 \text{ [cm]}.$$

$$\text{On a } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{405}{500} = 0,81 \text{ cm}.$$

$$f = 0,35 \text{ cm} < \bar{f} = 0,81 \text{ [cm]} \rightarrow \text{la Condition est vérifiée}$$



COUPE AA

Fig.III.C.5. schéma de ferrailage de l'escalier

*D-Poutre palière***III.D.1. Introduction:**

La poutre palière est encastree à ses extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

III.D.2.pré dimensionnement :**a) Hauteur :**

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

h_t : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis. $L = 320 - (20+20) = 280\text{cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18.66 \leq h \leq 28 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow h_t = 30[\text{cm}]$$

b) Largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

$$\Rightarrow b = 20\text{cm}$$

Selon Art7.5.1 RPA99 modifié 2003

Vue que la section calculée ne vérifiée pas les exigences de RPA ; on adopte une section minimale tirée de RPA99 qui sera : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

•

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

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

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{20} \quad 1.5 \leq 4$$

a) Charge revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.2 \times 0.30 = 1.5 \text{ KN/ml}$

- Poids du palier : 10.932 KN/m

- Poids du mur de façade : $2.36 \times 0.2 = 0.472 \text{ KN/ml}$

On aura $G = 12.404 \text{ KN/ml}$

a) -Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

- Réaction de la paillasse à l'ELU : $R_B = 27,377 \text{ KN}$

- Réaction de la paillasse à l'ELS : $R_B = 19,718 \text{ K}$

III.D.3. Calcul à l'ELU :

III.D.3.1. Calcul du moment et de l'effort tranchant:

a) combinaisons de charges :

$$q_u = (1,35 G_p) + (2 R_B / L)$$

$$q_u = (1,35 \times 12,404) + (2 \times 27,377 / 1,35)$$

$$= 57,304 \text{ KN/m}$$

b) Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{57,304 \times 1,35^2}{8} = 13,062 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 13,062 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{57,304 \times 1,35}{2} = 38,704 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0,3.M_u = -3,918 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0,85.M_u = 11,102 \text{ KN.m}$$

III.D.3.2. Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELU

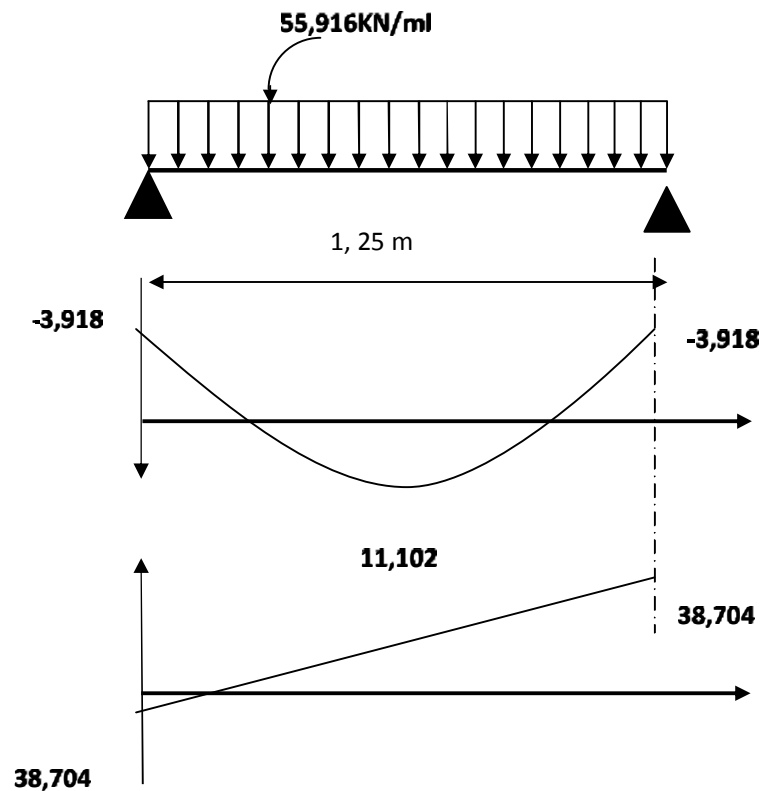


Fig.III.D.1. Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELU

III.D.4. Ferrailage:

a) En travée:

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11,102 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,049 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,049 \rightarrow \beta = 0,975$$

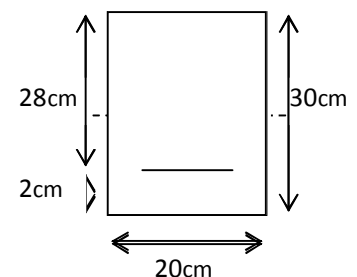
$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,102 \times 10^3}{0,975 \times 28 \times 348} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

b) Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,918 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,017 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,017 \rightarrow \beta = 0,981$$



$$A_a = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,918 \times 10^3}{0,981 \cdot 28 \cdot 348} = 0,41 \text{ cm}^2, \text{ soit } A_a = 3HA10 = 1,51 \text{ cm}^2$$

III.D.5.Vérifications :

III.D.5.1. Condition de non fragilité : [BAEL91/A-4-2,1]

$$A_{min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times (2,1/400) = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

III.D.5.2. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{38,704 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,071 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

III.D.5.3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

a) Influence sur les aciers :

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,15 \times \left(V_u \frac{M_a}{a} \right)}{f_e}$$

V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

M_a : moment fléchissant au droit de l'appui.

a : la longueur d'appui égale à $0,9d$

$$\frac{1,15}{400} \times \left(38,704 \times 10^3 - \frac{3,918 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 66,574 \text{ mm}^2 = 0,665 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,51 \text{ cm}^2 > 0,665 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur le béton :

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\left(0,267 \times 0,9 \times 280 \times 200 \times 25 \right) \times 10^{-3} = 336,42 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 38,704 \text{ KN} < 336,42 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.D.5.4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**[Art : A-6-1 ; 3/BAEL91]**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement pris égale à 1,5 pour les aciers HA

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum U_i = n \times \pi \times 0,8 = 3 \times 3,14 \times 0,8 = 7,53 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38,704 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 75,3} = 2,039 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.D.5.6. Calcul de la longueur d'ancrage : [Art : A-6-1 ; 23/BAEL91]

$$l_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_s}, \text{ avec } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

l_s Est supérieur à la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancré, on optera donc pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0,4 l_s = 11,28 \text{ cm}$

Soit 12cm.

III.D.5.7. Les armatures transversales :**a) Diamètre minimal :**

$$\Phi_t \geq \Phi_l / 3 = 10/3 = 3,33 \text{ mm}$$

Donc on prend $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

b) Vérification du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \phi_l, \frac{b}{10}, \frac{h}{35} \right\} = \min \{ 10; 25; 8,57 \} = 8,57 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 6 \text{ mm} < 8,57 \text{ mm} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

c) Espacement des barres transversales :

Le RPA99 (A-7.5.2.2) préconise les espacements suivants :

- **Zone nodale :**

$$l' = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_t\right\} = \min\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 10\right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$ en zone nodale.

▪ **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}, \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

d) Calcul de la section minimale :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

On adopte alors pour un cadre et un étrier de ϕ_6 , $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

III.D.6. Calcul à l'ELS:

III.D.6.1. Calcul des efforts internes:

$$q_s = G = 7,82 \text{ KN/ml}$$

$$\text{a) Moment isostatique : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{7,82 \times 1,35^2}{8} = 1,781 \text{ KN.m}$$

$$\text{b) Effort tranchant : } T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{7,82 \times 1,35}{2} = 5,278 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel on aura :

$$M_{sa} = -0,3 \times M_{0s} = -0,534 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85 \times M_{0s} = 1,514 \text{ KN.m}$$

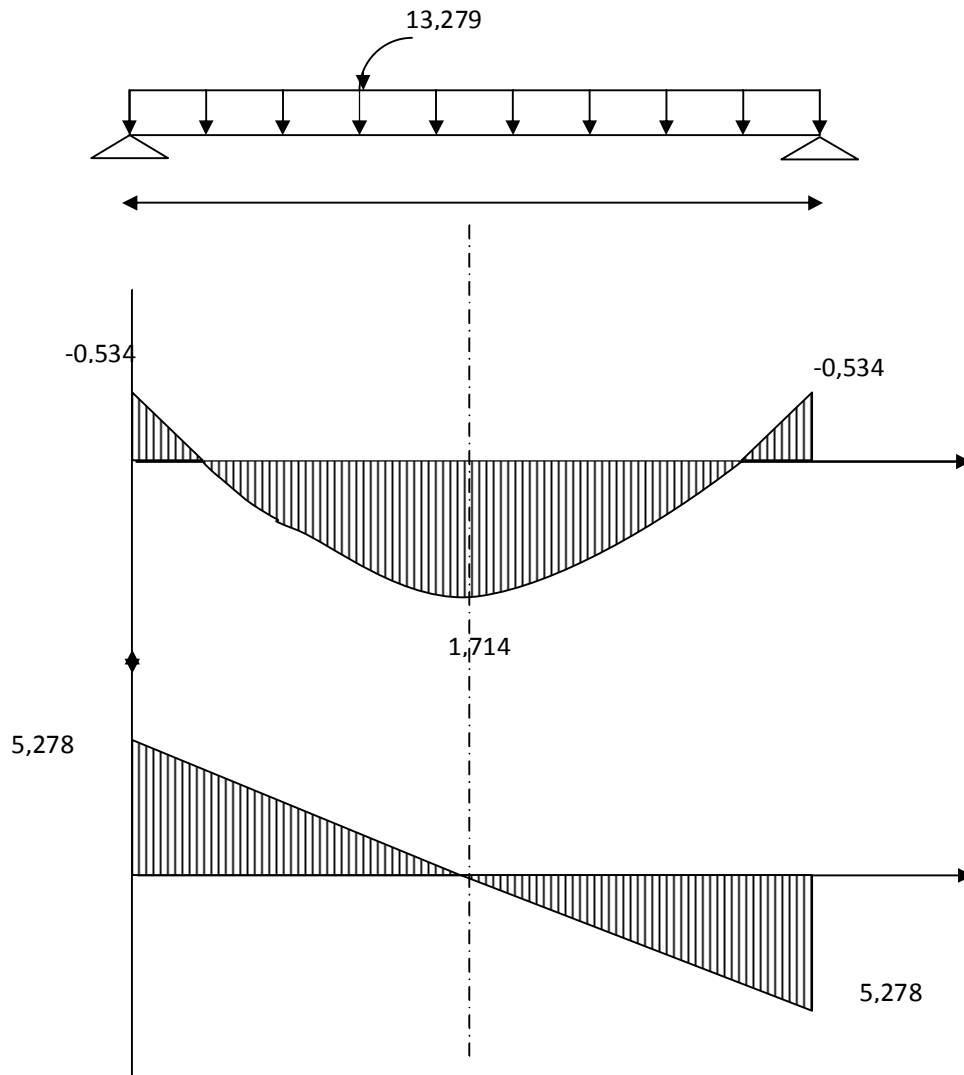


Fig.III.D.7. Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS

III.D.6.1. Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression dans le béton :

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

Aux appuis :

$$\mu_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 1,51}{20 \times 28} = 0,269 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,249 \\ \beta_1 = 0,917 \end{cases}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} ,$$

M_{ts} : Moment de service en travée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_a} = \frac{1,714 \times 10^3}{0,917 \times 28 \times 1,51} = 44,208 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,019 \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,022 \times 44,208 = 0,972 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

En travée :

$$\beta_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 2,35}{20 \times 28} = 0,419 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,300 \\ \beta_1 = 0,900 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t},$$

M_{ts} : Moment de service en travée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{1,714 \times 10^3}{0,900 \times 28 \times 2,35} = 28,942 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,028 \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,028 \times 28,942 = 0,810 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

b) Etat limite de déformation :

• **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

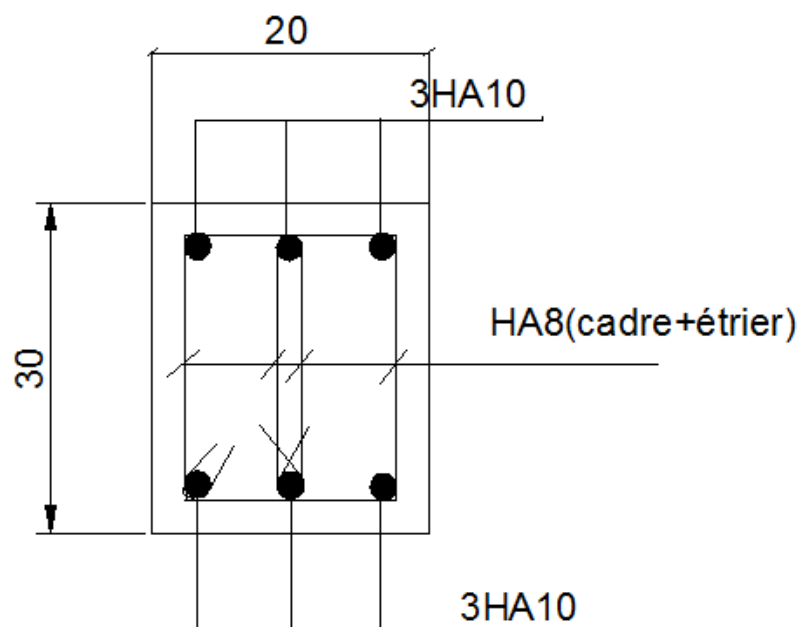
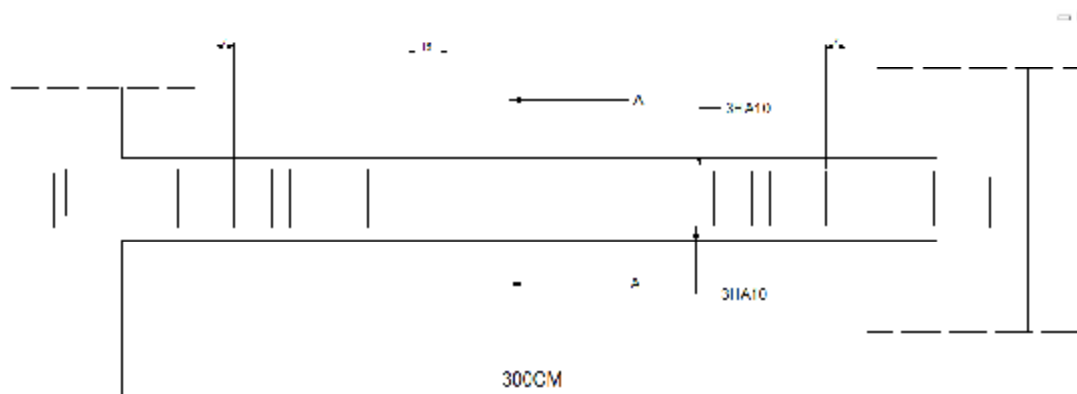
$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,30}{1,35} = 0,222 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{st}}{M_{so}} \rightarrow \frac{0,30}{1,25} = 0,24 > \frac{1,714}{10 \times 3,025} = 0,056 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{2,35}{20 \times 28} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.D.7.Schémas de ferrailage de la poutre palière



COUPE AA

Fig.III.D.3.Schémas de ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE IV

Présentation de l'ETABS et modélisation

IV.1. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) 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 comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. 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.

IV.3. ETUDE SISMIQUE (charges horizontales) :

IV.3.1.Introduction :

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques.

De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mène suivant trois méthodes :

-Méthode statique équivalente.

-Méthode d'analyse modale spectrale.

-Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV .3.2- Méthode statique équivalente : (RPA99/Art 4.2)

A. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

B. Conditions d'application : (RPA99/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$H \leq 65$ m pour les zones I , IIa : IIb.

$H \leq 30$ m pour la zone III.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le

RPA (ART 4.1.2).

Remarque :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

IV.3.3. Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99/Art 4.3)

A. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4. Description de l'ETABS

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries. particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV-5- Rappel (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.6.Manuel d'utilisation de l'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.7

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de ETABS

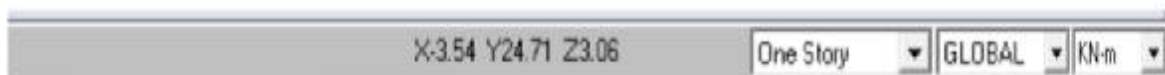
IV-6-1.Etapes de modélisation

a) Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

❖ Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements.

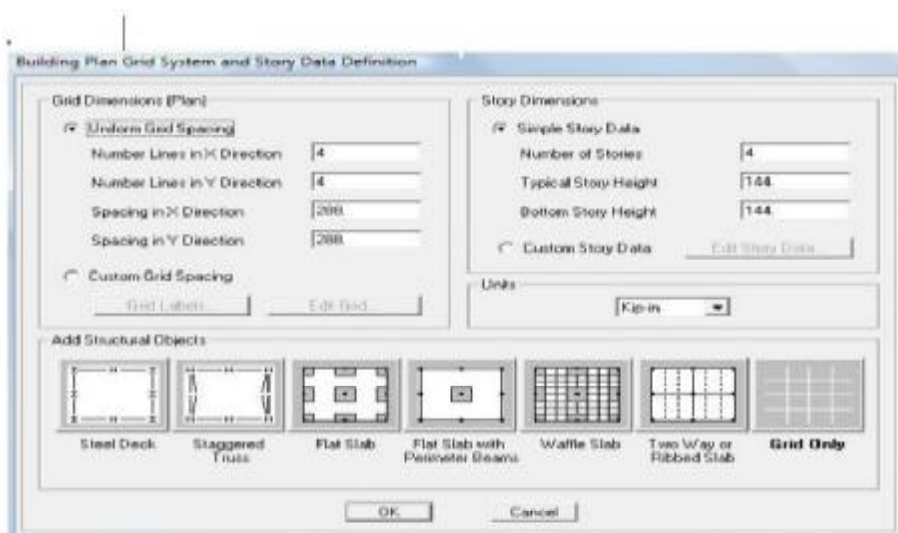


❖ Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire

- Le nombre de portiques suivant x-x
- Le nombre de portique suivant y-y
- Le nombre des étages.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure. l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans . X-Y, X-Z, Y-Z.

❖ Modification la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok

-Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis **Edit Story Data**.

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
10	STORY9	3.06	25.5	Yes		No	0.
9	STORY8	3.06	22.44	No	STORY9	No	0.
8	STORY7	3.06	19.38	No	STORY9	No	0.
7	STORY6	3.06	16.32	No	STORY9	No	0.
6	STORY5	3.06	13.26	No	STORY9	No	0.
5	STORY4	3.06	10.2	No	STORY9	No	0.
4	STORY3	3.06	7.14	No	STORY9	No	0.
3	STORY2	4.08	4.08	No	STORY9	No	0.
2	STORY1	3.4	1.776E-15	No	NONE	No	0.
1	BASE		-3.4				

Reset Selected Rows

Height: 3.06 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

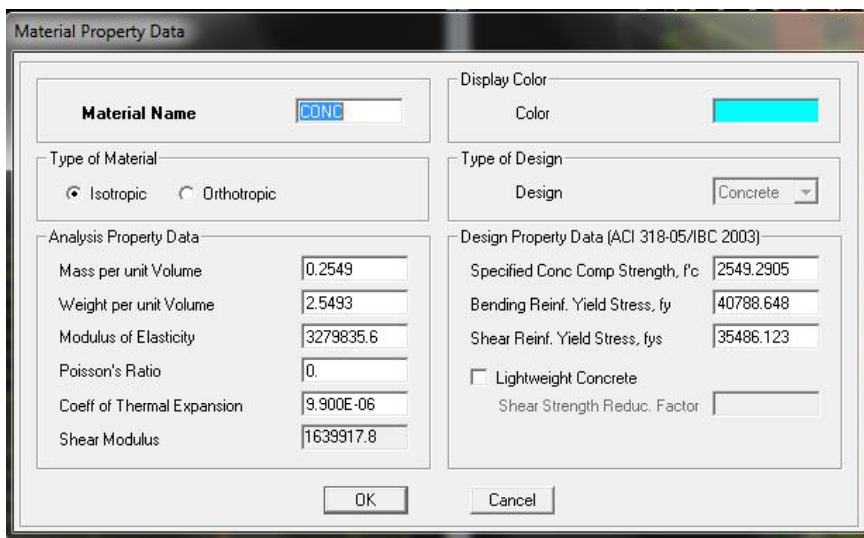
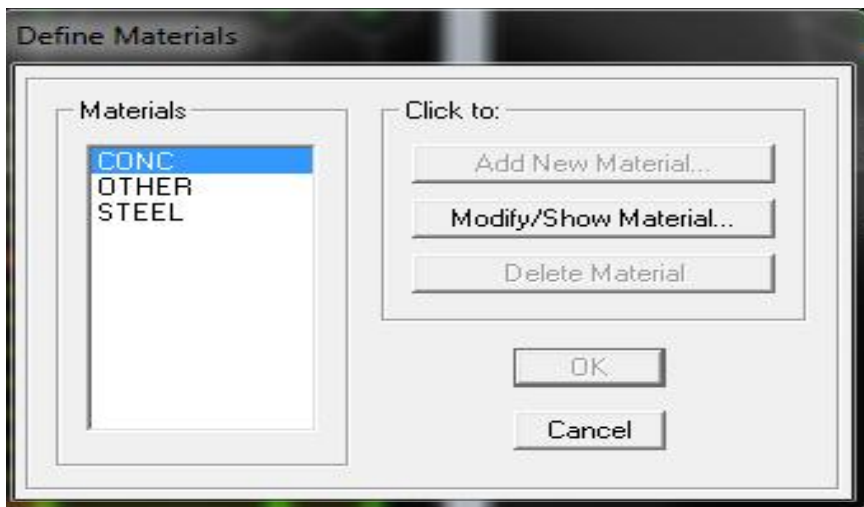
Units: Change Units [Ton-m]

[OK] [Cancel]

b) Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux, acier et béton.

On clique sur **Define** puis sur **Material proprieties** (figure IV.6). Le matériau **CONC** est sélectionné. Enfin, en cliquant sur **Modify/Show Material** (figure IV.7) les propriétés du matériau sélectionné sont affichées.



