

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

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

Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (RDC+10E+S-SOL) à usage d'habitation et de service



Dirigé par :

M^r AIT AMAR.

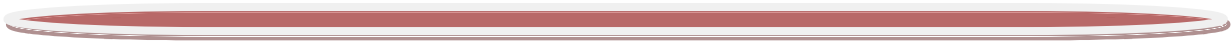
Etudié par:

M^{lle} AISSAT Kahina.

M^{lle} TIGHEDINE Souad.

Année 2014/2015

Remerciements



En premier lieu, nous remercions Dieu le tous puissant.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Nous tenons encore à remercier notre promoteur Mr AITAMER qui représente pour nous le guide et l'exemple du sérieux dans le travail et du savoir dans ce domaine et pour le vif intérêt qu'elle a témoigné à l'égard de notre travail, aussi pour son aide.

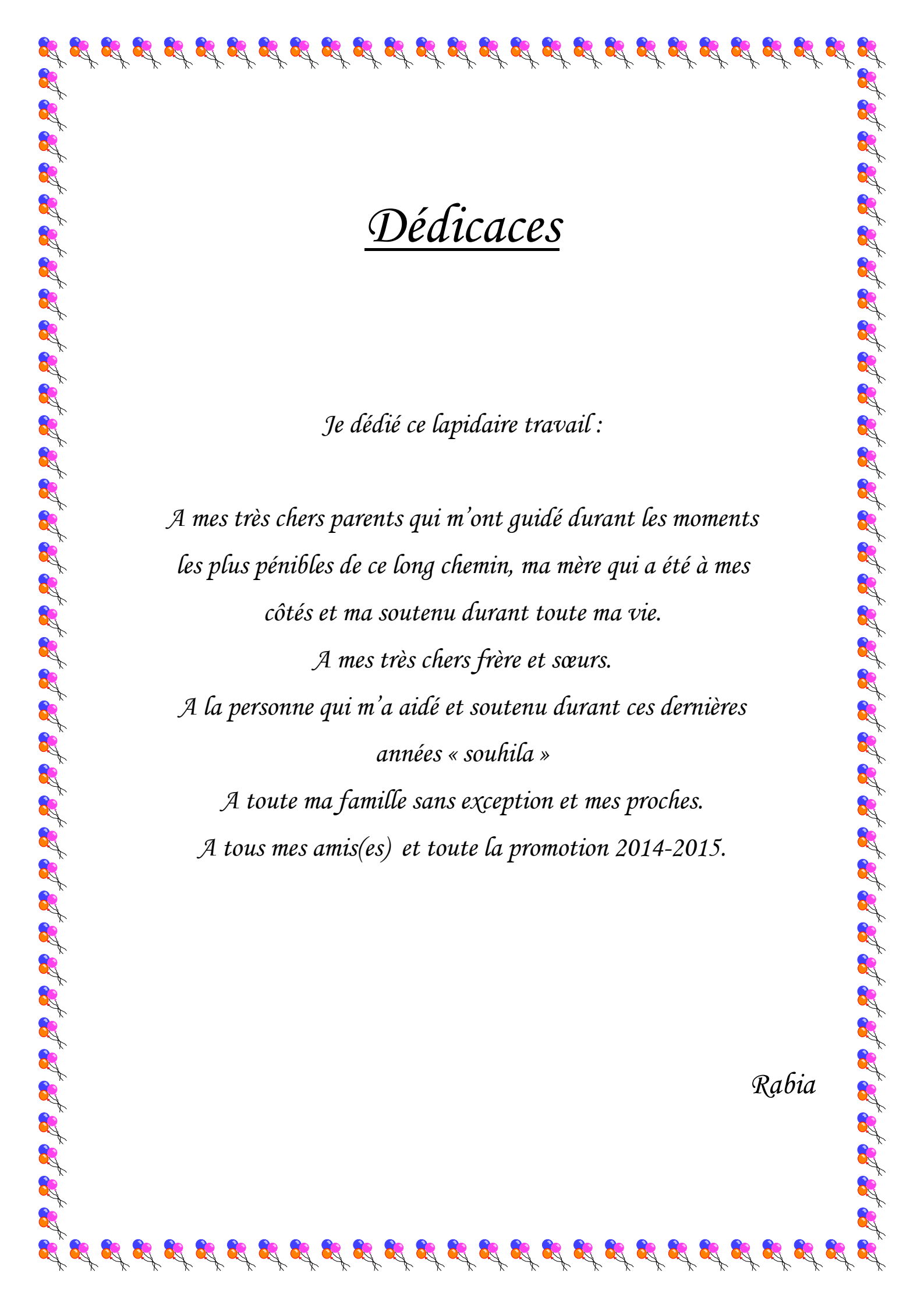
Nous sommes également très reconnaissantes, à toute personne ayant contribué du près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier :

Le corps enseignant du département de génie civil.

Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront

L'honneur de juger notre travail.



Dédicaces

Je dédie ce lapidaire travail :

*À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments
les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes
côtés et ma soutenu durant toute ma vie.*

À mes très chers frère et sœurs.

*À la personne qui m'a aidé et soutenu durant ces dernières
années « souhila »*

À toute ma famille sans exception et mes proches.

À tous mes amis(es) et toute la promotion 2014-2015.

Rabia

Sommaire

Introduction :

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage 01

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments 11

Chapitre III : Calcul des éléments.....27

III.1- Acrotère.....27

III.2- Plancher.....34

III.3-Eléments en console 65

III.4-Salle machine.....76

III.5-Escalier.....85

III.6-Poutre palière.....106

Chapitre IV : présentation de L'ETABS.....115

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA 127

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux 144

Chapitre VII : Ferrailage des poutres.....158

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles 171

Chapitre IX : Etude du voile plaque..... 199

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....209

Chapitre X I: Plans de ferrailage.

Conclusion :

Bibliographie :

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception du calcul de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction. Ils garantissent la sécurité la des gens aux besoins de la société, tout en assurant la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation. Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur en article, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis bien adaptée au Génie Civil, aussi ils permettent le calcul de diverses structures en un temps réduit. D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'un bâtiment (RDC+10+ Sous Sol) à usage d'habitation et de service à ossature mixte contreventée par voiles qui sera réalisé à TAMDA wilaya de Tizi-Ouzou.

Nos calculs sont faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

I.1) Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste en l'étude d'une tour qui se compose d'un sous-sol + RDC + 9 étages (R + 9 étages) à usage d'habitation et de service. L'ouvrage est de groupe d'usage2. Il est implanté à TAMDA, classé selon le Règlement Parasismique Algérien comme une zone de moyenne sismicité (zone II a).

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.5$ bar d'après le rapport de sol.

Le bâtiment comporte :

- Une cage d'ascenseur.
- Trois cages d'escaliers.
- Un sous sol.
- Un rez-de-chaussée.
- Un étage de service.
- Neuf étages courants.
- Une terrasse inaccessible.

I.2) Caractéristiques géométriques :

- longueur totale du bâtiment : 31.6 m
- largeur totale du bâtiment : 24 m
- hauteur totale du bâtiment : 41.61 m
- hauteur d'un étage courant : 3,06 m
- hauteur d'un rez-de-chaussée : 3.75
- hauteur d'étage de service : 3.4 m
- hauteur du sous-sol : 3.00 m
- hauteur de l'acrotère : 0.8 m

I.3) Eléments de l'ouvrage :**a) Ossature :**

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

- Poteaux et poutres formant un système de portiques.
- Un ensemble de voiles de contreventement disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

b) Planchers :

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

- les transmissions de différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux,
 - la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs,
 - une isolation thermique et acoustique.
-
- Tous les planchers de notre bâtiment sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.
 - Le plancher terrasse est inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

c) Maçonnerie :

- Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm afin d'assurer une bonne isolation thermique et phonique pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

d) Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

e) Escaliers :

Le bâtiment est muni de trois cages d'escaliers, une qui mène du sous-sol jusqu'au dernier étage et les deux autres du RDC à l'étage de service. Ce sont des escaliers à deux volées en béton armé (paliers et paillasse), coulés sur place.

f) Cage d'ascenseur :

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

g) Coffrage :

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

1.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent rependre aux règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles du béton armé aux états limites (BAEL 91 modifie 99) et le BA (Algérienne).

I-4-1) Béton :

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulat, et d'eau, dosé à 350 kg/m^3 de ciment portland composé (CPJ). La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique de 25Mpa au minimum.

a) Résistance caractéristique à la compression

La résistance à la compression se mesure par écrasements (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de 32 cm de hauteur, et de 16 cm de diamètre.

- ☞ A 1 J le béton attend 15% de sa résistance.
- ☞ A 3 J → 50%.
- ☞ A 7 J → 70%.
- ☞ A 14 J → 80%.
- ☞ A 21 J → 90%.
- ☞ A 28 J → 99%

Le béton évolue avec le temps, à 28 jour la résistance à la compression est dit: résistance caractéristique à la compression et, noté f_{c28} .

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

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ en Mpa ; pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$,
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$ en Mpa ; pour $f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$.

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

b) Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} » Art A2.112 BAEL91,

La résistance caractéristique à la traction à j jour noté f_{tj} est conventionnellement, définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante:

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

c) Contraintes limites de service à la compression :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ en Mpa} \quad (\text{Art 4.5.2 BAEL 91})$$

Il existe trois contraintes :

c.1) Contraintes limite de résistance à la compression « f_{bu} » :

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous Art A4.3. 41BAEL91 :

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

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

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

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

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

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

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

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

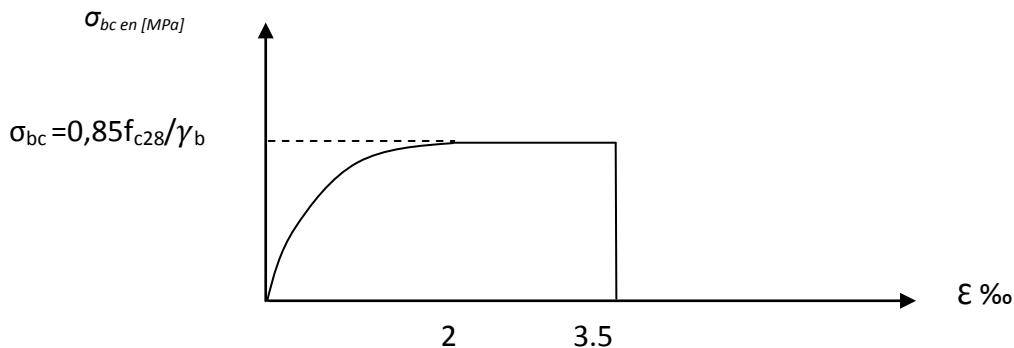


Fig.I.1 : Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à l'ELU.

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

C'est l'état au delà du quel 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.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en Mpa, à 28 jours } \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

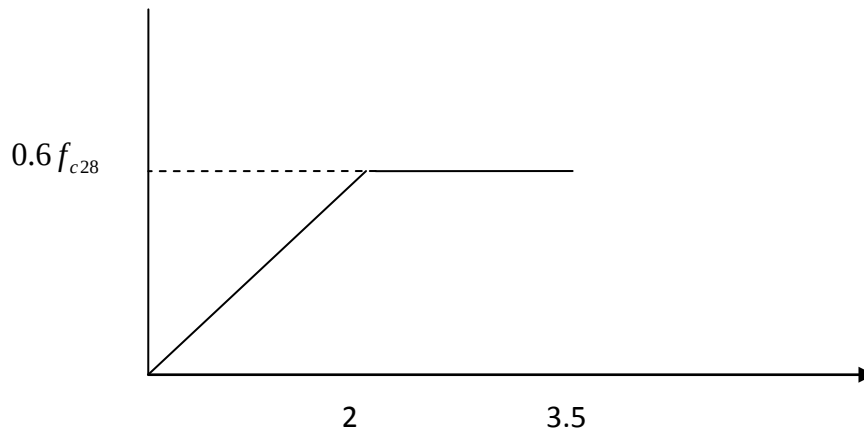


Fig.I.2: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

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

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

C.3) contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :

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

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

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

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

d) Module d'élasticité :

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

1- Module de déformation longitudinale :

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier $E_s=200000$ MPa.

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

a) Module de déformation longitudinale instantané du béton (Art : A2.1, 21 BAEL)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module de valeur :

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

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

b) Module de déformation longitudinale différée du béton (Art : A2.1, 22 BAEL)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

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

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

2- Module de déformation transversale :

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

μ : coefficient de poisson,

E : module de YOUNG.

2-1) Coefficient de poisson (Art : A2.1, 3 BAEL) :

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$\nu=0.2$ à l'état limite de service.

$\nu=0$ à l'état limite ultime.

I.4.2) Acier :

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

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

Tableau.1 : caractéristiques des aciers**I.4.2.1) Contraintes limites du béton :****a) Contrainte limite ultime :**

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

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

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

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

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

b) Contrainte limite de service:

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

1) Fissurations peu nuisibles :

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

2) Fissurations préjudiciables :

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

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

3) Fissurations très préjudiciables :

Dans ce cas là, on note :

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

η : coefficient de fissuration.

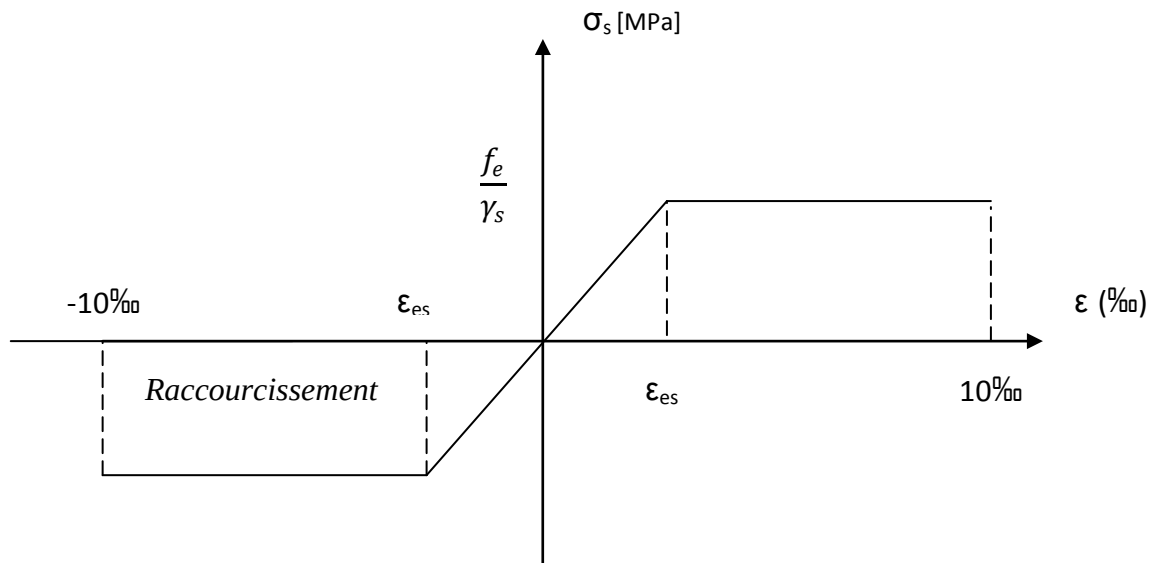
$\eta=1.6$ pour les adhérence (HA) de diamètre $\geq 6\text{mm}$.

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

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

I.4.2.2) Diagramme contraintes déformations de l'acier :

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



FigI.4 : Diagramme contraintes déformations de l'acier

I.4.2.3) Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

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

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

II) Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux qui le constituent, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et en fin les voiles .Ce pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure.

II.1) Planchers en corps creux plus dalle de compression :

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

La hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

e_p : épaisseur de la poutrelle.

e_c : épaisseur de la dalle de compression.

Elle est déduite de la plus grande des deux valeurs données par l'expression suivante :[ART/ B.6.8.424 ,BAEL 91]

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

$L_{\max}$: portée libre de la plus longue travée.

h_t : hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

Par suite :

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} = 17.77 \text{ cm}$$

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

Avec : Epaisseur du corps creux : 16 cm

: Epaisseur de la dalle de compression 4 cm.

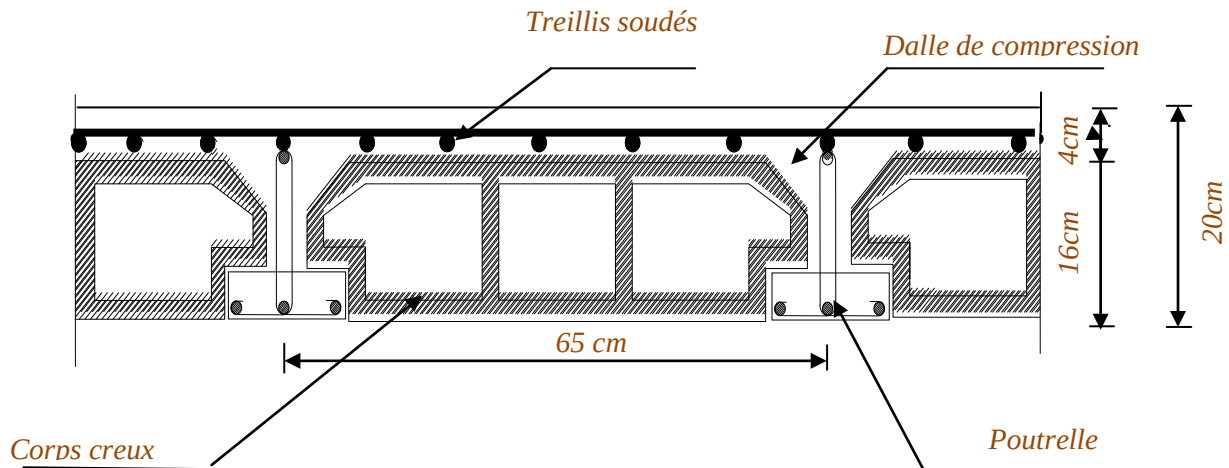


Fig.II.1 : Coupe verticale du plancher.



Présentation de la façon de ferrailée et coffrée le plancher

II.2) Poutres :

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

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

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

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

Avec h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L : portée maximum entre nus des appuis.

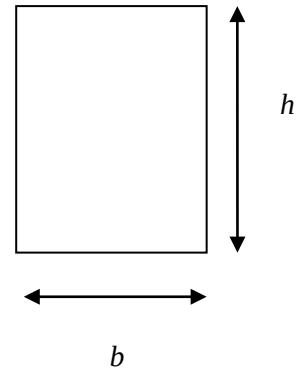


Fig. II.2 schéma de la poutre

II.2.1) Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses.

$$L = 430 - 30 = 400\text{cm}.$$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm} \quad \text{Soit } h = 40\text{ cm.}$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \quad \text{Soit } b = 30\text{ cm.}$$

La section des poutres principales est de : (30x40) cm².

II.2.2) Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, et sur les quelles aussi se repose les poutrelles.

$$L = 400 - 30 = 370\text{cm}$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.67\text{cm} \leq h \leq 37\text{cm} \quad \text{Soit } h = 30\text{ cm}$$

$$0.4 \times 37 \leq b \leq 0.7 \times 37 \Rightarrow 14.8\text{cm} \leq b \leq 25.9\text{cm} \quad \text{Soit } b = 25\text{cm}$$

II.2.3) Vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres de chainages	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	30 cm	35	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	25 cm	25	OK
$h/b \leq 4$	1.33	1.2	1.4	OK

Tableau 1 : Vérification des conditions exigées par le RPA

Conclusion :

Poutres principales (30x40) cm².

Poutres de chainages (25x35) cm².

Poutres secondaires (25x30) cm².