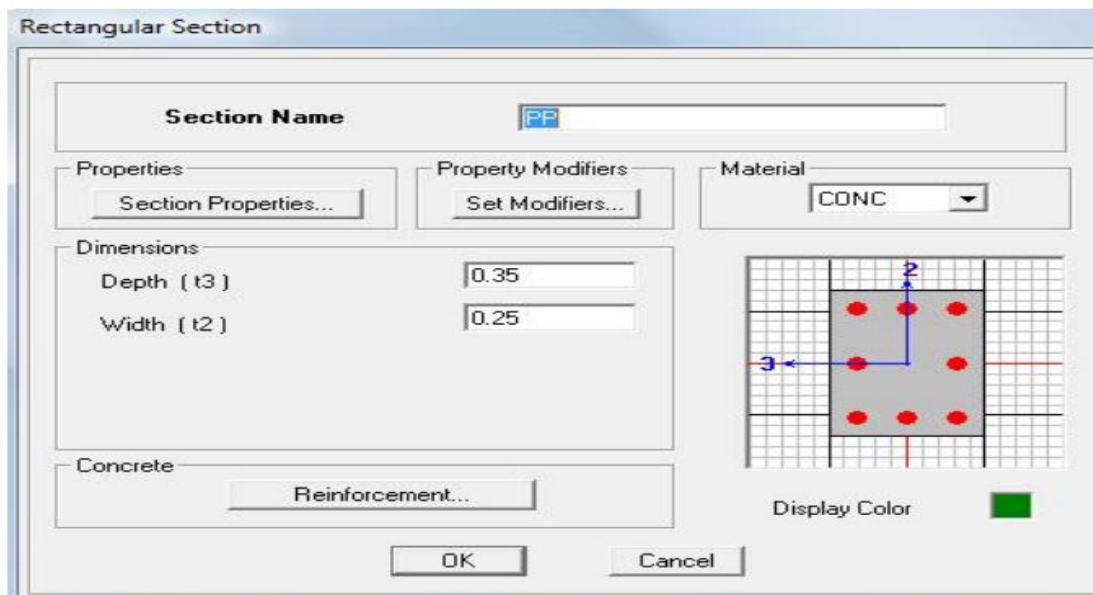
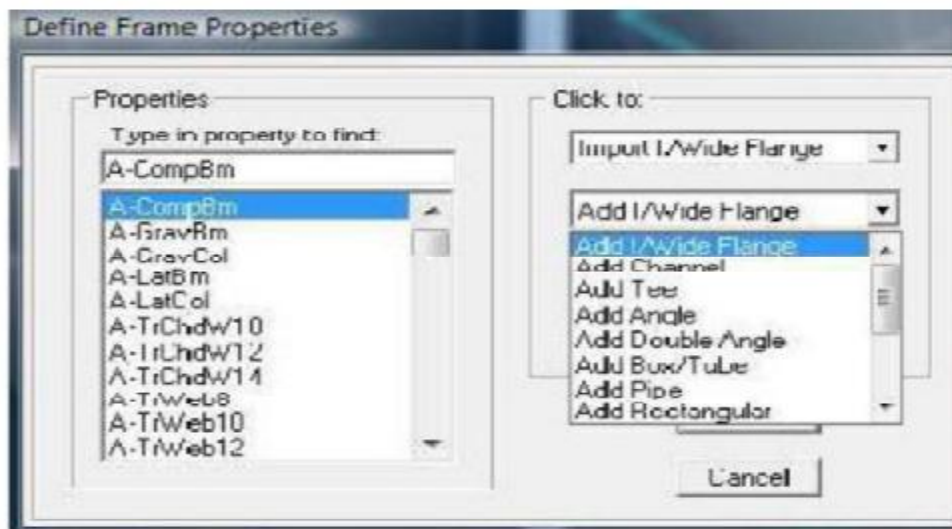
c) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments

(Poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

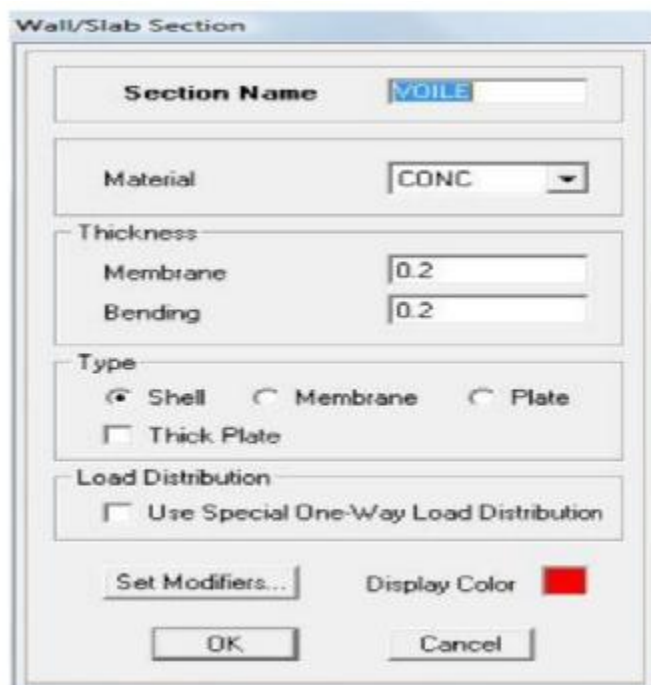
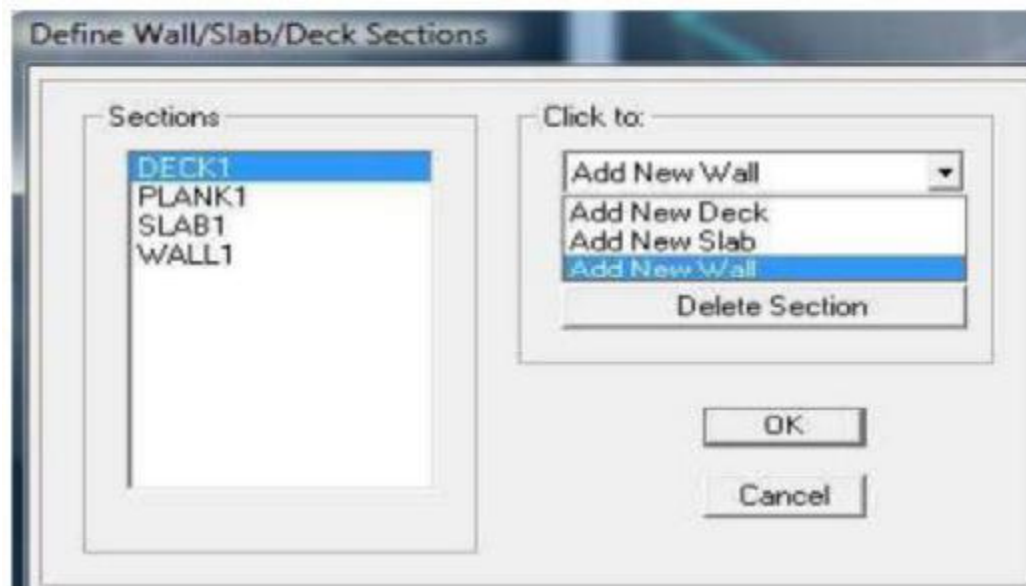


Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



d) Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

❖ Charges statiques (G et Q):

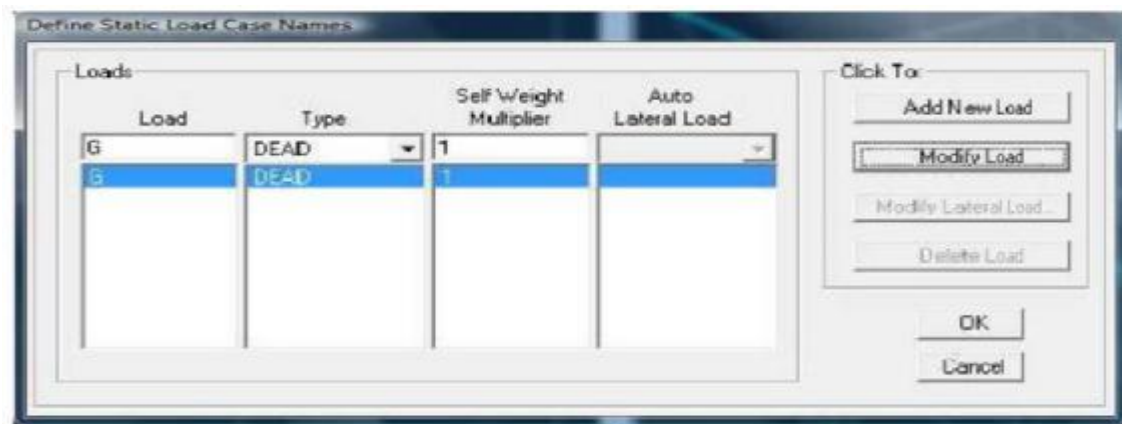
La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

❖ Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): G

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

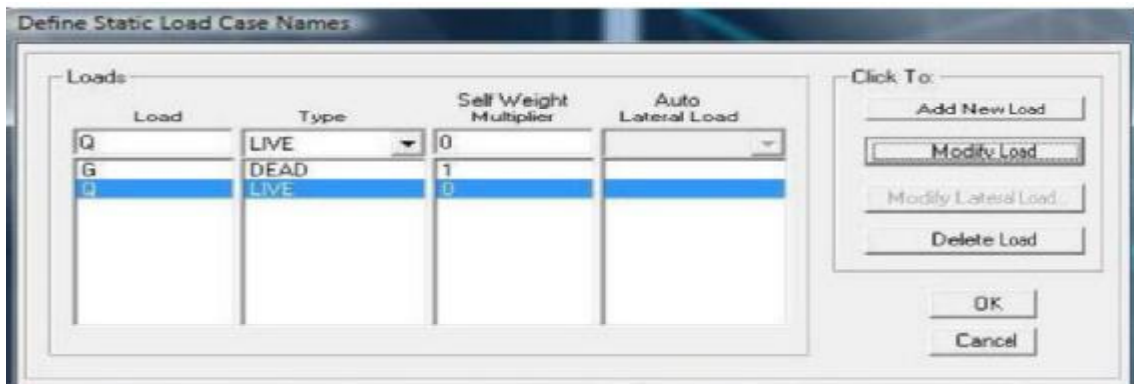


❖ Surcharges d'exploitation :

Load Name(Nom de la charge): Q

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



❖ Charge dynamique (E):

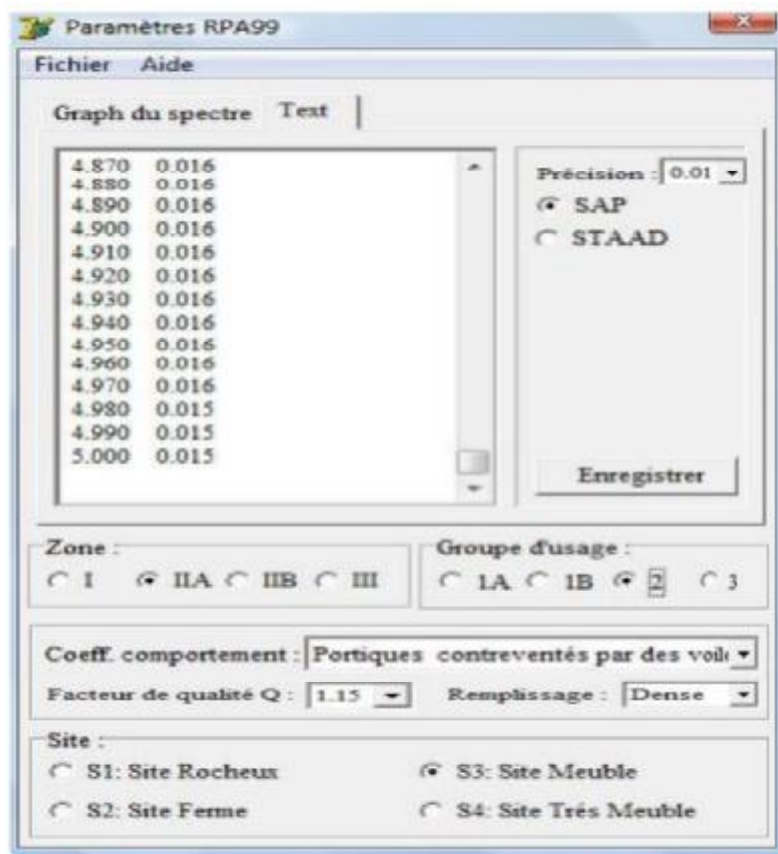
Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse **maximal** d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

- Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIb (RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coefficient de comportement : Portiques contreventé par voiles.
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)
- Site : S3 (Voir RPA)
- Facteur de qualité (Q):
- $Q=1-\sum q$ $Q=1.15$

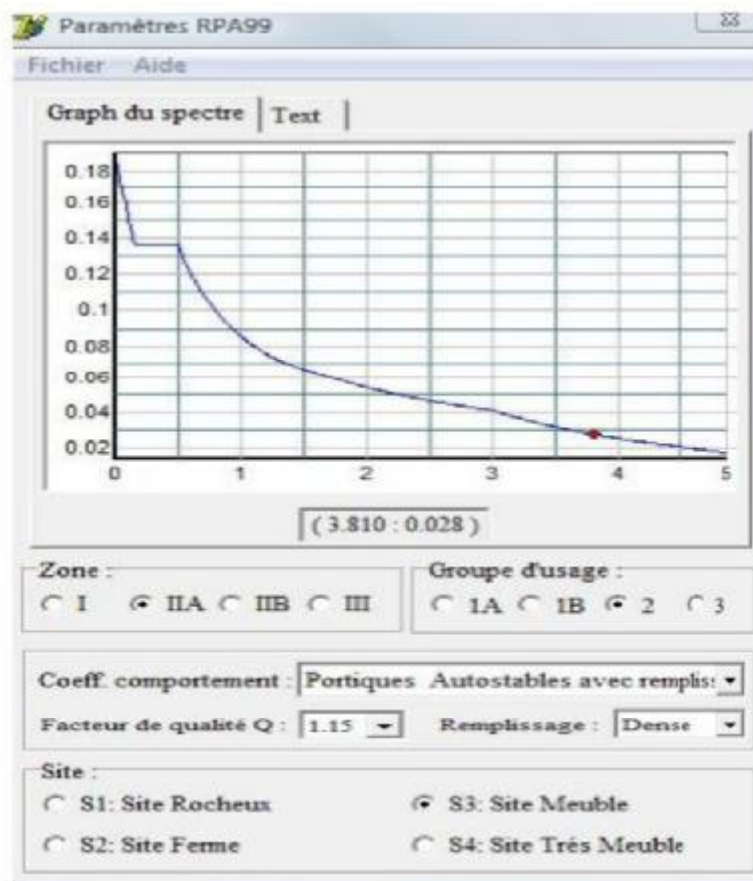
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define Response **Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre): RPA.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define Responses spectrum cases → Add New Spectrum

Dans la partie **Input réponse spectral**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (U1 et U2) .

e) **5ème étape** : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur : **Assign Frame/line loads Distributed**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

f) **6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions.**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

❖ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

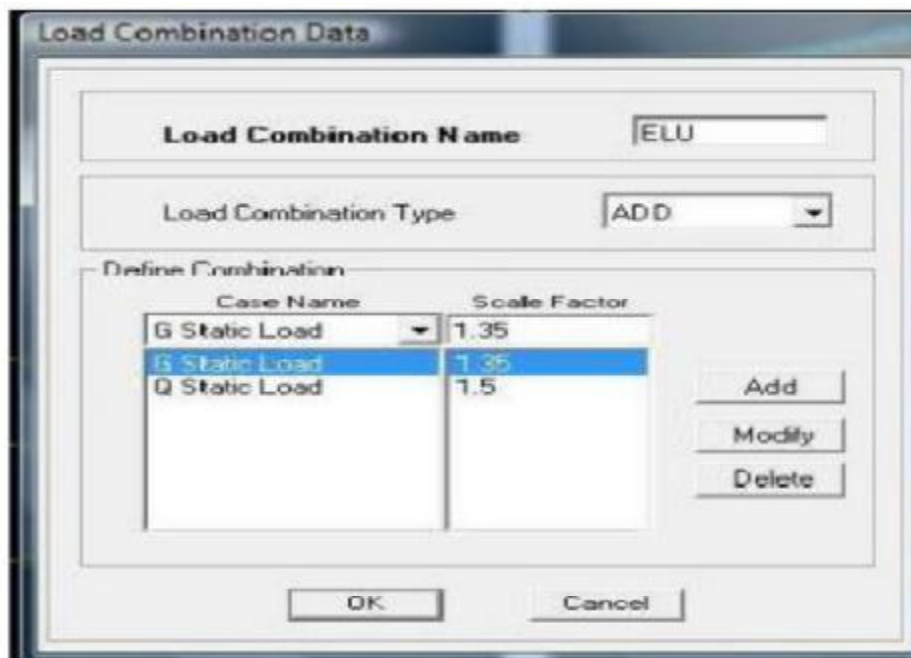
❖ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G + Q \pm E$

08GE : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

g) **7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

❖ APPUIS :

Les poteaux sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur .

Assign Joint/point Restraints

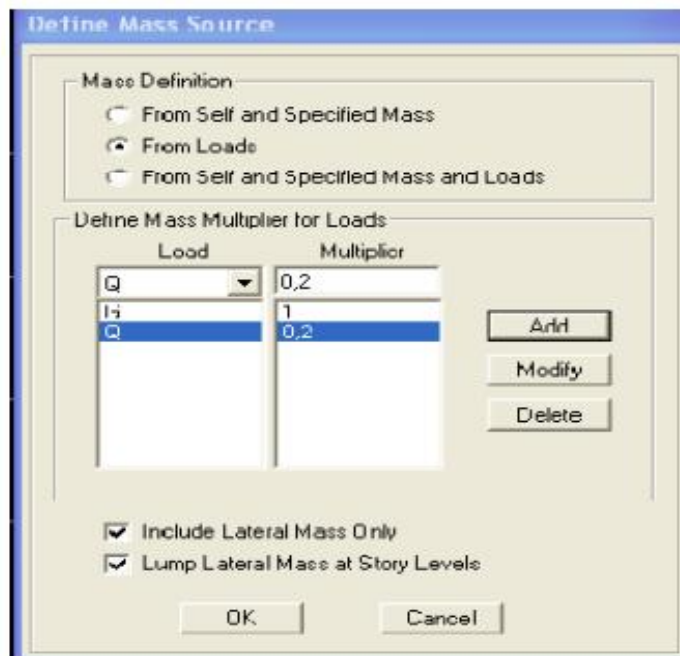


❖ Mass- Source :

Define Mass La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur **1** pour la charge permanente

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

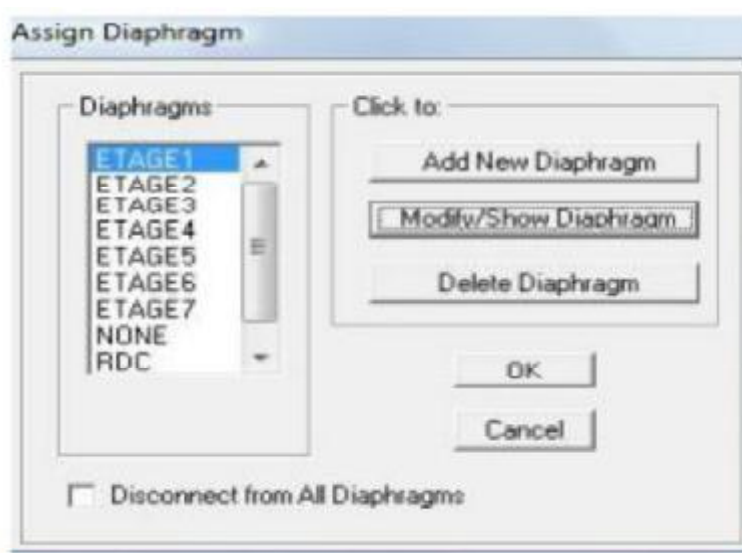


❖ Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur .

Assign Joint/point Diaphragm → Add New Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

1. **8ème étape** : Analyse et visualisation des résultats.

Lancement de l'analyse : Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyse** et on sélectionne **Run Analysis**.

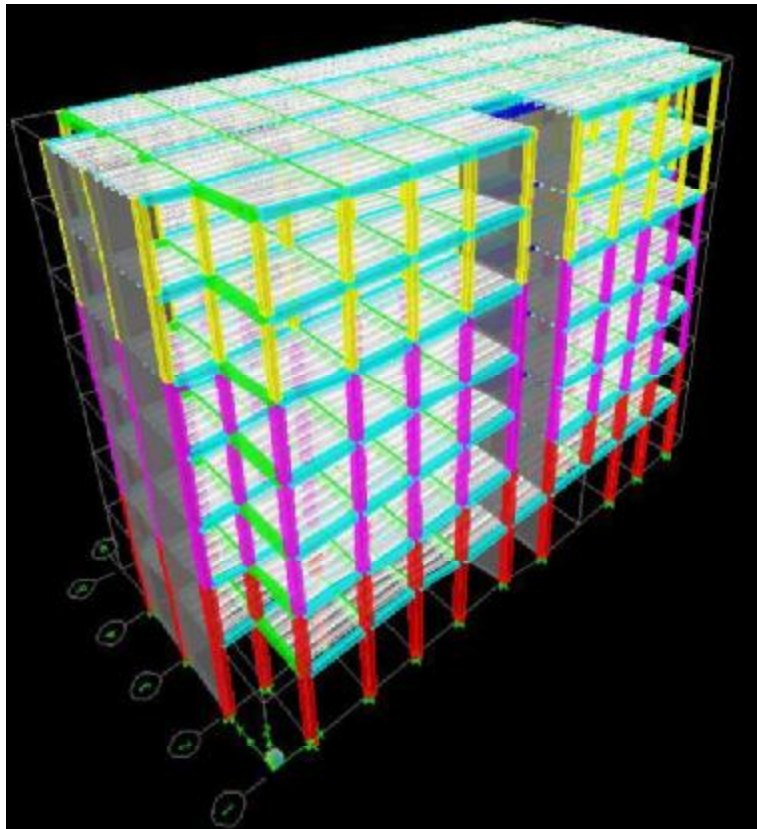


Figure .IV.1 Vue en 3D de la structure.

IV.7. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA art 4.13) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ (2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right)) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone. donné par le tableau 4.1 (RPA99) suivant la zone sismique et le groupe d'usage. $\Rightarrow A = 0.15$ (Zone IIb, groupe d'usage 2).

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

ε (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction de type de contreventement des structure.

- Pour une construction auto stable $\Rightarrow \varepsilon = 7\%$

- Pour une construction par voiles $\Rightarrow \varepsilon = 10\%$

- Pour une construction mixte on adapte : $\varepsilon = 8.5\%$

Dans notre cas $\varepsilon = 8.5\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816 > 0.7 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3/RPA99).

Portiques contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 3.5$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (Tableau 4.7/RPA99).

Site meuble (site S3) $\Rightarrow T_1 = 0.15s, T_2 = 0.50s$.

Q : Facteur de qualité il est donné par la formule suivante :

IV.8. Période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique données par le RPA99 V2003 :

$$T = 0,05 * (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

($h_N = 22.36$ m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donné par le tableau 4.6 du RPA99 ($C_T = 0.05$).

La valeur de T calculée à partir de la formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{empirique}} = 0.05x(22.36)^{\frac{3}{4}} = 0.514s$$

$$T_{RPA} = 1.3x0.514 = 0.668s$$

$$T_{\text{etabs}} = 0.552s$$

$$T_{\text{etabs}} = 0.552s \leq T_{RPA} = 0.668s \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \frac{22.36}{\sqrt{30.60}} = 0.363s \\ 0.09 \frac{22.36}{\sqrt{15.40}} = 0.512s \end{array} \right. \\ T_y = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \frac{22.36}{\sqrt{30.60}} = 0.363s \\ 0.09 \frac{22.36}{\sqrt{15.40}} = 0.512s \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$T_x = \min(T_{\text{empirique}}, T_x) = 0.363s$$

$$T_y = \min(T_{\text{empirique}}, T_y) = 0.512s$$

IV.9. Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

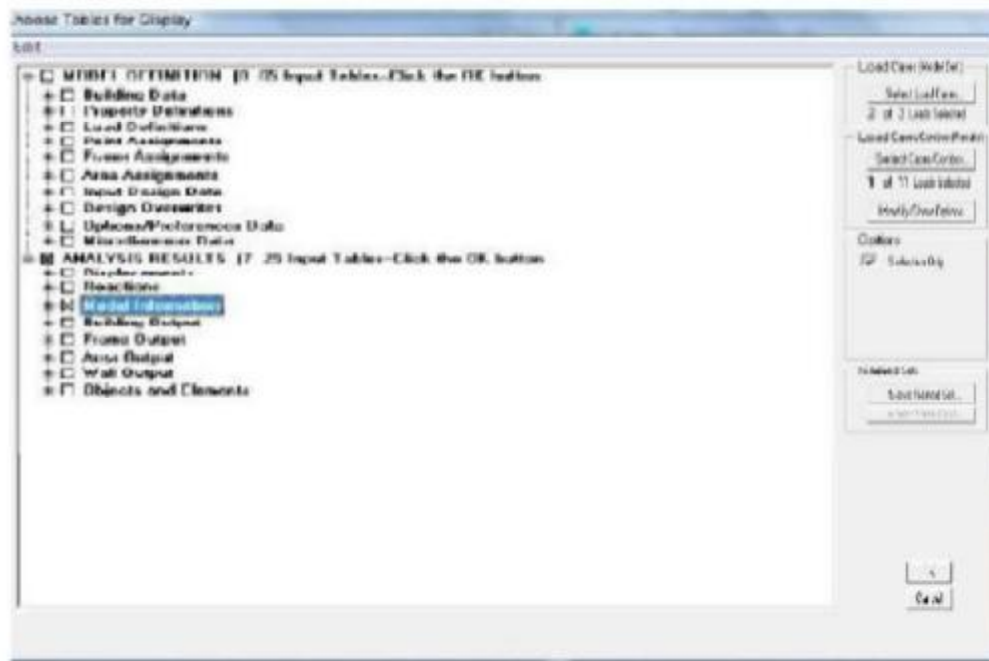
Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.10. Visualisation des résultats :

IV.10.1. Période et participation modale :

Dans la fenêtre display **show tables**, on click sur **Modal Information** et on

Sélectionne la combinaison « **Modal** ».



IV.10.2. Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

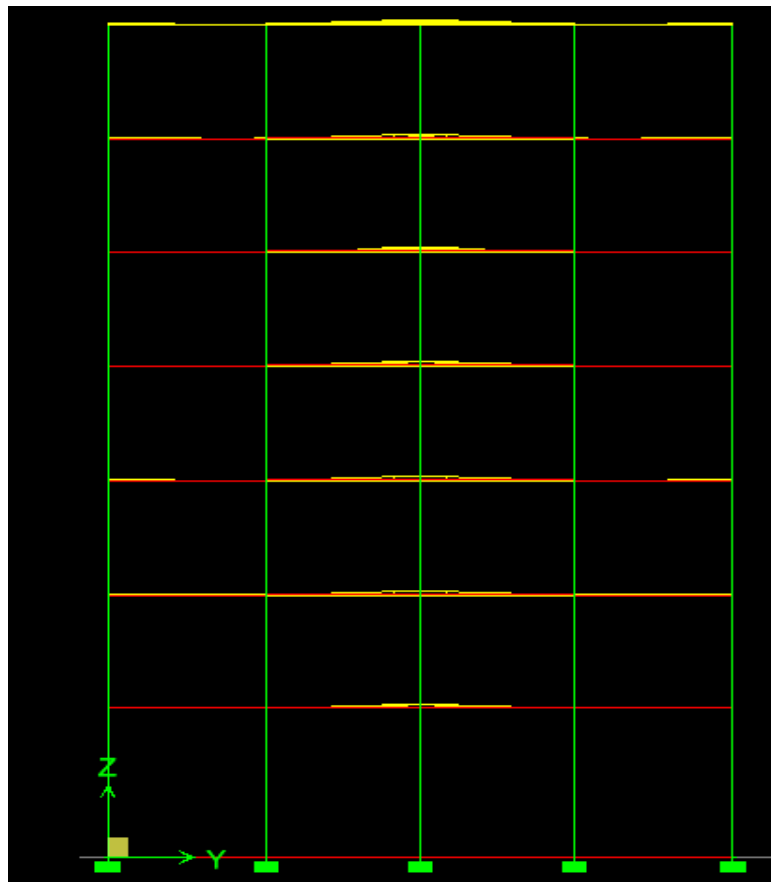


Fig.IV.2.la déformée de la structure

CHAPITRE V

Exploitation des resultats

V.1. Introduction :

Après avoir appliqué toutes les étapes de la modélisation, dans ce présent chapitre on s'intéressera à l'affichage des résultats (les périodes de vibration, les déplacements des nœuds et les efforts internes).

(Modal participating mass ratios)

Tableau V.1. Pourcentage de la participation des masses

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.586	73.117	0.000	0.000	73.117	0.000	0.000
2	0.366	0.000	69.507	0.000	73.117	69.507	0.000
3	0.283	0.000	0.000	0.000	73.117	69.507	0.000
4	0.157	16.678	0.000	0.000	89.796	69.507	0.000
5	0.080	0.000	21.222	0.000	89.796	90.729	0.000
6	0.071	6.196	0.000	0.000	95.992	90.729	0.000
7	0.064	0.000	0.000	0.000	95.992	90.729	0.000
8	0.042	2.615	0.000	0.000	98.607	90.729	0.000
9	0.035	0.000	6.169	0.000	98.607	96.898	0.000
10	0.029	0.030	0.000	0.000	98.637	96.898	0.000
11	0.029	0.975	0.000	0.000	99.611	96.898	0.000
12	0.023	0.320	0.000	0.000	99.931	96.898	0.000

▪ Constatations

- Le premier mode est un mode de translation.
- Le deuxième mode est un mode de translation.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

Le facteur de la participation massique modale atteint les 90% à partir du 4ème mode suivant le sens (x-x) et à partir de 5ème mode suivant le sens (y-y).

La période fondamentale de la structure est $T = 0,586s \leq 1.3 T_{RPA} = 0,668s$.

V-2.justification de système de contreventement :

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel.

V.2.1. Charges sismiques reprises par les portiques

Sens xx : 12.62%

Sens yy : 12.63%

V.2.2. Charges sismiques reprises par les voiles

Sens xx : 87.43%

Sens yy : 87.42%

V.2.3. Charges verticales reprises par les portiques

$$N = 34879.35 \text{ KN} \Rightarrow 69.80\%$$

V.2.3. Charges verticales reprises par les voiles

$$N = 15086.86 \text{ KN} \Rightarrow 30.19\%$$

Conclusion

On constate que les voiles reprennent au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Donc le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec interaction.

V.3. Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment:

(RPA Version 2003 ART 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;) dans le rapport $0.8 V_t / V_D$

V.3.1. Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = t \frac{A * D * Q}{R} * W_T \quad \text{RPA99 formule 4-1}$$

■ **Facteur d'amplification dynamique de la structure « D »**

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3s \end{cases}$$

On a :

$$- \quad T = 0.363s \Rightarrow T = 1.3 \times 0.363 = 0.471s \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 = 0.5s$$

Donc :

$$D_x \quad 2.5\eta \rightarrow D_x \quad 2.5 \times 0.816 = 2.04$$

$$- \quad T_y = 0.512s \Rightarrow T = 1.3 \times 0.512 = 0.665s \dots\dots\dots T_2 > T > 3s$$

Donc :

$$D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_1} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.5}{0.665} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.68$$

■ **Poids total de la structure « W » :**

Du logiciel ETABS

Tableau. V.2.poids total de la structure

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	0	16836.556	3118.9	3118.9	0

$$W_T = 16836,556 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_x = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.15}{5} \times 16836.556 = 1184.956 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.68 \times 1.15}{5} \times 16836.556 = 975.84 \text{ KN}$$

$$V_{X(ETABS)} = 3409.72 \text{ KN} > 0.8 \times 1184.956 = 947.965 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{Y(ETABS)} = 3767.94 \text{ KN} > 0.8 \times 975.84 = 780.67 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La résultante des forces sismiques à la base obtenues par la combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques obtenues par la méthode statique équivalente.

V-4-Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

V.4.1.Excentricité accidentelle

$$e_x = \pm 0.05 L_y = \pm 0.77 \text{ m.}$$

$$e_y = \pm 0.05 L_x = \pm 1.53 \text{ m.}$$

V.4.2.Excentricité théorique

$$E_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$E_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Avec : **CM** : centre de masse

CR : centre de torsion.

Tableau. V.3.vérification de l'excentricité

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey
STORY1	D1	15.300	7.100	15.300	7.104	0.000	-0.004
STORY2	D2	15.300	7.123	15.300	7.117	0.000	0.006
STORY3	D3	15.300	7.088	15.300	7.132	0.000	-0.044
STORY4	D4	15.300	7.088	15.300	7.142	0.000	-0.054
STORY5	D5	15.300	7.088	15.300	7.150	0.000	-0.062
STORY6	D6	15.300	7.088	15.300	7.155	0.000	-0.067
STORY7	D7	15.300	7.171	15.300	7.161	0.000	0.010

$E_x < e_x$Condition vérifiée

$E_y < e_y$condition vérifiée

V.5-Déplacements relatifs :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

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 RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta K \leq k D = 1\% h_e$$

Tableau. V.4. Déplacements relatifs

Story	UX	UY	δ_k (x)	δ_k (y)	$\Delta K(x)$	$\Delta K(y)$	1%he	vérification
STORY7	0.018	0.008	0.064	0.029	0.009	0.005	0.031	vérifiée
STORY6	0.016	0.007	0.055	0.024	0.010	0.005	0.031	vérifiée
STORY5	0.013	0.005	0.044	0.019	0.011	0.005	0.031	vérifiée
STORY4	0.010	0.004	0.034	0.014	0.011	0.005	0.031	vérifiée
STORY3	0.007	0.003	0.023	0.009	0.010	0.004	0.031	vérifiée
STORY2	0.004	0.001	0.013	0.005	0.008	0.003	0.031	vérifiée
STORY1	0.002	0.001	0.005	0.002	0.005	0.002	0.031	vérifiée

CONCLUSION:

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux directions sont inférieurs au déplacement.

V-6-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99)

Définition : L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P), le déplacement (Δ) et la rigidité ou la souplesse de la structure globale ainsi que des éléments

Le RPA99/version 2003 préconise que les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés 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 ».

Tableau. V.5.Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

story	Pk	sens xx			sens yy		
		$\Delta K(x)$	$V_k(x) x h_k$	$\theta(x)$	$V_k(y) x h_k$	$\Delta K(y)$	$\theta(y)$
story1	36 365.71	0.009	13 173.24	0.006	10 911.76	0.005	0.001
story2	42 255.13	0.010	8 961.30	0.016	6 995.31	0.005	0.001
story3	42 954.79	0.011	8 236.63	0.018	6 290.60	0.005	0.001
story4	43 762.21	0.011	6 689.50	0.023	5 385.48	0.005	0.001
story5	43 762.21	0.010	4 951.45	0.028	4 085.56	0.004	0.001
story6	44 504.89	0.008	3 006.51	0.039	2 402.04	0.003	0.001
story7	48 335.57	0.005	2 758.16	0.030	2 398.83	0.002	0.000

Remarque : Les effets du second ordre peuvent être négligés.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

-La période est vérifiée.

-Le pourcentage de participation massique est vérifié.

- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.

V.7. Les efforts internes dans les différents éléments :

Avant de passer au ferrailage de la structure nous donnons un récapitulatif des efforts internes dans les différents éléments sous forme des tableaux.

V.7.1 Les effort internes dans Les poutres : M en (KN.m) et V en (KN)

a) POUTRE PRINCIPALES

Tableau .V.6. Les efforts internes dans les poutres principales

POUTRE PRINCIPALES					
NIV	Combinaison	M _{max}	M _{max}	T _{max}	
SS	ELU	24,03	-23,74	66,12	-65,98
	ELS	17,03	-24,29	47,59	-47,49
	GQE	18 ,35	-38,91	62,83	-62,79
	0,8GE	12,17	-28,97	44,57	-44,54
1	ELU	23,76	37,42	68,94	68,71
	ELS	17,09	26,93	49,62	49,45
	GQE	20,16	-47,74	70,46	70,40
	0,8GQ	14,51	-36,73	51,83	-51,79
2	ELU	24,36	-43,50	72,30	-72
	ELS	17,53	-31,32	52,05	-51,83
	GQE	21,94	-56,54	74,65	-74,55
	0,8GQ	17,11	-43,79	55,6	-55,55
3	ELU	24,08	-46,88	74,88	-74,52
	ELS	17,33	-33,76	53,91	-53,64
	GQE	23,80	-61,65	75,54	-75,43
	0,8GQ	20,05	-47,95	56,14	56,08
4	ELU	24,79	-49,32	76,68	-76,68
	ELS	17,84	-35,52	55,21	-54,92
	GQE	23,72	-63,57	74,32	-74,18
	0,8GQ	18,88	-49,20	54,73	-54,66
5	ELU	25,05	-53,46	78,40	-78,06
	ELS	18,02	-38,51	56,46	56,20
	GQE	23,63	-26,48	73,53	-73,28
	0,8GQ	19,56	-50,94	52,61	-52,54
6	ELU	26,73	-51,95	74,29	-73,76
	ELS	19,40	-37,60	53,84	-53,45
	GQE	20,27	-26,04	67,47	-67,09
	0,8GQ	14,99	-48,18	51,10	-51,05

b) POUTRE SECONDAIRES

Tableau .V.7.Les efforts internes dans les poutres secondaires

POUTRE SECONDAIRES					
NIV	combinaison	M _{max}	M _{max}	T _{max}	
SS	ELU	4.45	-8.85	15.2	-12.2
	ELS	3.21	-6.38	10.96	-10.96
	GQE	48.95	-54.55	47.34	-47.34
	0,8GE	49.46	-52.77	43.61	-43.61
1	ELU	7.02	-10.74	18.3	-18.3
	ELS	5.05	-7.74	13.21	-13.21
	GQE	68.01	-73.64	61.73	-61.73
	0,8GQ	68.04	-71.39	57.65	-57.65
2	ELU	9.75	-14.4	22.52	-22.52
	ELS	7.04	-10.38	16.26	-16.26
	GQE	78.9	-84.97	69.14	-69.14
	0,8GQ	78.58	-82.19	64.67	-64.67
3	ELU	13.5	-18.18	27.63	-27.63
	ELS	9.76	-13.13	19.95	-19.95
	GQE	79.57	-85.69	69.65	-69.65
	0,8GQ	78.56	-82.55	64.91	-64.91
4	ELU	13.74	-19.19	28.45	-28.45
	ELS	9.93	-13.86	28.45	-28.45
	GQE	75.71	-81.9	66.81	-66.81
	0,8GQ	74.74	-78.74	61.88	-61.88
5	ELU	14.44	-21.58	29.96	-29.96
	ELS	10.45	-15.6	21.65	-21.65
	GQE	70.18	-76.85	62.06	-62.06
	0,8GQ	69.06	-73.12	56.93	-56.93
6	ELU	9.8	-20.51	22.26	-22.26
	ELS	7.04	-14.82	16.11	-16.11
	GQE	64.84	-71.02	57.47	-57.47
	0,8GQ	63.47	-67.61	53.02	-53.02

V.7.2. Les efforts internes dans Les poteaux :

Tableau V.8.Les efforts internes

NIVEAU	EFFORT	COMBINAISON							
		ELU		ELS		G+Q+E		0.8G+E	
1 et 2	Pmax-Mcor	-1051.93	0.63	-760.91	0.453	1124.79	4.301	1189.43	4.066
	Pmin-Mcorr	-210.26	8.406	-153.46	6.058	-1730.17	-31.238	-1586.7	-31.22
	Mmax-Pcorr	-563.31	18.82	-408.47	13.547	-462.11	70.66	-551.71	68.642
3;4;5	Pmax-Mcor	-717.73	0.107	-519.31	-0.077	310.15	15.231	343.97	12.951
	Pmin-Mcorr	-81.78	12.004	-59.62	8.661	-639.23	-57.734	-509	-14.25
	Mmax-Pcorr	-262.51	25.418	-190.55	18.315	-498.75	66.065	-154.53	63.484
6;7	Pmax-Mcor	-277.56	-0.193	-201.21	-0.138	127.94	3.043	138.6	2.829
	Pmin-Mcorr	-9.5	1.048	-6.87	0.759	-233.59	-43.153	-203.83	-1.098
	Mmax-Pcorr	-87.48	25.396	-63.87	18.324	-112.68	50.153	-42.05	46.922

V.7.3 Les effort internes dans les voiles: M en (KN.m) et P en KN

- Sens longitudinal

Tableau V.9.les efforts internes dans les voiles longitudinaux

Zone I			
comb	efforts	VL1;VL4	VL2;VL3
ELU;GQE;0,8GE	M_{\max}	-1969,06	3738.77
	N_{\max}	-1397,20	-1740.28
	T_{\max}	716.52	988.85
ELS	N_s	-424.50	-1262.52
Zone II			
comb	efforts	VL1;VL4	VL2;VL3
ELU;GQE;0,8GE	M_{\max}	854.79	1328.36
	N_{\max}	-547.359	1363.97
	T_{\max}	471.5	580.13
ELS	N_s	78.89	-989.32
Zone III			
comb	efforts	VL1;VL4	VL2;VL3
ELU;GQE;0,8GE	M_{\max}	353.42	612.18
	N_{\max}	-359.58	-589.92
	T_{\max}	179.22	217.02
ELS	N_s	-130.91	30.15

- Sens transversal

Tableau V.10.les efforts internes dans les voiles transversaux

Zone I			
comb	efforts	VT1;VT2 ; VT7 ; VT8	VT3, VT4, VT5 ; VT6
ELU;GQE;0,8GE	M_{max}	2265.77	2230.27
	N_{max}	-2596.33	-1594.07
	T_{max}	631.64	453.10
ELS	N_s	-572.47	.1158.92
Zone II			
comb	efforts	VL1;VL4	VL2;VL3
ELU;GQE;0,8GE	M_{max}	1452.07	1452.07
	N_{max}	-1596/97	-1596/97
	T_{max}	561.77	561.77
ELS	N_s	-575.96	-873.9
Zone III			
comb	efforts	VL1;VL4	VL2;VL3
ELU;GQE;0,8GE	M_{max}	468.82	-295.41
	N_{max}	-389.20	-535.55
	T_{max}	249.21	-165.25
ELS	N_s	238.64	-389.65

V.8.Les différents diagrammes des efforts internes :

Nous présentons les diagrammes des efforts internes pour les portiques les plus sollicités dans le sens longitudinal et dans le sens transversal

a) Sens transversal :

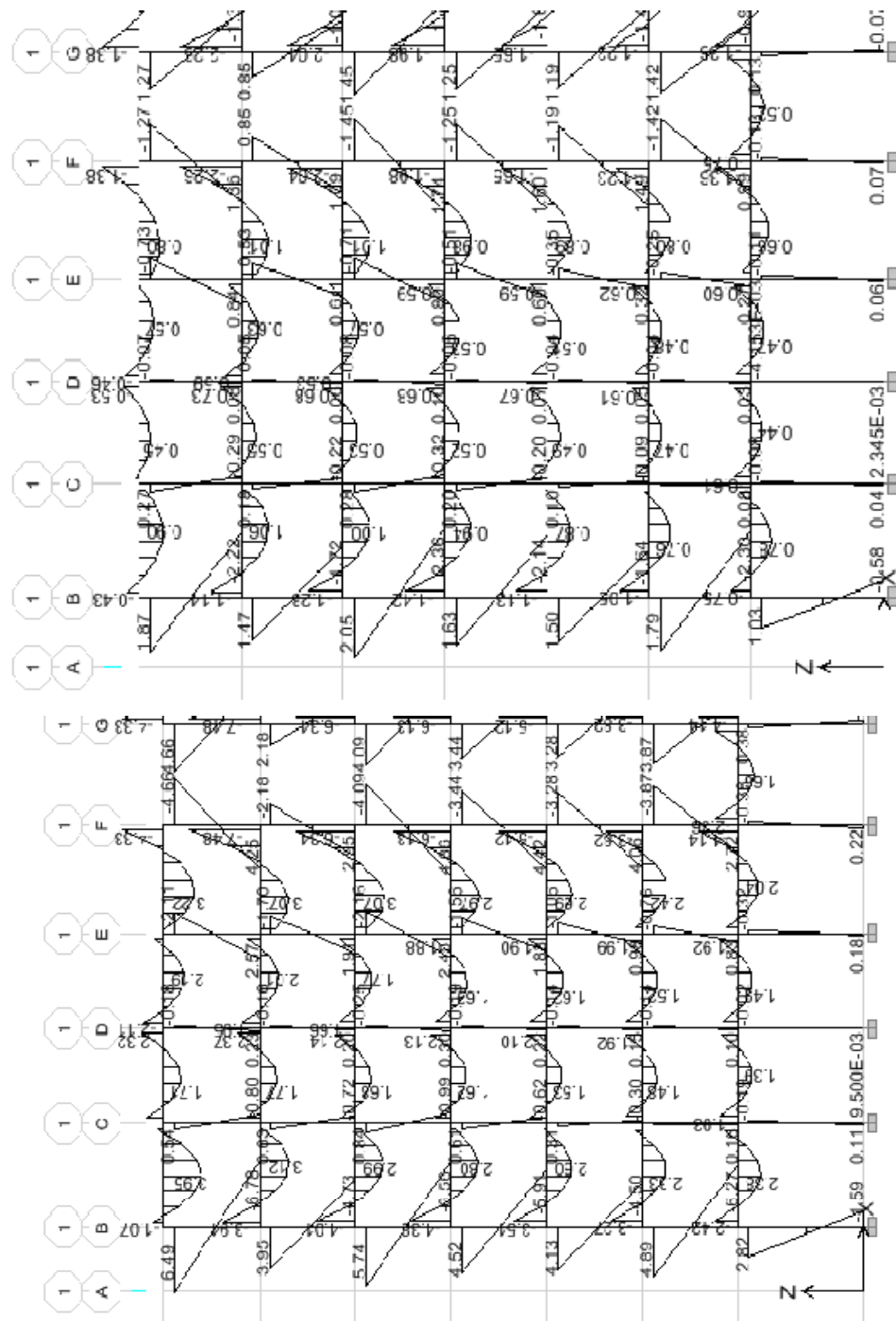


Fig. V.1. Diagramme des moments fléchissants sous G

Fig. V.2. Diagramme des moments fléchissants sous Q

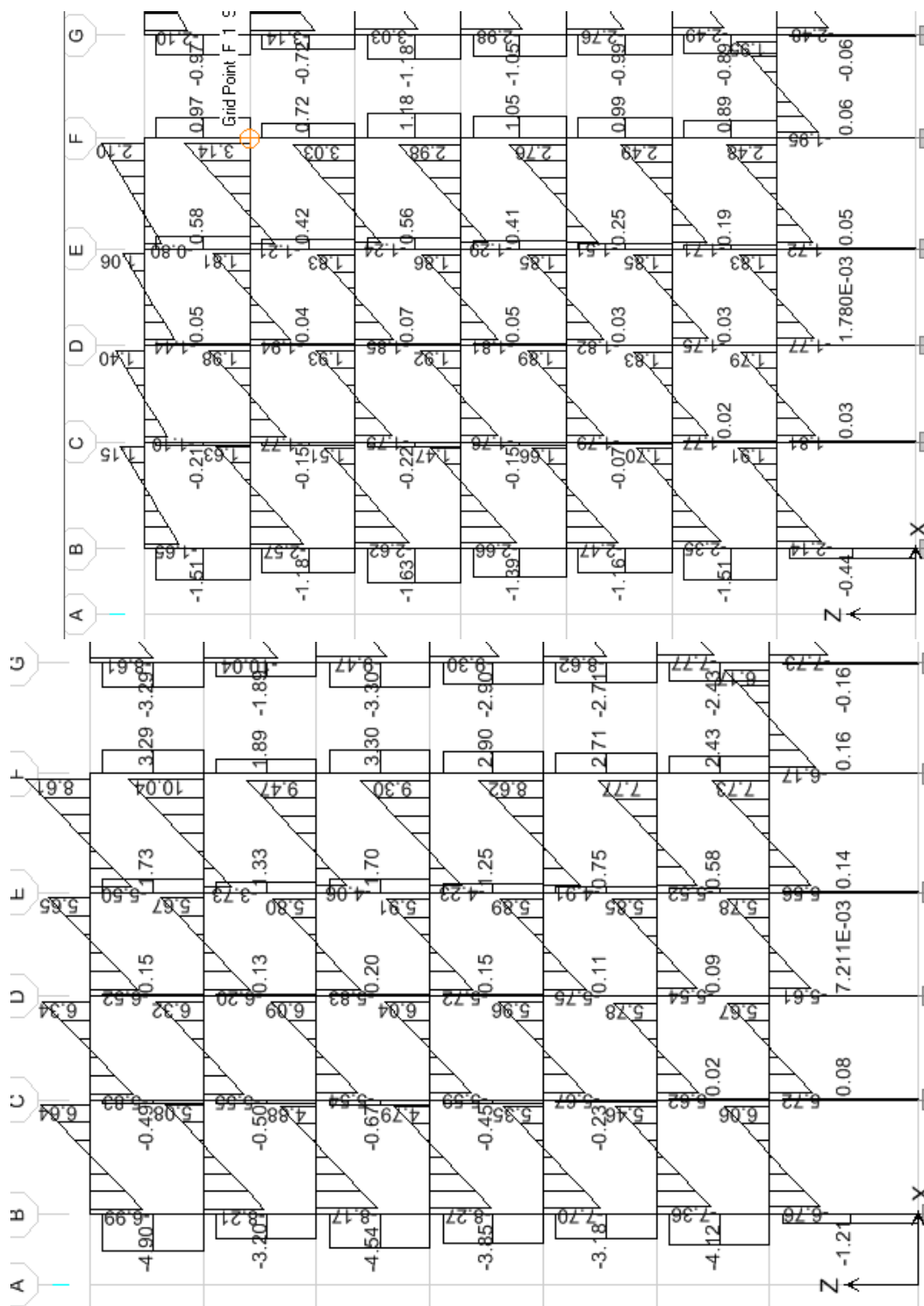


Fig.V.3.Diagramme des efforts tranchant sous G :