II.3) Poteaux :

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

N_s : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

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

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

N_s : Effort normal revenant au poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$ Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ en MPa, à 28 jours $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

II.3.1) Descente de charge :

II.3.1.1) Surface d'influence :

- Surface du plancher revenant au poteau

$$S = (1.70 \times 1.85) + (2 \times 1.85) + (1.8 \times 1.7) + (2 \times 1.8) = 13.51 \text{ m}^2.$$

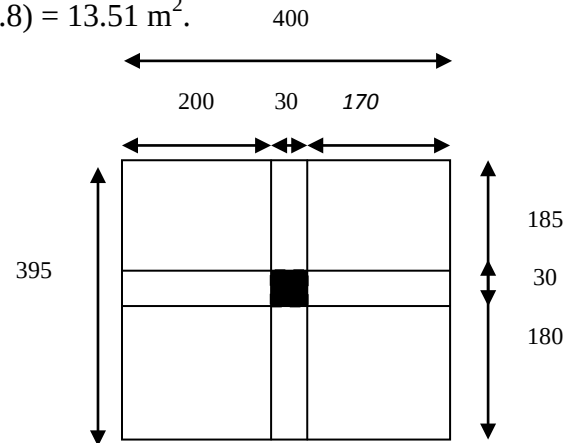


Fig.II.3 : Surface d'influen

II. 3.1.2) Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

Plancher terrasse :

N°	Eléments	Epaisseur (mm)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m²)
1	Protection lourde	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.09	20	1.80
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	0.1	0.20
Charge permanente totale G_t				5.94

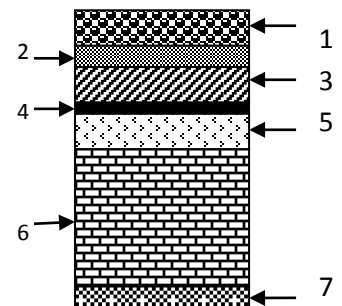
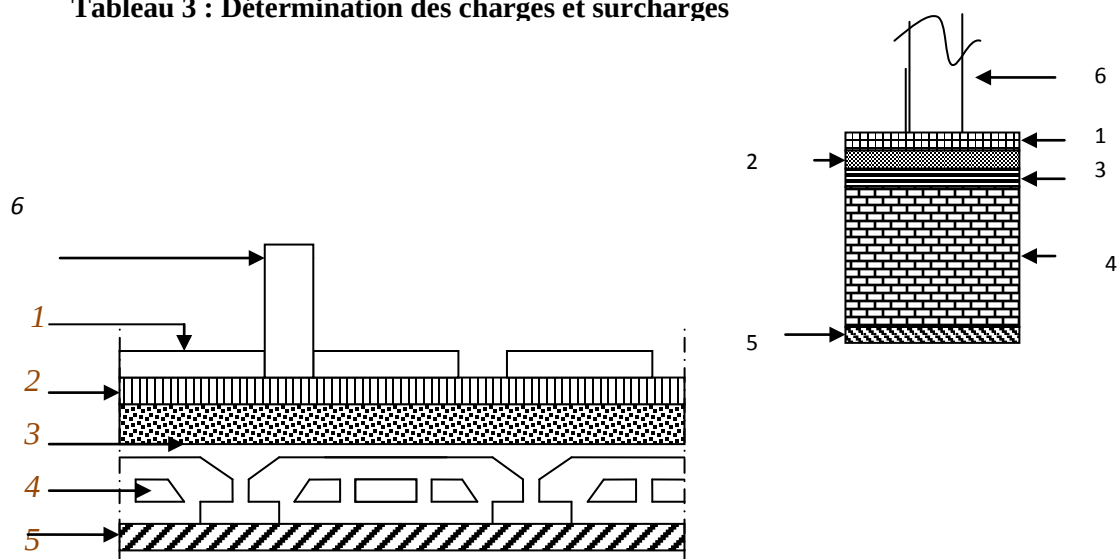


Tableau 2 : Détermination des charges et surcharges

Plancher courant :

N°	Eléments	Epaisseur (mm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	-	1.3
Charge permanente totale Gt				5.50

Tableau 3 : Détermination des charges et surcharges



Murs de séparation intérieure (cloisons intérieures) :

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

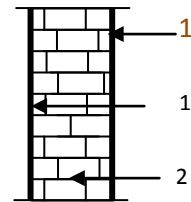


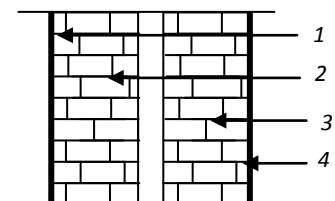
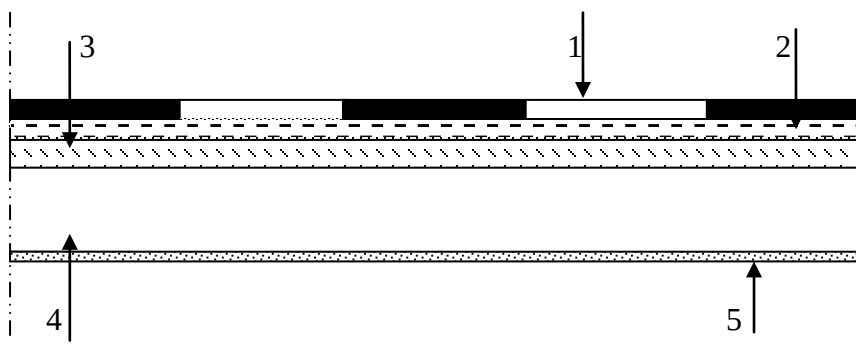
Tableau 4 : Détermination des charges et surcharges

Murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (mm)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	0.44
2	Brique creuse	0.10	0.9
3	Brique creuse	0.10	0.9
4	Enduit plâtre	0.02	0.2
G total			2.44

Tableau 5 : Détermination des charges et surcharges

Porte à faux et balcon :



N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho(\text{KN/m}^3)$	Charges g(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armée	0.14	25	3.5
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total			-	4.9

Surcharge Tableau 5 : Détermination des charges et surcharges

Eléments	Surcharge (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher d'étage RDC (locaux)	2.5
Plancher d'étage S Sol(parking)	2.5
Balcons	3.5

Tableau 6 : Détermination des charges et surcharges

II.3.1.3) Poids propre des éléments :

- Plancher terrasse

$$G_t = 13.51 \times 5.94 = 80.25 \text{ kN.}$$

- Plancher courant

$$G_c = 13.51 \times 5.20 = 70.25 \text{ kN.}$$

- Poutres➤ **Poutres porteuses**

$$G_{pp} = (0.3 \times 0.35) (4.3 - 0.3)25 = 10.5 \text{ kN.}$$

➤ **Poutres secondaires** $G_{pc} = (0.2 \times 0.25) (4.00 - 0.3)25 = 4.625 \text{ kN}$

$$\bullet G_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{pc} + G_{ps} = 31.11 \text{ KN.}$$

*** Surcharge d'exploitation**

- Plancher terrasse inaccessible : $1.00 \times 13.51 = 13.51 \text{ KN.}$
- Plancher à usage d'habitation : $1.5 \times 13.51 = 20.27 \text{ KN.}$
- Plancher à usage professionnelle : $2.5 \times 13.51 = 33.78 \text{ KN.}$

II.3.1.4) Dégression vertical des surcharges d'exploitation :

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

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

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

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

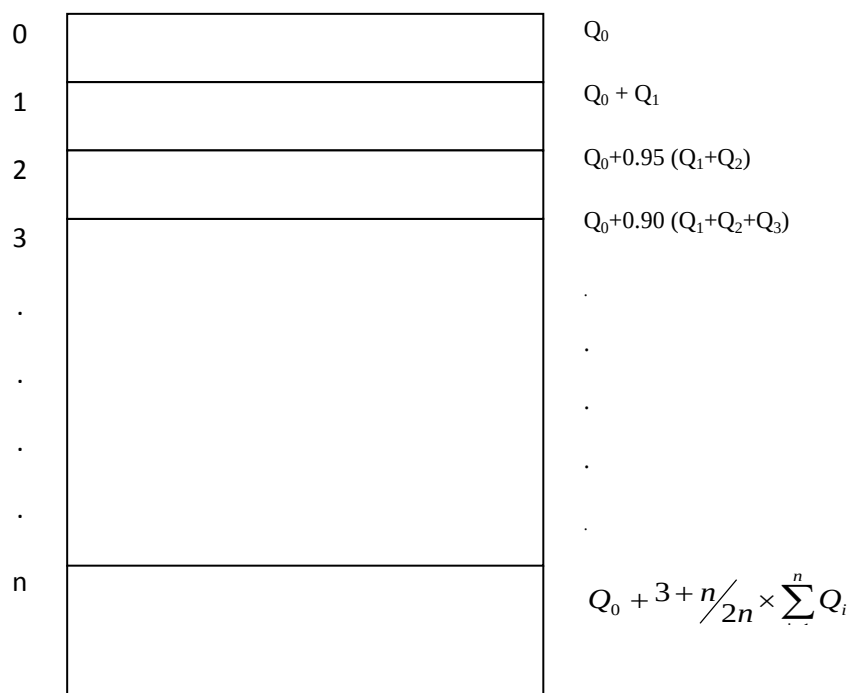


Fig.2.4 : Dégression verticale des surcharges d'exploitation.1

- avec : $Q_0 = 1.00 \times 13.51 = 13.51$ KN.
- $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{10} = 1.5 \times 13.51 = 20.27$ KN.
- $Q_{10} = Q_{11} = 2.5 \times 13.51 = 33.78$ KN.

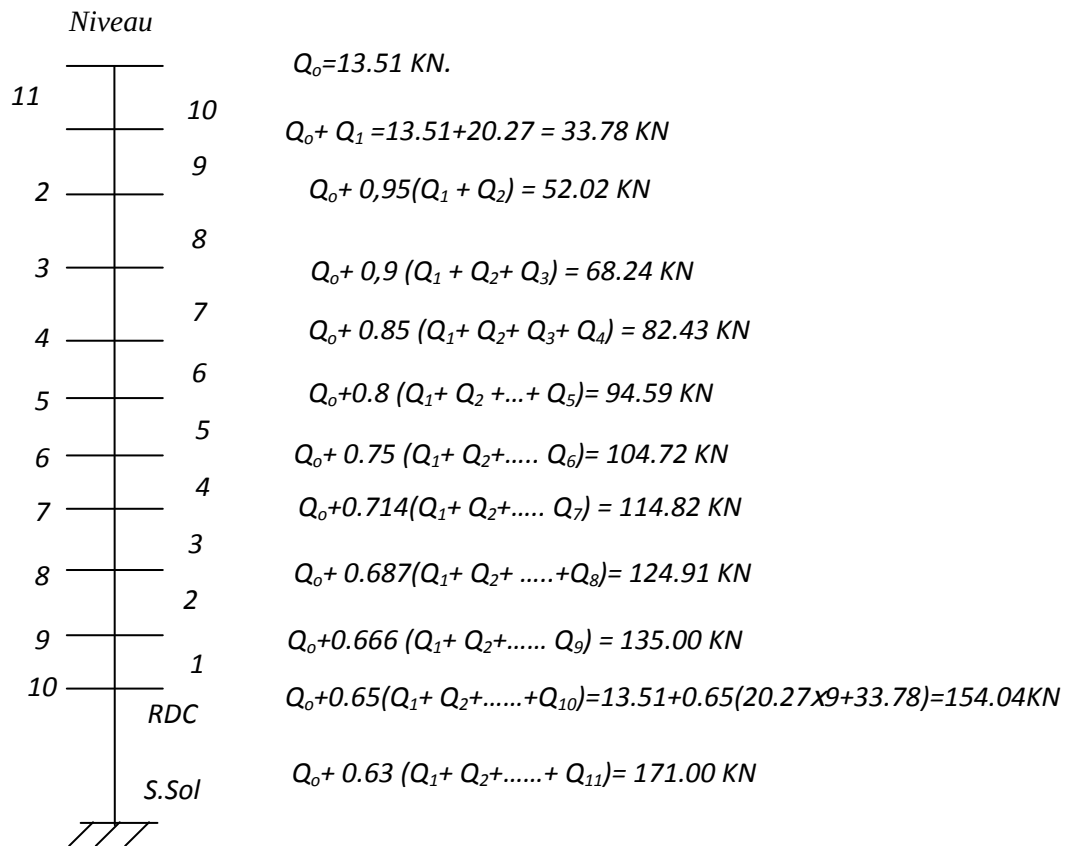


Fig2.5 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation.2

II.3.1.5) Tableau récapitulatif de la descente de charge

NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_c		Section trouvée $S \geq N/\sigma_{bc}$	Section adoptée
10	80.25	17.21	6.88	97.46	97.46	13.51	13.51	110.97	73.86	30×30
9	70.25	17.21	6.88	87.46	184.9	20.27	33.78	218.68	145.78	30×30
8	70.25	17.21	6.88	87.46	272.38	20.27	54.05	326.43	217.62	30×30
7	70.25	17.21	6.88	87.46	359.84	20.27	74.32	434.16	289.44	30×30
6	70.25	17.21	9.37	87.46	447.3	20.27	94.59	541.89	361.26	35×35
5	70.25	17.21	9.37	87.46	534.76	20.27	114.86	649.62	433.08	35×35
4	70.25	17.21	9.37	87.46	622.22	20.27	135.13	757.35	504.9	35×35
3	70.25	17.21	9.37	87.46	709.68	20.27	155.4	865.08	576.72	35×35
2	70.25	17.21	12.24	87.46	797.14	20.27	175.67	972.81	648.54	40×40
1	70.25	17.21	13.60	87.46	884.6	20.27	195.94	1080.54	720.36	40×40
RDC	70.25	17.21	16.32	87.46	972.06	33.78	229.72	1201.78	801.18	40×40
SS	70.25	17.21	12	87.46	1059.52	33.78	263.5	1323.02	882.20	40×40

Tableau 7 : Détermination des charges et surcharges

➤ D'où les sections adoptées sont :

Sous sol, RDC, 1^{er}, 2^{ème} niveau $\Rightarrow$ (40 × 40) cm²

Niveau 3, 4, 5, 6 $\Rightarrow$ (35 × 35) cm²

Niveau 7, 8, 9, 10 $\Rightarrow$ (30 × 30) cm²

NB : La descente de charge ne tient pas en compte l'effet du séisme donc on adopte les sections calculée dans le tableau pour les poteaux.

II.4) Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1)

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

b). $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

c). $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

h_e hauteur libre du poteau.

a) $\text{min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$.

b.1) Poteaux S Sol $\frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 15 \text{ cm}$.

b.2) Poteaux RDC $\frac{h_e}{20} = \frac{375}{20} = 18.70 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 18.70 \text{ cm}$.

b.3) Poteaux d'étage courants $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 15.3 \text{ cm}$

c.1) Pour le S Sol, RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage : $1/4 < b/h = 40/40 = 1 < 4$→ Condition vérifiée.

c.2) Pour le 3, 4, 5 et 6^{ème} étage : $1/4 < b/h = 35/35 = 1 < 4$→ Condition vérifiée.

c.3) Pour le 7, 8, 9 et 10^{ème} étage : $1/4 < b/h = 30/33 = 1 < 4$→ Condition vérifiée.

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

II.4.1) Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié page 110})$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$B = ab$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}} \frac{1}{ab}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

- Poteau du sol $(40 \times 40) \text{ cm}^2$, $L_0 = 3.00 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 18.18 < 35$ vérifiée
- poteau du RDC $(40 \times 40) \text{ cm}^2$, $L_0 = 3.74 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 22.67 < 35$ vérifiée
- Poteaux du 1^{er}, 2^{ème} étage $(40 \times 40) \text{ cm}^2$, $L_0 = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 18.55 < 35$ vérifiée
- Poteau du 3, 4, 5, 6 $(35 \times 35) \text{ cm}^2$, $L_0 = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 21.20 < 35$ vérifiée
- Poteau 7, 8, 9, 10 $(30 \times 30) \text{ cm}^2$, $L_0 = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 24.73 < 35$ vérifiée

Conclusion :

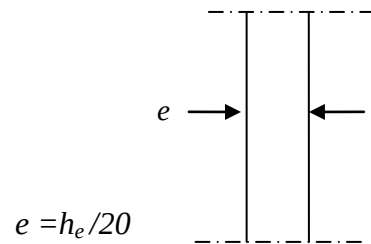
La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

II.5) Voiles :

Le pré-dimensionnement se fera conformément à l'article 7.7.1 [RPA2003].

L'épaisseur (e) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm.

Fig .2.6: schéma des voiles



Dans notre projet la hauteur max d'étages $h_e = 3.74 - 20 = 354$ cm

Par suite :

$$e \geq \frac{354}{20} = 17.7 \text{ cm}$$

Enfin on adopte une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

➤ **Largeur minimale du voile :**

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

$4e = 100 \text{ cm}$ soit $l_{\min} = 110 \text{ cm} \geq 4e$.

Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments structuraux comme l'acrotère, les escaliers et les planchers.

III) Calcul des éléments structuraux :**III.1) Calcul de l'acrotère :**

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

L'acrotère est sollicité par :

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

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

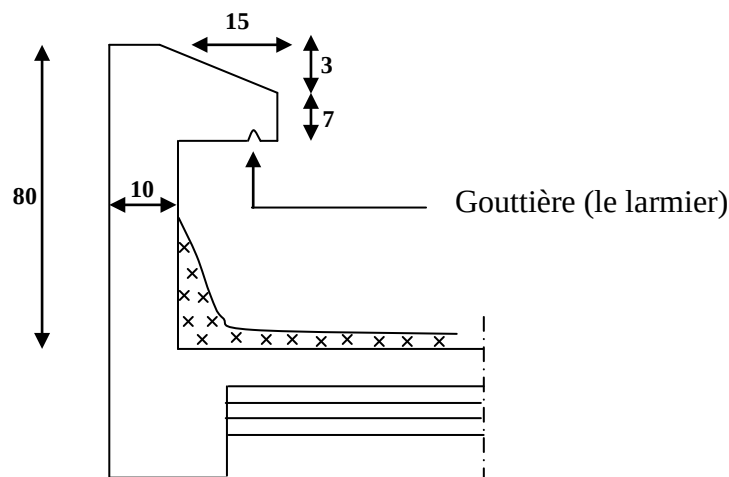
➤ Dimension de l'acrotère :

Fig. III.1 Coupe transversale de l'acrotère

➤ Schéma statique :

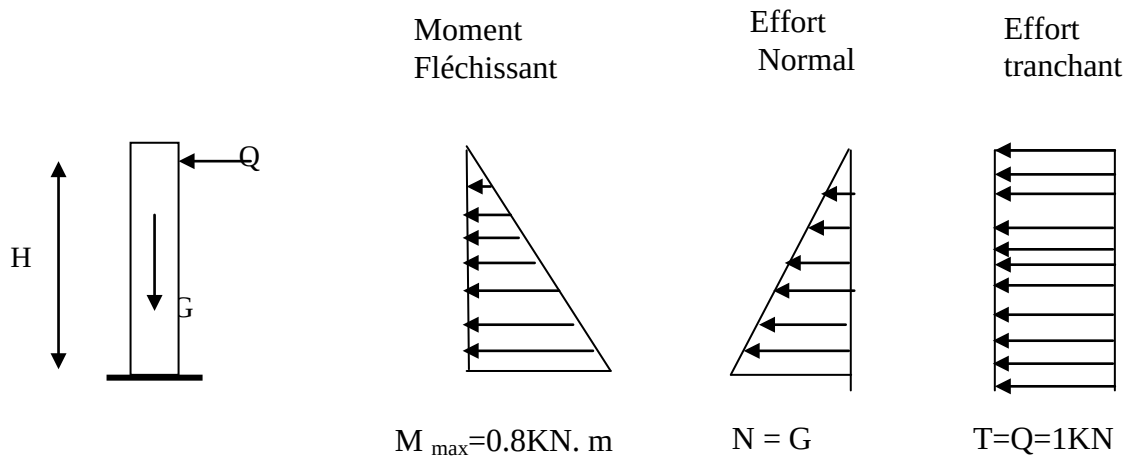
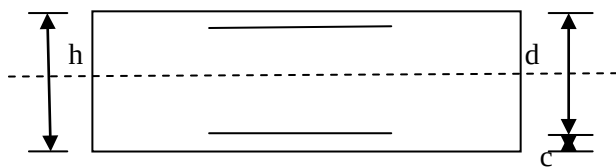


Fig. III.2 Diagrammes des efforts internes

III.1.1) Détermination des sollicitations :

- Poids propre: $G = S \times \rho_b$.



On a:

 $\rho_b = 25 \text{ kN/m}$ (la masse volumique de béton).

S : Section transversale.

$$G = 25[(0.8 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) - (0.03 \times 0.15)/2] = 2.319 \text{ kN/ml}$$

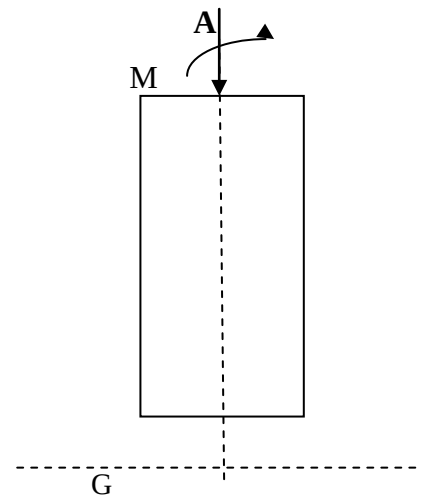
Poids propre de l'acrotère : $G = 2.319 \text{ kN/ml}$ Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ kN/ml}$. (On prend pour le calcul une bande de 1m).Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 2.319 \text{ kN}$ Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1.00 \text{ kN}$ Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0.80 \text{ kN.m}$

III.1.2) Combinaison des charges :

- **A l'ELU:** la combinaison est : $1.35G + 1.5Q$.

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.319 = 3.130 \text{ kN.}$$

$$M_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.8 = 1.2 \text{ kNm.}$$



- **A L'ELS:** La combinaison est : $G + Q$.

$$N_s = 2.319 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.80 \text{ KNm}$$

III.1.3) Ferrailage de l'acrotère:

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

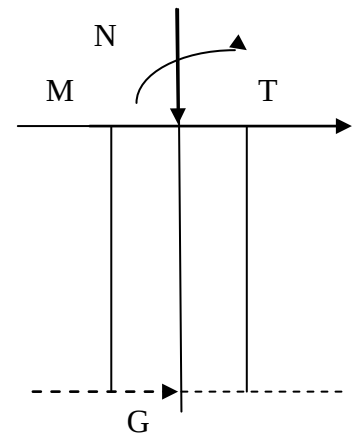
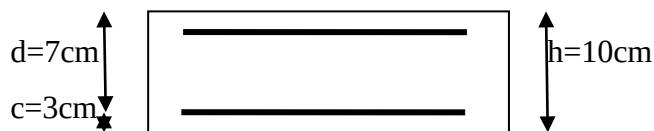
h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.



a) Calcul des armatures à L'ELU:

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

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2 \times 10^2}{3.130} = 38.34 \text{ cm} = 38 \text{ cm}$$

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

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

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

b) Calcul en flexion simple:

➤ **Moment fictif:**

$$M_f = N_U \times e_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - C \right) = 3.130 \left(0.38 + \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1.252 \text{ knm}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2f} = \frac{1.252 \times 10^3}{100 \times 47 \times 14.2} = 0.018 .$$

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

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

$$\mu_u = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

➤ **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{1.252 \times 10^5}{0.991 \times 7 \times 348 \times 100} = 0.52$$

c) Calcul en flexion composée :

Avec : σ_{st} : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{st}} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ mpa} = 34.8 \text{ kn}.$$

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.52 - \frac{3.130 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.43 \text{ cm}^2$$

III.1.4) Vérification à l'ELU:**a) Condition de non fragilité: (Art : A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right] = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{34.5 - 0.455 \times 7}{34.5 - 0.185 \times 7} = 0.797 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.80}{2.319} = 0.345 \text{ m} = 34.5 \text{ cm}$$

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

Conclusion :

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

$$A_s = A_{\min} = 0.797 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)

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

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

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

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

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

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

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.237 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \quad \text{(Condition vérifié).}$$

d) Espacement des barres :

- Armatures principales : $S_t \leq \min \{ 3h , 33 \text{ cm } \} = 30 \text{ cm} . \quad S_t = 20 \text{ cm} .$
- Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{ 4h , 45 \text{ cm } \} = 40 \text{ cm} . \quad S_t = 20 \text{ cm} .$

e) Ancrages des barres verticales :

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

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

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

Soit : $L_s = 30 \text{ cm.}$

III.1.5) Vérification à l'ELS:

$$M_s = 0.8 \text{ kn} ; N_s = 2.319 \text{ kn} ; e_s = 34.5 \text{ cm} .$$

$$e_0 = \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \quad e_s = 34.5 \text{ cm} > e_0 = 2 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

On dispose de deux manières pour vérifier, soit on fait une vérification de contraintes soit on procède à un calcul d'armatures à l'ELS et on compare avec celui à l'ELU et on prend le maximum sans oublier $A_{st \min}$.