Fig.V.4.Diagramme des efforts tranchants sous Q

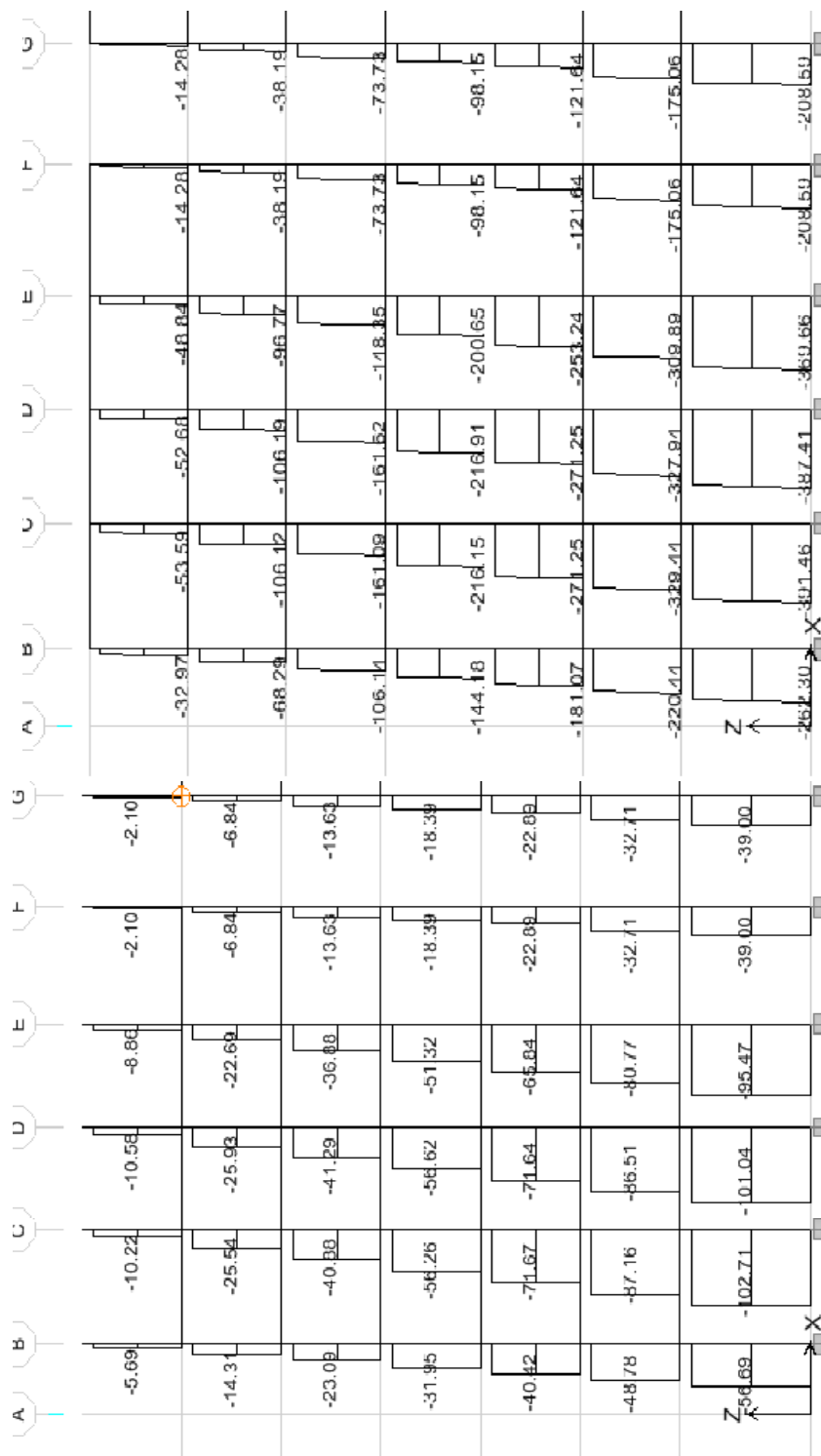


Fig.V.5, Diagramme des efforts normaux sous Q

Fig.V.6, Diagramme des efforts normaux sous

Sens longitudinal

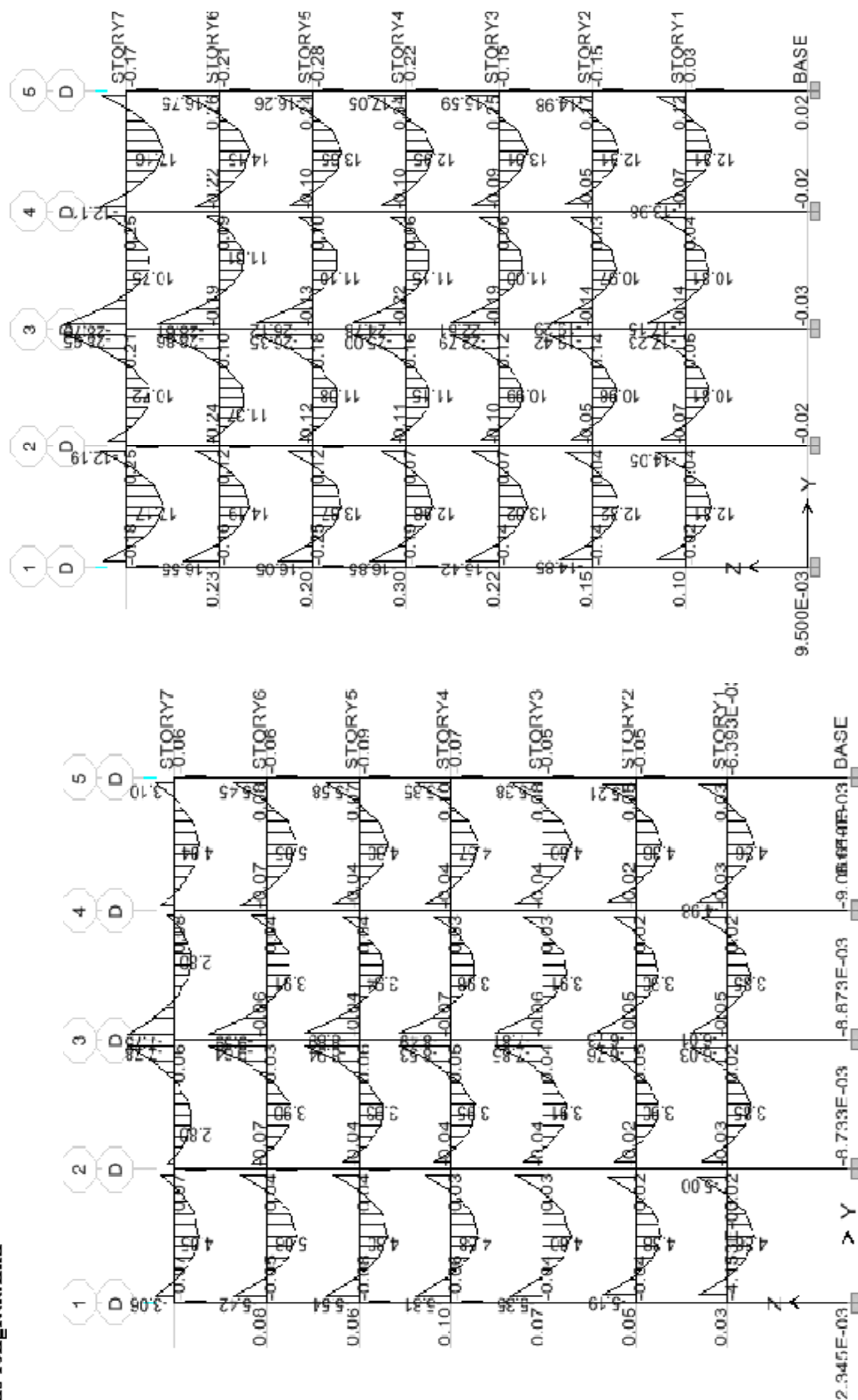


Fig.V.7. Diagramme des moments sous C

Fig.V.8. Diagramme des moments sous Q

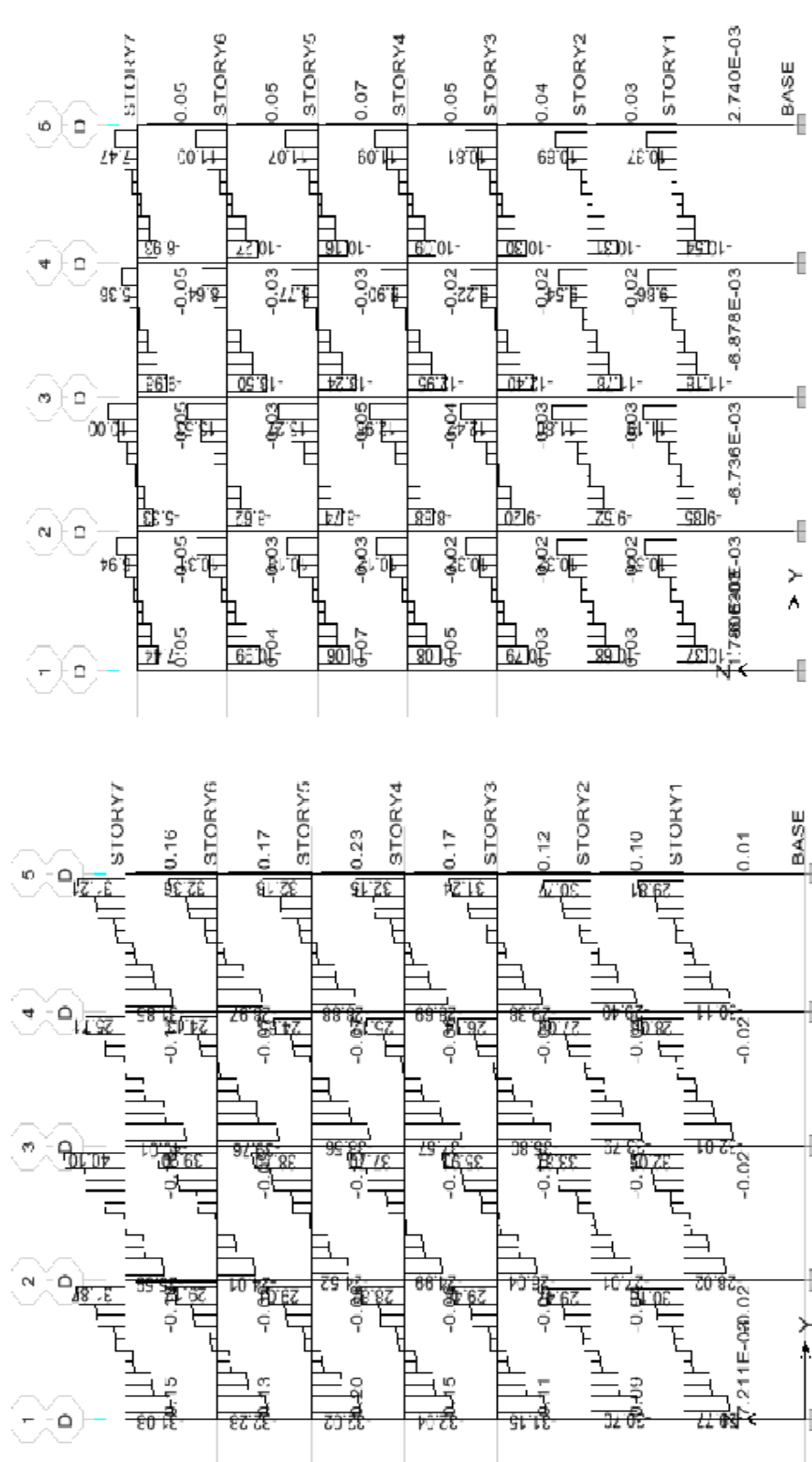


Fig.V.9.Diagramme des efforts tranchants sous G

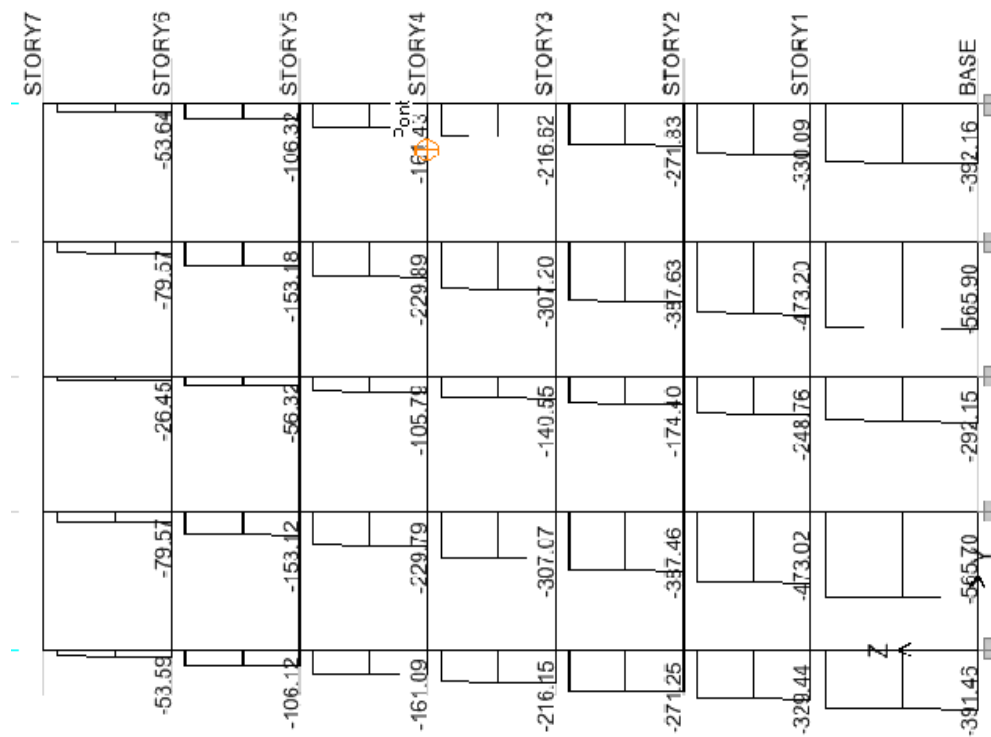


Fig.V.11.Diagramme des efforts normaux sous G

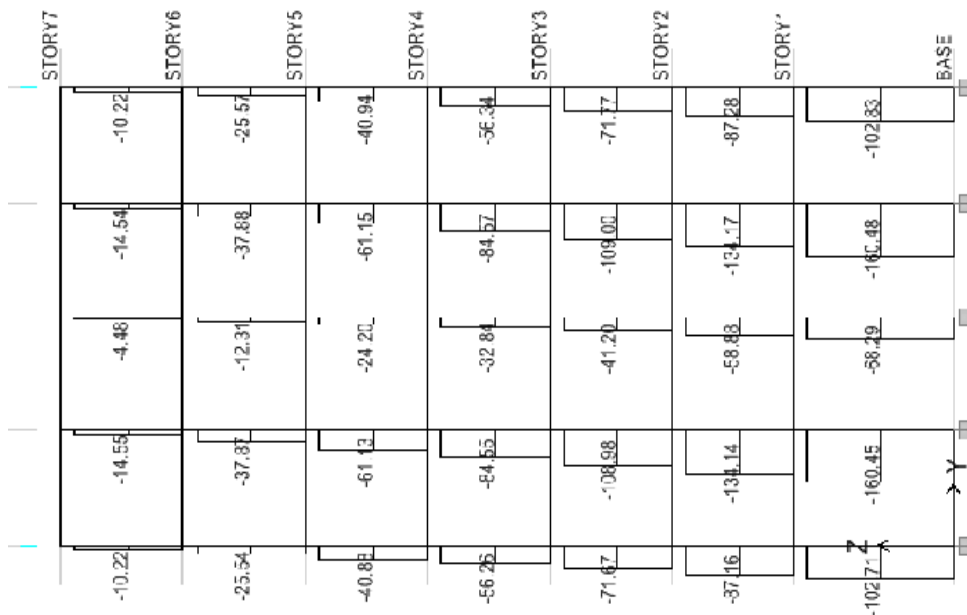
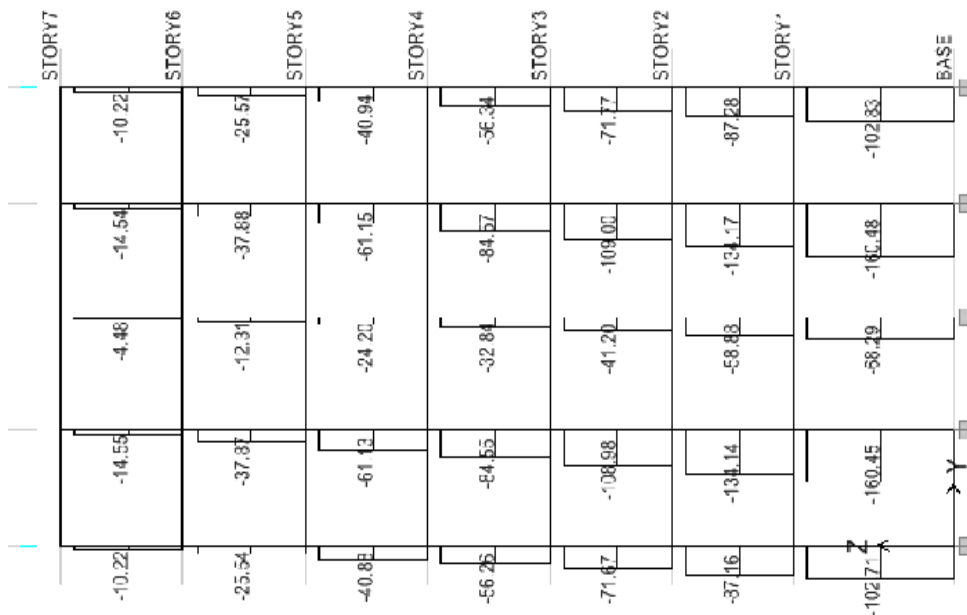


Fig.V.12.Diagramme des efforts normaux sous Q

Fig.V.10.Diagramme des efforts tranchants sous Q



CHAPITRE VI

Ferraillage des poteaux

VI.1-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.
- ✧ Moment maximal et effort normal correspondant.
- ✧ Effort normal maximal de traction et moment correspondant.

VI.2- Recommandation du RPA 2003

VI.2.1- Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- ✧ Le diamètre minimal est de 12 mm,
- ✧ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIb),
- ✧ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- ✧ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

a) Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de 0.8 % de la section du béton .

Poteaux 45x45 : $A_{smin} = 0.008 \times (45 \times 45) = 16.2 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x40 : $A_{smin} = 0.008 \times (40 \times 40) = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteaux 30x30 : $A_{smin} = 0.008 \times (35 \times 35) = 9.8 \text{ cm}^2$

b) Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 3 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

• Zone courante :

Poteaux 45x45 : $A_{smax} = 0.03 \times (45 \times 45) = 60.75 \text{ cm}^2$

Poteaux 35x35: $A_{smax} = 0.03 \times (40 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$

Poteaux 30x30 : $A_{smax} = 0.03 \times (35 \times 35) = 36.75 \text{ cm}^2$

• Zone de recouvrement :

Poteaux 40x40 : $A_{smax} = 0.006 \times (45 \times 45) = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteaux 35x35 : $A_{smax} = 0.006 \times (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux 30x30 : $A_{smax} = 0.006 \times (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$

VI.2.2- Les armatures transversales :

a) Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}, 15cm) \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \min(15\phi_l^{\min}) \text{ en zone courante}$$

ϕ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

2) la quantité minimales d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit:

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$$

$3 < \lambda_g < 5$ interpolation entre les valeurs limites du poteau

b) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ minimum.

VI-3- Calcul du ferrailage à l'état limite ultime :

VI-3-1 détermination du centre de pression (calcul de l'excentricité) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$\begin{cases} g = e_u - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \rightarrow N: \text{effort normal de traction} \\ g = e_u - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \rightarrow N: \text{effort normal de compression} \end{cases}$$

$$M_f = N_u \cdot g$$

avec:

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

Selon la valeur de u et la nature de l'effort normal, on distingue trois cas :

1. Section partiellement comprimée :(S.P.C)

La section est partiellement comprimée Si Le centre C se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures. (L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e - \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

a) Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

si: $\mu < \mu_l \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

*Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

*Armatures réelles:

$$\begin{cases} A = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \rightarrow (N: \text{effort de traction}) \\ A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \rightarrow (N: \text{effort de compression}) \\ A' = 0 \end{cases}$$

Sinon: $\mu_t \geq \mu_{t1} \rightarrow$ la section est doublement armée (SDA)

*Armatures en flexion simple:

$$M_l = \mu_t \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} ; AM_f = M_f = M_l$$

$$A_l = \frac{M_l}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \rightarrow \{ A_f = A_l + A_f' \}$$

$$A_f' = \frac{M_f}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

*Armatures en flexion composée:

$$\begin{cases} A - A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow (N: \text{effort de traction}) \\ A - A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \rightarrow (N: \text{effort de compression}) \\ A' = A_f \end{cases}$$

2. Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \dots \dots \dots (A)$$

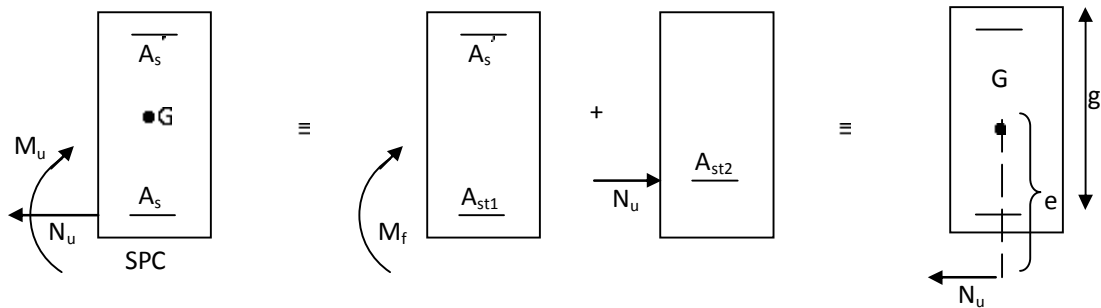
Avec :

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $0 = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $0 = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : effort de compression.



- **1er cas :** la condition (A) est vérifiée.

La section est partiellement comprimée, et les calculs sont effectués à partir du cas (1)

- **2ème cas :** la condition (A) n'est pas vérifiée.

La section est entièrement comprimée (SEC). Le ferrailage est déterminé de la manière suivante :

On vérifie l'inégalité (B) :

$$(0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \geq N_u (d - c') - M_f \dots \dots \dots (B)$$

Deux autres cas peuvent se distinguer :

- a) **La condition (B) est vérifiée :** La section est simplement armée (SSA).

$$\begin{cases} A_1' = \frac{N_u}{\sigma_s} \Psi \times b \times h \times f_{bc} \\ A_2' = 0 \end{cases} \quad \text{Avec: } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

- b) **La condition (B) n'est pas vérifiée :** La section est doublement armée (SDA).

$$A_s' = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

REMARQUE : Si A_s est négative :

$$A_s \geq \left\{ \max \frac{bh}{1000} , 0,23bh \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$$

3. Section entièrement tendue (SET)

La section est entièrement tendue c'est à dire l'effort normale est un effort de traction et

$$e \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_u \cdot a}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 \end{cases} ; a = \frac{h}{2} + e_u - c$$

VII.3.2 Calcul des armatures longitudinales

Les résultats du ferrailage sont donnés sous forme de tableau.

Tableau.VI.1.ferraillage des poteaux

niveaux	effort normal (kN)	moment (N.m)	section (bxb) (cm ²)	Observations	Ast (cm ²)	As' (cm ²)	Amin (cm ²)	choix des barres	Aadopté (cm ²)
1 et 2	N _{max} =1051.95	M _{corr} =-0.63	40x40	SPC	1.93	0	12.8	4HA16-4HA14	14.19
	N _{min} =210.26	M _{corr} =-8.406		SPC	3.07	0		4HA16-4HA14	
	N _{corr} =563.31	M _{max} =18.82		SPC	1.93	0		4HA16-4HA14	
3 ; 4 et 5	N _{max} =717.73	M _{corr} =-0.107	35x35	SEC	1.21	-1.51	9.8	4HA14+4HA12	10.67
	N _{min} =81.78	M _{corr} =12.004		SPC	1.48	0		4HA14 4HA12	
	N _{corr} =262.51	M _{max} =-25.418		SPC	1.48	0		4HA14-4HA12	
6 et 7	N _{max} =277.56	M _{corr} =0.193	30x30	SPC	1.08	0	7.2	4HA12+4HA12	9.04
	N _{min} =-9.5	M _{corr} =1.048		SPC	1.08	0		4HA12+4HA12	
	N _{corr} =87.48	M _{max} =25.396		SPC	1.09	0		4HA12+4HA12	

VII.3.2- Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux, leur but essentiel:

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

a) **Diamètre des armatures transversales :** le diamètre Φ_t des armatures longitudinal

$$\text{doit être égal au moins à : } \Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm, soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Adopter des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

b) **Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :**

$$S_t \leq \min (15\Phi_t^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm}) \dots \dots \dots (\text{BAEL 91 Art A.8.1,3})$$

Avec : a: est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99 révisée 2003 .

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_t^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

c) **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{-Si: } \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{-Si: } \lambda_g \geq 3 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$$

$$\text{-Si : } 3 < \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots \text{interpoler entre les deux valeurs précédentes.}$$

Avec : b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}, l_f = 0.707 l_0 \rightarrow \lambda_g = \frac{0.707 l_0}{a}$$

L_0 : Longueur libre du poteau.

$$\bullet \text{ Poteau de } 40 \times 40 \text{ pour le sous sol: } \lambda = \frac{0.707 * (4 - 0.2)}{0.4} = 6.71$$

- Poteau de 40×40 pour le RDC: $\lambda = \frac{0.707 * (3.06 - 0.2)}{0.4} = 5.05$
- Poteau de 35×35 : $\lambda = \frac{0.707 * (3.06 - 0.2)}{0.35} = 5.77$
- Poteau de 30×30 : $\lambda = \frac{0.707 * (3.06 - 0.2)}{0.3} = 6.74$

On remarque que $\lambda > 5$: Alors la quantité minimale d'armatures sont :

En zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) :

- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée
- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée
- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$) :

- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée
- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée
- $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

VII-4- Vérifications a L'ELS

VII-4-1- Vérification de l'état 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.

Contraint admissible de l'acier : $\overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$

Contraint admissible du beton : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux direction x-x et y-y.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $\frac{M_G}{N} < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section est entièrement comprimée

Si $\frac{M_G}{N} > \frac{h}{6} \rightarrow$ la section est partiellement comprimée

VII-4-2- Vérification d'une Section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée ;

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p ;

l_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 - p \cdot y_2 + q = 0$

Avec : $lc = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times lc^2 - \frac{90\bar{A}_s}{b}(lc - c') - \frac{90A_s}{b}(d - lc)$$

$$q = -2 \times lc^3 - \frac{90\bar{A}_s}{b}(lc - c')^2 - \frac{90A_s}{b}(d - lc)^2$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ

$$\Delta = q^2 - \frac{4p^3}{27}$$

▪ Si $\Delta \geq 0$: $y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right)$; $y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} - \frac{2\pi}{3}\right)$; $y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} - \frac{4\pi}{3}\right)$

$$t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

▪ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} - 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_1)^2 - A'_s (y_1 - c')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

VII-4-3- Vérification d'une section entièrement comprimée (SEC)

➤ On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s - A'_s)$

➤ On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - c') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h - 15 \cdot (A_s - A'_s)}$$

➤ On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} - b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot \left[A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h - X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure} \\ \sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure} \end{array} \right.$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) < \overline{\sigma_{bc}}$

Tableau.VI, vérification des contraintes a l'E.L.S

niveaux	Ns (KN)	Ms (KN.m)	section	e _s (cm)	obser	σ _{sup} (Mpa)	σ _{inf} (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	obs
RDC;SS	127.96	5.966	40x40	4.662	SEC	0.971	0.292	15	vérifiée
	728.77	0.164		0.023	SEC	3.607	3.588	15	vérifiée
	379.21	13.087		3.451	SEC	2.617	1.127	15	vérifiée
1;2;3	48.07	7.99	35x35	16.622	SPC	0.014	0.013	15	vérifiée
	504.32	0.051		0.01	SEC	3.286	2.827	15	vérifiée
	176.35	17.7		10.037	SPC	0.146	0.109	15	vérifiée
4;5	5.4	0.416	30x30	7.704	SPC	0.002	0.002	15	vérifiée
	196.51	0.102		0.052	SEC	1.78	1.167	15	vérifiée
	60.26	15.435		25.614	SPC	0.174	0.312	15	vérifiée

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

VII-4-4- Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 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:

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d * f_{c28}$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à 0.075.

$$\tau_b \leq \overline{\tau_{bu}} = 0.075 * 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d}$$

Poteaux RDC et Sous sol : (40x40)

Sens xx :

$$\tau_b = \frac{36.25 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.238 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens yy :

$$\tau_b = \frac{13.66 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.08 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Poteaux de niveaux 3 ;5 et 5 : (35x35)

Sens xx :

$$\tau_b = \frac{18.53 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.160 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens yy :

$$\tau_b = \frac{336.93 \times 10^3}{350 \times 330} = 2.91 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Poteaux de niveaux 6 et 7 : (30x30)

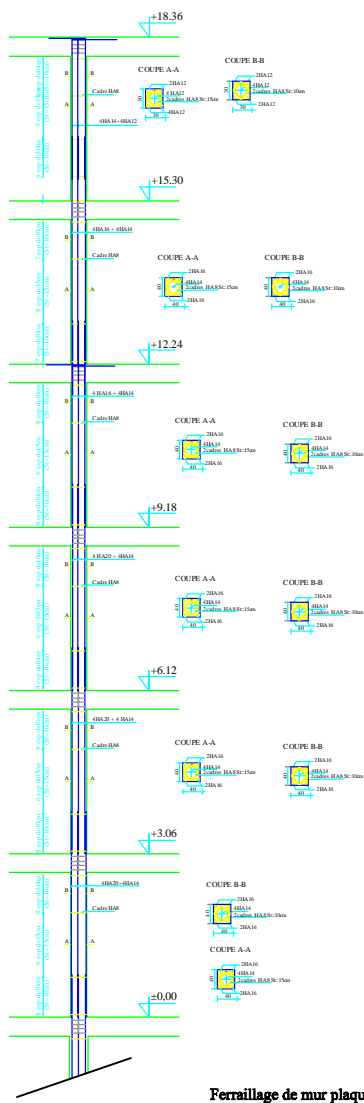
Sens xx :

$$\tau_b = \frac{24.31 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.289 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

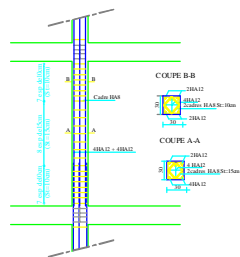
Sens yy :

$$\tau_b = \frac{15.99 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.190 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

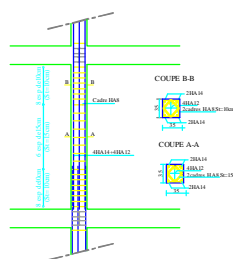
Conclusion : les contraintes tangentielles sont vérifiées



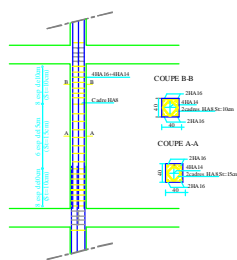
Ferrailage des poteaux du 4 et 5 ème étages



Ferrailage des poteaux du 1et 2 ème étages



Ferrailage des poteaux de RDC, et sous sol



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : Melle: AIT BRAHAM FARIDA	TITRE:
DIRIGE PAR : Mme: BAIDI	

CHAPITRE VII

Ferraillage des poutres

VII.1. Introductions:

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VII.2. Recommandations du RPA 99 (version 2003) :

VII.2.1. Armatures longitudinales :

a) Pourcentage total minimum :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot (b \cdot h)$$

Pour les poutres (30 * 35) $\Rightarrow A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2$

Pour les poutres (25 * 35) $\Rightarrow A_{\min} = 4.375 \text{ cm}^2$

b) Pourcentage total maximum :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

• Pour les poutres (30 × 35)

4 % (bxh) \rightarrow en zone courante $\rightarrow A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$

6 % (bxh) \rightarrow en zone de recouvrement $\rightarrow A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$

• Pour les poutres (25 × 35)

4 % (bxh) \rightarrow en zone courante $\rightarrow A_{\max} = 35 \text{ cm}^2$

6 % (bxh) \rightarrow en zone de recouvrement $\rightarrow A_{\max} = 52.5 \text{ cm}^2$

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est :

- 40 ϕ en zone IIb

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

VII.2.2. Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \text{(Article (7.5.2.2))}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée on prend le : minimum de $(h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$: La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une

Section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés qu'il faut considérer.

VII.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes : Soit

- Ast : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- Ac: section supérieure la plus comprimée.
- Un moment de flexion M_u supporté par la section.

VII.3.1. Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$\begin{cases} \gamma_b & 1.5 & \text{cas général.} \\ \gamma_b & 1.15 & \text{cas accidentel.} \end{cases}$$

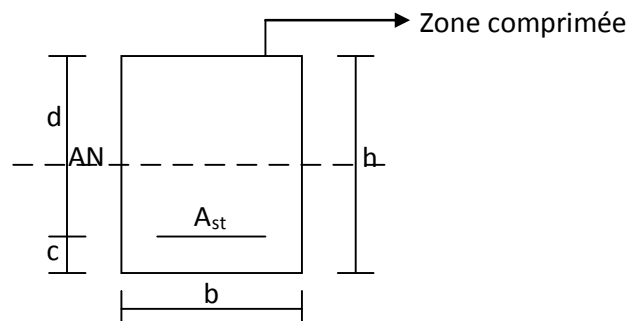
On distingue deux cas

➤ **1^{er} cas :**

$$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = \frac{M_u}{f_{td} \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$



➤ 2^{er} cas :

$\mu_s \geq \mu_s - 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée.

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.

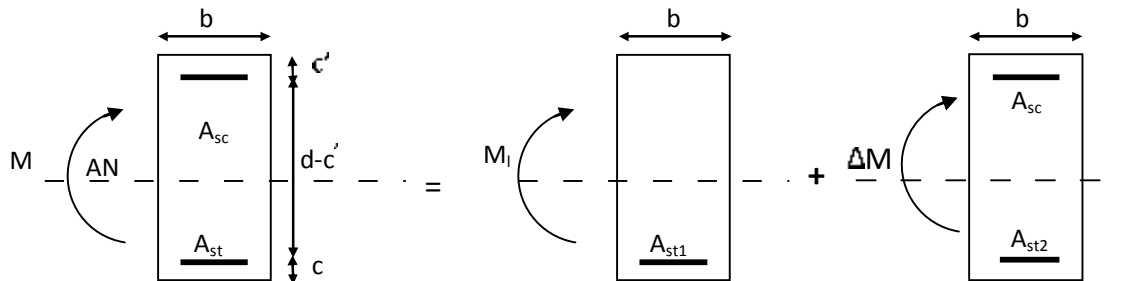


Figure 6.1 Schéma de calcul en flexion simple.

Avec :

A_{st1}, A_{st2} : Armatures tendus.

A_{sc} : Armatures comprimées.

$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_s b d^2 f_{bu} \text{ et } \Delta M = M - M_1$$

Finalement :

$$\begin{cases} A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_1}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \Rightarrow \text{armatures tendues} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \Rightarrow \text{armatures comprimées} \end{cases}$$

Avec :

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée et M moment sollicitant.

Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c à d $\Delta M \leq 4,0 M_u$ (Art BAEL B.6.6.1).

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

VII.4. Ferrailage des poutres principales à l'ELU :

VII.4.1. Ferrailage des poutres principales

a) Armatures en travée :

Tableau. VII.1 ferrailage des poutres principales (armatures en travées)

story	M (KN.m)	μ	observa	β	A_s calculé (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
1	24.03	0.052	SSA	0.972	2.153	6.75	3HA14+3HA12	8.01
2	23.76	0.051	SSA	0.972	2.129	6.75	3HA14+3HA12	8.01
3	24.36	0.053	SSA	0.971	2.185	6.75	3HA14+3HA12	8.01
4	24.08	0.052	SSA	0.97	2.162	6.75	3HA14+3HA12	8.01
5	24.79	0.053	SSA	0.97	2.225	6.75	3HA14+3HA12	8.01
6	25.05	0.054	SSA	0.969	2.251	6.75	3HA14+3HA12	8.01
7	26.73	0.058	SSA	0.966	2.410	6.75	3HA14+3HA12	8.01

b) Armatures aux appuis :

Tableau.VII .2. Ferrailage des poutres principales aux appuis

story	M (KN.m)	μ	observa	β	A_s calculé (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
1	33.74	0.073	SSA	0.958	3.067	6.75	6HA14	9.23
2	37.42	0.081	SSA	0.952	3.423	6.75	6HA14	9.23
3	43.5	0.094	SSA	0.943	4.017	6.75	6HA14	9.23
4	46.88	0.101	SSA	0.937	4.357	6.75	6HA14	9.23
5	49.32	0.106	SSA	0.934	4.598	6.75	6HA14	9.23
6	53.46	0.115	SSA	0.927	5.022	6.75	6HA14	9.23
7	51.95	0.112	SSA	0.929	4.869	6.75	6HA14	9.23

VII.4.2. Ferrailage des poutres secondaires :

c) Armatures en travée

Tableau .VII.3. Ferrailage des poutres secondaires en travée

story	M (KN.m)	μ	observa	β	A_s calculé (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
1	4.45	0.026	SSA	0.987	0.893	4.375	3HA12+3HA12	6.77
2	7.02	0.034	SSA	0.983	1.154	4.375	3HA12+3HA12	6.77
3	9.75	0.046	SSA	0.976	1.592	4.375	3HA12+3HA12	6.77
4	13.50	0.040	SSA	0.98	1.378	4.375	3HA12+3HA12	6.77
5	13.74	0.073	SSA	0.962	2.568	4.375	3HA12+3HA12	6.77
6	14.44	0.069	SSA	0.964	2.392	4.375	3HA12+3HA12	6.77
7	9.80	0.067	SSA	0.965	2.333	4.375	3HA12+3HA12	6.77

d) Armatures aux appuis :

Tableau .VII.4. Ferrailage des poutres secondaires aux appuis

story	M (KN.m)	μ	observa	β	As calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{dopté} (cm ²)
2	78.264	0.202	SSA	0.886	7.692	4.375	3HA12+3HA12	6.77
3	92.977	0.241	SSA	0.859	9.425	4.375	3HA12+3HA12	6.77
4	96.449	0.249	SSA	0.854	9.834	4.375	3HA12+3HA12	6.77
5	94.069	0.243	SSA	0.858	9.547	4.375	3HA12+3HA12	6.77
6	90.841	0.235	SSA	0.863	9.166	4.375	3HA12+3HA12	6.77
7	84.502	0.219	SSA	0.874	8.419	4.375	3HA12+3HA12	6.77

VII.5. Vérifications à l'ELU

VII.5.1 Vérification de la condition de non fragilité : (art A4.2.1 /BAEL91modifiées 99)

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales de (30x35):

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 * 30 * 33 * \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires de (25x35):

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 * 25 * 33 * \frac{2.1}{400} = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 6.77 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.99 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

VII.5.2 Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (Art A.5.1/BAEL91)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{83.97 \cdot 10^3}{300 \cdot 330} = 0.85 \text{ MPa}$$

- Poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{30.58 \cdot 10^3}{250 \cdot 330} = 0.37 \text{ MPa}$$

a) Etat limite ultime du béton de l'âme : (Art A.5.1,21/BAEL91)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres principales : $\tau_u = 0.85 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Poutres secondaires : $\tau_u = 0.37 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

VII.5.2 .Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

(Art A.5.1.32/BAEL 91)

a) Influence sur le béton :

On doit vérifier la relation suivante :

$$V_u \leq \bar{V} = 0.4 \cdot 0.9 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

✎ Poutres principale :

$$V_u = 83.97 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.33 \times 0.3 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 594 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✎ Poutre secondaire :

$$V_u = 30.85 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.33 \times 0.25 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 495 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

si : $\left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right) \leq 0 \Rightarrow$ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- Poutres principales :

$$83.97 - \frac{62.479}{0.9 \cdot 0.33} = 126.39 \leq 0$$

- Poutres secondaires :

$$30.85 - \frac{26.482}{0.9 \times 0.33} = -58.31 < 0$$

Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

VI.5.3 .vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} < \tau_{seu} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des barres

-Sens principales : $V_u = 83.97 \text{ KN}$

$$\sum U = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.2) = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{83.97 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 263.7} = 1.07 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \tau_{seu}$ Condition vérifiée

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

-Sens secondaires : $V_u = 61.58$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.2 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 22.61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{61.58 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 226.1} = 0.91 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \tau_{seu}$ Condition vérifiée

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

VII.5.4 .Longueur de scellement droite des barres : (art A.6.1.23 /BAEL91 modifiées 99)

$$l_s = \frac{\sigma_s}{4 \tau_{su}} \text{ avec: } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{pour les } \phi 12: l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.35 \text{ cm}$$

$$\text{pour les } \phi 14: l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{pour les } \phi 16: l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par crochet normal, la longueur de la partie mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4l_s$ pour les barres à haute adhérence

$$\text{pour les } \phi 12: l_s = 0.4 \times 42.35 = 16.94 \text{ cm}$$

$$\text{pour les } \phi 14: l_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$$

$$\text{pour les } \phi 16: l_s = 0.4 \times 56.44 = 22.58 \text{ cm}$$

VII.6. Armatures transversales:

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_L, \frac{b}{10}\right) = \min(10, 12, 30) \Rightarrow \Phi_t \leq 10\text{mm}$$

Soit $\Phi_t = 8\text{mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{ cm}^2$

VII.6.1. Calcul des espacements :

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

- Poutre principales de (30x35): $S_t \leq 8,75\text{cm} \rightarrow S_t = 7\text{cm}$

- Poutre secondaire de (25x35): $S_t \leq 8,75\text{cm} \rightarrow S_t = 7\text{cm}$

Soit $S_t = 7\text{cm}$

➤ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales de (30x35): $S_t \leq 17.5\text{cm}$

- Poutre secondaire de (25x35): $S_t \leq 17.5\text{cm}$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

VII.6.2. Délimitation de la zone nodale

Dans le cas des poutres rectangulaires la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principale (30x35) : $L' - 2 \times h = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

Poutres secondaires (25x35) : $L' - 2 \times h = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

VII.6.2. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

Poutres principales : $A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$

$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35\text{cm}^2$ Condition vérifiée

Poutres secondaires : $A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,12\text{cm}^2$

$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,12\text{cm}^2$ Condition vérifiée

VII.7.Vérifications à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives :

-Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).

-Etat limite de résistance du béton en compression.

-Etat limite de déformation

VII.7.1. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

VII.7.2.Etat limite de résistance du béton en compression

Il faut vérifier la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b_0 \cdot d}$$

Et à partir du tableau, on extrait les valeurs de β_1 et K.

La contrainte dans l'acier est $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

Avec A. armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau.VII.5.Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres principales										
niveau	Ms (kNm)	As _{adopté} (cm ²)	ρ_1	β_1	K ₁	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
7	44.222	8.010	0.809	0.872	24.060	0.042	191.856	7.973	15.000	vérifié
6	45.022	8.010	0.809	0.872	24.060	0.042	195.327	8.117	15.000	vérifié
5	41.319	8.010	0.809	0.872	24.060	0.042	179.261	7.450	15.000	vérifié
4	39.999	8.010	0.809	0.872	24.060	0.042	173.535	7.212	15.000	vérifié
3	35.748	8.010	0.809	0.872	24.060	0.042	155.092	6.445	15.000	vérifié
2	30.270	8.010	0.809	0.872	24.060	0.042	131.326	5.458	15.000	vérifié
1	26.813	8.010	0.809	0.872	24.060	0.042	116.328	4.834	15.000	vérifié

Tableau.VII.6.Vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis des poutres principales

niveau	Ms (kNm)	As _{adopté} (cm ²)	ρ_1	β_1	K ₁	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
7	70.927	8.010	0.809	0.872	24.060	0.042	307.715	12.788	15.000	vérifié
6	75.394	8.010	0.809	0.872	24.060	0.042	327.095	13.594	15.000	vérifié
5	71.999	8.010	0.809	0.872	24.060	0.042	312.366	12.981	15.000	vérifié
4	69.305	8.010	0.809	0.872	24.060	0.042	300.678	12.496	15.000	vérifié
3	62.534	8.010	0.809	0.872	24.060	0.042	271.302	11.275	15.000	vérifié
2	52.042	8.010	0.809	0.872	24.060	0.042	225.783	9.383	15.000	vérifié
1	41.778	8.010	0.809	0.872	24.060	0.042	181.253	7.533	15.000	vérifié

Tableau.VII.7.Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres secondaires

niveau	Ms (kNm)	As _{adopté} (cm ²)	ρ_1	β_1	K ₁	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
7	9.027	6.77	0.821	0.871	23.76	0.042	46.390	1.952	15	vérifié
6	10.251	6.77	0.821	0.871	23.76	0.042	52.680	2.217	15	vérifié
5	10.126	6.77	0.821	0.871	23.76	0.042	52.038	2.190	15	vérifié
4	10.319	6.77	0.821	0.871	23.76	0.042	53.029	2.232	15	vérifié
3	7.251	6.77	0.821	0.871	23.76	0.042	37.263	1.568	15	vérifié
2	5.276	6.77	0.821	0.871	23.76	0.042	27.113	1.141	15	vérifié
1	3.459	6.77	0.821	0.871	23.76	0.042	17.776	0.748	15	vérifié

Tableau.VII.8.Vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis des poutres secondaires

niveau	Ms (kNm)	As _{adopté} (cm ²)	ρ_1	β_1	K ₁	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
7	18.678	6.77	0.821	0.871	23.76	0.042	95.986	4.031	15	vérifié
6	19.106	6.77	0.821	0.871	23.76	0.042	98.186	4.124	15	vérifié
5	17.052	6.77	0.821	0.871	23.76	0.042	87.630	3.680	15	vérifié
4	15.517	6.77	0.821	0.871	23.76	0.042	79.742	3.349	15	vérifié
3	12.863	6.77	0.821	0.871	23.76	0.042	66.103	2.776	15	vérifié
2	9.39	6.77	0.821	0.871	23.76	0.042	48.255	2.027	15	vérifié
1	7.298	6.77	0.821	0.871	23.76	0.042	37.504	1.575	15	vérifié

VII.7.3 Valeurs limites de la flèche :

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \overline{f} ».

a) Valeurs limites de la flèche :

$$\text{pour } L \leq 5m \rightarrow \overline{f} = \frac{L}{500}$$

L : la portée mesurée entre appuis

b) Evaluation de la flèche (BAEL91/B.6.5,3) :

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec: } I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} \quad \text{et: } \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{5 \rho}$$

L : Portée libre de la poutre.

M_s : moments de service maximal.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 3700 \sqrt{25} = 10818.866 \text{ MPa}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène, calculé avec $n = 15$

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

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

σ_s : Contraintes dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\rho d A_s} \quad (\text{calculée dans l'état limite de compression du béton})$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de la flèche dans les poutres principales :

Tableau.VII.9. Vérification de la flèche dans les poutres principales

NIV	M_s (K.N.m)	L (mm)	E_v (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ_v	β_1	σ_s (Mpa)	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f (mm)	\bar{f}	obs.
7	44.222	3150	10818.866	35	8.010	0.008	1.101	0.872	191.856	0.538	136053.5	93983.70	4.315	6.3	vérifiée
6	45.022	3150	10818.866	35	8.01	0.008	1.101	0.872	195.327	0.544	136053.5	93590.82	4.412	6.3	vérifiée
5	41.319	3150	10818.866	35	8.01	0.008	1.101	0.872	179.261	0.515	136053.5	95533.16	3.967	6.3	vérifiée
4	39.999	3150	10818.866	35	8.01	0.008	1.101	0.872	173.535	0.503	136053.5	96309.73	3.809	6.3	vérifiée
3	35.748	3150	10818.866	35	8.01	0.008	1.101	0.872	155.092	0.462	136053.5	99186.53	3.306	6.3	vérifiée
2	30.270	3150	10818.866	35	8.01	0.008	1.101	0.872	131.326	0.398	136053.5	104035.58	2.669	6.3	vérifiée
1	26.813	3150	10818.866	35	8.01	0.008	1.101	0.872	116.328	0.350	136053.5	108067.74	2.276	6.3	vérifiée

Vérification de la flèche dans les poutres secondaires :

Tableau.VII.10. Vérification de la flèche dans les poutres secondaires

NIV	M_s (K.N.m)	L (mm)	E_v (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ_v	β_1	σ_s (Mpa)	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f (mm)	\bar{f} (mm)	obs.
7	9.027	2750	10818.866	35	6.77	0.008	1.086	0.871	46.390	0	113720.3	125092.33	0.504	6.3	vérifiée
6	10.251	2750	10818.866	35	6.77	0.008	1.086	0.871	52.680	0	113720.3	125092.33	0.573	6.3	vérifiée
5	10.126	2750	10818.866	35	6.77	0.008	1.086	0.871	52.038	0	113720.3	125092.33	0.566	6.3	vérifiée
4	10.319	2750	10818.866	35	6.77	0.008	1.086	0.871	53.029	0	113720.3	125092.33	0.577	6.3	vérifiée
3	7.251	2750	10818.866	35	6.77	0.008	1.086	0.871	37.263	0	113720.3	125092.33	0.405	6.3	vérifiée
2	5.276	2750	10818.866	35	6.77	0.008	1.086	0.871	27.113	0	113720.3	125092.33	0.295	6.3	vérifiée
1	3.459	2750	10818.866	35	6.77	0.008	1.086	0.871	17.776	0	113720.3	125092.33	0.193	6.3	vérifiée

VII.8. Disposition constructive :

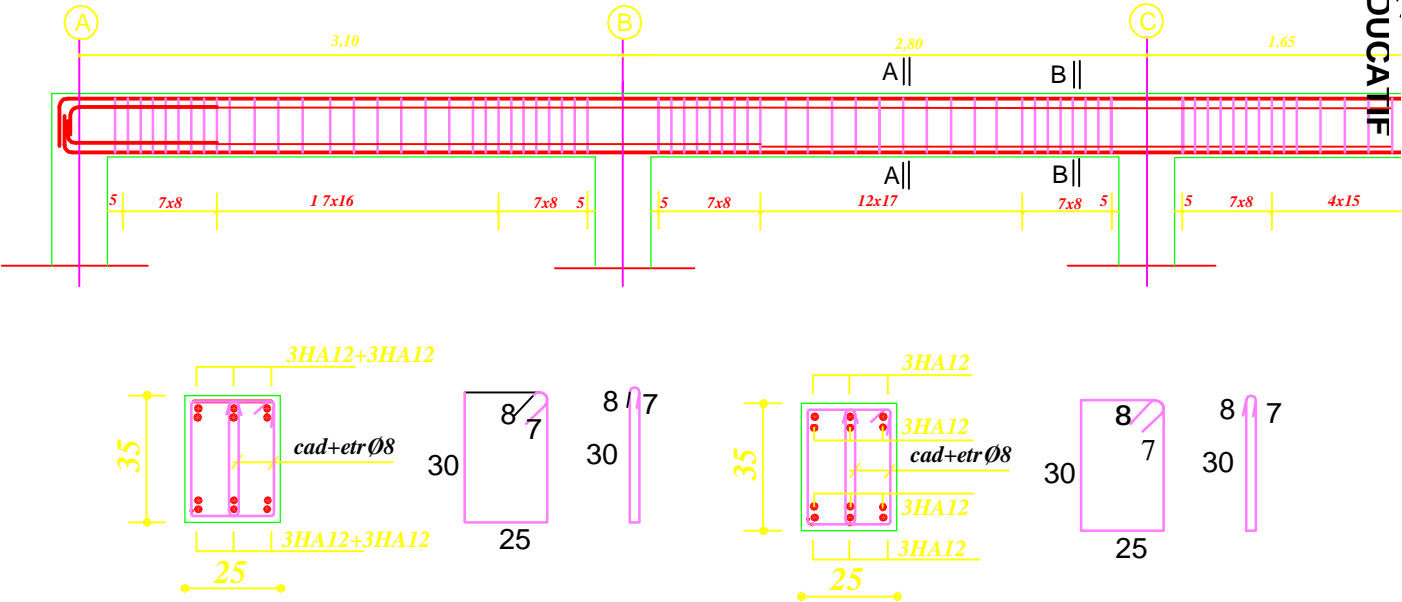
Conformément au **CBA 93 annexe E₃**, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- ❖ 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.
 - A $\frac{1}{4}$ 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.