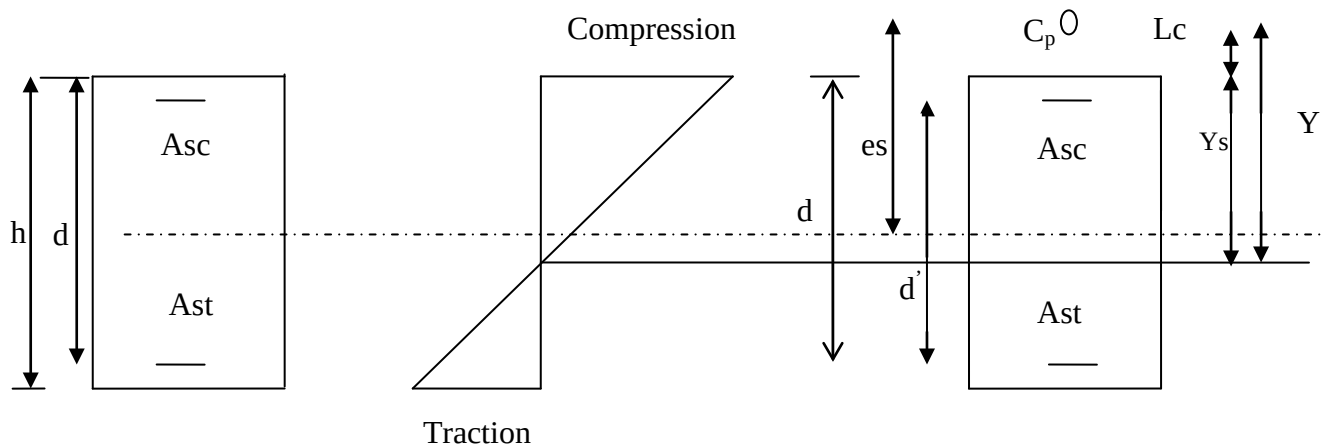


Fig. III.3 Répartition des contraintes dans l'acrotère.

a) Section d'armatures fictives :

$$M_{fs} = N_s (e_s + 0.5h - c) = 2.319 (34.5 + 2) \times 10^{-2} = 0.85 \text{ [KN m]}$$

$$M_s = \frac{bd^2}{2} \times \overline{\sigma_{bc}} \overline{\alpha} \left(1 - \frac{\overline{\alpha}}{3}\right)$$

$$\overline{\alpha} = \frac{15 \cdot \overline{\sigma_{bc}}}{\overline{\sigma_{st}} + 15 \cdot \overline{\sigma_{bc}}} = \frac{15.15}{201.63 + 15.15} = 0.527$$

$$\overline{\sigma_{bc}} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$M_s = \frac{1000 \times 70^2}{2} \times 15 \times 0.527 \times \left(1 - \frac{0.527}{3}\right) \times 10^{-6} = 15.96 \text{ KN.m}$$

$M_s > M_f \rightarrow$ section fictive simplement armée.

. Les armatures fictives :

$$A_{fs} = \frac{M_{fs}}{\beta d \overline{\sigma_{st}}} = \frac{0.85 \times 10^5}{0.825 \times 7 \times 201.63 \times 10^2} = 0.73 \text{ cm}^2.$$

b) Section d'armatures réelles :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_s}{\overline{\sigma_{st}}} = 0.73 - \frac{2.319}{201.63} = 0.72 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 0.72 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Armatures de répartitions : } A_r \geq \frac{A_{st}}{4}$$

Conclusion :

→ Armatures principales : 5HA8/ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

→ Armatures de répartitions : 4HA8 avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ Vérification de l'écartement dans les barres :**1-Armature verticale :**

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

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

$$S_t = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

2-Armature de répartition :

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

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

III.1.6) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :

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

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

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

(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

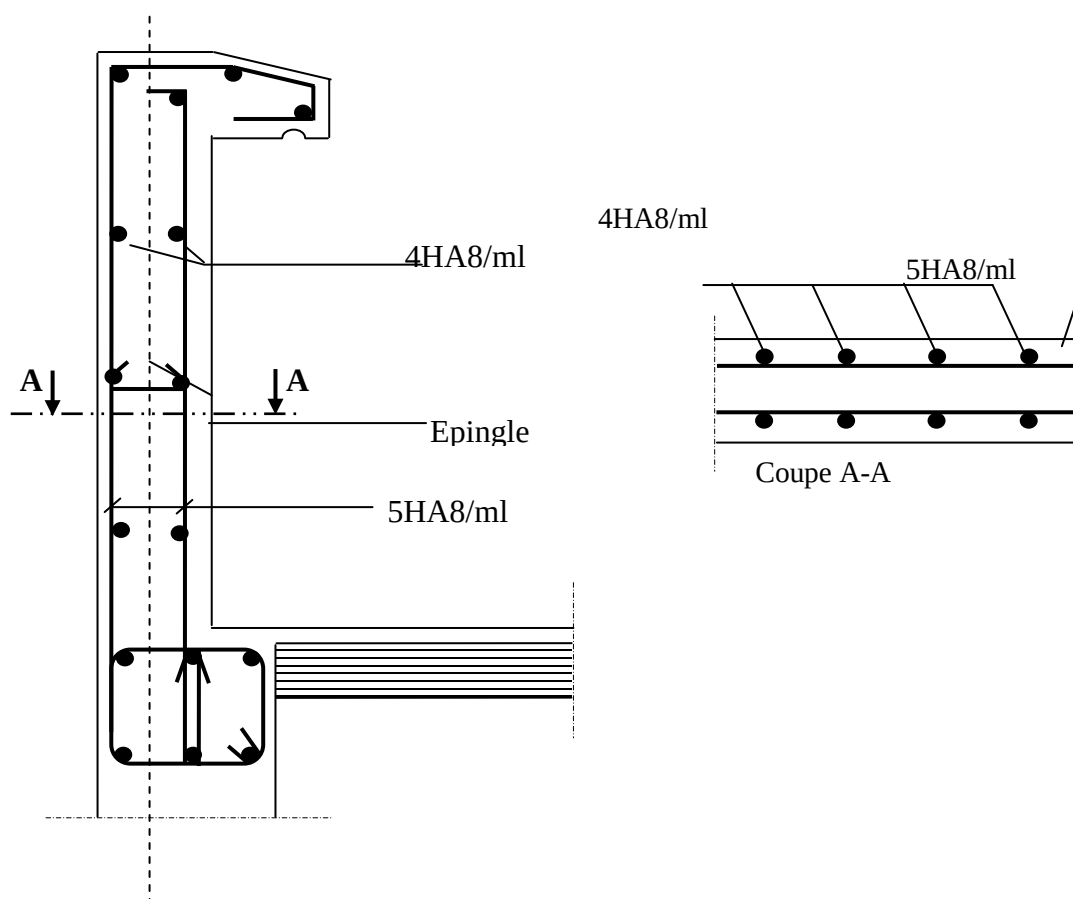
C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$)

W_p : Poids de l'acrotère $= 2.319 \text{ kN/ml}$

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.319 = 1.113 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$

Conclusion :

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

III.1.7) Ferrailage de l'acrotère :**FigIII.4 Plan de Ferrailage de l'acrotère.**

III-2 : Calcul des balcons :

Le balcon se calcule comme une console en dalle pleine à comme dimension :

Largeur : 1.4 m.

Longueur 4 m.

Il est soumis à des charges permanentes G , au poids propre du garde corps et à une charge d'exploitation horizontale Q_1 due à la main courante qui engendre un moment M_q dans la section d'encastrement.

Le balcon est encastré comme console en béton armée encastrée au niveau de la poutre de rive, elle est réalisée en dalle pleine.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est montré dans la figure.

qu : charge et surcharge pondérée de la dalle.

G : charge permanente du garde corps.

Q : surcharge du garde corps.

Le balcon a pour dimension :

Largeur : 1.4m.

Longueur : 4m.

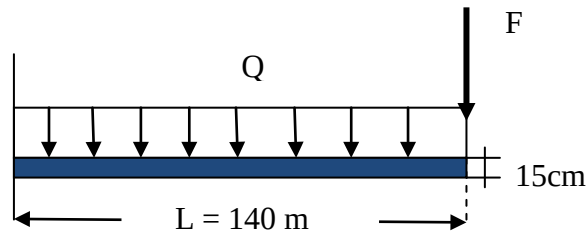


Figure III-1 : Schéma statique de calcul

III-2-1 Dimensionnement du balcon :

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

$$E_p \geq L/10 .$$

$$E_p \geq 140/10 = 14 \text{ cm} .$$

$$\text{Soit : } E_p = 15 \text{ cm} .$$

III-2-2 Charge et surcharge du balcon :

. Les charges permanentes :

Poids de la dalle : $G = 5.2 \text{ kn/ml}$ (voir chapitre II).

. Charge concentrée : (poids du mur extérieure)

$$G = 2.36 \times 1\text{ml} = 2.36 \text{ kn/ml} .$$

. Charge due à la main courante (horizontale) :

$$Q_1 = 1 \text{ kn/ml} .$$

. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ kn/ml} .$$

III-2-3 Les combinaisons de charge :**. à L'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Pour la dalle : $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.20 + 1.5 \times 3.5) = 12.27 \text{ kn/ml}$.

Le mur : $q_{u2} = 1.35 \times 2.36 = 3.18 \text{ kn/ml}$.

Main courante : $q_{u3} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kn/ml}$.

. à L'ELS :

$$q_s = G + Q$$

Pour la dalle : $q_{s1} = 5.20 + 3.5 = 8.7 \text{ kn/ml}$.

Le mur : $q_{s2} = 2.36 \text{ kn/ml}$.

Main courante : $q_{s3} = 1 \text{ kn/ml}$.

III-2-4 Calcule des moments fléchissant :**. à L'ELU :**

$$M_u = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} + q_{u2} L = \frac{12.27 \times 1.40^2}{2} + 3.18 \times 1.40 = 16.5 \text{ kn.m.}$$

. à L'ELS :

$$M_s = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} + q_{s2} L = \frac{8.7 \times 1.40^2}{2} + 2.36 \times 1.40 = 11.83 \text{ kn.m.}$$

Remarque :

Le moment de la main courante est nul ($M = 0$).

III-2-5 Ferrailage :

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

a) Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.5 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.080 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S S A}$$

$$\mu = 0.096 \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16.5 \times 10^3}{0.958 \times 12 \times 348} = 4.12 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **4H12 = 4.52 cm²** Avec : **S_t = 25 cm**.

b) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA10 = 3.140 cm²** Avec : **S_t = 25 cm.**

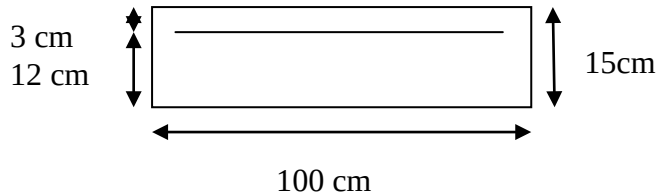


Figure III-2

III-2-6 Vérifications des contraintes à L'ELU :**a) Condition de non fragilité du béton : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} 4.52 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91modifié99)

- Armatures principale : S_t = 25 cm ≤ min (3h ; 33cm) = 33cm.

- Armatures de répartitions : S_t = 25 cm ≤ min (4h ; 45cm) = 45cm. Condition vérifiée.

c) Vérification aux cisaillements : (A.5.1,2/BAEL91modifié99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u \quad \text{Avec :}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration non préjudiciable})$$

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12.27 \times 1.40 + 3.18 = 20.32 \text{ kn.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{20.32 \times 10^3}{120 \times 1000} = 0.169 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



d) Vérification de l'entraînement des barres A.6.1,3/BAEL91(modifié99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9.d \sum U_i} \leq \overline{\tau_s}$$

$$\overline{\tau_s} = \psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ mpa.}$$

$$\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 4 \times 1.2 \times 3.14 = 15.072 \text{ cm.}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{20.32 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 15.072} = 1.25 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_s} = 3.15 \text{ MPA.}$$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

e) Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \overline{\tau_s}}$$

$$\overline{\tau_s} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA.}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit : } L_s = 42 \text{ cm.}$$

Soit la longueur de crochet égale à :

$$0.4 \times L_s = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm.}$$

Soit : $L_s = 17 \text{ cm.}$

Les armatures calculées sont suffisantes.

III-2-7 Vérification à L'ELS :

a) Acier :

$$\frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11.83}{\beta_1 \times 120 \times A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.542 \times 100}{100 \times 12} = 0.413 \quad \text{Des annexes on tire les valeurs de } \beta_1 \text{ et } k_1.$$

$$\beta_1 = 0.8615 \quad k_1 = 35.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11.83 \times 10^6}{0.8615 \times 120 \times 454.2} = 251.94 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{251.94}{35.76} = 7.05 \text{ MPa.}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 7.05 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition Vérifier.}$

c) Vérification a l'état limite de déformation : (BAEL/ArtB6.8,424) :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{donc} : \frac{15}{140} \geq \frac{1}{16}$$

D'où : $0.107 \geq 0.0625 \longrightarrow \text{Condition Vérifier.}$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \times M_s} \quad \text{donc} : \frac{15}{140} \geq \frac{11.83}{10 \times 11.83}$$

D'où : $0.107 \geq 0.1 \longrightarrow \text{Condition Vérifier.}$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{donc} : \frac{4.52}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400}$$

D'où : $0.0038 \leq 0.0105 \longrightarrow \text{Condition Vérifier.}$

d) Ferrailage du balcon :

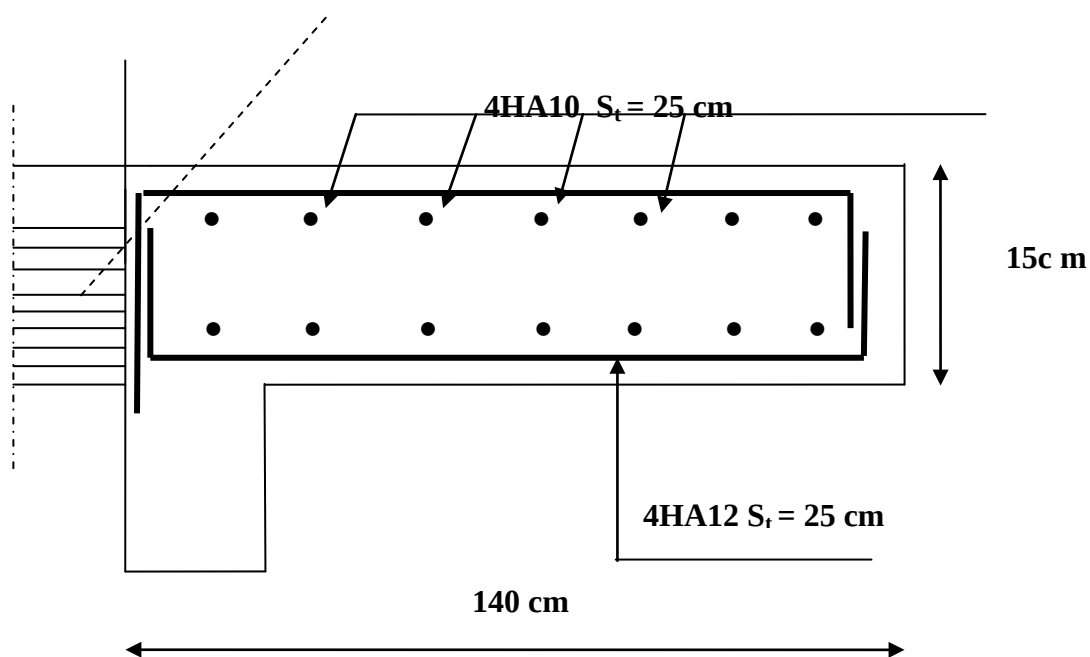


Figure III-3 : Ferrailage du balcon.

III-3) Etude de la salle machinent :

III.3.1) Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (10 niveaux) ,un ascenseur a été prévu . La surface de sa cabine est $(1.20 \times 1.50 = 1.8 \text{ m}^2)$; la charge totale que le système de levage transmet est de 8 tonnes. ($P = 80\text{KN}$)

III.3.2) Calcul de la dalle plane :

a) épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{230}{30} = 7.7\text{cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

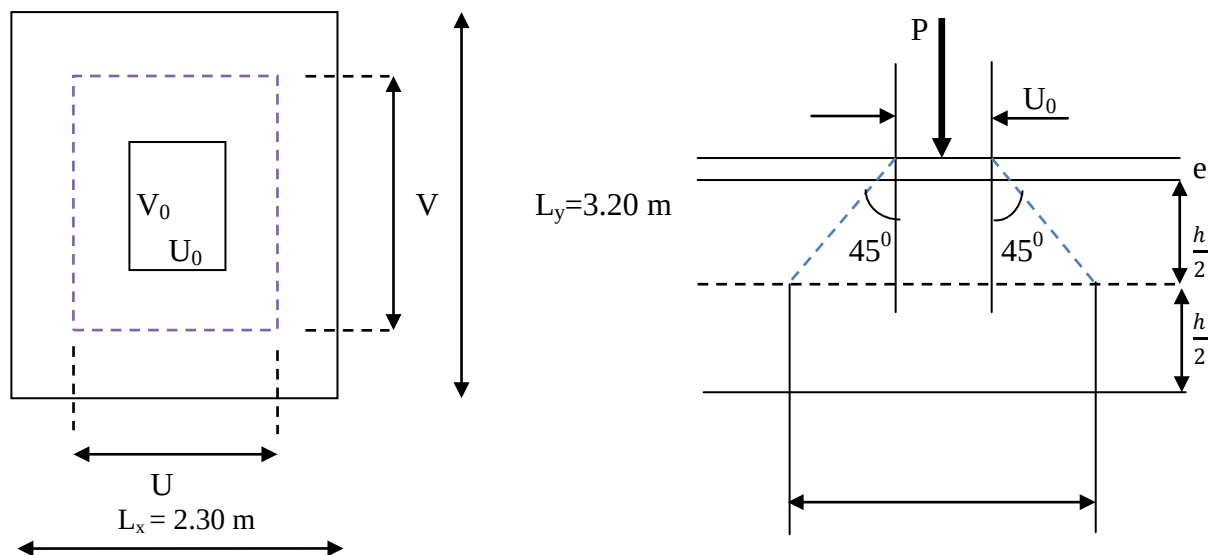


Fig.4.1 : schéma statique de la salle machine.

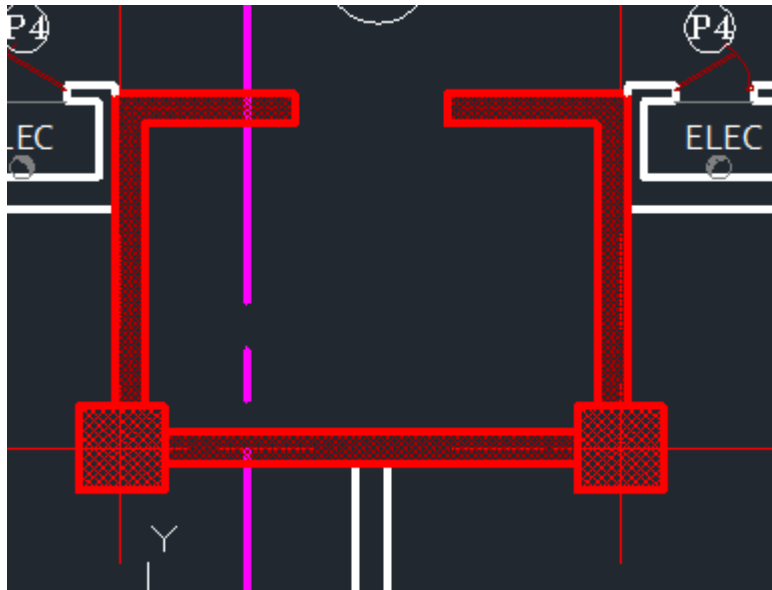


Fig.4.2 : Coupe horizontale de la cage d'ascenseur

b) Dimensionnement de la dalle d'ascenseur :

La dalle se repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t & \text{avec : } h_t = 15\text{cm} ; e : \text{revêtement de la dalle (e = 5cm)} \\ V = V_0 + 2e + h_t & U_0 = 115\text{cm}; V_0 = 135\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } U = 115 + 10 + 15 = 140\text{cm}$$

$$V = 135 + 10 + 15 = 160\text{cm}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.30}{3.20} = 0.72 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{— la dalle travaille dans les deux sens.}$$

c) **Calcul des moments au centre du panneau :**

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + vM_2)$$

$$M_y = q_u (vM_1 + M_2)$$

v : coefficient de poisson ; à l'ELU, $v = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.40}{2.30} = 0.6 \quad \frac{v}{L_y} = \frac{1.60}{3.20} = 0.5$$

Après interpolation : $M_1 = 0.103$, $M_2 = 0.057$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 80 \times 0.103 = 11.124 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 80 \times 0.057 = 6.156 \text{ KN.m}$$

d) **Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.30}{3.20} = 0.72 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Après interpolation : $\mu_x = 0.0658$; $\mu_y = 0.464$

Poids propre de la dalle $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0658 \times 6.5625 \times 2.30^2 = 2.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.464 \times 2.28 = 1.059 \text{ KN.m}$$

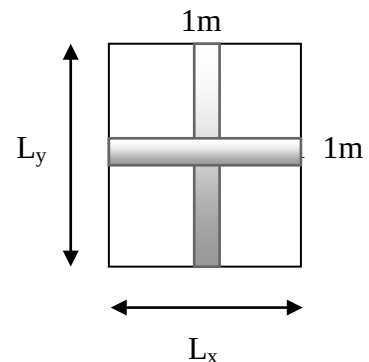


Fig.4.3

e) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.124 + 2.28 = 13.404 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.156 + 1.059 = 7.216 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

f) Ferrailage de la dalle :**f-1) Dans le sens de la petite portée : x-x :****• En travée :**

$$M_u = 0.85 \times 13.404 = 11.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{11.39 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.0055 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.9975$$

$$A_{st} = \frac{11.39 \times 10^5}{0.9975 \times 12 \times 34800} = 2.73 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 10 \quad (A_s = 3.14 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

• Aux appuis :

$$M_{u,x} = 0.3 \times 11.39 = -3.417 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3.417 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.0024 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.999$$

$$A_{st} = \frac{3.417 \times 10^5}{0.999 \times 12 \times 34800} = 0.819 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

f-2) Dans le sens de la grande portée : y-y**➤ En travée :**

$$M_{u,y} = 0.85 \times 7.216 = 6.134 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{6.134 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.03 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{6.134 \times 10^5}{0.985 \times 12 \times 34800} = 1.49 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ Aux appuis :

$$M_{u,y} = 0.3 \times 7.216 = -2.165 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.165 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.0106 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{2.165 \times 10^5}{0.995 \times 12 \times 34800} = 0.293 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.3.3) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0.8\%$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{230}{320} \right) = 1.34 \text{ cm}^2 \text{ ----- condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h$ et 25 cm ;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33 cm ;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.15+1.35) = 5 \text{ m}$$

$$q_u = 80 \leq 0.045 \times 5 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 562.5 \text{ KN/ml} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2 \times 1.35 + 1.15} = 20.8 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1.35} = 19.75 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{20.8 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.173 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$; la condition est vérifiée.