VII.9.Schéma de ferrailage :

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



CoupeA-A

CoupeB-B

CHAPITRE VIII

Ferraillage des voiles

VIII.1.Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales ;

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux ;

- Zone I : sous sol et le RDC
- Zone II : 1^{er} ; 2^{eme} et le 3^{eme} étages
- Zone III : 4^{eme} et le 5^{eme} étages

VIII.2. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91 $\Rightarrow \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$
- Selon le RPA version 2003 $\Rightarrow \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$

VIII-3. Ferraillage des voiles pleins :

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VIII.3.1.Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

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 ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_c}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_c : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

L_t : longueur de la partie tendue.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L ; \text{ et } L_t = L - L_c$$

Avec : L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

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

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

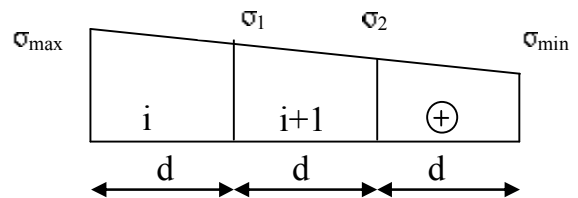
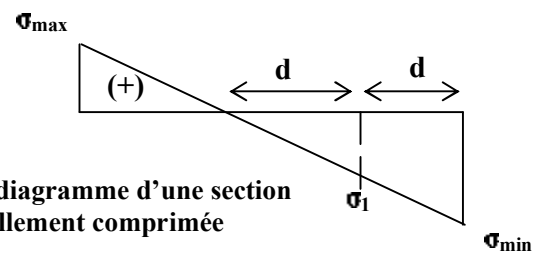
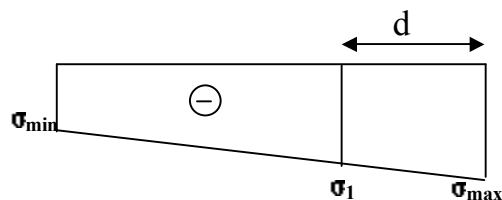


Fig.VIII-1: Diagramme d'une section entièrement comprimée



FigVIII. 2: diagramme d'une section partiellement comprimée



FigVIII. 3: diagramme d'une section Entièrement tendue

VIII.3.2. Armatures verticales :**a) Section entièrement comprimée :**

$$A_v \geq \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ (Art A.8.1,2 BAEL 91 modifiées 99)}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \text{ (Art A.8.1,2 BAEL 91 modifiées 99)}$$

b) Section partiellement comprimée

$$A_v \geq \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

c) Section entièrement tendue

$$A_v \geq \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

tel que : $B = d \times e$

• 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 zone courantes : 0.10 %

VIII.3.3.armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

VIII.3.4.Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VIII.3.5.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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 LV_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VIII.3.6.Espacement : (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = 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 égale à 15 cm

VIII.3.7. Longueur de recouvrement : (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3) :

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.

VIII.3.8. Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

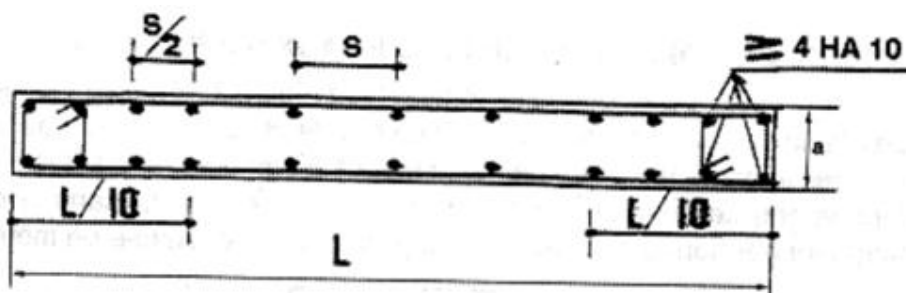


Figure VII.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VIII.4. Vérification des contraintes :**VIII.4.1. Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 MPa$$

N_{ser} : Effort normal appliqué sous la combinaison à l'ELS.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures verticales adoptée.

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par les conditions suivante :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b - 0.2 \cdot f_{c28} ; \quad \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq \frac{1.4 \cdot V_{u,calcul}}{b_a \cdot d}$$

$$V \leq 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

✈ **RPA 99-modifié2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 * f_{c28}$$

✈ **D'après le BAEL**

Il faut vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brut

VIII.5. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage des voiles transversaux : VT1, VT2

Zone I :

VII.5.1.Caractéristiques géométriques :

$$L = 3.85 \text{m} \quad e = 0.20 \text{ m} \quad V = V' = L/2 = 1.925 \text{m} \quad I = 0.951 \text{ m}^4 \quad B = 0.77 \text{ m}^2$$

VII.5.2.Sollicitation de calcul :

$$M_{\text{cor}} = 2244.36 \text{KN.m}$$

$$N_{\text{max}} = 2596.33 \text{ KN}$$

$$V_{\text{max}} = 631.64 \text{ KN}$$

$$N_s = 556.27 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{2596.33}{0.77} - \frac{2244.36 \times 1.925}{0.951} = 7914.85 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{2596.33}{0.77} - \frac{2244.36 \times 1.925}{0.951} = -1171.14 \text{KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

- ♦ **Largeur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L = 2.85m$$

- ♦ **Largeur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 3.85 - 2.85 = 1.00m$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d1) et (d2)

- ♦ **Calcul de la longueur (d)**

$$\text{Avec } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 1.53m$$

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{2} = 0.69m.$$

VII.5.3.Détermination des armatures

1^{ère} bande : d₁ = 0.69 m

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = 1599.05 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} - \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1599.05 - 1171.14}{2} \times 0.69 \times 0.2 = 191.14 \text{ kN}$$

2^{ème} bande : d₂ = 1.21 m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1599.05 \times 1.21 \times 0.2}{2} = 193.49 \text{ kN}$$

- a) **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{191.14 \times 10}{348} = 5.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{193.49 \times 10}{348} = 5.56 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \{A_{v1} = 5.49 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{v2} = 5.56 \text{ cm}^2\}$$

Section minimale

$$A_{\min} = \max\left\{\frac{0.23d.e.f_{t28}}{f_e}; 0.005d.e\right\}$$

que tell: B = d × e

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.23 \times 0.69 \times 0.2 \times 2.1}{400}; 0.005 \times 0.69 \times 0.2\right) = 6.9 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_{\min} = 3.45 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

$$A_1 = \frac{A_{v1}}{2} = 2.74 \text{ cm}^2 / \text{nappe} < A_{\min}$$

$$A_2 = \frac{A_{v2}}{2} = 2.78 \text{ cm}^2 / \text{nappe} < A_{\min}$$

⇒ donc on doit ferrailler avec $A_{\min} = A_v = 6.9 \text{ cm}^2$

Le voile est ferraillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Soit : $4\text{HA}16 = 8.04 \text{ cm}^2 / \text{bande} \rightarrow 2\text{HA}14 = 3.06 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$

Armatures de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1.54T}{f_e} = \frac{1.54 \times 631.641 \times 10}{400} = 24.32 \text{ cm}^2$$

Armatures total :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 15.65 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 11.64 \text{ cm}^2$$

1^{ère} bande : $8\text{HA}16 = 16.09 \text{ cm}^2 / d_1$ soit: $4\text{HA}16 / \text{nappe}$ avec espacement de 17cm

2^{ème} bande : $8\text{HA}16 = 16.09 \text{ cm}^2 / d_2$ soit: $4\text{HA}16 / \text{nappe}$ avec espacement de 30cm

Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{24.32}{4} = 6.08 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\% B \right\} = 6.08 \text{ cm}^2$$

Soit $6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2$

-Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

-Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1.5e, 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Vérification des contraintes de cisaillement:

Selon le RPA99

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 631.64}{0.2 \times 0.69 \times 3.85} \times 10^{-3} = 3.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B \cdot 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{556.27 \times 10^3}{200 \times 3850 + 15(6.9) \times 10^4} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le ferraillage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux

VIII.4- ferraillage des voiles :

VIII.4.1.Ferraillage des voiles transversaux:

Les ferraillages sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau. VIII.1.Ferrailage des voiles transversaux VT1, VT'2, VT7, VT'8

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L[m]		3.85	3.85	3.85
	e [m]		0.2	0.2	0.2
	B [m2]		0.77	0.77	0.77
	I [m4]		0.951	0.951	0.951
	V=V'=L/2		1.925	1.925	1.925
Sollicitation de calcul	Nmax [KN]		2596.33	1596.97	389.20
	Mcor [KN.m]		2244.36	1391.19	423.74
	Nser [KN]		556.27	575.96	238.64
	T [KN]		631.64	561.77	249.21
	σmax [KN/m²]		7914.85	3319.623	1046.72
	σmin [KN/m²]		-1171.14	-2358.350	-781.88
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		2.85	2.25	2.20
	Lt [m]		1.00	1.60	1.65
	d [m]		0.69	0.80	0.82
	σl[KN/m²]		1599.05	1179.17	390.94
	N1 [KN]		333.05	282.84	96.54
	N2 [KN]		193.49	142.68	32.18
Ferrailage	Av1 [cm²/bande]		9.57	8.13	2.77
	Av2 [cm²/bande]		5.56	4.10	0.92
	Amin [cm²/bande]		6.94	8.00	8.23
	Avj [cm²]		24.67	21.92	9.54
	A1=Av1+(Avj/4) [cm²/bande]		15.65	13.61	5.16
	A2=Av2+(Avj/4) [cm²/bande]		11.64	9.58	3.31
	Choix par nappe	bande 1	8HA16=16.09	9HA14=13.85	6HA12=6.78
		bande 2	8HA16=16.09	9HA14=13.85	6HA12=6.78
	Ah: Choix par nappe/ml		6HA14	6HA14	3HA12
Vérification des contraintes	ζb=5MPa	ζb [MPa]	1.16	1.03	0.45
	ζu=2,5MPa	ζu[MPa]	1.29	1.45	0.63
	σbc= 15 [Mpa]	σbc [Mpa]	0.15	0.13	0.13

Tableau.VII.2.Ferraillage des voiles transversaux VT3, VT'4, VT5, VT'6

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L[m]		3.95	3.95	3.95
	e [m]		0.2	0.2	0.2
	B [m ²]		0.79	0.79	0.79
	I [m ⁴]		1.027	1.027	1.027
	V=V'=L/2		1.975	1.975	1.975
Nmax [KN] Mcor [KN.m]	Nmax [KN]		1594.07	1202.11	535.55
	Mcor [KN.m]		37.32	106.70	122.85
	Nser [KN]		1158.92	873.9	389.65
	T [KN]		453.10	289.07	165.25
	σ_{\max} [KN/m ²]		5418.387	2898.135	995.78
	σ_{\min} [KN/m ²]		-2863.906	-992.692	-63.58
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		2.58	2.94	3.71
	Lt [m]		1.37	1.01	0.24
	d [m]		0.68	0.50	0.12
	σ_1 [KN/m ²]		1431.95	496.35	31.79
	N1 [KN]		293.38	75.03	1.13
	N2 [KN]		173.27	60.06	0.38
Ferraillage	Av1 [cm ² /bande]		8.43	2.16	0.03
	Av2 [cm ² /bande]		4.98	1.73	0.01
	Amin [cm ² /bande]		6.83	5.04	1.19
	Avj [cm ²]		13.00	11.49	6.24
	A1=Av1+(Avj/4) [cm ² /bande]		11.68	5.03	1.59
	A2=Av2+(Avj/4) [cm ² /bande]		8.23	4.60	1.57
	Choix par nappe	bande 1	6HA16=12.06	5HA14=7.69	4HA12=4.52
		bande 2	6HA16=12.06	5HA14=7.69	4A12=4.52
	Ah: Choix par nappe/ml		5HA14	4HA12	3HA12
Vérification des contraintes	$\xi_b=5\text{MPa}$	ξ_b [MPa]	0.86	0.54	0.29
	$\xi_u=2,5\text{MPa}$	ξ_u [MPa]	0.86	0.76	0.41
	$\sigma_{bc}=15$ [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	0.34	0.40	0.26

Tableau.VII.3.Ferrailage des voiles transversaux VL1, VL4

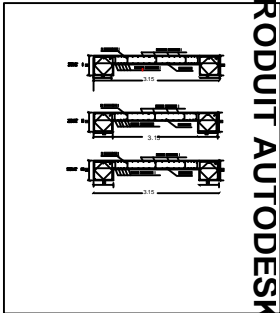
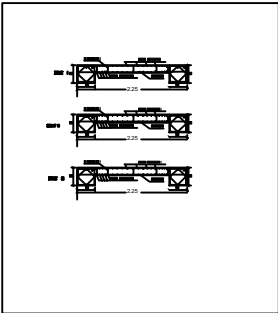
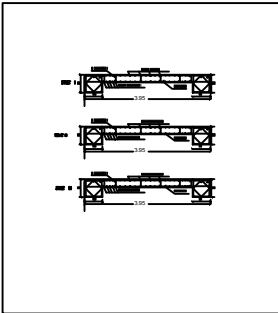
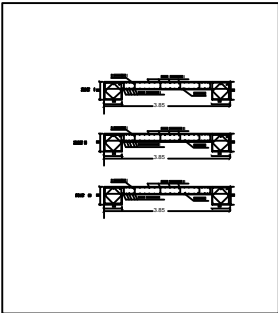
	Zone		I	II	III
Caracteristiques geometriques	L[m]		2.25	2.25	2.25
	e [m]		0.2	0.2	0.2
	B [m2]		0.45	0.45	0.45
	I [m4]		0.190	0.190	0.190
	V=V'=L/2		1.125	1.125	1.125
Nmax [KN] Mcor [KN.m]	Nmax [KN]		1397.2	547.35	359.58
	Mcor [KN.m]		1969.06	854.79	213.76
	Nser [KN]		424.5	310.11	130.91
	T [KN]		716.52	471.59	179.22
	σmax [KN/m²]		5610.133	6183.245	2686.95
	σmin [KN/m²]		64.356	-3948.623	-1300.90
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		2.22	1.37	1.52
	Lt [m]		0.03	0.88	0.73
	d [m]		0.01	0.44	0.37
	σ1[KN/m²]		32.18	1974.31	650.45
	N1 [KN]		0.12	259.68	71.61
	N2 [KN]		3.89	238.89	23.87
Ferrailage	Av1 [cm²/bande]		0.00	7.46	2.06
	Av2 [cm²/bande]		0.11	6.86	0.69
	Amin [cm²/bande]		0.13	4.38	3.67
	Avj [cm²]		28.41	18.47	6.49
	A1=Av1+(Avj/4) [cm²/bande]		7.11	12.08	3.68
	A2=Av2+(Avj/4) [cm²/bande]		7.21	11.48	2.31
	Choix par nappe	bande 1	8HA20=23.13	6HA16=12.06	4HA12=4.52
		bande 2	8HA20=23.13	6HA16=12.06	4HA12=4.52
	Ah: Choix par nappe/ml		6HA16	5HA14	3HA12
Verification des contraintes	ξb=5MPa	ξb [MPa]	1.34	0.45	0.25
	ξu=2,5MPa	ξu[MPa]	1.88	1.22	0.43
	σbc= 15 [Mpa]	σbc [Mpa]	0.15	0.06	0.06

Tableau.VII.4.Ferrailage des voiles transversaux VL2, VL3

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L[m]		3.15	3.15	3.15
	e [m]		0.2	0.2	0.2
	B [m ²]		0.63	0.63	0.63
	I [m ⁴]		0.521	0.521	0.521
	V=V'=L/2		1.575	1.575	1.575
Nmax [KN] Mcor [KN.m]	Nmax [KN]		1740.28	1363.97	589.92
	Mcor [KN.m]		1.86	15.61	37.91
	Nser [KN]		1262.52	989.32	428.44
	T [KN]		988.8	580.13	217.02
	σ_{\max} [KN/m ²]		13141.774	5541.999	2387.24
	σ_{\min} [KN/m ²]		-9235.742	-2463.396	-1177.71
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		1.85	2.18	2.11
	Lt [m]		1.30	0.97	1.04
	d [m]		0.65	0.48	0.52
	σ_1 [KN/m ²]		4617.87	1231.70	588.86
	N1 [KN]		900.54	179.08	91.92
	N2 [KN]		558.76	149.04	30.64
Ferrailage	Av1 [cm ² /bande]		25.88	5.15	2.64
	Av2 [cm ² /bande]		16.06	4.28	0.88
	Amin [cm ² /bande]		6.50	4.85	5.20
	Avj [cm ²]		39.76	23.20	7.88
	A1=Av1+(Avj/4) [cm ² /bande]		35.82	10.95	4.61
	A2=Av2+(Avj/4) [cm ² /bande]		26.00	10.08	2.85
	Choix par nappe	bande 1	12HA20=37.7	6HA14=12.06	6HA12=6.78
		bande 2	12HA20=37.7	6HA14=12.06	6HA12=6.78
	Ah: Choix par nappe/ml		8HA16	6HA12	3HA12
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5\text{MPa}$	ζ_b [MPa]	1.43	0.84	0.28
	$\zeta_u=2,5\text{MPa}$	ζ_u [MPa]	2.01	1.17	0.40
	$\sigma_{bc}=15$ [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	0.36	0.17	0.18

VIII.5.schémas de ferrailage des voiles :

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

CHAPITRE IX

Etude de l'infrastructure

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 extérieures, en :

- Fondations superficielles : Utilisées pour des sol 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. Comme nous n'avons pas le rapport du sol on suppose que :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.3. 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 ;
- L'économie ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- Le tassement du sol.

D'après le (RPA99/V2003.Art10.1.4.IP80) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q+E$
- $0.8G \pm E$

IX.4. Dimensionnement :

IX.4.1.étude sous Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $(N_{ser})_{max}$ qui est obtenu à la base de la structure.

- Dans notre cas nous avons : $N_{ser} = 1730.17 \text{ KN}$; $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar}$

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K - 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{K \times \sigma_{sol}}} \quad A \geq \sqrt{\frac{K \times N_s}{\sigma_{sol}}}$$

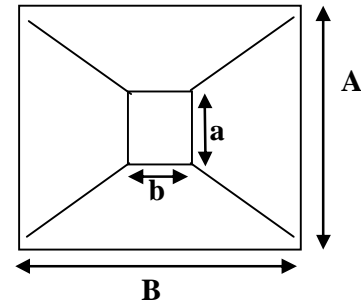


Fig.X.1: Vue en plan de la semelle

- Exemple

$$N_{ser} = 1730.17 \text{ KN} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{1730.17 \times 1}{200}} = 3 \text{ m}$$

$$B = \sqrt{\frac{1730.17}{1 \times 200}} = 3 \text{ m}$$

- Remarque

- Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

IX.4.2 semelles filantes :

a. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N , données par la condition la plus défavorable.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} - \frac{G - Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$\rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} L$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableaux. IX.1 : dimensionnement des semelles filantes sous voile

sens	Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m²]
longitudinale	VL1 et VL4	404.23	2.25	0.90	2.02115
	VL2 et VL3	1142.9	3.15	1.81	5.7145
transversale	VT1 et VT7	719.42	3.85	0.93	3.5971
	VT2 et VT8	699.54	3.85	0.91	3.4977
	VT3 et VT4	1076.45	3.95	1.36	5.38225
	VT5 et VT6	1074.29	3.95	1.36	5.37145
TOTAL					25.58

La surface des semelles filantes sous voiles est : $A_{sv} = 25.58 \text{ m}^2$

b. Vérification des semelles filantes sous poteaux

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.

❖ Hypothèse de calcul

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ Etapes de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i - \sum M_i}{R}$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$\text{si } e \geq \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$\text{si } e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

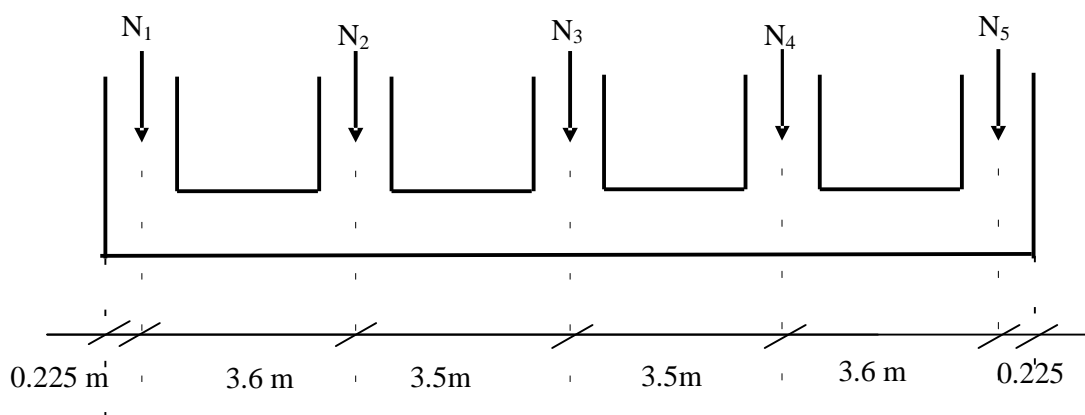
$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$

- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{l}{9} \leq h_t \leq \frac{l}{6}$

Avec : L : distance entre nus des poteaux.

- Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul la semelle comme une poutre continue pouvant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.



FigIX-2: Longueur des semelles

❖ Application

1. Détermination de la résultante des charges :

On fera le calcul sur le portique transversal (C-C)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.IX.2 : les résultantes des charges

pot	N _i KN	N _{i tot} KN	Moment KN.m	M _{tot} KN	e _i m	N _i x e _i KN.m
1	343.57	2164.1	-9.827	-1.587	-7.1	-2439.347
2	517.49		-1.114		-3.5	-1811.215
3	509.4		0.286		0	0
4	495.3		3.15		3.5	1733.55
5	298.34		5.918		7.1	2118.214

2. Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

$$\sum N_s = 2164.10 \text{ KN}$$

3. Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i)}{\sum N_s} = -0.18 \text{ m}$$

4. Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = -0.18 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{23}{6} = 3.84 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2164.10}{14.90} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.18}{14.90}\right) = 134.71 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2164.10}{14.90} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.18}{14.90}\right) = 159.28 \text{ KN/m}$$

$$q_{\frac{L}{4}} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2164.10}{14.9} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.18}{14.9}\right) = 139.97 \text{ KN/m}$$

5. détermination de la longueur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{139.97}{200} = 0.69m \Rightarrow B = 1.5m$$

$$S = B \times L = 1.5 \times 30.6 = 45.9 \text{ m}^2$$

Nous aurons La surface totale des semelles sous poteaux : $S_t = S \times n$

$$S_{tp} = 45.9 \times 5 = 229.5 \text{ m}^2$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{bat} = 15,4 \times 30.60 = 471,24 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = S_{tp} + S_v \Rightarrow S_t = 229.5 + 25.58 = 255.08 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{255.08}{471,24} = 0.54 \Rightarrow S_{semelle} > 50\% S_{bat}$$

La surface totale des semelles représente 54 % de la surface du bâtiment.

Conclusion : Vu que les semelles occupent **plus de 50 % de la surface du sol d'assise**, on opte pour un radier général comme fondation de notre bâtiment.

IX.5. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- 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.
- fait face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

IX.5.1. Pré dimensionnement du radier :

a) Condition de vérification de la longueur élastique :

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_e \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ,

E : Module de déformation longitudinale déformée $E = 10818.86$ MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3.60}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.67m$$

On prend : $h = 100$ cm

❖ **Dalle** : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

• **Sous poteaux :**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5\text{cm} \quad \text{Soit } h_d = 30\text{cm}$$

• **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{360}{8} \leq h \leq \frac{360}{5} \Rightarrow 45\text{cm} \leq h \leq 72\text{cm}$$

On adopte pour $h = 70$ cm

❖ **Nervures (poutres)** : Elles doivent vérifier :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{360}{10} = 36\text{cm} \Rightarrow \text{soit : } h_n = 70\text{cm}$$

$$0.4 \times h_n \leq b \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 28\text{cm} \leq b \leq 49\text{cm} ; \text{ on prend } b = 45\text{cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant .

Hauteur total du radier $h = 100$ cm

Hauteur de la nervure..... $h_n = 70$ cm

Largeur de la nervure..... $b = 45$ cm

Hauteur de la dalle.....hd – 30 cm

IX.5.2.Détermination des efforts :

On a : - La charge permanente totale à la base : $G=30591.61\text{KN}$

- La charge d'exploitation totale à la base : $Q=6840.80\text{KN}$

Combinaison d'actions :

A l'ELU: $N_u=1.35G+1.5Q=51559.87\text{KN}$

A l'ELS : $N_s=G+Q=37432.41\text{KN}$

IX.5.3.Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$S_{nec}^{ELU} = \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{51559.87}{1,33 \times 200} = 193.83\text{m}^2$$

$$S_{nec}^{ELS} = \frac{N_s}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{37432,41}{1,33 \times 200} = 140.72\text{m}^2$$

$$S_{bat} = 455.94\text{m}^2 > \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 193.83\text{m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30\text{cm}\right) = 45\text{cm}$$

Soit un débord de $L_{deb} = 45\text{cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 471,24 + 0.45 \times 2(15.4 + 30,6) = 512,64\text{m}^2$$

$$S_{rad} = 512,64\text{m}^2 \text{ all}$$

IX.5.4 Détermination des efforts à la base du radier

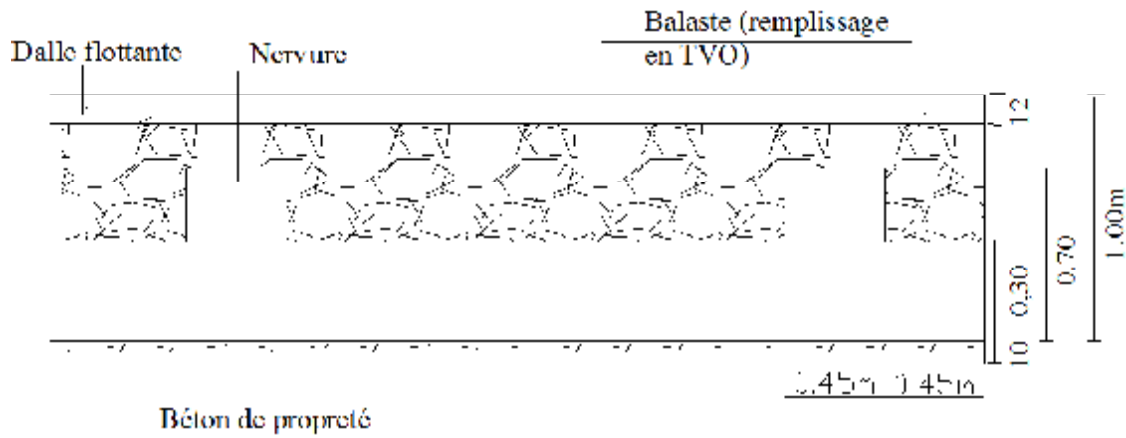


Fig.X.3: Coupe verticale du radier

• Poids du radier

P_{rad} = Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids du (T.V.O) + Poids de la dalle flottante.

$$\text{poids de la dalle: } g_1 = S_{rad} \times h_d \times f^3 = 512,64 \times 0,3 \times 25 = 3844,12 \text{ KN}$$

$$\text{poids de la nervure: } g_2 = b \times h_n \times f^3 \times L \times m$$

m : nombre de portique dans le sens considéré

$$g_2 = (0,45 \times 0,4 \times 30,6 \times 12 \times 25) + (0,45 \times 0,4 \times 14,4 \times 5 \times 25) = 1998,9 \text{ KN}$$

$$\text{poids de T.V.O: } g_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_d - h_{df}) \times f^3_{sol} \text{ avec: } S_{ner} = \frac{P_{ner}}{f^3 \times h_{ner}} = \frac{1998,9}{25 \times 0,45} = 177,68 \text{ m}^2$$

$$g_3 = (512,64 - 177,68) \times (1 - 0,3 - 0,12) \times 18 = 3496,04 \text{ KN}$$

$$\text{poids de la dalle flottante: } g_4 = (S_{rad} \times e_p \times f^3) = (512,64 \times 0,12 \times 25) = 1537,65 \text{ KN}$$

$$P_{rad} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 10876,71 \text{ KN}$$

$$\text{poids de mur plaque: } P_{mur} = [(30,6 + 7,1 + 7,1)] \times 4 \times 0,2 \times 25 = 896 \text{ KN}$$

- Charge permanente apportée sur le radier GT

$$G_T = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure}) + P(\text{mur plaque})$$

$$G_T = 30591,61 + 10876,71 + 896 = 42364,31 \text{ KN}$$

- Charge d'exploitation apportée sur le radier Q

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{bat} = 6840,80 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{rad} = 5 \times 512,55 = 2562,75 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge totale : } Q_T = 6840,80 + 2562,75 = 9403,55 \text{ KN}$$

- Combinaison d'actions

A L'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow N_u = 1.35 \times 42364.31 + 1.5 \times 9403.55 = 71297.14 \text{ KN}$

A L'ELS : $N_s = G + Q \Rightarrow N_s = 42364.31 + 9403.55 = 51767.86 \text{ KN}$

IX.6. Vérifications :

IX.6.1. Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{71297.14 \times 1}{512.55} \times \frac{3.6}{2} = 250.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{250.38 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ condition vérifiée

IX.6.2. Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier:

Notre radier présente une symétrie parfaite dans les deux sens

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,92 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,76 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

a) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 9313.27 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 36770.85 \text{ m}^4.$$

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.

$$M_j = M_{j(K-0)} + T_{j(K-0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K-0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K-0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment ;

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure)

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

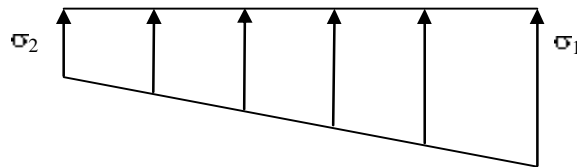


Fig. X.4. : Diagramme des contraintes

A l'ELU: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$ (RPA99 .Art.10.1.4.1)

A l'ELS: $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

• Calcul des moments

$$M_x = 63245.047 + 4215.87 \times 0.7 = 66196.16 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 59217.971 + 4471.68 \times 0.7 = 62348.15 \text{ KN.m}$$

Sens longitudinal

A l'ELU: $M_x = 66196.16 \text{ KN.M}; N_u = 71297.14 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{71297.14}{497.34} + \frac{66196.16}{36770.85} \times 7.45 = 152.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{71297.14}{497.35} - \frac{66196.16}{36770.85} \times 7.45 = 125.69 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 152.51}{4} - \frac{125.69}{145.80 \text{ KN/m}^2} \\ 2\sigma_{SOL} = 400 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_m < 2\sigma_{sol} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

A P E L S : $M_x = 66196.16 \text{ KN.M}$; $N_s = 51767.86 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{51767.86}{512.64} - \frac{66196.16}{36770.85} > 7.45 \quad 114.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{71297.14}{512.64} - \frac{66196.16}{36770.85} < 7.45 = 87.59 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 114.41 - 87.59}{4} = 107.71 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{SOL} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :**A P E L U :** $M_y = 62348.15 \text{ KN.m}$; $N_u = 71297.14 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{71297.14}{512.64} - \frac{62348.15}{9313.27} < 15.3 \quad 241.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{71297.14}{512.64} - \frac{62348.15}{9313.27} < 15.3 = 36.67 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 241.53 - 36.67}{4} = 190.31 \text{ KN/m}^2 \\ 2\sigma_{SOL} = 400 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_m < 2\sigma_{SOL} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A P E L S : $M_y = 62348.15 \text{ KN m}$; $N_s = 51767.86 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{51767.86}{512.64} + \frac{62348.15}{9313.27} \times 15.3 = 203.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{51767.86}{512.64} - \frac{62348.15}{9313.27} \times 15.3 = -1.42 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 203.43 - 1.42}{4} = 152.21 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{sol} = 200 - 200 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.6.3. Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c h_c f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

h : Epaisseur totale du radier

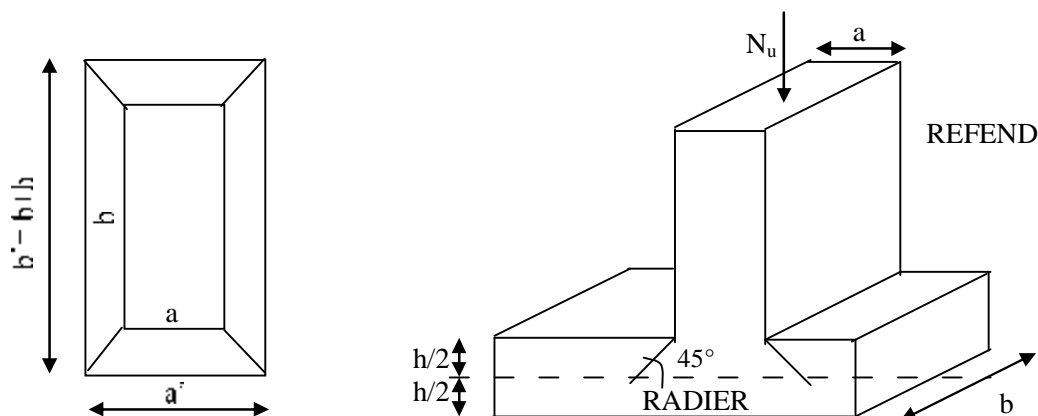


Fig. IX.5. : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c

Poteaux

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.45 + 0.45 + 2 \times 1) = 4.40 \text{ m}$$

$$N_u = 1051.93 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1051.93 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 4.4 \times 1 \times 25000}{1.5} = 3303.75 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Voile

$$\mu_c = 2 \cdot (a' - b') - 2 \cdot (a - b - 2 \cdot h) - 2 \times (0,2 - 1 - 2 \times 1) = 3,2m$$

$$N_u = 1574,44KN$$

$$N_u = 1574,44KN < \frac{0,045 \times 1 \times 3,2 \times 25000}{1,5} = 2400KN \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.7. Ferrailage du radier

Pour le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91(modifié 99). Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

IX.7.1. Les contraintes prise en compte dans les calculs

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } \sigma_m = \max (145,80; 190,31) = 190,31KN/m^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_m = \max (107,71; 152,21) = 152,21KN/m^2$$

D'où :

$$\underline{\text{A l'ELU : } q_{um} - \sigma_m(\text{ELU})} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 190,31 = \frac{10876,71}{512,64} = 169,09KN/m^2$$

$$\underline{\text{A l'ELS : } q_{sm} - \sigma_m(\text{ELS})} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 152,21 = \frac{10876,71}{512,64} = 130,98KN/m^2$$

IX.7.2. Ferrailage de la dalle

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.

IX.7.1 Panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4 \Rightarrow$ la flexion longitudinale est négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{ème} Cas : Si $\alpha < 0,4 < 1 \Rightarrow$ Les deux flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens). Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

IX.7.2 Identification du panneau le plus sollicité

le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $\begin{cases} L_x & 3m \\ L_y & 3.6m \end{cases}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

$$\rho = \frac{3.2}{3.6} = 0.88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x & 0.0478 \\ \mu_y & 0.740 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

IX.7.3. Calcul à l'ELU

$$\rho = \frac{3.2}{3.6} = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x & 0.0478 \\ \mu_y & 0.740 \end{cases}$$

IX.7.3.1. Evaluation des moments isostatiques M_x, M_y

On obtient
$$\begin{aligned} M_{0x} &= 0.0478 \times 169.09 \times 3.2^2 = 82.76 \text{ KN.m} \\ M_{0y} &= 0.740 \times 82.76 = 61.24 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0.75M_{0X}$ ou $0.75M_{0Y}$
- Moment sur appuis : $0.5M_{0X}$ ou $0.5M_{0Y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel alors :

- Moment en travée : $0.85M_{0X}$ ou $0.85M_{0Y}$
- Moment sur appui de rive : $0.3M_{0X}$ ou $0.3M_{0Y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0.5M_{0X}$ ou $0.5M_{0Y}$

IX.7.3.2. Ferrailage de panneau dans le sens x-x, y-y

a) Moments aux appuis :

Sens x-x

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot 82.76$$

$$M_{ua} = 41.38 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot 61.24$$

$$M_{ua} = 30.62 \text{ KN.m}$$

b) Moments en travée :**Sens x-x**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \cdot 82.76$$

$$M_{ut} = 62.07 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \cdot 61.24$$

$$M_{ut} = 45.93 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml.

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \rightarrow A_a = \frac{M_u^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \rightarrow A_t = \frac{M_u^t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.IX.3 : ferrailage de panneau

sens	zone	M_u (KN.m)	μ	μ_l	obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	S_t (cm)
X-X	Appuis	41.38	0.037	0.392	SSA	0.981	4.329	3.39	6HA12	6.87	17
	Travée	62.07	0.056		SSA	0.971	6.560	3.39	6HA14	9.23	17
Y-Y	Appuis	30.62	0.028		SSA	0.986	3.187	3.2	6HA12	6.87	17
	Travée	45.93	0.041		SSA	0.98	4.810	3.2	6HA14	9.23	17

IX.7.4.Vérifications à L'ELU**IX.7.4.1. Vérification de la condition de non fragilité**

: ω_0 Pourcentage d'acier minimal est égal à 0,8 % pour les HA FeE400

- Sens de la petite portée (I_x)

$$\omega_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

avec: $\omega_0 = 0.8\%$ pour HA Fe400

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \times b \times h$$

$$A_{x_{\min}} = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3 - 0.88}{2} \right) = 3.39 \text{ cm}^2$$

Sens X-X ; Y-Y :

Appuis : $A_{sa} = 6.87 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.39 \text{ cm}^2$

Travée : $A_{st} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.39 \text{ cm}^2$

IX.7.4.2. Espacement des armatures : (BAEL91/A8.2, 42)

$$S_t^{\max} = 16 \text{ cm} \leq \min \{ 2 \times h; 25 \text{ cm} \} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.7.4.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{q_u \times l}{2 \times b \times d} = \frac{169.09 \times 3.2 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 280} = 0.96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.8. Calcul et vérification à l'E.L.S :

IX.8.1. Evaluation des moments M_x et M_y :

$$\mu = 0.2; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.2}{3.6} = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x & 0.0549 \\ \mu_y & 0.818 \end{cases}$$

$$M_{0,x} = 0.0549 \times 130.98 \times 3.2^2 = 73.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,y} = 0.818 \times 46.82 = 60.23 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0,5) aux appuis et (0,75) en travées.

Sens x-x ;

$$M_{sa} = 0.5 \times 73.63 = 36.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.75 \times 73.63 = 55.22 \text{ KN.m}$$

Sens y-y:

$$M_{sa} = 0.5 \times 60.23 = 30.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.75 \times 60.23 = 45.17 \text{ KN.m}$$

IX.8.2. Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :

Aux appuis : $A_s = 6.87 \text{ cm}^2$

En travées : $A_s = 9.23 \text{ cm}^2$

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_c}{3} ; 110 \sqrt{f_{tj}} \text{ MPa} \right\} = 201,63 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u} ; \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

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

En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 40} = 0.23 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.923 \\ K_1 = 49.93 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.020 \end{array} \right.$$

Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 6.87}{100 \times 40} = 0.17 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.933 \\ K_1 = 59.63 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.016 \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau ci- après :

Tableau. IX.4 : vérification des contraintes dans le béton

sens	zone	Ms (KN.m)	Au (cm ²)	ρ	β	K1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
X-X	appuis	36.81	6.87	0.172	0.933	59.63	143.57	201.64	2.41	15	vérifiée
	travée	55.22	9.23	0.231	0.923	49.93	162.04	201.64	3.25	15	vérifiée
Y-Y	appuis	30.11	6.87	0.172	0.933	59.63	117.44	201.64	1.97	15	vérifiée
	travée	22.58	9.23	0.231	0.923	49.93	66.26	201.64	1.33	15	vérifiée

IX.9. Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges vers celle-ci.

IX.9.1. Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur du panneau correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (Largeur l_t) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repartit le calcul devient classique

▪ **Charge trapézoïdale**

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{p_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{p_x^2}{4} \right)$$

▪ **Charge triangulaire :**

$$l_m = 0.333 \times l_x$$

$$l_t = 0.25 \times l_x$$

$$\text{sens longitudinal(xx)} \dots \begin{cases} l_m = 1.065 \\ l_t = 0.8 \end{cases}$$

$$\text{sens transversal(yy)} \dots \begin{cases} l_m = 1.335 \\ l_t = 1.008 \end{cases}$$

X.9.2.Charges à considérer :

a) Sens transversal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 169.09 \times 1.335 = 225.73 \text{ KN / m}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 130.98 \times 1.335 = 174.85 \text{ KN / m}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 169.09 \times 1.008 = 170.44 \text{ KN / m}$$

b) Sens longitudinal :

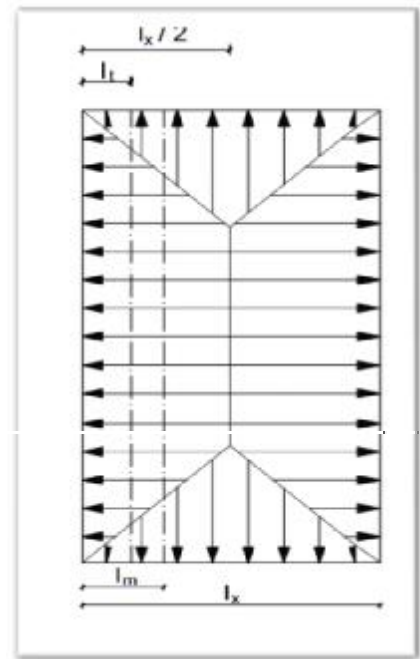
$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 169.09 \times 1.065 = 180.080 \text{ KN / m}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 130.98 \times 1.065 = 139.493 \text{ KN / m}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 169.09 \times 0.8 = 135.27 \text{ KN / m}$$

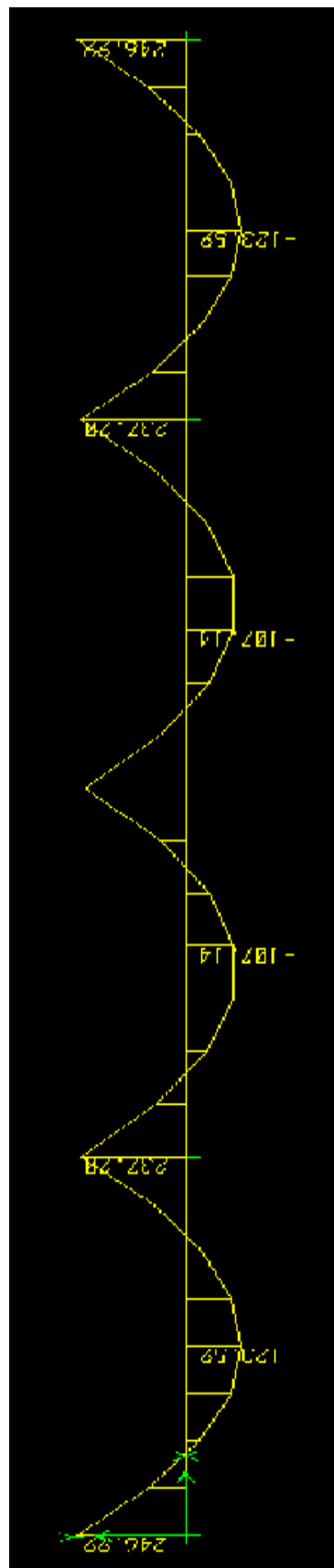
IX.9.3. Diagramme des moments fléchissant et des

efforts tranchants : Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés dans les pages suivantes :

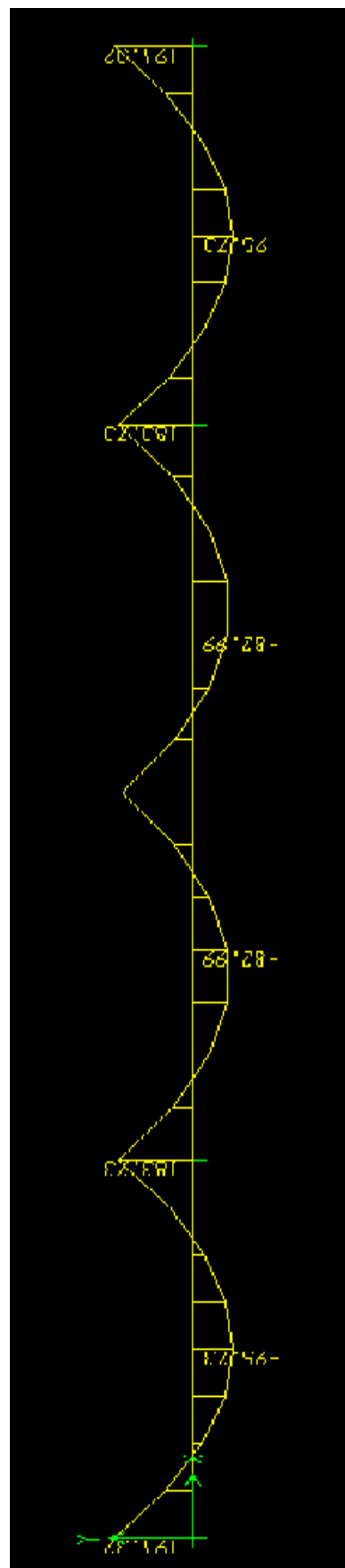


A. Sens transversal:

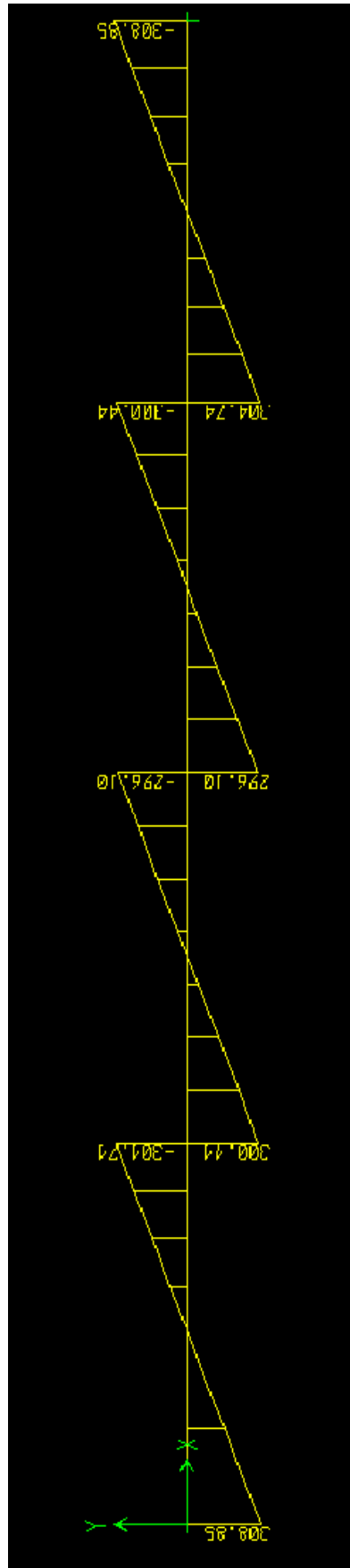
➤ Diagramme des moments fléchissant (ELU).



➤ Diagramme des moments fléchissant (ELS)

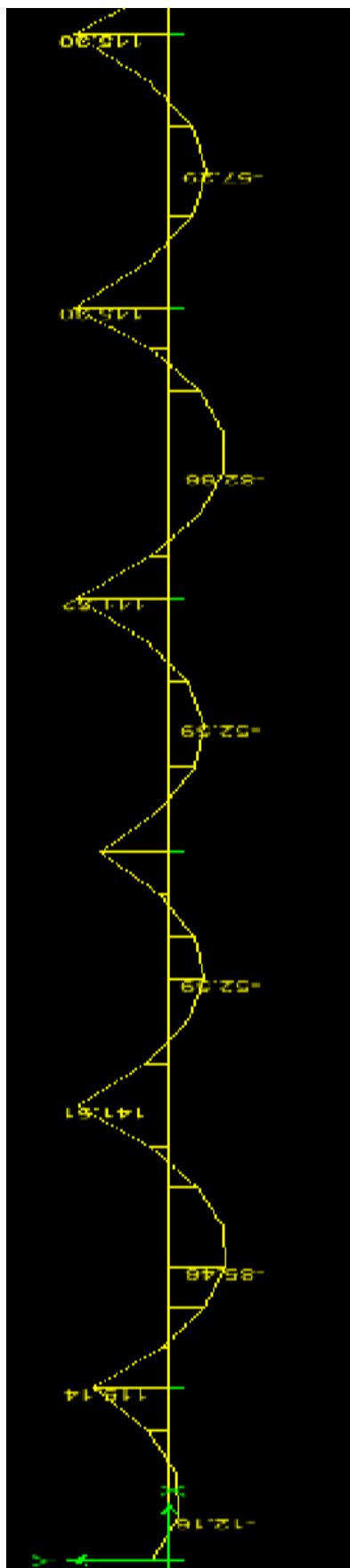


➤ Diagramme des efforts tranchants (ELU).

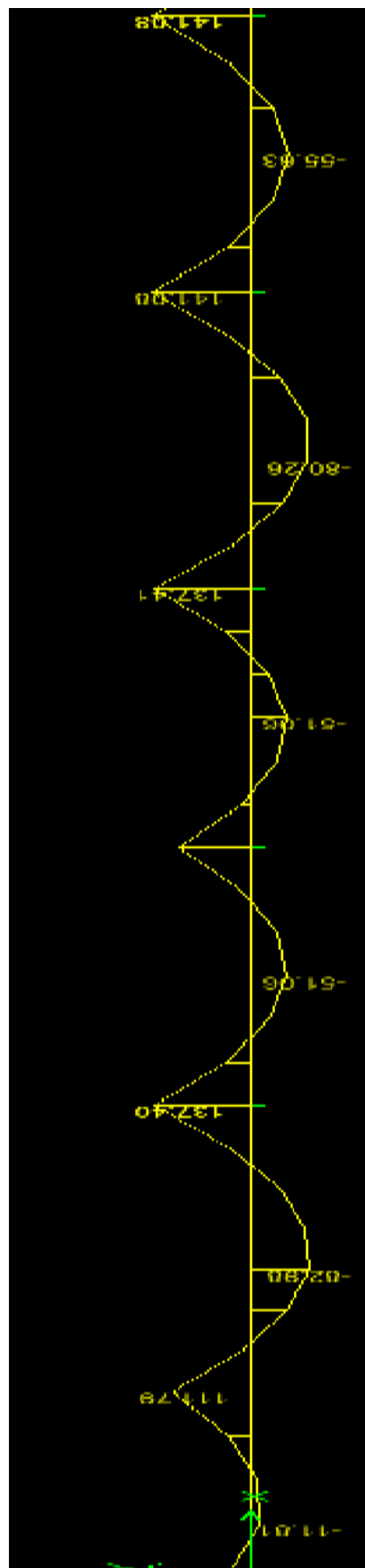


B. Sans longitudinal :

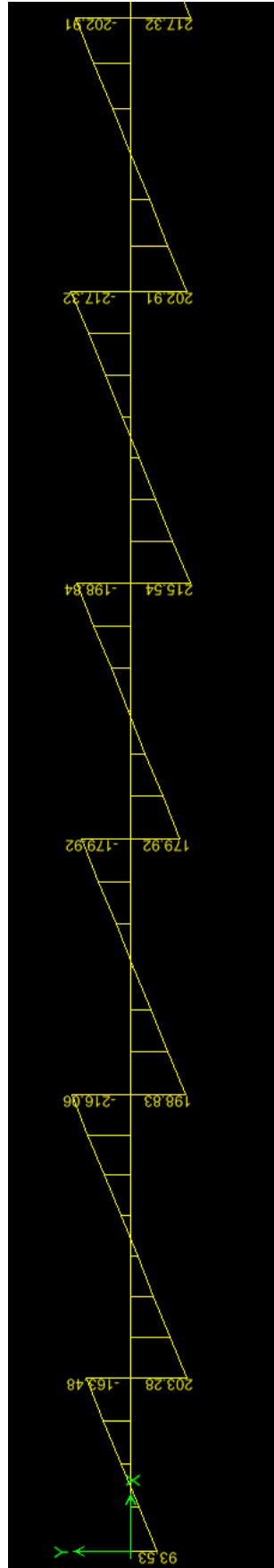
➤ Diagramme des moments fléchissant (ELU).



➤ Diagramme des moments fléchissants (ELS)



➤ Diagramme des efforts tranchants (ELU).



IX.9.4. Sollicitations maximales :

Tableau .IX.5: sollicitation maximal

	SANS TRANSVERSAL	SANS LONGITUDINA L
ELU	$M_{tuMAX}=123.59\text{KN.m}$	$M_{tuMAX}=85.46\text{KN.m}$
	$M_{auMAX}=246.99\text{ KN.m}$	$M_{auMAX}=145.30\text{ KN.m}$
ELS	$M_{tsMAX}=95.73\text{ KN.m}$	$M_{tsMAX}=82.98\text{ KN.m}$
	$M_{asMAX}=191.32\text{ KN.m}$	$M_{asMAX}=141.08\text{ KN.m}$
	$T_{uMAX}=304.74\text{ KN}$	$T_{uMAX}=217.32\text{ KN}$

IX.9.5. Calcul du ferrailage :

a) Sens transversal : x-x

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travée

$M_{auMAX}=246.99\text{ KN.m}$; $M_{tuMAX}=123.59\text{KN.m}$

$h=70\text{cm} \Rightarrow d=68\text{cm}$; $b=45\text{cm}$

$f_{bu}=14.2\text{MPa}$; $\sigma_{st}=348\text{MPa}$

Tableau IX-6 : Ferrailage des nervures à l'ELU

		M (KN.m)	μ	β	A_{cal} (cm ²)	Choix	$A_{adopté}$ (cm ²)
sens transversal	appuis	246.99	0.08	0.958	10.89	6HA14+2HA14	$9.23+3.08=12.31$
	travée	123.59	0.04	0.98	5.33	5HA14	7.69
sens longitudinal	appuis	85.46	0.03	0.981	3.68	5HA14	7.69
	travée	145.3	0.05	0.974	6.30	5HA14	7.69

IX.10. Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 45 \cdot 68 \cdot \frac{2.10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 3.69\text{cm}^2$$

➤ Sens transversal :

Aux appuis : $A_a = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.69 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En travée : $A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.69 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

➤ **Sens longitudinal :**

Aux appuis : $A_a = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.69 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En travée : $A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.69 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

a) Choix des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right\} - (20, 40, 20) - 20 \text{ mm}$$

On prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Nous adoptons $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

b) Espacement des armatures transversales :

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35.5 \text{ cm}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 304.74 \text{ K}$

$$\tau_u = \frac{304.74 \times 10^3}{450 \times 680} = 0.99 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

a) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art 6.1, 3/BAEL 99)

On doit vérifier que: $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{304.74 \times 10^3}{0.9 \times 680 \times 4 \times 14 \times 3.14} = 2.83 \text{ MPa}$$

Donc: $\tau_{se} = 2.83 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

IX.11. Vérification à l'ELS :

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma}{2} \frac{1}{100} - \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

Tableau. IX.7. vérification a l'ELS

sens		M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	γ	μ	α	$\frac{\gamma-1}{2} \mid \frac{f_{c28}}{100}$	observation
transversal	appuis	249.99	191.32	1.31	0.08	0.104	0.40	vérifiée
	travée	123.59	95.73	1.29	0.04	0.051	0.40	vérifiée
longitudinal	appuis	85.46	141.08	0.61	0.03	0.038	0.05	vérifiée
	travée	145.3	82.98	1.75	0.05	0.064	0.63	vérifiée

Conclusion :

Vue que la condition est vérifiée en appuis et en travée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton a l'ELS.

IX.12. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie Figure XI.3. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de largeur.

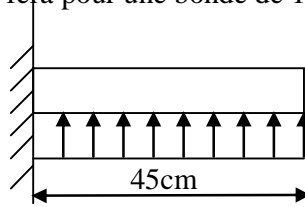


Figure IX.4 Schéma statique du

IX.12.1. Sollicitation de calcul :

- A l'ELU : $q_u = 169.09 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-169.09 \times 0.45^2}{2} = -17.12 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS : $q_s = 13.98 \text{ KN/m}$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-13.98 \times 0.45^2}{2} = -13.26 \text{ KN.m}$$

IX.12.2. Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17.12 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.20} = 0.016 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.016 > \beta_u = 0.992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17.12 \cdot 10^3}{0.992 \cdot 27 \cdot 348} = 1.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 1.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

A. Verification à l'ELU:

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 27 \cdot 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1.84 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

B. Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

C. Armatures de repartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.62}{4} = 1.15 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4\text{HA}10 / \text{ml}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

IX.12.3. Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17.12}{13.26} = 1.29$$

$$\mu = 0.016 \rightarrow \alpha = 0.0201$$

$$\left. \frac{\gamma-1}{2} \cdot \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.29-1}{2} \cdot \frac{25}{100} = 0.39 \right\} \rightarrow \alpha = 0.0201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39$$

\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ 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).

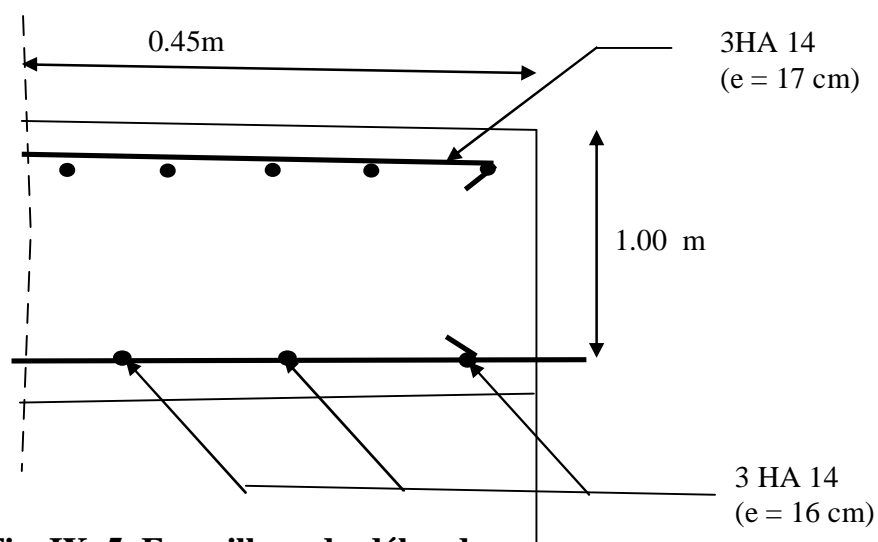
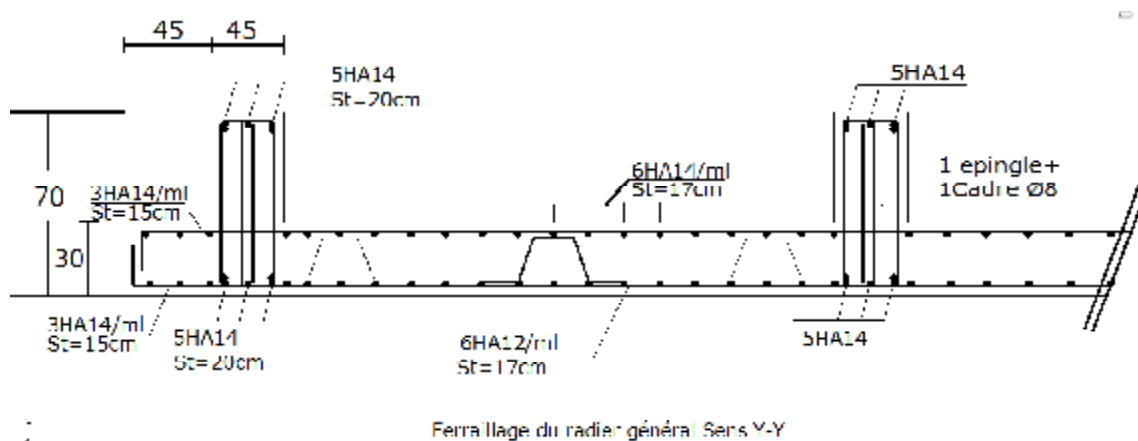
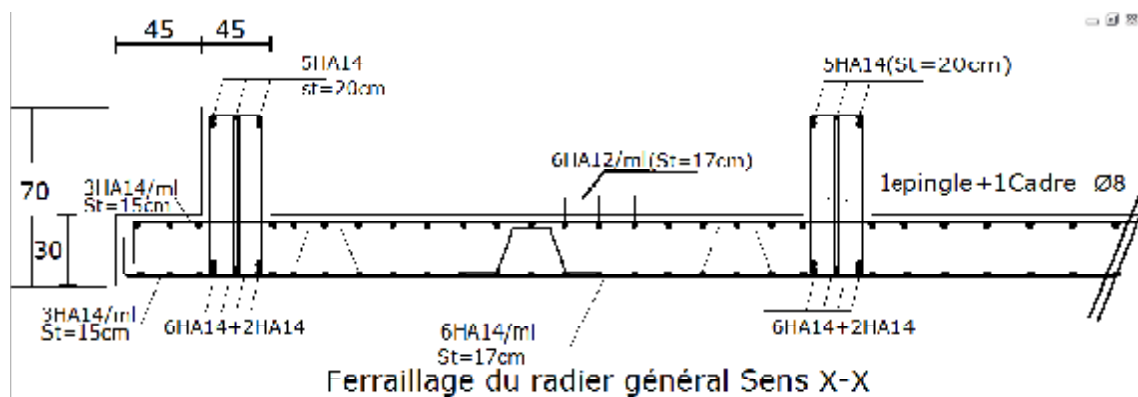
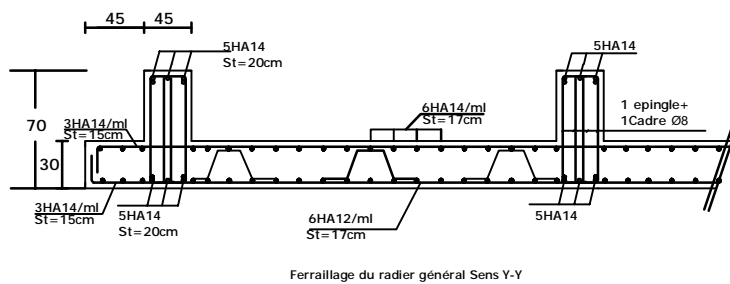
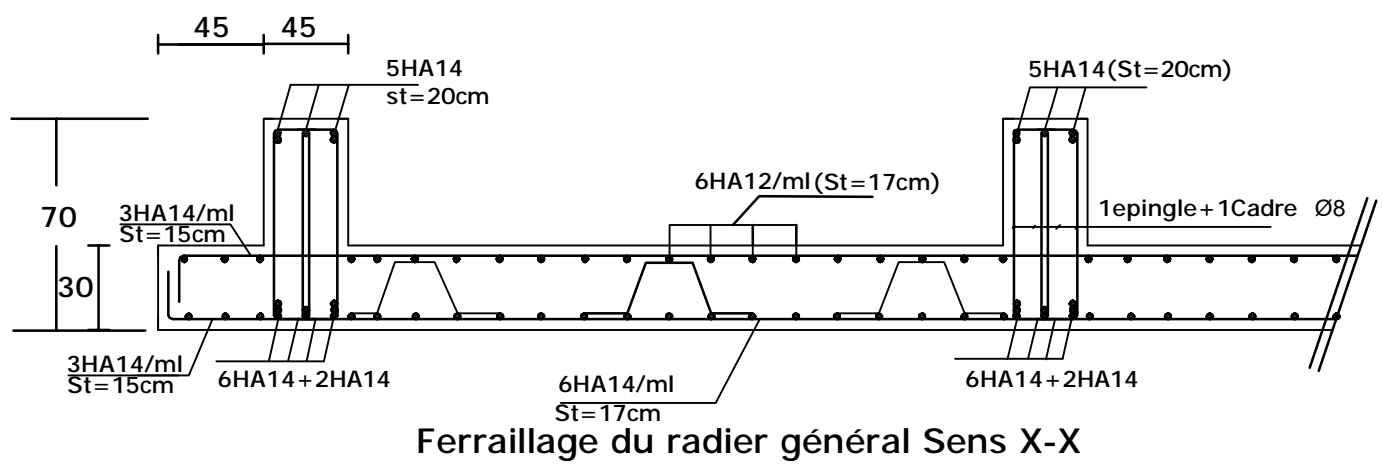


Fig. IX. 5. Ferrailage du débord



CHAPITRE X

Etude de mur de plaque

X.1. Introduction :

Le mur plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le **RPA 2003 (Article 10.1.2)** est $e_{\min} = 15$ cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 25 cm.

Le mur assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet alors de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

X.2. Méthodes de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation et simplement appuyées sur le plancher supérieur et les poteaux. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

X.2.1. Prescription du RPA 2003 :

a. Article 10.4.3 :

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$p_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$, applique horizontalement à $\frac{H}{2}$ au dessus de la base de la semelle du mur.

Avec : K_{ad} : coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol du remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce p_{ad}

$$\theta : \arctg \frac{k_h}{(1 - k_v)}$$

$k_h = A$: coefficient d'accélération de zone (Art 10.4.2)

$k_v = -0,3 \times k_h$ Contrainte verticale (Art 10.4.2)

b. Art 10.4.6:

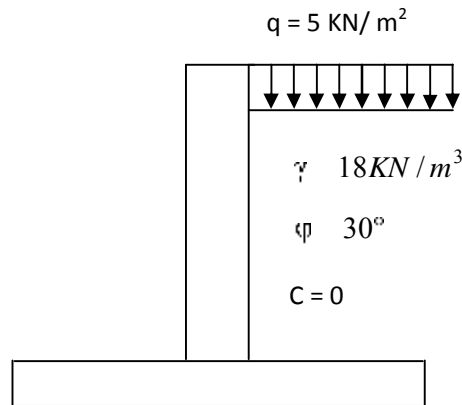
Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme Q , la poussée dynamique est égale à :

$P_{ad}(Q) = k_{ad} (1 + k_{ad}) \frac{Q \times H}{\cos \beta}$, appliquée horizontalement à $\frac{H}{2}$ au dessus de la base

de la semelle du mur.

X.2.2. caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)
- Surcharges éventuelles : $q = 10 \text{ KN/m}^2$
- Contrainte du sol : 2 bars



X.2.3 Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

A. Calcul de l'état d'équilibre aux repos :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$$

❖ à l'ELU :

$$\sigma_h = k_0 \times (1,35 \times \gamma \times H - 1,5Q)$$

Avec :

k_0 : Coefficient de la poussée des terres au repos

Q : Surcharge

$$k_0 = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] = 0,33$$

$$\sigma_H = 0,33(24,3 \times h + 7,5) \rightarrow \begin{cases} H=0 \rightarrow \sigma_h = 2,475 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ H=4\text{m} \rightarrow \sigma_H = 34,551 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

❖ À l'ELS :

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$\sigma_h = 0.33 \times (5 + 18 \times h) \rightarrow \begin{cases} H = 0 \rightarrow \sigma_h = 1.65 \text{ KN/m}^2 \\ H = 4\text{m} \rightarrow \sigma_h = 24.41 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ Calcul dynamique :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2$$

$k_h = A = 0.2$: coefficient d'accélération de zone (Art10.4.2)

$$k_v = 0.3 \times k_h = 0.3 \times 0.2 = 0.06$$

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{0.2}{1 - 0.06} = 10.68^\circ$$

$$\beta = 0$$

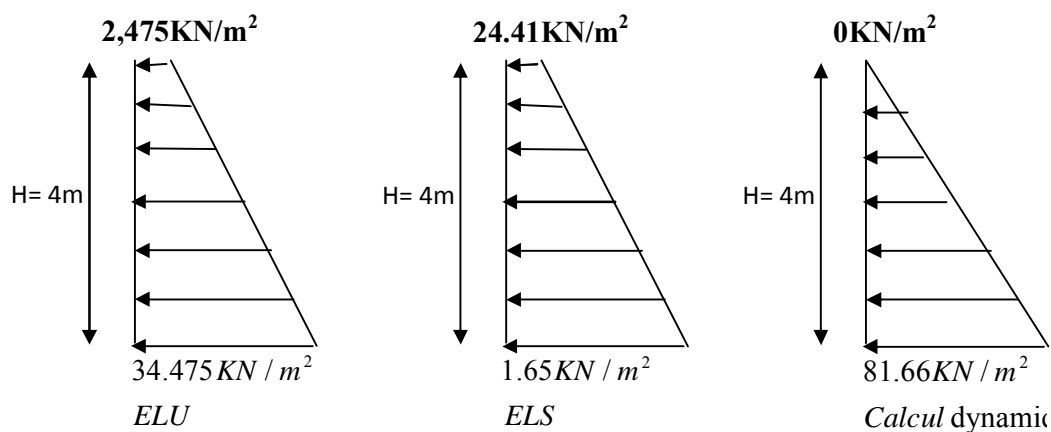
$$k_{ad} = \frac{\cos^2(30 - 10.68)}{\cos^2(10.68)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 30 \sin(30 - 0 - 10.68)}{\cos(10.68) \cos(0)}} \right]^2$$

$$k_{ad} = 1.07$$

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \gamma \times H$$

$$\sigma_h = 20.41 \times H \Rightarrow \begin{cases} H = 0 \rightarrow \sigma_h = 0 \\ H = 4\text{m} \rightarrow \sigma_h = 81.66 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ Diagrammes des contraintes :



X.2.4. Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m :

$$\text{calcul dynamique: } q_{\text{dyn}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 81.66 + 0}{4} = 61.245 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } q_u = \frac{3 \times 34.475 + 2.475}{4} = 26.475 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{3 \times 24.41 + 1.65}{4} = 18.72 \text{ KN}$$

X.3. Ferrailage du mur plaque**X.3.1. Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

➤ Moment en travée : 0,85

➤ Moment d'encastrement sur les grands cotés :

$$\left\{ \begin{array}{l} - 0,3 \rightarrow \text{appui de rive.} \\ - 0,5 \rightarrow \text{autre appui.} \end{array} \right.$$

a) Identification des panneaux :

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 3.6 \text{ m} \\ l_y = 4 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow \mu = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.6}{4} = 0.9$$

$\mu = 0.91 > 0.4 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

ELU :

$$\mu = \begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0458 \times 26.475 \times (3.6)^2 = 15.715 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.778 \times 15.715 = 12.226 \text{ KN.m}$$

b) Correction des moments

- **Sens XX :**

$$\text{aux appuis: } M_a = 0.5 \times M_{0x} = 7.857 \text{ KN.m}$$

$$\text{en travées: } M_t = 0.85 \times M_{0x} = 13.357 \text{ KN.m}$$

- Sens YY :

aux appuis: $M_a = 0.5 \times M_{0y} = 6.113 \text{ KN.m}$

en travées: $M_t = 0.85 \times M_{0y} = 10.392 \text{ KN.m}$

ELS :

$$\mu = \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0529 \times 24.41 \times (3.6)^2 = 14.489 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.778 \times 15.715 = 12.257 \text{ KN.m}$$

c) Correction des moments

- Sens XX :

aux appuis: $M_a = 0.5 \times M_{0x} = 7.244 \text{ KN.m}$

en travées: $M_t = 0.85 \times M_{0x} = 12.315 \text{ KN.m}$

- Sens YY :

aux appuis: $M_a = 0.5 \times M_{0y} = 6.128 \text{ KN.m}$

en travées: $M_t = 0.85 \times M_{0y} = 10.418 \text{ KN.m}$

X.4. Ferrailage :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} > \beta \text{ (de tableau)}$$

$$A = \frac{M}{f_d \sigma_{st}}$$

a) Recommandation de RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % B dans les deux sens (horizontale et vertical).

$$A_{min} = 0.001 \cdot b \cdot h = 0.001 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA8

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau X.1 Ferrailage du mur plaque

sens	zone	M_u (K.N.m)	μ_b	μ_l	section	β	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix des barres	$A_{adoption}$ (cm ²)	Espacement (cm)
XX	appuis	7.857	0.017	0.392	SSA	0.991	1.27	2	5HA12	5.65	25
	travées	13.357	0.029	0.392	SSA	0.985	2.16	2	5HA12	5.65	25
YY	appuis	6.113	0.013	0.392	SSA	0.993	0.98	2	5HA12	5.65	25
	travées	10.392	0.023	0.392	SSA	0.988	1.68	2	5HA12	5.65	25

X.5. Vérification à l'ELS

X.5.4. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times K_1 \text{ avec: } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

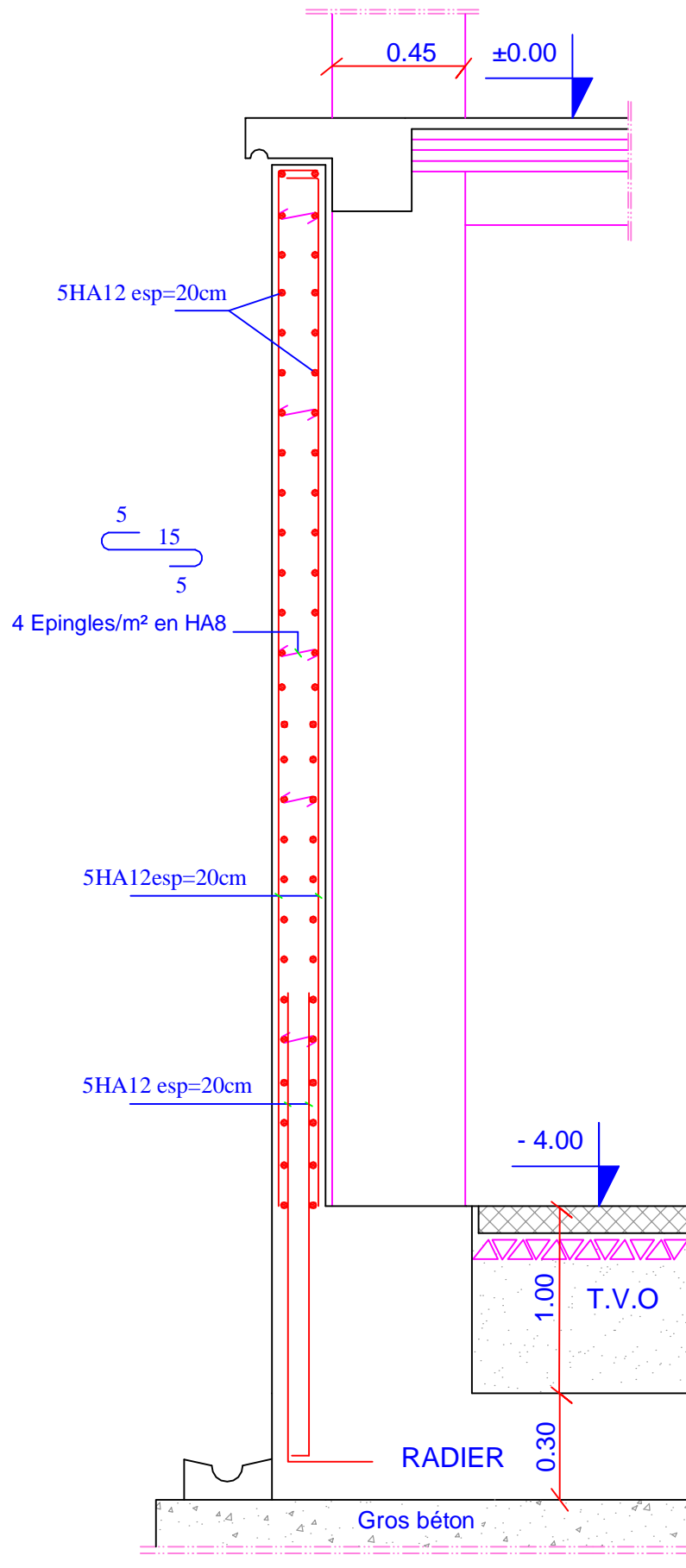
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313 \rightarrow \beta_1 = 0.913 \text{ et } K_1 = 42.47$$

Tableau X.2 Vérification des contraintes dans le béton.

sens	zone	Ms	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$
XX	appuis	7.244	0.314	0.913	42.27	78.02	1.85	15
	travée	12.315	0.314	0.913	42.27	132.63	3.14	15
YY	appuis	6.128	0.314	0.913	42.27	66.00	1.56	15
	travée	10.418	0.314	0.913	42.27	112.20	2.65	15

Conclusion :

Les contraintes dans le béton sont vérifiées.



Ferraillage de mur plaque

Conclusion générale

À la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, on constate que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur (RDM, DDS...etc.), ainsi que le logiciels lui même.

La structure auto stable présente des efforts et des déplacements importants et l'introduction des voiles a eu pour effet de réduire les effets de ces derniers.

-D'après les calculs et les vérifications faites durant cette étude on constate que la structure résistera au chargement dynamique appliqué.

Ce travail est une petite contribution avec la quelle On espère quelle sera d'une utilité pour les promotions d'avenir.