III.3.4) Vérification à l'ELS :

a) Moments engendrés par le système de levage :

$$\text{à l'ELS } v = 0.2 \quad ; \quad l_x/l_y = 0.72 \quad M_1 = 0.103 \quad ; \quad M_2 = 0.057$$

$$M_{x1} = 80(0.103 + 0.2 \times 0.057) = 9.152 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80(0.2 \times 0.103 + 0.057) = 6.208 \text{ KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.0658 \quad ; \quad \mu_y = 0.464$$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0658 \times 4.75 \times 2.30^2 = 1.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.464 \times 1.65 = 0.77 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = 9.152 + 1.65 = 10.802 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 6.208 + 0.77 = 6.978 \text{ KN.}$$

d) Ferrailage de la dalle :**d-1) Dans le sens de la petite portée : x-x****• En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 10.802 = 9.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{9.18 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00159 \longrightarrow \beta_s = 0.933$$

$$A_s = \frac{9.18 \times 10^5}{0.933 \times 12 \times 40000} = 2.05 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\Phi 10 (A_s = 3.14 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

• Aux appuis :

$$M_s = -0.3 \times 10.802 = -3.241 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{3.241 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.0068 \longrightarrow \beta_s = 0.873$$

$$A_s = \frac{3.24 \times 10^5}{0.873 \times 12 \times 40000} = 0.773 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\Phi 8 (A_s = 2.01 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

d-2) Dans le sens de la grande portée :**• En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 6.978 = 5.93 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{5.93 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.0010 \longrightarrow \beta_s = 0.945$$

$$A_s = \frac{5.93 \times 10^5}{0.945 \times 12 \times 40000} = 1.31 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\Phi 8 (A_s = 2.01 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

• Aux appuis :

$$M_s = -0.3 \times 6.978 = -2.09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{2.09 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00036 \longrightarrow \beta_s = 0.9665$$

$$A_s = \frac{2.09 \times 10^5}{0.9665 \times 12 \times 40000} = 0.45 \text{ cm}^2 \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.3.5) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

a) Sens x-x :

• En travée :

$$M_s = 9.18 \text{ KN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.262 \rightarrow k_1 = 46.355$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9.18 \times 10^6}{0.9335 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 255.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{255.25}{46.355} = 5.72 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

$$M_s = -3.241 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \rightarrow k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.241 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 144.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{144.02}{59.63} = 2.42 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

b) Sens y-y :

• En travée :

$$M_s = 5.93 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \rightarrow k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.93 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 263.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{263.51}{59.63} = 4.42 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = -2.09 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \rightarrow k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.09 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 92.87 \text{ MPa}$$

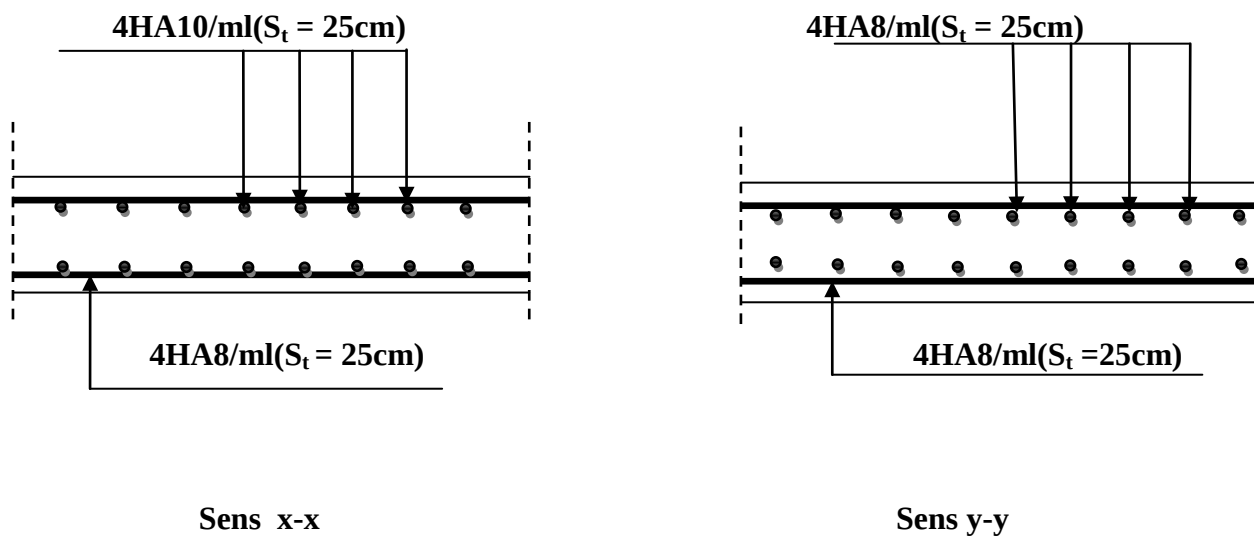
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{92.87}{59.63} = 1.56 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

III.3.6) Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} ; \text{ nous avons ferrailé avec des HA8 } \rightarrow \text{ condition vérifiée.}$$

III.3.7) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

III.3.8) Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :**Fig.4.4 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine**

dans les deux sens X-X et Y-Y.

III.3.8) La cage de l'ascenseur sur chantier :

III.4) Escaliers :

III.4.1) Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre. Notre structure est composée de trois cages d'escaliers.

III.4.2) Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la **fig 5.1**

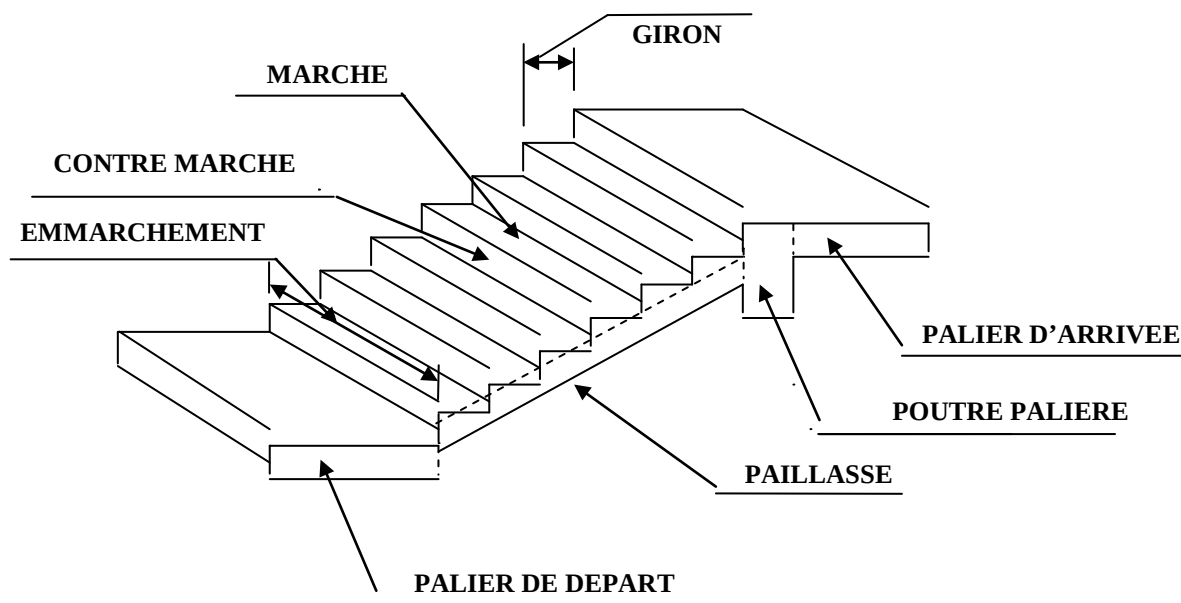


Fig.5.1.1 Schéma statique de l'escalier

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l_m .
- **La pailasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Remarque :

Nous avons deux volées différentes :

- Une volée de s sol d'une hauteur $H = 1.12\text{m}$
- Une volée d'étage courant d'une hauteur $H = 1.53\text{m}$
- Nous avons deux volées dans le RDC $H = 1.53\text{m}$ et $H = 2.21\text{m}$.

NB : Pour nos calculs, on prend la volée de RDC comme exemple.

III.4.3) Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

h : est le plus courant varie de 14 à 20 (17cm en moyenne)

g : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 cm en moyenne).

III.4.4) Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche $h = 17\text{ cm}$

- RDC: $n = \frac{H}{h} = \frac{221}{17} = 13$ contre marches.

III.4.5) Nombre de marches :

-Étage courant : $m = n - 1 = 13 - 1 = 12$ marches.

III.4.5) Emmarchement :

$$E = 1.45\text{m}.$$

III.4.6) Étude de la volée d'étage courant :

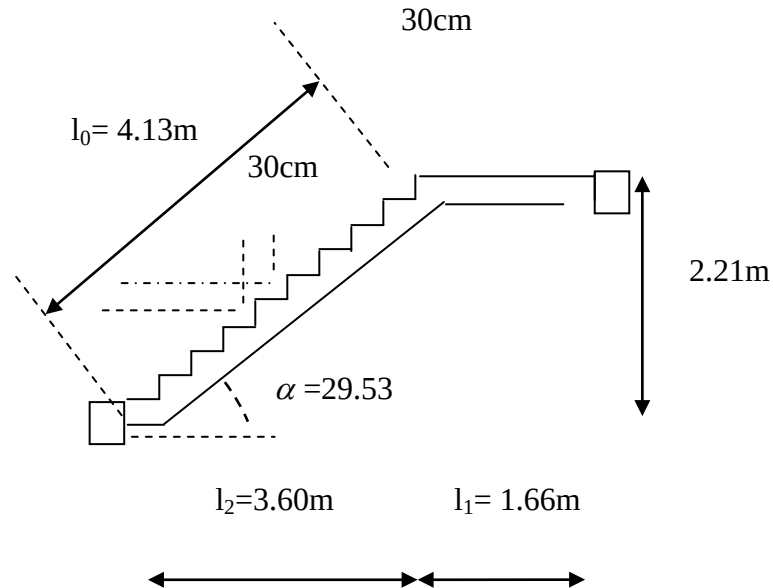


Fig.III.5.1.2 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.

$g = 30\text{cm}$.

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59\text{ cm} \leq G + 2h \leq 65\text{ cm}$$

$$59\text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 65\text{ cm}$$

$\Rightarrow$ La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos $l_1 = 1.66\text{m}$

La longueur de la ligne de foulée : $l_2 = g(n-1) = 3.60\text{m}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \rightarrow \quad \alpha = 29.53^\circ$$

1) Calcul de la longueur de la volée :

$$l_0 = \frac{l_2}{\cos \alpha} = \frac{3.6}{\cos 29.53^\circ} = 4.13\text{m}$$

$$L = l_0 + l_2 = 4.13 + 1.66 = 5.79\text{m}$$

2) Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{5.79}{30} \leq e_p \leq \frac{5.79}{20}$$

$$19.3\text{cm} \leq e_p \leq 28.95\text{cm}.$$

On prend une épaisseur $e_p = 25\text{cm}$.

3) Détermination des charges de calcul :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale $L = 4.13 + 1.66 = 5.79\text{m}$.

On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

a) Détermination des sollicitations de calcul :**➤ Charges permanentes :****Paillasse :**

$$\text{- Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times 0.25}{\cos(29.53)} = 6.25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- Poids de la marche : } 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1\text{m} = 2.125 \text{ KN/ml}$$

- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :

$$(0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 18 \times 1\text{m}) = 1.24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- La charge totale de la paillasse : } 6.25 + 2.125 + 1.24 = 9.615 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{paillasse}} = 9.615 \text{ KN/ml}$$

Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.25 \times 1 = 6.25 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du revêtement : 1.24 KN/ml
- La charge totale du palier : $6.25 + 1.24 = 7.49 \text{ KN/ml}$

➤ Surcharge d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison des charges et surcharges :**1) État limite ultime : ELU**

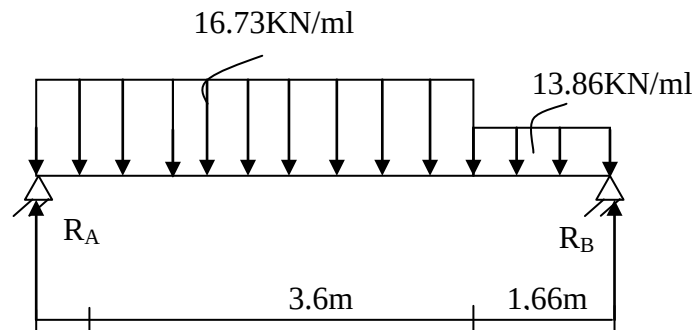
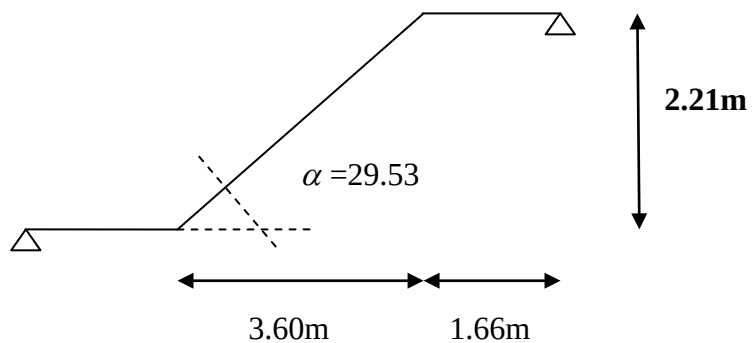
$$q_{\text{upaille}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.615 + 1.5 \times 2.5 = 16.73 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{upalier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.49 + 1.5 \times 2.5 = 13.86 \text{ KN/ml}$$

2) État limite de service : ELS

$$q_{\text{spaille}} = G + Q = 9.615 + 2.5 = 12.11 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = G + Q = 7.49 + 2.5 = 9.99 \text{ KN/ml} = 10 \text{ KN/ml}$$

**Fig5.1.3.: Schéma statique à l'ELU****Fig5.1.4.: Schéma statique de l'escalier.**

b) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 83.23 \text{KN.}$$

$$R_A = 43.25 \text{KN}$$

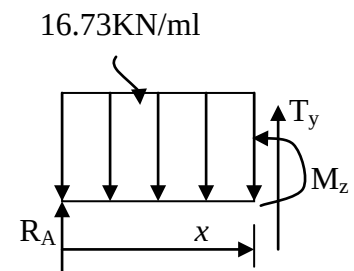
$$R_B = 39.98 \text{KN.}$$

c) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.6 \text{m}$:

$$T_y = 16.73x - 43.25 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -43.25 \text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 16.98 \text{KN} & \text{pour } x = 3.6 \text{m} \end{cases}$$

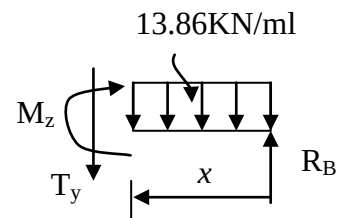
$$M_z = -16.73 \frac{x^2}{2} + 43.25x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 47.29 \text{KN.m} & \text{pour } x = 3.6 \text{m} \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.66 \text{m}$:

$$T_y = -13.86x + 39.98 \rightarrow \begin{cases} T_y = 39.98 \text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 16.97 \text{KN} & \text{pour } x = 1.66 \text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -13.86 \frac{x^2}{2} + 39.98x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 47.27 \text{KN.m} & \text{pour } x = 1.66 \text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16.73x + 43.25 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.58 \text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2.87 \text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -16.73 \frac{(2.58)^2}{2} + 43.25(2.58)$$

$$M_z^{max} = 55.68 \text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -16.7 \text{KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 47.33 \text{KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

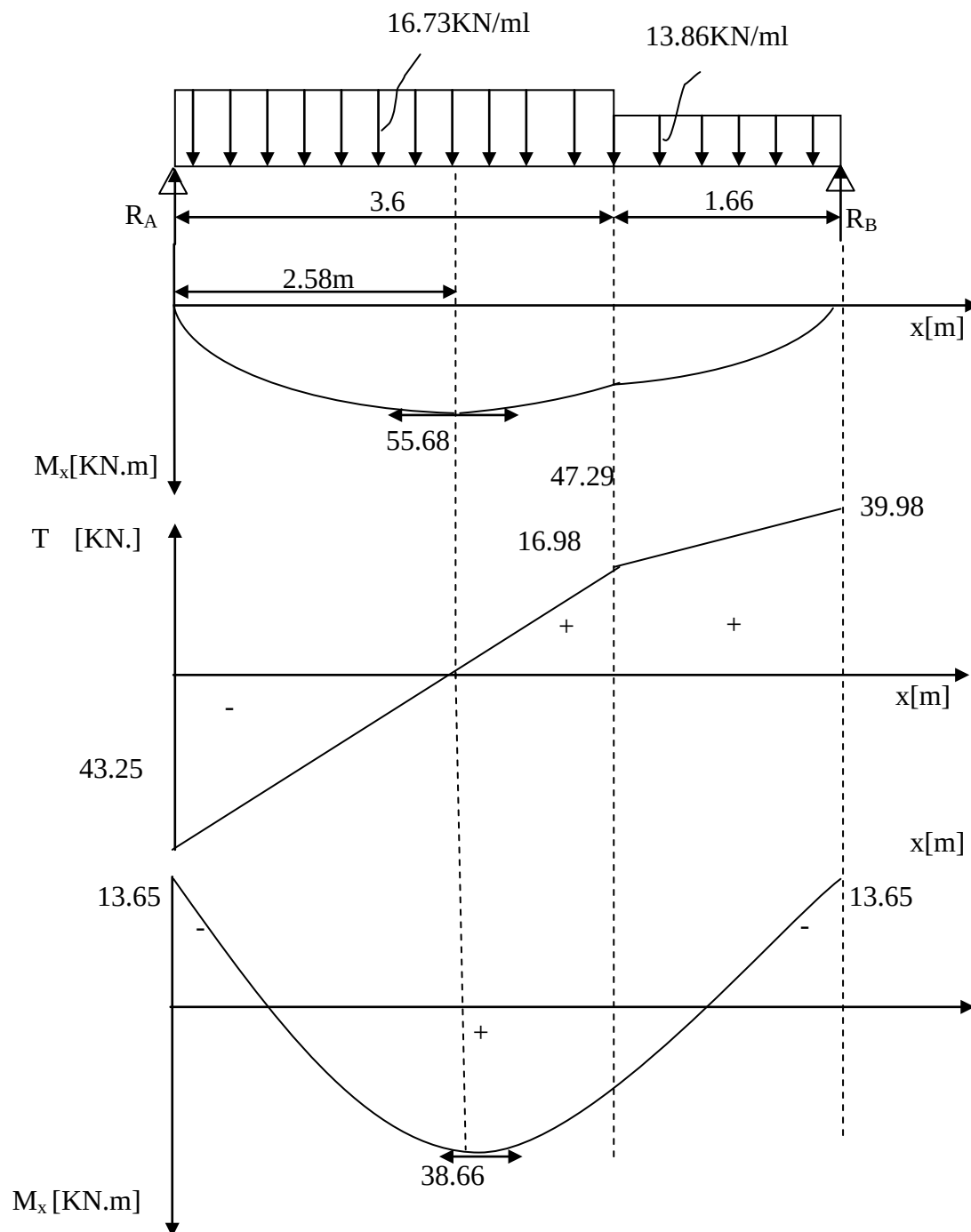


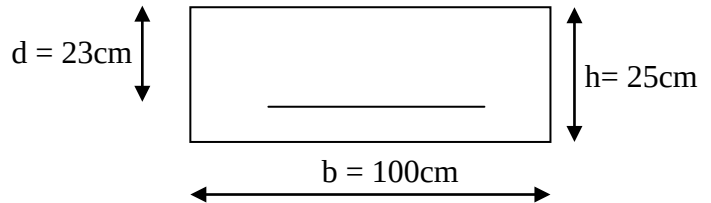
Fig.III.5.1.5: Diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELU

d) Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

- **Aux appuis :**

$$M_u = 13.65 \text{ KN.m}$$



➤ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b d f_{bu}} = \frac{13.65 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.018 \Rightarrow \beta_u = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{13.65 \times 10^6}{0.991 \times 230 \times 348} = 1.72 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA12 ($A_a = 4.52 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **En travée :**

$$M_t = 38.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{38660}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.051 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_t = 0.051 \Rightarrow \beta_u = 0.9735$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{38660}{0.9735 \times 23 \times 348} = 4.96 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 7HA12/ml ($A_t = 7.9 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

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

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.9}{4} = 1.975 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10 ($A_{rt} = 3.92 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

III.4.7) Vérification à l'ELU :**a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 2.777 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.777 \text{ cm}^2$

- En travées : $A_t = 7.9 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.777 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée

*** Espacement des barres :****➤ Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 15 \text{ cm}$

- En travées : $e = 15 \text{ cm}$

$< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

➤ Armatures de répartition :

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$

- En travées : $e = 25 \text{ cm}$

$< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

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

$$T_{u \max} = 43.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{43250}{1000 \times 230} = 0.188 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.188 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c-Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{T_{\text{umax}}}{f_{su}} = \frac{43250}{348 \times 100} = 1.253 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.243 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{43250}{0.9 \times 230 \times 150.72} = 1.386 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.386 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e-Ancrage des barres (A-6-1-23) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4 L_s$

$$L_a = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 19.2 \text{ cm}$$

III.4.8) Calcul à l'état limite de service : ELS

$$q_s \text{ paillasse} = 12.11 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = 10 \text{ KN/ml}$$

a-Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = 60.19 \text{ KN}$$

$$R_A = 31.29 \text{ KN}$$

$$R_B = 28.9 \text{ KN}$$

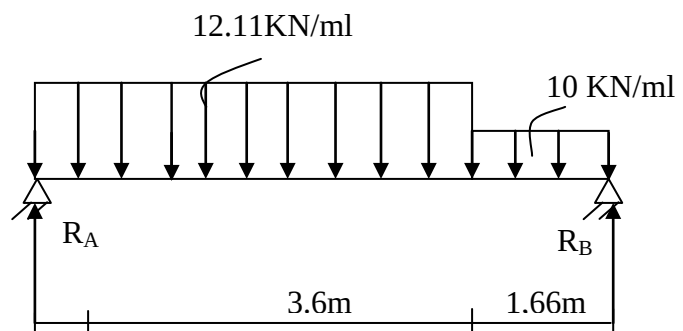


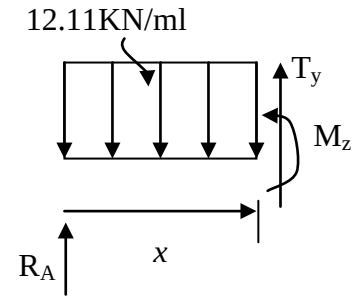
Fig.5.1.6 : Schéma statique à l'ELS

b- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.6\text{m}$:

$$T_y = 12.11x - 31.29 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -31.29\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 12.30\text{KN} & \text{pour } x = 3.6\text{m} \end{cases}$$

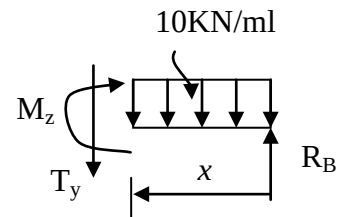
$$M_z = -12.11 \frac{x^2}{2} + 31.29x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 34.17\text{KN.m} & \text{pour } x = 3.6\text{m} \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1.66\text{m}$:

$$T_y = -10x + 28.9 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 28.9\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 12.3\text{KN} & \text{pour } x = 1.66\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -10 \frac{x^2}{2} + 28.9x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 34.19 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.66\text{m} \end{cases}$$



Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10x + 28.9 = 0 \Rightarrow x = 2.89\text{m}$$

Le moment est max pour la valeur : 2.89m

D'où :

$$M_s^{\max} = -10 \times \frac{2.89^2}{2} + 28.9 \times 2.89 \Rightarrow M_s^{\max} = 41.76\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_s^{\max} = -12.53\text{KN.m}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_s^{\max} = 35.5\text{KN.m}$

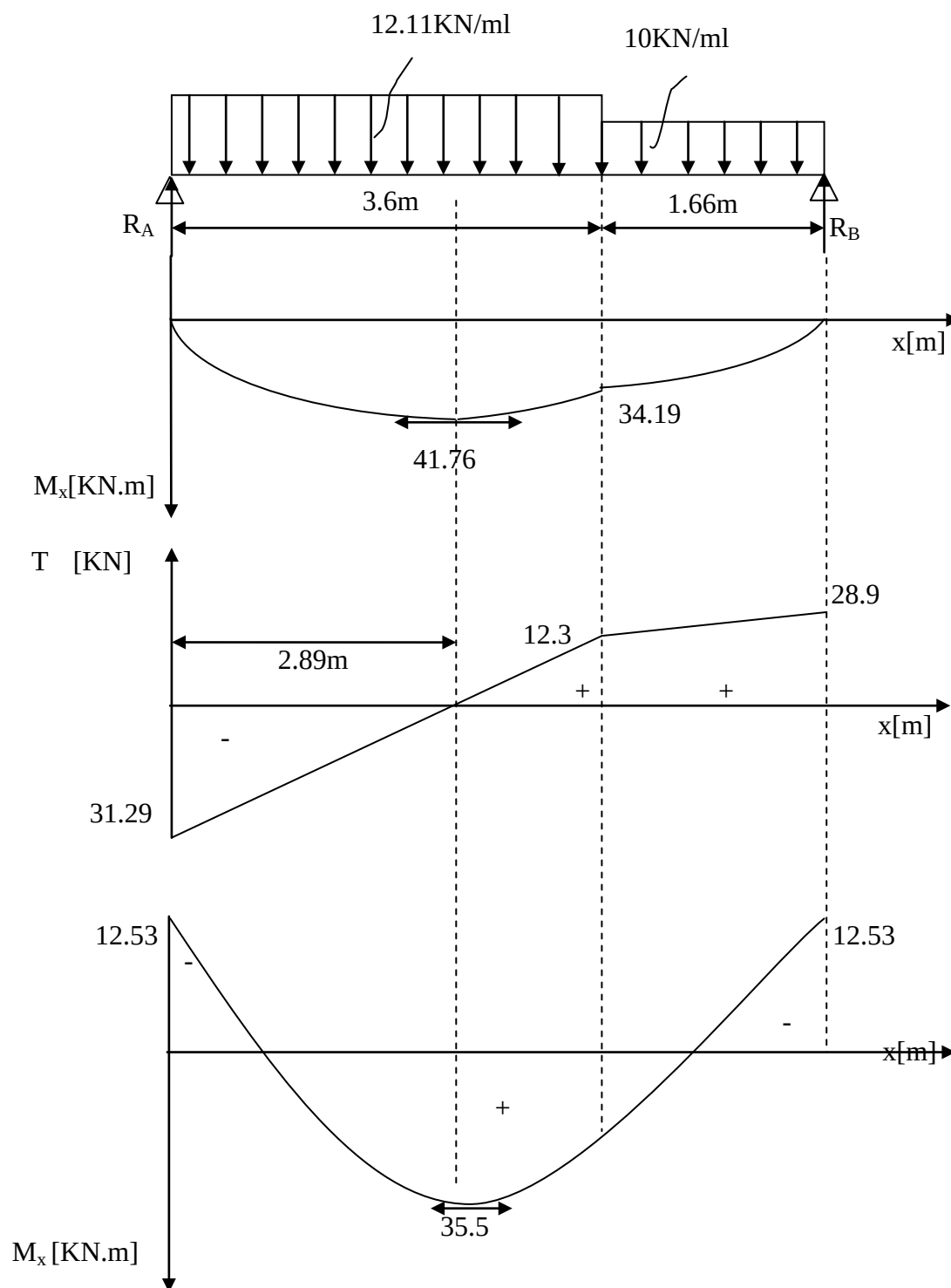


Fig.III .5.1.7 : Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS

III .4.9) Vérification à l'ELS :

➤ Ferrailage :

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

a-Armatures longitudinales :

• Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{12530}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.0167$$

$$\mu_a = 0.0167 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.0185 \longrightarrow \beta_1 = 0.822$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12530}{0.822 \times 23 \times 348} = 1.90 \text{ cm}^2$$

$$. A_{sa} < 3.92 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• En travée :

$$\mu_{1t} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{35500}{100 \cdot 23^2 \cdot 14.2} = 0.047$$

$$\mu_{1t} = 0.047 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0.047 \longrightarrow \beta = 0.759$$

$$A_{st} = \frac{35500}{0.759 \times 23 \times 348} = 4.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 5.65 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 41.76 = 35.5 \text{ KN.m}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• En travées : $A_{st} = 7.9 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 7.9}{100 \times 23} = 0.34$$

$$\rho_1 = 0.34 \Rightarrow \beta_1 = 0.909, \alpha_1 = 0.273 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.273}{15(1 - 0.273)} = 0.025$$

$$\alpha_1 = 0.273 \Rightarrow K = 0.025$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{35.5 \times 10^6}{565 \times 0.909 \times 230} = 300.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0.025 \times 300.53 = 7.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

$$M_a = 0.3 M_z^{\max} = 12.53 \text{ kN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 23} = 0.196$$

$$\rho_1 = 0.196 \Rightarrow \beta_1 = 0.9285 \text{ et } \alpha_1 = 0.2145 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.2145}{15(1 - 0.2145)} = 0.018$$

$$\alpha_1 = 0.2145 \Rightarrow K = 0.018$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{12.53 \times 10^6}{452 \times 0.9285 \times 230} = 129.8 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0.018 \times 129.8 = 2.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c-Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.23}{5.26} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.23}{5.26} = 0.043 < \frac{35.5}{10 \times 41.96} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

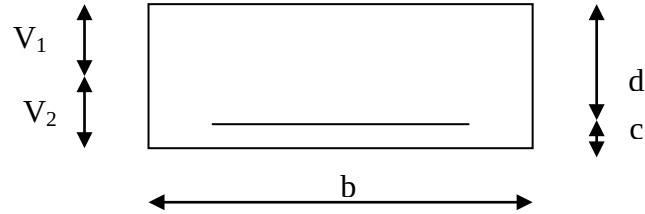
$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 23} = 0.00196 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5260}{500} = 10.52mm$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.



$$f_i = \frac{M_{ts} \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$f_v = \frac{M_{tserv} \times l^2}{10E_v \times I_{fv}} \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 108180.86 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \times h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 7.9 \times 23}{100 \times 25 + 15 \times 7.9} = 12.97 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12.97 = 12.03 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3}(12.97^3 + 12.03^3) + 15 \times 7.9(12.03 - 2)^2$$

$$I_0 = 142681.8 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{7.9}{100 \times 23} = 0.00343$$

$$\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.00343} = 6.122$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.448$$

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

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00343 \times 384 + 2.1} \right\} = 0.498$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 38764.99 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 70726.73 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f_i = \frac{35.5 \times 10^6 \times 5260^2}{10 \times 32164.19 \times 38764.99 \times 10^4} = 7.88 \text{ mm.}$$

Donc $f_i < \bar{f} = 10.52 \text{ mm}$ condition vérifiée.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

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

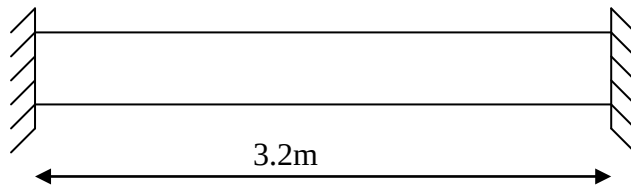
III .4.10) Ferrailage et Coffrage des escaliers sur chantier :**Fig.III .5.1.8 : Ferrailage et coffrage de l'escalier sur chantier.**

III .4.11) Ferrailage de la zone du pousser ou vide :**Fig.III .5.1.8 : Ferrailage de la zone du pousser ou vide.**

III. 5) Calcul de la poutre palière :**a) Pré dimensionnement :****Hauteur :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 3.2m (entre nu d'appuis).

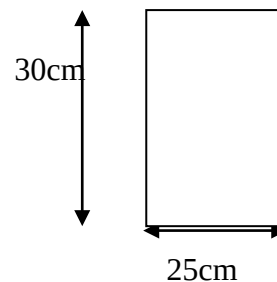
**FigIII.1 : Schéma de la poutre palière**

La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$\frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21,33\text{cm} \leq h_t \leq 32\text{cm}$$

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

**Fig.III.2 section de la poutre palière.**

➤ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

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

Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \text{d'où} \quad 12 \text{ cm} \leq h_t \leq 21 \text{ cm}$$

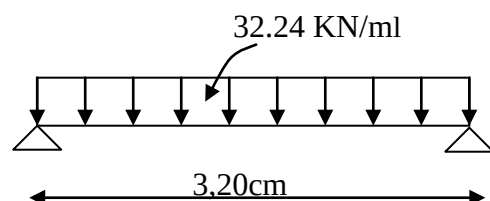
D'après les exigences du RPA, on opte pour : $b = 25 \text{ cm}$

Notre poutre a pour dimension ($b \times h$) = (25×30) cm^2

La largeur de la poutre est donnée par :

b) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur $G_M = 2.44 \times 1 = 2.44 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 26.07 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 23.54 \text{ KN}$

III.5.1) Calcul à l'ELU :

a) Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 2.44) + 26.07 = 32.24 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{32.24 \times 3.20^2}{8} = 41.26$$

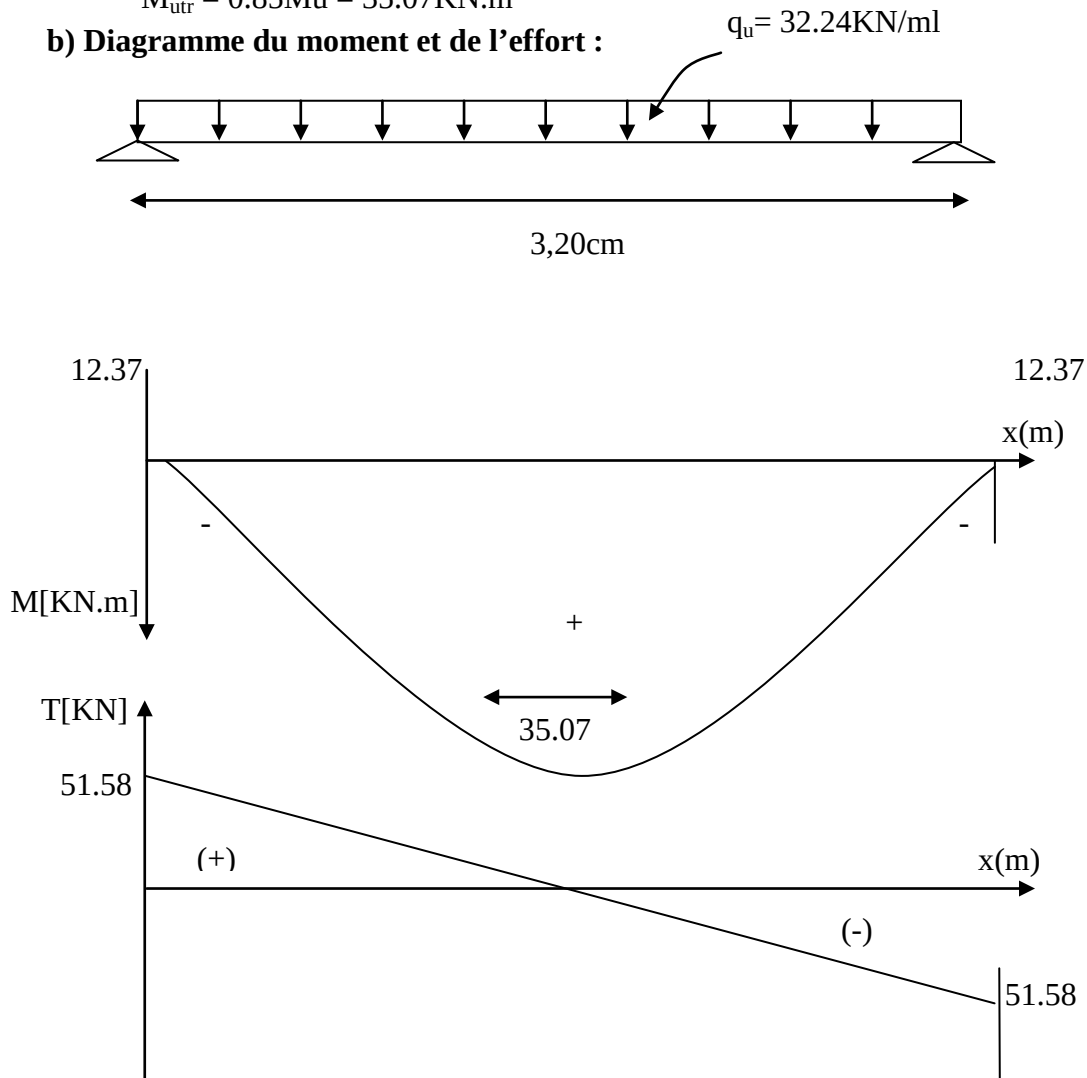
Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{32.24 \times 3.20}{2} = 51.58 \text{ KN}$$

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

$$M_{uap} = -0.3M_u = -12.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 35.07 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort :

FigIII.3 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

c) Ferrailage :

En travées : $h = 30 \text{ cm} ; d = 28 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}.$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{35.07 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.126$$

$$\mu_t = 0.148 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.126 \Rightarrow \beta = 0.932$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{35.07 \times 10^3}{0.932 \times 28 \times 348} = 3.86 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12.37 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.044 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.044 \Rightarrow \beta_1 = 0.978$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.37 \times 10^3}{0.978 \times 28 \times 348} = 1.29 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ua} = 3 \text{ HA } 10 = 2.35 \text{ cm}^2$

III.5.2) Vérification à l'ELU :**III.5.2.1) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):**

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis : $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{51.58 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.736 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.736 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

III.5.2.2). Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):

a) Influence sur les aciers :

$$A_{\text{ancree}} \geq \frac{1.15}{f_e} T_{\text{max}} = \frac{1.15}{400} (51.58) = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sa}} = 2.35 \text{ cm}^2 > 1.48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

b) Influence sur le béton :

$$T_{\text{umax}} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 420 \text{ KN} > T_u = 51.58 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$ La Condition est vérifiée

c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

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

$$\tau_u = \frac{51.58 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 9.42 \times 10} = 2.17 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 2.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

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

III.5.3.3) Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 10 ; 8.57 ; 25 \} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.5.2.3) Ecartement des barres :

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a) En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7,5 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \}$$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

b) En zone courante :

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

III.5.2.4) Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$.

III.5.3) Calcul à l'ELS :**a) Combinaison des charges :**

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 1.875 + 2.44 + 18.78 = 23.09 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{23.09 \times 3.2^2}{8} = 29.55 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{23.09 \times 3.2}{2} = 36.94 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -8.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 25.12 \text{ KN.m}$$

b) Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$1. \text{ Aux appuis : } \rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335$$

$$\rho_1 = 0.335 \Rightarrow \beta_1 = 0.910 \quad \alpha_1 = 0.270 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.270}{15(1-0.270)} = 0.024$$

$$\alpha = 0.270 \Rightarrow K=0.024$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot B.d} = \frac{8.86 \times 10^6}{235 \times 0.910 \times 280} = 147.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.024 \times 147.96 = 3.55 \text{ MPa}$$

2. En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{25 \times 28} = 0.807$$

$$\rho_1 = 0.807 \Rightarrow \beta_1 = 0.871 \quad \alpha_1 = 0.387 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.387}{15(1-0.387)} = 0.042$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{25.12 \times 10^6}{565 \times 0.871 \times 280} = 182.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.042 \times 182.3 = 7.65$$

$$\sigma_{bc} = 7.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

c) Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3.20} = 0.094 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3.20} = 0.093 > \frac{30.32}{10 \times 35.07} = 0.086 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

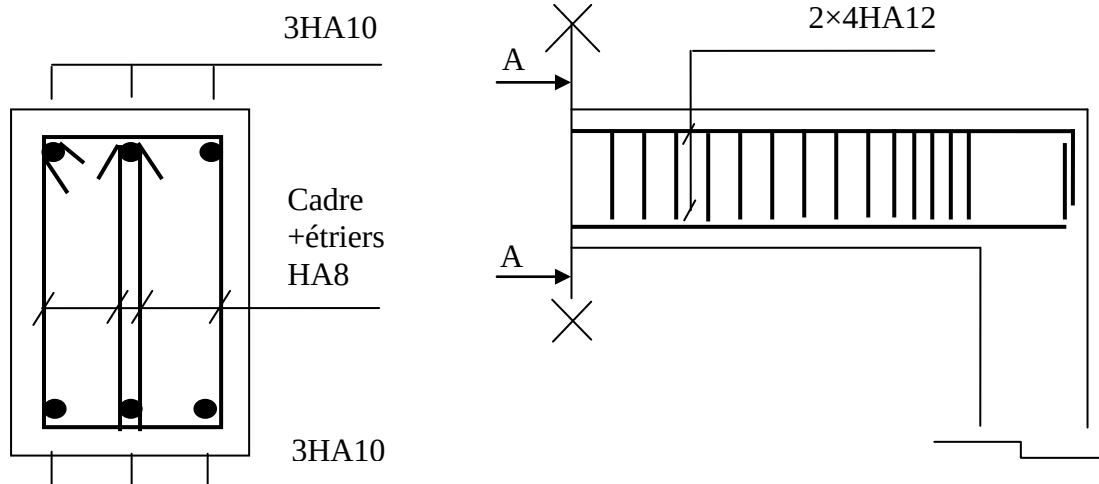
$$c) \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.35}{28 \times 25} = 0.0033 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

d) Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible $\Rightarrow$ la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

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



Coupe A-A

Fig. III.4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5.4) Ferrailage de la poutre palier sur chantier :



Fig. III.5 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III. 6) Calcul des planchers :

III.6.1) Introduction :

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm.

III.6.2) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par B.A.E.L.(Art B.6.8.423) :

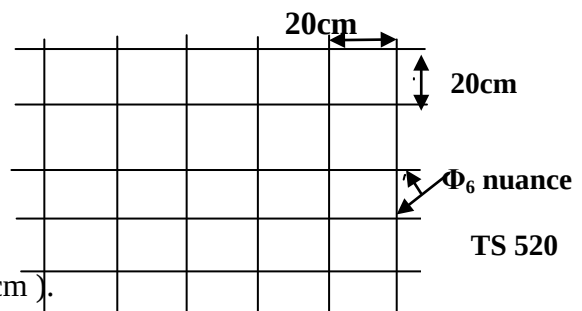
- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}$$

Soit : $A_{\perp} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $e_s = 20 \text{ cm}$

l : distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm}$).



➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Fig .III.6 .1: Treillis soudés (200×200)

Soit : $A_{//} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e_s = 20 \text{ cm}$

III.6.3) Calcul des poutrelles :

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

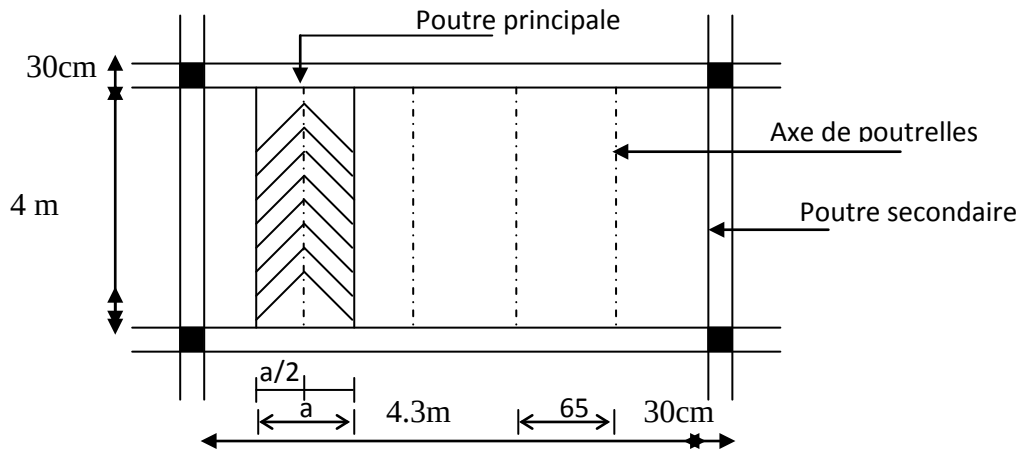
a. Avant coulage de la dalle de compression :

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

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

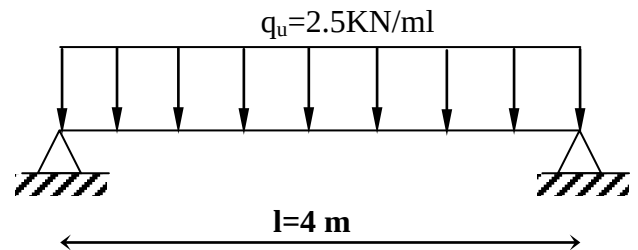
b) Ferrailage à l'ELU :

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

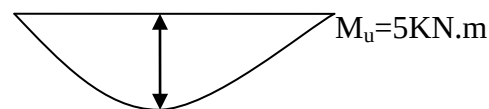
**Fig.III.6.2 : surface revenant aux poutrelles****-Combinaison de charges :**

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

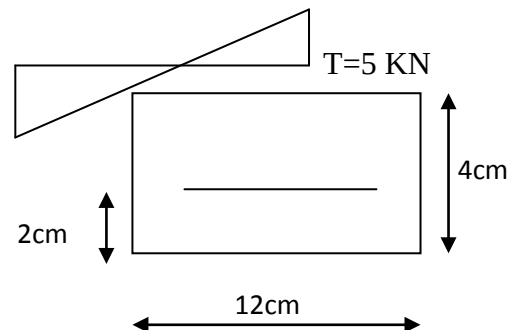
$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$$

**Fig .III.6.3: Schéma statique de la poutrelle****-Moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

**-Effort tranchant max:**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

**-Calcul des armatures :**

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

Avec : $b=12\text{cm}$; $d=h-c$; $h=4\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $d=2\text{cm}$ (hauteur utile)

$$\mu_b = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7.33 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

NB : comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

c) Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis (7). Les charges et surcharges seront considérées comme étant uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. La poutrelle supportera les charges suivantes :

* Poids propre du plancher : $G=5.5 \times 0.65=3.575 \text{KN/m}$;

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

La charge de calcul sera donc : à l'ELU $\rightarrow q_u=1.35G+1.5Q \rightarrow q_u=6.3 \text{KN/m}$

à l'ELS $\rightarrow q_s=G+Q \rightarrow q_s=4.55 \text{KN/m}$

• **Détermination de la largeur de la table de compression :**

D'après le BAEL91 Art A.4.1, 3 :

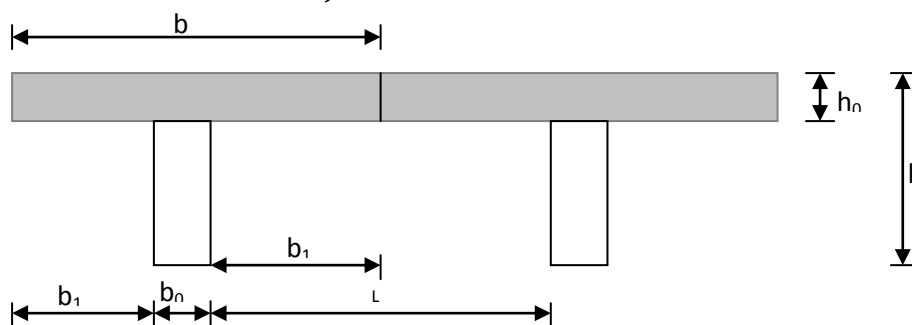
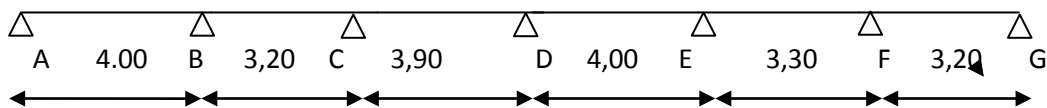


Fig.III.6.4 schéma de la table de compression

Cas 1 : Cas de 6 travées :



Cas 2 : Cas de 3 travées :

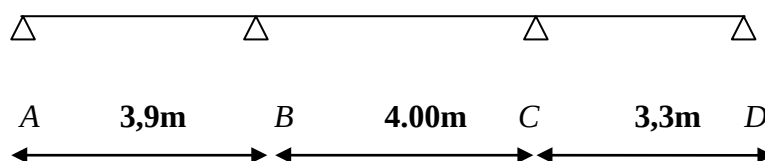


Fig.III.6.5 schéma statique des deux types de travée à calculé .

III-6-3-1) 1^{er} cas :

Dans notre projet il y'a différentes travées, nous allons calculer la travée la plus défavorable, pour cela on va prendre trois travées par exemple :

- 1) – travée -1- $l_1 = 400\text{cm}$.
- 2) – travée -2- $l_1 = 320\text{cm}$.
- 3) – travée -3- $l_1 = 390\text{cm}$.
- 4) – travée -1- $l_1 = 400\text{cm}$.
- 5) – travée -1- $l_1 = 330\text{cm}$
- 6) – travée -3- $l_1 = 320\text{cm}$.

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

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

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

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

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

1)– travée -1- $l_1 = 390\text{cm}$:

l_1 : portée de la travée ($l_1 = 390\text{cm}$) ;

$$- \quad b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} = \frac{390 - 12}{2} = 189\text{cm}$$

$$- \quad b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{390}{10} = 39\text{cm}$$

$$- \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \cdot x = \frac{2}{3} \times \frac{390}{2} = 130\text{ cm}$$

Et $26.5\text{cm} < 130\text{ cm}$.

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

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

Donc $b = 65\text{ cm}$

2) – travée -1- $l_1 = 400\text{cm}$:

l_1 : portée de la travée ($l_1 = 400\text{cm}$) ;

$$- \quad b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} = \frac{400 - 12}{2} = 194\text{cm}$$

$$- \quad b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

$$- \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \cdot x = \frac{2}{3} \times \frac{400}{2} = 133.33 \text{ cm}$$

$$\text{Et } 26.5 \text{ cm} < 133.33 \text{ cm}$$

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

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

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

3)– travée -1- $l_i = 330 \text{ cm}$

l_1 : portée de la travée ($l_1 = 330 \text{ cm}$) ;

$$- \quad b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$- \quad b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{330}{10} = 33 \text{ cm}$$

$$- \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \cdot x = \frac{2}{3} \times \frac{330}{2} = 110 \text{ cm}$$

$$\text{Et } 26.5 < 110 \text{ cm}$$

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

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

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

4)– travée -1- $l_i = 320 \text{ cm}$

l_1 : portée de la travée ($l_1 = 320 \text{ cm}$) ;

$$- \quad b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$- \quad b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{320}{10} = 32 \text{ cm}$$

$$- \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \cdot x = \frac{2}{3} \times \frac{320}{2} = 106.67 \text{ cm}$$

$$\text{Et } 26.5 < 106.67 \text{ cm}$$

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

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

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

d) La méthode forfaitaire :

- Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation sera deux fois plus grande que la charge permanente ou 5 kN/m^2 ,
c à d :

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

$$\text{En effet : } \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\} = 2G = 2 \times 6.3 = 12.6 \text{ kN/m}^2$$

$$2.5 \leq 12.6 \quad \mapsto \quad \text{condition vérifiée ;}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.
Comme il n'y a pas de changement de section $\mapsto$ condition vérifiée ;
- Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0.80 et 1.25.

$$\text{c à d : } 0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ;$$

$$\begin{array}{ccccccc} \text{Pour : } l_1=4, l_2=3.2 & l_1/l_2=1.25 & l_2/l_3=0.82 & l_3/l_4=0.975 & l_4/l_5=1.21 \\ l_5/l_6=1.03 & l_6/l_7=1.08 & \longrightarrow & \text{Condition vérifiée} \end{array}$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi

Qu'à ces revêtements.

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

e) Exposé de la méthode forfaitaire :➤ **Exposition de la méthode :**➤ **Principe :**

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et sur appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant entre travées.

➤ **Exposition de la méthode :**

α : rapport des charges

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

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

M_w : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche

M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite

M_t : moment maximale en travée dans la travée considérée

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

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

$$\text{Avec : } (1 + 0.3 \alpha) M_0 \geq 1.05 M_0$$

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

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

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

- 0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- 0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- 0.4 M_0 pour les appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

f) Application de la méthode forfaitaire:**1-Combinaison de charge :**

$$\text{ELU : } q_u = [1.35 G + 1.5 Q] \times 0.65$$

$$Q_u = (1.35 \times 5.2 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.03$$

Méthode :

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

2- Exposition de la méthode :

Le rapport α des charges d'exploitation la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{ql \cdot l}{8} \text{ dont longueur entre nus des appuis.}$$

3-Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge α

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975+3.38} = 0.22 \quad (0 < \alpha < 0.66)$$

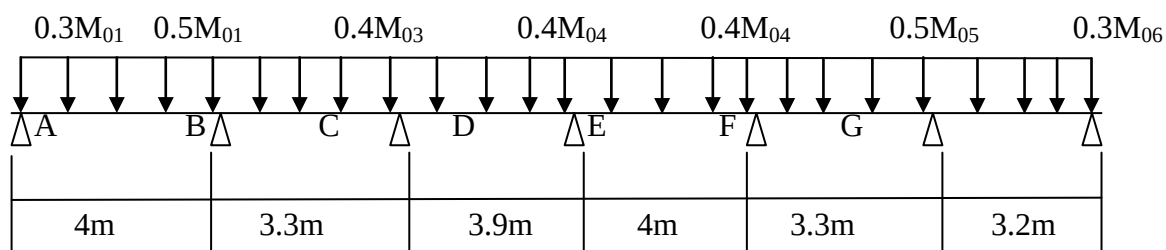


Fig .III.6.6 : Schéma statique de la poutrelle

4- Calcul de moment isostatique :

$$M01 = \frac{6.03 \cdot 16}{8} = 12.06$$

$$M04 = \frac{6.03 \cdot 16}{8} = 12.06$$

$$M02 = \frac{6.03 \cdot 10.89}{8} = 8.2$$

$$M05 = \frac{6.03 \cdot 10.89}{8} = 8.2$$

$$M03 = \frac{6.03 \cdot 15.21}{8} = 11.46$$

$$M06 = \frac{6.03 \cdot 10.24}{8} = 7.72$$

5- Calcul des moments fléchissant pour la poutrelle :

a) Moment sur appuis :

$$M_A = 0.3M01 = 3.62$$

$$M_B = 0.5M01 = 6.03$$

$$M_C = 0.4M03 = 4.6$$

$$M_D = 0.4M04 = 4.82$$

$$M_E = 0.4M04 = 4.82$$

$$M_F = 0.5M05 = 4.1$$

$$M_G = 0.3M06 = 2.31$$

b) Moment en travée :

➤ Travée AB :

$$Mt_{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{01}$$

$$\text{Avec : } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05 \rightarrow 1.066 \geq 1.05$$

$$Mt_{AB} = 8.03 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée de rive} \rightarrow Mt_{AB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01}$$

$$Mt_{AB} = 7.6 \text{ KN.m}$$

On prend : $Mt_{AB} = 8.03 \text{ KN.m}$

➤ Travée BC:

$$Mt_{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{01}$$

$$\text{Avec: } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05 \rightarrow 1.066 \geq 1.05$$

$$Mt_{BC} = 7.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée intermédiaire} \rightarrow Mt_{BC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01}$$

$$Mt_{BC} = 6.42 \text{ KN.m}$$

On prend: $Mt_{BC} = 7.54 \text{ KN.m}$

➤ Travée CD :

$$Mt_{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{03}$$

$$Mt_{CD} = 7.5 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée intermédiaire} \rightarrow Mt_{CD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03}$$

$$Mt_{CD} = 6.1$$

On prend: $Mt_{CD} = 7.5 \text{ KN.m}$

➤ Travée DE :

$$Mt_{DE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{04}$$

$$Mt_{DE} = 8.03 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée intermédiaire} \longrightarrow M_{tDE} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_{04}$$

$$M_{tDE} = 6.43 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_{tDE} = 8.03 \text{ KN.m}$

➤ Travée EF :

$$M_{tEF} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq (1+0.3\alpha) M_{04}$$

$$M_{tEF} = 6.43$$

$$\text{Travée intermédiaire} \quad M_{tEF} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_{04}$$

$$M_{tEF} = 6.43 \text{ KN.m}$$

➤ Travée FG:

$$M_{tFG} + \frac{M_F + M_G}{2} \geq (1+0.3\alpha) M_{05}$$

$$M_{tFG} = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée de rive} \longrightarrow M_{tFG} \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_{05}$$

$$M_{tFG} = 5.2$$

On prend: $M_{tFG} = 5.54 \text{ K}$

c) Diagramme des moments :

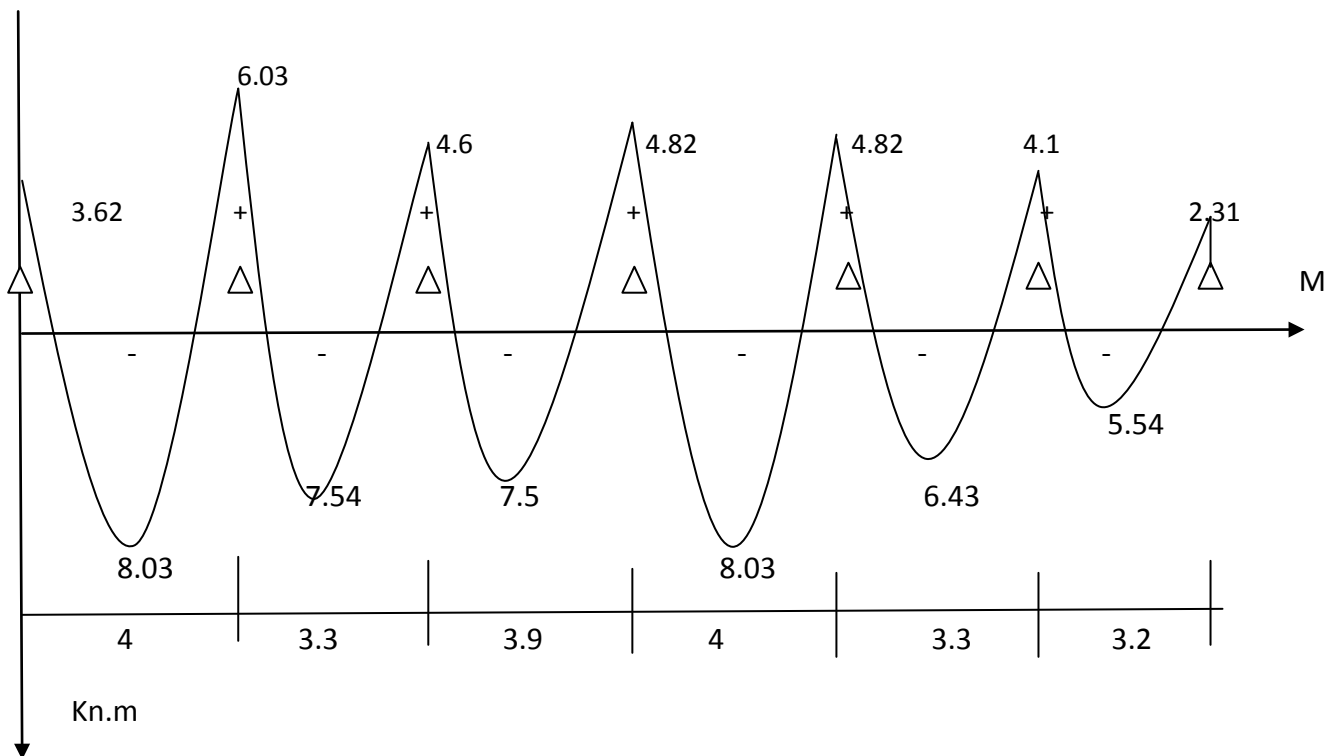


Fig .III.6.7 : Diagramme des moments fléchissant.

d) Calcul des efforts tranchants :

➤ Travée AB :

$$T_A = \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} + \frac{q \cdot l_{AB}}{2} \quad T_A = 11.46 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} - \frac{q \cdot l_{AB}}{2} \quad T_B = -12.66 \text{ KN}$$

➤ Travée BC :

$$T_B = \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} + \frac{q \cdot l_{BC}}{2} \quad T_B = 10.38 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} - \frac{q \cdot l_{BC}}{2} \quad T_C = -9.52 \text{ K}$$

➤ Travée CD :

$$T_C = \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} + \frac{q \cdot L_{CD}}{2} \quad T_C = 11.7 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} - \frac{q \cdot L_{CD}}{2} \quad T_D = 11.81 \text{ KN}$$

➤ Travée DE :

$$T_D = \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} + \frac{q \cdot L_{DE}}{2} \quad T_D = 12.06 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} - \frac{q \cdot L_{DE}}{2} \quad T_E = -12.06 \text{ KN}$$

➤ Travée EF :

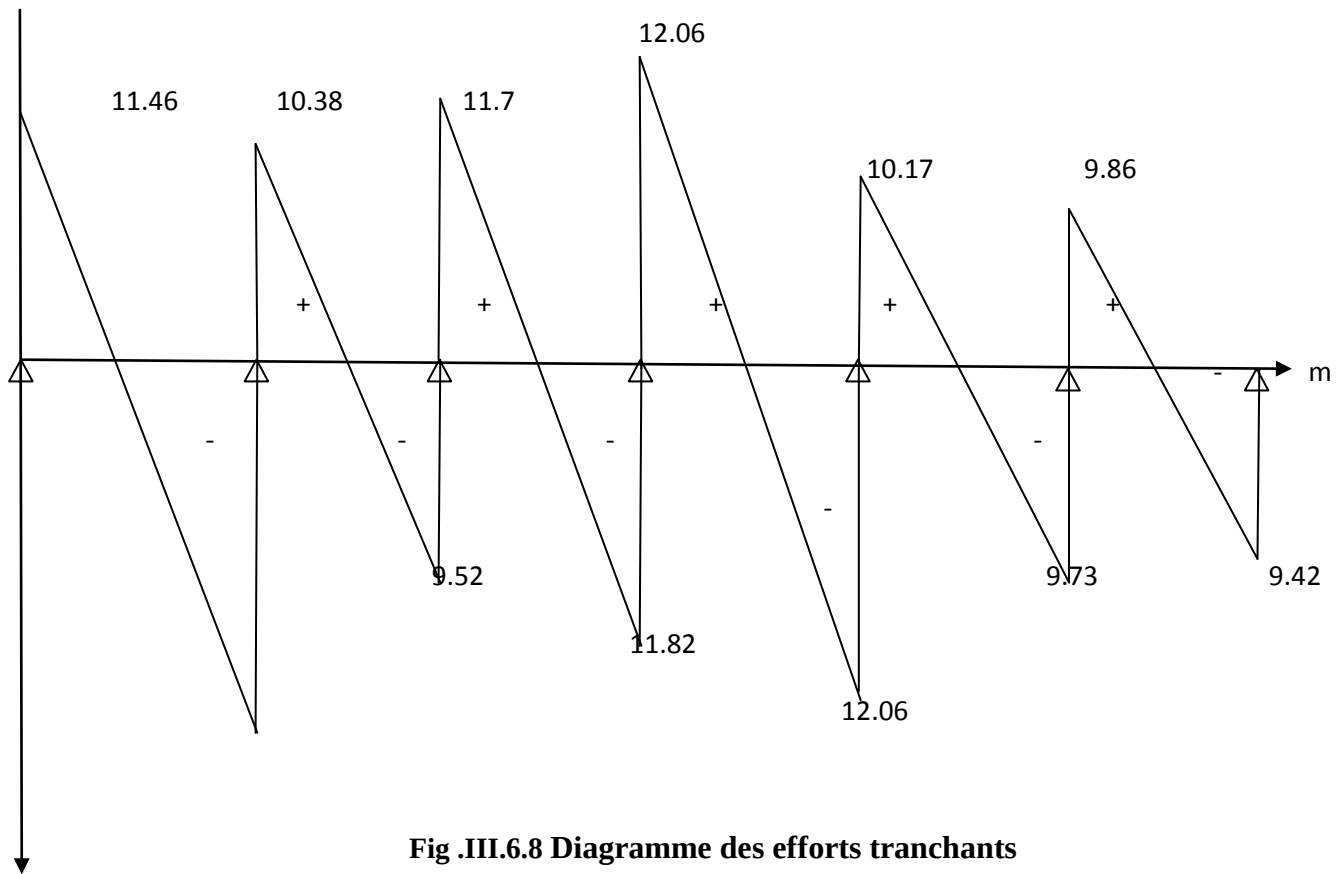
$$T_E = \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} + \frac{q \cdot L_{EF}}{2} \quad T_E = 10.17 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} - \frac{q \cdot L_{EF}}{2} \quad T_F = -9.73 \text{ KN}$$

➤ Travée FG :

$$T_F = \frac{M_F - M_G}{l_{FG}} + \frac{q \cdot L_{FG}}{2} \quad T_F = 9.86 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{M_F - M_G}{l_{FG}} - \frac{q \cdot L_{FG}}{2} \quad T_G = -9.42 \text{ KN}$$

e) Diagramme des efforts :**Fig .III.6.8 Diagramme des efforts tranchants****f. Calcul des armatures :****1-à L'ELU :**

Les moments sur appuis et en travée sont comme suite :

$$M_t \text{ max}=8.03\text{Kn.m}$$

$$M_a \text{ max}=6.03\text{Kn.m}$$

1-1-Armatures longitudinales :

➤ En travée :

Moment équilibré par la table :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t = 8.03 < M_0 = 59.07 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.03}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0268 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0.0268 \rightarrow \beta = 0.987$$

1-2 Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{8.03 \times 10^6}{0.987 \times 180 \times 348} = 1.3 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

2. 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 largeur $b_0=12\text{cm}$.

$$M_{\max} = 6.03 \text{ KN.m}$$

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

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.03}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.109$$

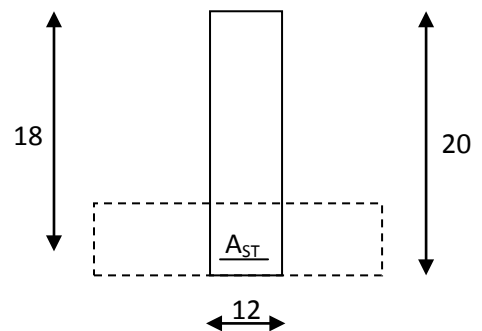
$$\mu = 0.109 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.109 \rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{6.03}{0.942 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$



III.6.3.1.1) Vérifications à L'E.L.U:**➤ Vérification à la condition de non fragi**

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

Aux appuis : $A_a = 1.01 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

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

➤ Vérification à l'effort tranchant :

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

➤ Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1)

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 12.66 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12.66 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.58 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

- Au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{T_u \times (b - b_0)}{1.8 \times b \times d \times h_0} = \frac{12.66 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 12.66 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.3 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1) :**

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

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

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

$$M \tau_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{12.66 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 50.24} = 1.55 \text{ Pa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 8 = 50.24 \text{ mm}$$

$$\tau_u = 1.55 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- **Ancrage des barres:** (BAEL91. Art. A-6-1-2)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.21 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 32 = 12.8 \text{ cm} \quad \Rightarrow L_a = 13 \text{ cm.}$$

Calcul des armatures transversales :

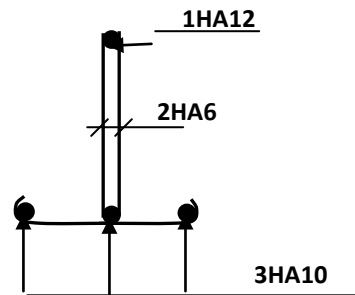
➤ Le diamètre minimal des armatures transversales :

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

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 12 ; 0.57 ; 8 \} = 6 \text{ mm}$$

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

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



➤ La section des armatures transversales : Fig .III.6.9 Plan de ferrailage de poutrelle

$$S_{t1} \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm}$$

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

III.6.3.1.2) Vérification à l'ELS :

1) Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.35}{6.03} = 0.72 \quad ; \quad q_u = 6.03 \text{ KN/ml}, \quad q_s = 4.35 \text{ KN/ml}$$

2) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS :

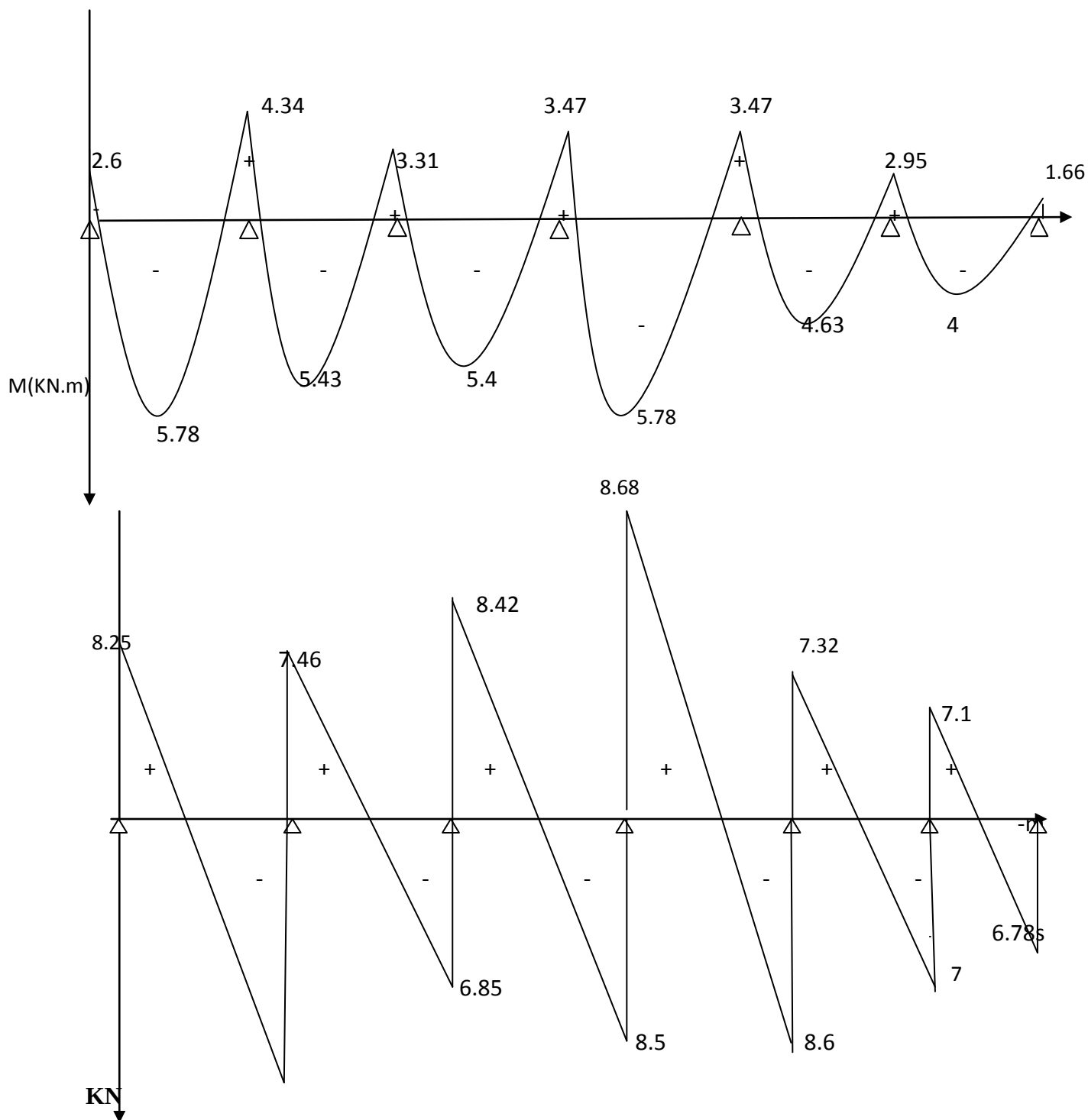


Fig .III.6.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

a/-Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma_{bc}} = \sigma_s \cdot k$

➤ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \phi_{10} = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.0879 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow \alpha_1 = 0.432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.432}{15(1 - 0.432)} = 0.0507$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{8.03 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 235} = 221.76 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0507 \times 221.76 = 11.24 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 1 \phi_{12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 1.01}{12.18} = 0.467 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow \alpha_1 = 0.432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.432}{15(1 - 0.432)} = 0.05$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{4.34 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 101} = 278.88 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.05 \times 278.88 = 13.94 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

b/ Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions → Fissuration peu préjudiciable

$$\rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

➤ En travée :

$$\sigma_{st} = 221.76 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c/ Etat limite de déformation :

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

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 400 \text{ cm (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 20 \text{ cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{4} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}.$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

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

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

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

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

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

Y_1 : Position de l'axe neutre :

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01088$$

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

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times 4 / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 2,35 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2,35}$$

$$Y_1 = 7,09 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 12,91 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [7,09^3 + 12,91^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 \times (12,91 - 2)^2$$

$$I_0 = 14467.32 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0.01088} = 1.5115$$

$$\nu = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01088 \times 221.76 + 2.1} \right] = 0.3127$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 14467.32}{1 + 0.3127 \times 1.5115} = 10806.42$$

$$I_{fv} = 10806.42$$

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

$$f = \frac{5.78 \times 10^6 (4000)^2}{10 \times 10818.88 \times 10^4 \times 10806.42}$$

$$f = 7.9 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

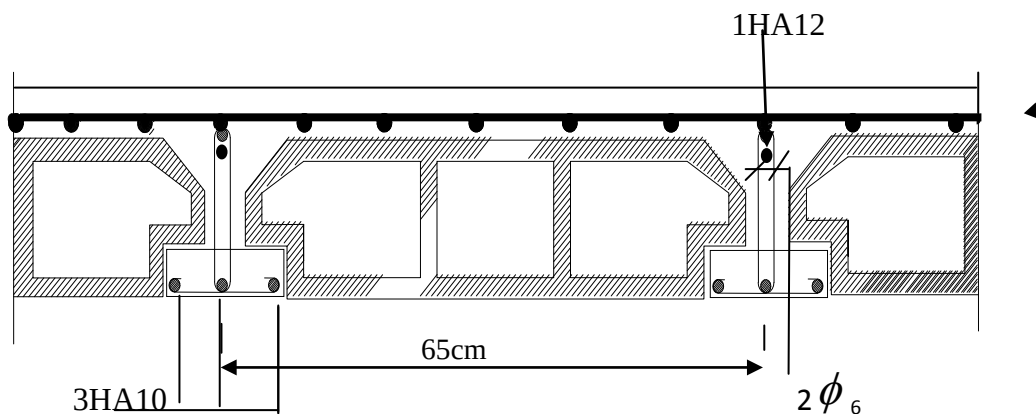


Fig .III.6.11 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III.6.3.2) 2^{ém} cas :

La charge de calcul sera donc : à l'ELU $\rightarrow q_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_u = 6.3 \text{ kN/ml}$

à l'ELS $\rightarrow q_s = G + Q \rightarrow q_s = 4.55 \text{ kN/ml}$

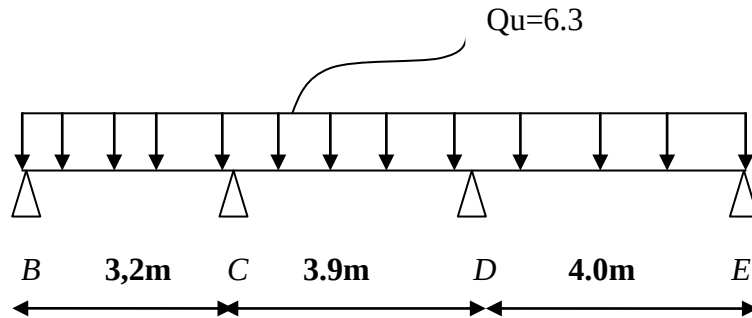


Fig III .2.10. Schéma statique de la poutre

III.6.3.2.1) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Comme cela a été développé précédemment pour le 1^{er} cas de calcul ici on ne vérifie que le rapport des travées car les autres conditions restent les mêmes qu'au 1^{er} cas.

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$\left. \begin{aligned} L_i / L_{i+1} &= 3,20 / 3,90 = 0.82 \\ L_i / L_{i+1} &= 3,90 / 4,00 = 0.975 \end{aligned} \right\}$$

Elles sont comprises entre 0,8 et 1,25 **condition vérifiée**

a) Calcul des moments fléchissants

✓ Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU

▪ Moment en travée :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_{01} = 6.3 \times \frac{(3.2)^2}{8} = 8.064 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = 6.3 \times \frac{(3.9)^2}{8} = 11.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = 6.3 \times \frac{(4.0)^2}{8} = 12.6 \text{ kN.m}$$

Travée	B- C	C – D	E- F
L(m)	3,20	3,90	4,00
M ₀	8,064	11,98	12,60

▪ **Moment aux appuis :**

$$M_{appui} = \beta M_0^{max}$$

$$M_1 = 0,3 \times M_{01} = 2,42 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \times \max(M_{01}, M_{02}) = 6,00 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,5 \times \max(M_{02}, M_{03}) = 6,2 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,3 \times M_{03} = 3,78 \text{ kN.m}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire β	0,3	0,5	0,5	0,3
M _{appui}	2,42	6,00	6,2	3,78

- **Travée intermédiaire B – C**

$$\diamond M_{tAB} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \text{ et } (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$$

$$M_{tAB} \geq 1,07 \times 8,064 - \frac{2,42 + 6}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 4,42 \text{ m}$$

$$\diamond M_{tAB} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0,533 \times 10,2 = 5,44 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 5,44 \text{ kN.m}$

- **Travée intermédiaire B - C**

$$\diamond M_{tBC} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \text{ et } (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05$$

$$M_{tBC} \geq 1,07 \times 11,98 - \frac{6,0 + 6,2}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 6,72 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0,533 \times 11.98 = 6.40 \text{ kN.m}$$

On prend :

$$M_{tBC} = 6.72 \text{ kN.m}$$

- Travée intermédiaire C- D

$$\diamond M_{tCD} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \text{ et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05.$$

$$M_{tCD} \geq 1,07 \times 12,60 - \frac{6.2 + 3,78}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 8.507 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_{tCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0,533 \times 12.60 = 6,716 \text{ kN.m}$$

On prend :

$$M_{tCD} = 8.507 \text{ kN.m}$$

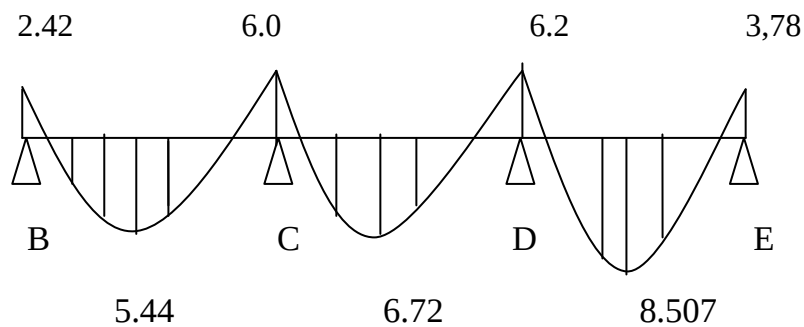


Fig III.2.11. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

✓ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

- Avec : V_w, V_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

- **La travée A – B**

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

$$V_A = \frac{6.3 \times 3.20}{2} + \frac{(-6.0) - (-2.42)}{3.20}$$

$$V_A = 8.96 \text{ kN.}$$

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

$$V_B = -\frac{6.3 \times 3.20}{2} + \frac{(-6.0) - (-3.78)}{3.20}$$

$$V_B = -10.77 \text{ kN.}$$

- **La travée B– C**

$$V_B = \frac{6.3 \times 3.90}{2} + \frac{(-6.2) - (-6.0)}{3.90}$$

$$V_B = 12.23 \text{ kN.}$$

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

$$V_C = -\frac{6.3 \times 3.90}{2} + \frac{(-6.2) - (-6.0)}{3.90}$$

$$V_C = -12.34 \text{ kN}$$

La travée C – D

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

$$V_C = \frac{6.3 \times 4.00}{2} + \frac{(-3.78) - (-6.2)}{4.00}$$

$$V_C = 13.21 \text{ kN.}$$

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

$$V_D = -\frac{6.3 \times 4.00}{2} + \frac{(-3.78) - (-6.2)}{4.00}$$

$$V_D = -12.12 \text{ kN.}$$

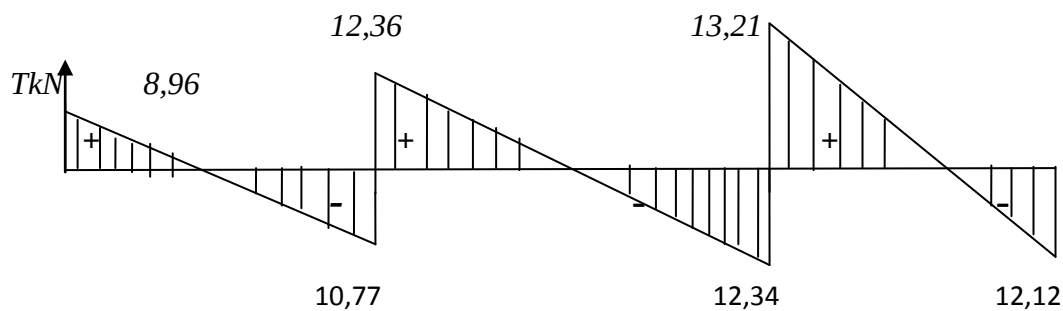


Fig III.2.12: Diagramme des efforts tranchants

Conclusion

Donc le cas plus défavorable dans notre c'est le même, on choisit :

$$M_t^{\max} = 8.507 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 6.2 \text{ KN. m} \quad \text{et} \quad V_{u\max} = 13.21 \text{ kN}$$

✓ *Calcul des armatures à L'ELU*

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$

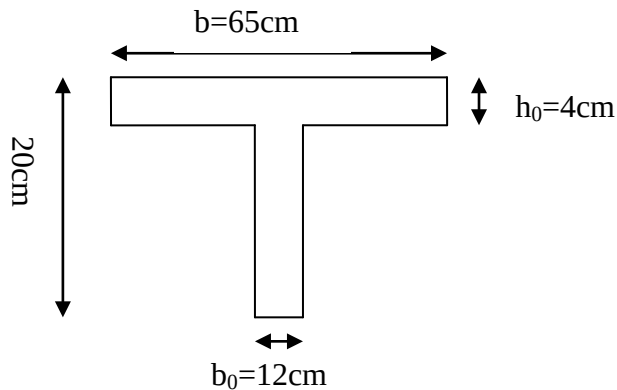


Figure III.2.13 : Section de la poutre en T

a) Armature longitudinale

➤ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 8.507 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max}_t = 8.507 \text{ KN.m} < M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} ;$$

La section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.507 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.507 \times 10^5}{0,986 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,40 \text{ cm}^2 \text{ on adopte; } \mathbf{2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2}$$

➤ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 6,2 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6,2}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,112.$$

$$\mu = 0,112 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,112 \Rightarrow \beta = 0,940$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6,2 \times 10^4}{0,940 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1,053 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 0,855 \text{ cm}^2 \text{ on adopte ; HA12 = } 1,13 \text{ cm}^2$$

• Conclusion

En travée, on adoptera : $2HA8 = 1,56 \text{ cm}^2$.

Aux appuis, on adoptera : $HA12 = 1,13 \text{ cm}^2$.

Pour les aciers de continuité, on place $3HA10 = 2,34 \text{ cm}^2$

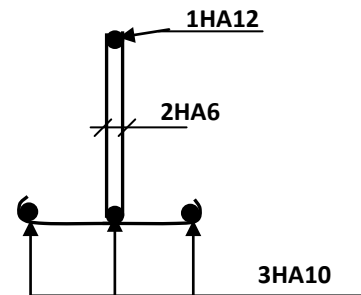
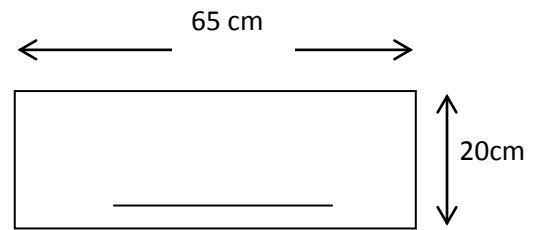


Fig .III.7.8 Plan de ferrailage de poutrelle

b) Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = 0,57cm$$

On adopte 3HA10 = 2.34 m².

c) Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm)$$

$$S_t \leq \min(16,2cm, 40cm) = 16,2cm$$

$$\Rightarrow S_t = 15cm$$

III.6.3.2.2.) Vérification à l'ELU**A)-Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)****➤ En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B)- Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{13,21 \times 10^3}{180.120} = 0,612 \text{ MPa}$$

Pour une Fissuration non préjudiciables

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ MPa}\right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,612 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C)-Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

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

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{13,21 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2 \times \pi \times 12} = 1,09 \text{ MPa} \dots \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

D)- Ancrage des barres :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \quad , \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm}$$

E)- L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**➤ Sur le béton**

$$V_{u\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9d b_0$$

$$V_{u\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ kN}$$

$$V_{u\max} = 13,21 \text{ kN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ kN}$$

➤ **Sur l'acier :**

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

$$A_a = 2,26 \geq \frac{1,15}{400} \left(13,21 + \frac{6,2}{0,9 \times 18} \right) = 0,041$$

$\Rightarrow$ condition vérifiée.

F)-Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 13,21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13,21 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,114$$

$$\tau_u = 0,114 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4,347, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,114 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.3.2.3) Calcul à L'ELS

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0,716$.

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,03 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 4,35 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0,721$$

- **Les moments en travées**

$$M_{tAB} = 8.03 \times 0.721 = 5.79 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = 810.2 \times 0.721 = 7.23 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = 9.5 \times 0.721 = 6.797 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} = 10.20 \times 0.721 = 7.236 \text{ kN.m}$$

$$M_{tEF} = 10.2 \times 0.721 = 5.147 \text{ kN.m}$$

$$M_{tFG} = 12.60 \times 0.721 = 9.08 \text{ kN.m}$$

- **Les moments en appuis :**

$$M_A = 3.62 \times 0.721 = 2.17 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 2.42 \times 0.721 = 3.62 \text{ kN.m}$$

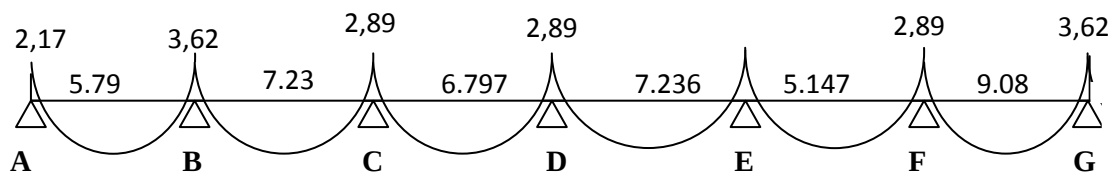
$$M_C = 4.08 \times 0.721 = 2.89 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 4.08 \times 0.721 = 2.89 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 4.08 \times 0.721 = 2.89 \text{ kN.m}$$

$$M_F = 4.08 \times 0.721 = 2.89 \text{ kN.m}$$

$$M_G = 5.1 \times 0.721 = 3.62 \text{ kN.m}$$



III.2.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

- **Effort tranchant à l'E.L.S**
- **Travée A – B**

$$V_A = 11.46 \times 0.721 = 8.26 \text{ kN}$$

$$V_B = -10.77 \times 0.721 = -7.78 \text{ kN}$$

- **Travée B – C**

$$V_B = 12,23 \times 0,721 = 8,82 \text{ kN}$$

$$V_C = -12,34 \times 0,721 = -8,90 \text{ kN}$$

- **Travée C – D**

$$V_C = 13,21 \times 0,721 = 9,52 \text{ kN}$$

$$V_D = -12,12 \times 0,721 = -8,74 \text{ kN}$$

- **Travée D – E**

$$V_D = 12,06 \times 0,721 = 8,70 \text{ kN}$$

$$V_E = -12,06 \times 0,721 = -8,70 \text{ kN}$$

- **Travée E – F**

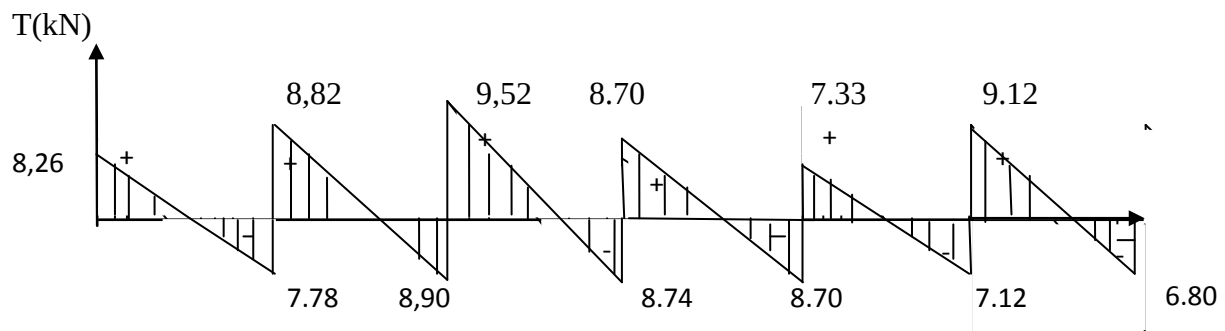
$$V_E = 10,17 \times 0,721 = 7,33 \text{ kN}$$

$$V_F = -9,73 \times 0,721 = -7,02 \text{ kN}$$

- **Travée F – G**

$$V_F = 9,86 \times 0,721 = 7,12 \text{ kN}$$

$$V_G = -9,42 \times 0,721 = -6,80 \text{ kN}$$



III.6.3.2.4) Diagramme des efforts tranchants :**a) Vérification à l'E.L.S :****1) Etat limite de résistance du béton en compression**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

En travées : $A_t = 2,34 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2,34}{12 \times 18} = 1,087$$

$$\rho = 1,087 \Rightarrow \beta_1 = 0,856, \alpha_1 = 0,432 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,432 \Rightarrow K = 0,051$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \beta d} = \frac{9,03 \times 10^3}{2,34 \times 0,856 \times 18} = 250,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,051 \times 250,50 = 12,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $A_a = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\rho = 0,523 \Rightarrow \beta_1 = 0,892, \alpha_1 = 0,324 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,324 \Rightarrow K = 0,032$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \beta d} = \frac{3,62 \times 10^3}{1,13 \times 0,892 \times 18} = 199,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,032 \times 199,52 = 6,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

2) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible ; donc aucune vérification n'est à effectuer .

3) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 B.5.6.1)

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 l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- a) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ 20/400 < 1/16 CNV
- b) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$ 20/400 > (1/10)x(2,89/7,23) CV
- c) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ 2.35/(12x18) > 4.2/400 CNV

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8\text{mm}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation différée.

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

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

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

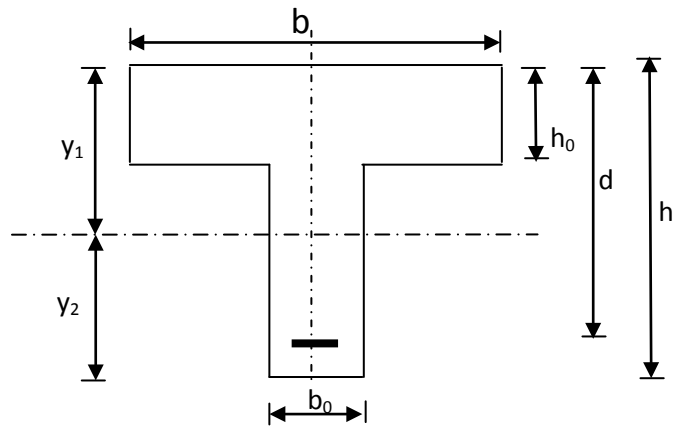
I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n =15)

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

Y_1 : Position de l'axe neutre :

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01088$$



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

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times 4 / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 2.35 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.35}$$

$$Y_1 = 7.09 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 12.91 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [7.09^3 + 12.91^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 14467.32 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.01088} = 1.5115$$

$$\nu = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01088 \times 221.76 + 2.1} \right] = 0.3127$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 14467.32}{1 + 0.3127 \times 1.5115} = 10806.42$$

$$I_{fv} = 10806.42$$

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

$$f = \frac{9.03 \times 10^6 (4000)^2}{10 \times 10818.88 \times 10^4 \times 10806.42}$$

$$f = 1.23 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

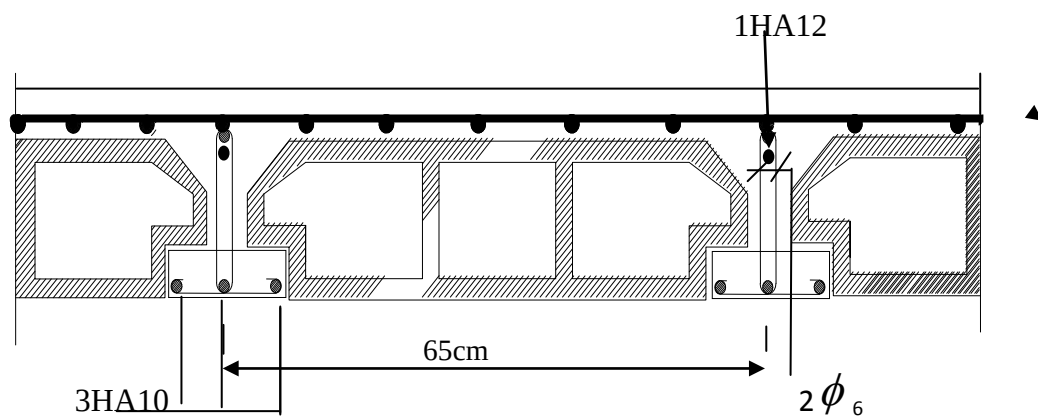
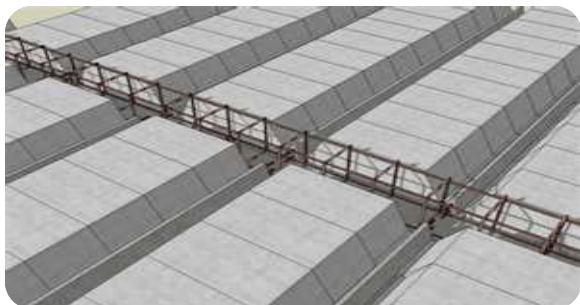
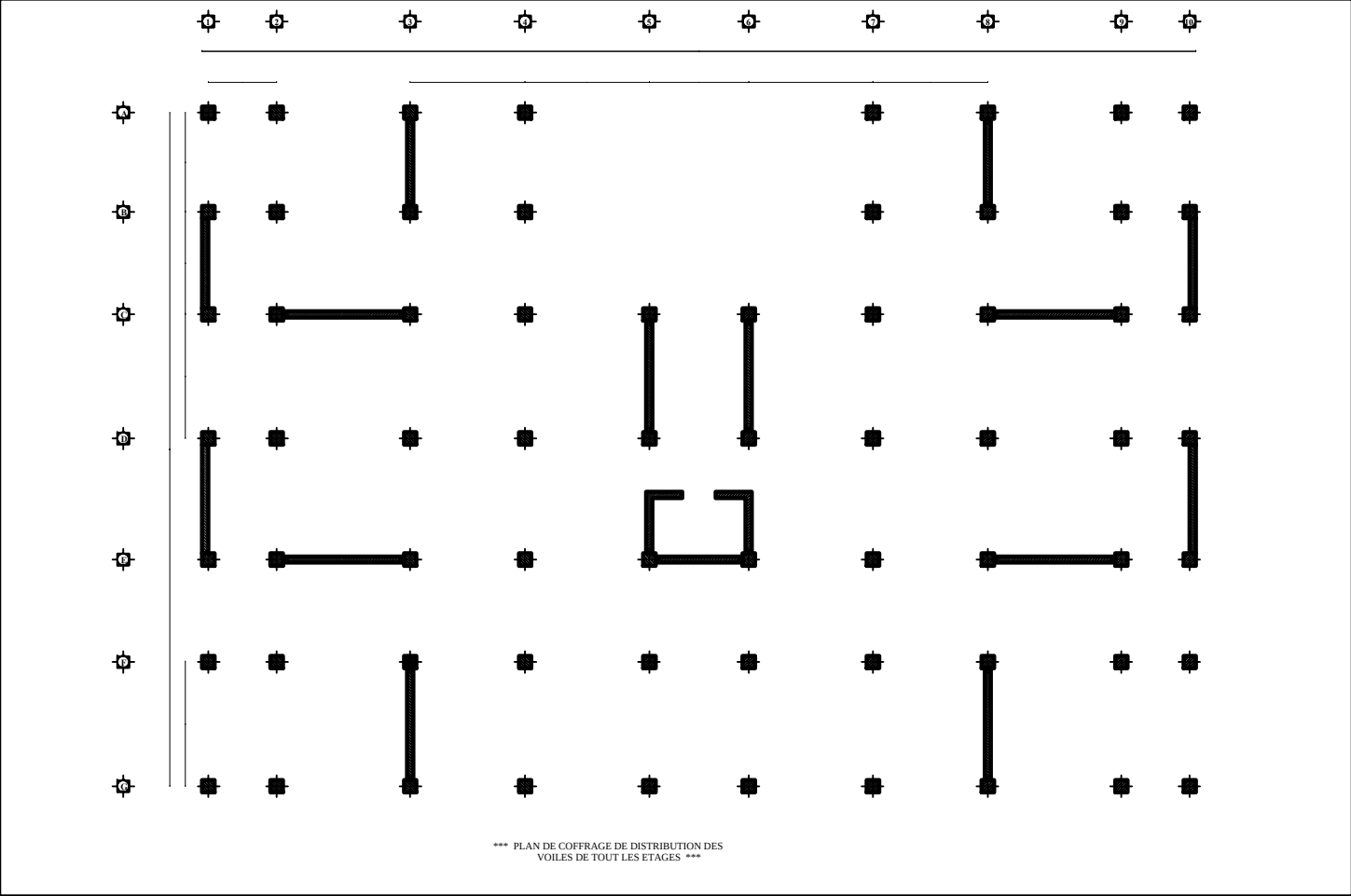


Fig .III.7.10 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III.6.4) Le positionnement de l'horde et poutrelles dans le plancher :**III.6.5) Ferrailage du plancher sur chantier :**



V-1) Présentation de logiciel ETABS :

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est souvent très complexe et demande un calcul très long et fastidieux .En s'appuyant sur l'outil informatique et la méthode des éléments finis, la modélisation sur logiciel de calcul nous permet d'obtenir en un temps très court des résultats plus fiables et plus précis.

V-1-1) Principes de la MEF:

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments .La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale .Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ».

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V-1-2) Description du logiciel 'ETABS' :

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil ; Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques.

Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Concrete : béton

Joints : nœuds

Uniformedloads : point d'application de la charge.

Frame : portique (cadre)

Define : définir

Shell : voile**Steel : acier****Restraints** : degrés de liberté(D.D.L) **Frame section** : coffrage d'un élément
Linéaire**Loads** : charge**Column** : poteau**Materials** : matériaux**Beam** : poutre

V-1-3) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.1.4
Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS



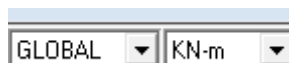
V-1-4) Etapes de modélisation :

a. Première étape :

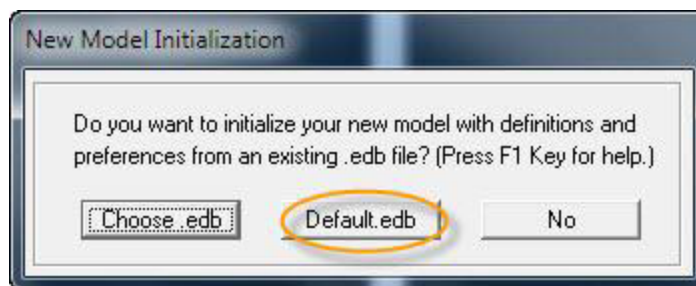
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités :**
- On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.

En bas de l'écran, on sélectionne « Kn-m » comme unités de base pour les



Forces et les déplacements :



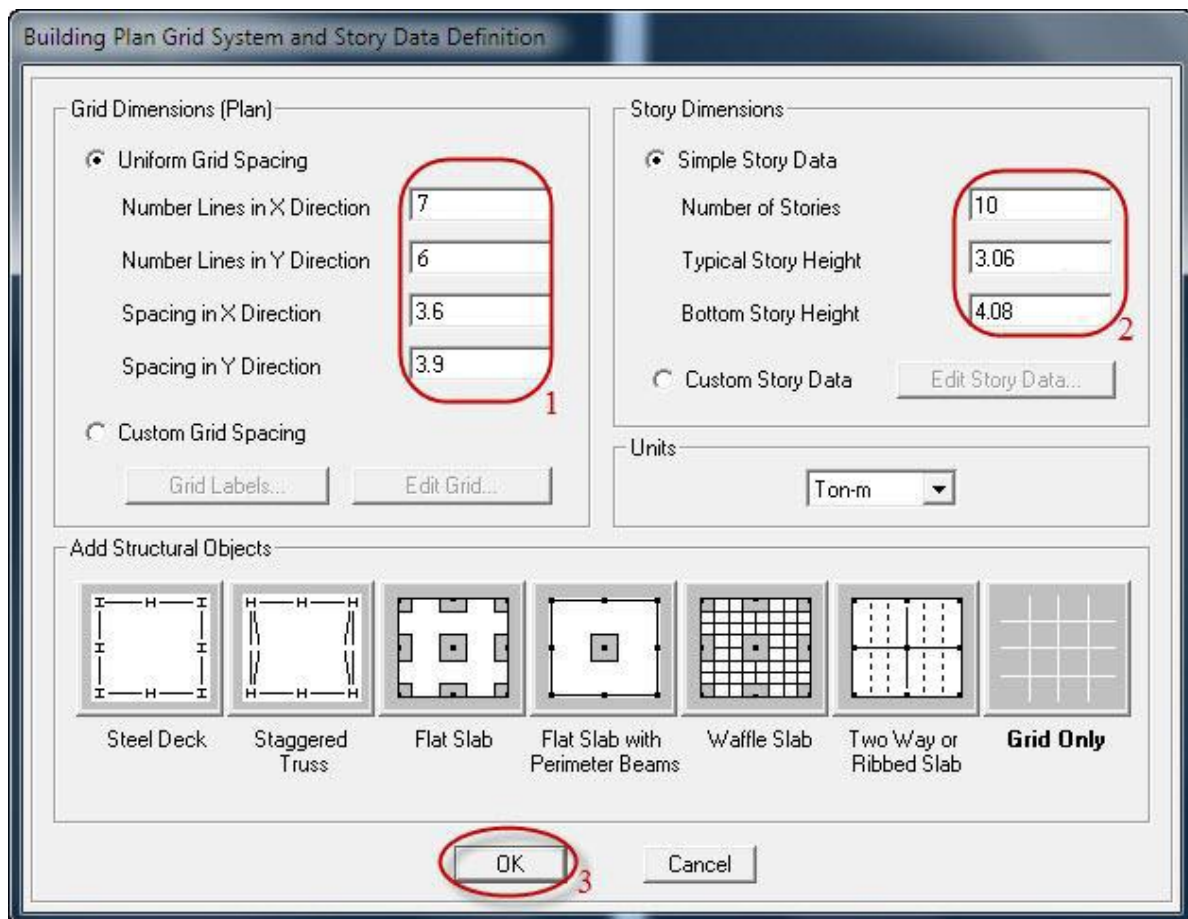
- **Géométrie de base :**

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 l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

▪ **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de travées et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris.

On introduit les distances cumulées puis on clique sur « ok »

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
3	55	-0,075	Primary	Hide	Top	
4	87	-0,05	Primary	Hide	Top	
5	1	0.	Primary	Show	Top	
6	60	0,15	Primary	Hide	Top	
7	99	0,175	Primary	Hide	Top	
8	F	0,2	Primary	Hide	Top	
9	118	0,4455	Primary	Hide	Top	
10	61	1,15	Primary	Hide	Top	
11	66	1,175	Primary	Hide	Top	
12	G	1,2	Primary	Hide	Top	

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
37	cc	0,1861	Primary	Hide	Left	
38	22	0,1982	Primary	Hide	Left	
39	ddd	0,2004	Primary	Hide	Left	
40	4	0,2127	Primary	Hide	Left	
41	60	0,2232	Primary	Hide	Left	
42	dd	0,2504	Primary	Hide	Left	
43	81	0,2509	Primary	Hide	Left	
44	5	0,2732	Primary	Hide	Left	
45	20	0,3009	Primary	Hide	Left	
46	87	0,4232	Primary	Hide	Left	

Units: Ton-m

Display Grids as:
☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines
☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color
 Reorder Ordinates

OK Cancel

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	ETAGE9	3.06	32.64	Yes		No	0.
10	ETAGE8	3.06	29.58	No		No	0.
9	ETAGE7	3.06	26.52	No		No	0.
8	ETAGE6	3.06	32.64	Yes		No	0.
7	ETAGE5	3.06	29.58	No		No	0.
6	ETAGE4	3.06	26.52	No		No	0.
5	ETAGE3	3.06	23.46	No		No	0.
4	ETAGE2	3.06	20.4	No		No	0.
3	ETAGE1	3.06	17.34	No		No	0.
2	RDC	4.08	14.28	No		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 0.87 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 en la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

The 'Material Property Data' dialog box is shown with the following fields and values:

- Material Name:** CONC (circled with a red line and labeled 1)
- Type of Material:** Isotropic (selected with a radio button, circled with a red line and labeled 2)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 0.25
 - Weight per unit Volume: 2.5
 - Modulus of Elasticity: 3279834.5
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 0.
 - Shear Modulus: 1366597.71
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'_c : 2812.2785
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y : 42184.178
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} : 42184.178
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty)
- Buttons:** OK (circled with a red line and labeled 4) and Cancel.

c. Troisième étape :

La troisième étape consiste en l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

The 'Define Frame Properties' dialog box is shown with the following fields and values:

- Properties:**
 - Type in property to find: LIGNE
 - Search results list: LIGNE, P.CHAINAGE, POT30/30, POT35/35, POT40/40, POUTRELLE, PP, PS, W44X335
- Click to:**
 - Import I/Wide Flange (dropdown menu)
 - Add I/Wide Flange (dropdown menu)
 - Modify/Show Property... (button)
 - Delete Property (button)
- Buttons:** OK and Cancel.

▪ Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en

 utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs élément à la fois en traçant une droite avec la souris.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement selon la ligne visée.

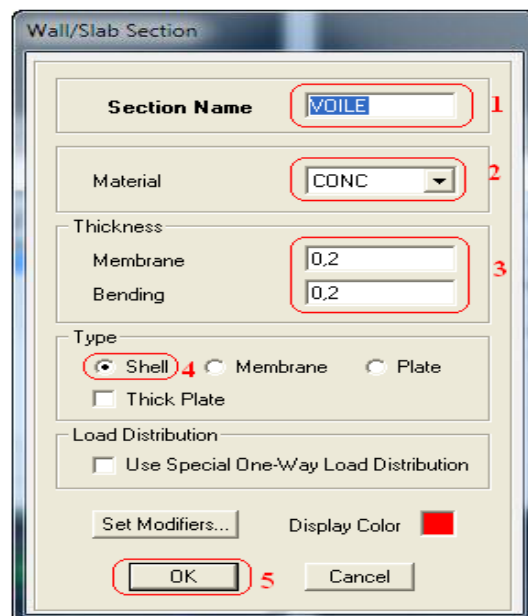
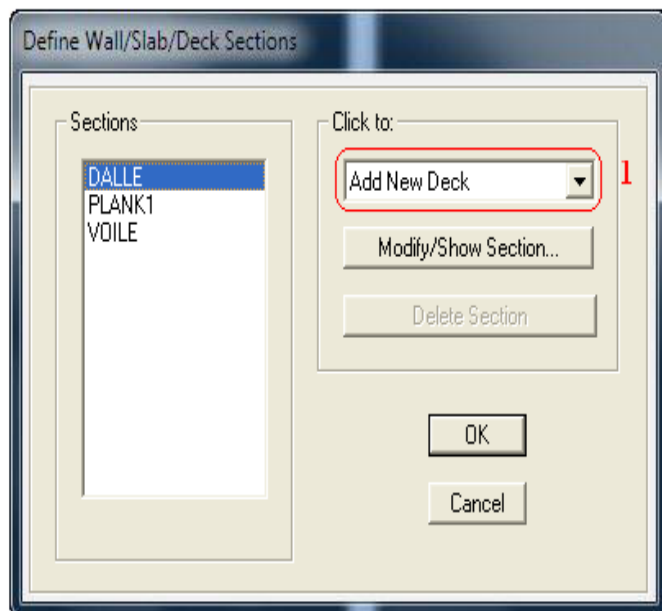
Pour les planchers en cops creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit leur direction.

Voile :

On choisit le menu « **Define-Wall/slab/deck** » cliquer sur « Add New Wall » pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles :

Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.



d. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

- **Appuis :**

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

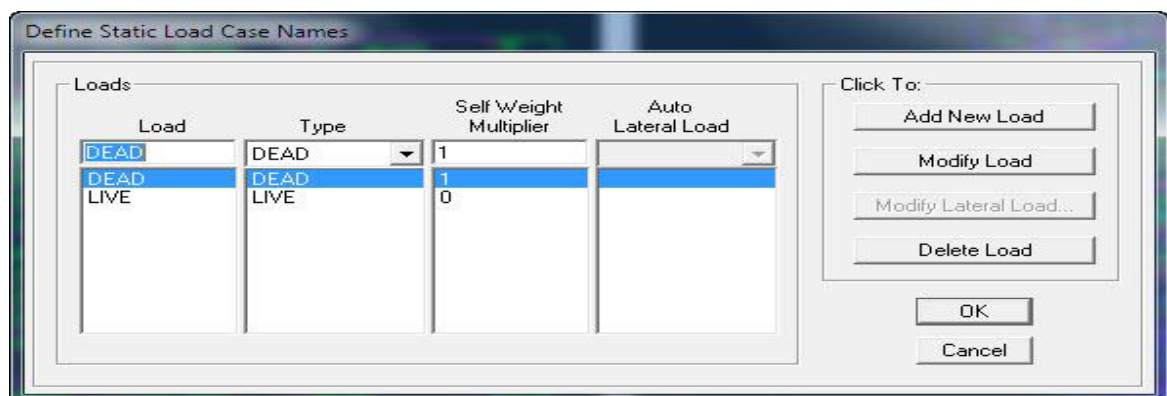


Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

e. Cinquième étape :

Avant de charger la structure, il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charge statique (G et 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 : Load Name** (Nom de la charge): **Q**
Type : **LIVE** (exploitation)
Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **0**

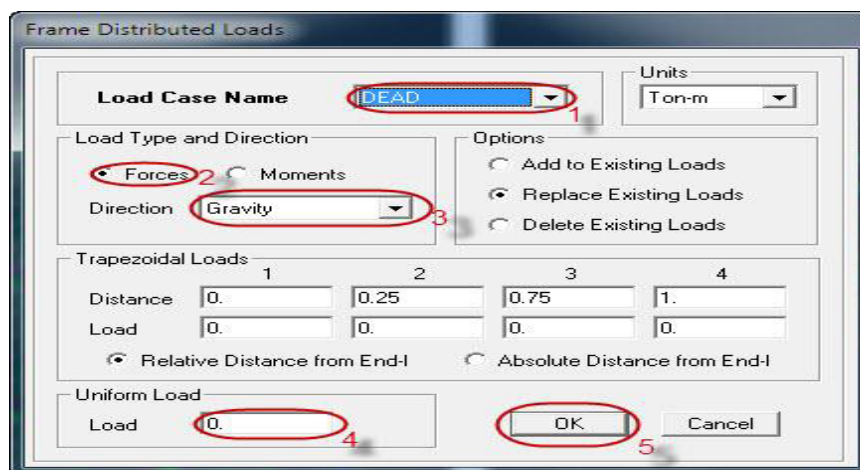


• Chargement :

Après sélection de l'élément à charger, on clique  sur qui se trouve sur la barre d'outils. Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées

La valeur de la charge uniformément répartie



On charge seulement les poutrelles et les poutres secondaires, cette charge sera transmise aux poutres principales, ainsi de suite, aux poteaux et aux fondations.

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	5.94	1
Plancher étage courant à usage de service	5.50	1,5
Plancher RDC	5.50	2.5

Tableau-V-1 : Charges et surcharges introduites dans le logiciel ETABS

- **Charge sismique (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 maximale 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 .

Les données à introduire dans le logiciel :

Zone : II (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)

Coeff.Comportement: $R=5$ (structure contreventés par des voiles et portiques, voir Annexe 4.3 RPA 2003).

Site : S3.

Facteur de qualité (Q): $Q=1.1$

Coeff.D'amortissement : $\xi = 8.5 \%$

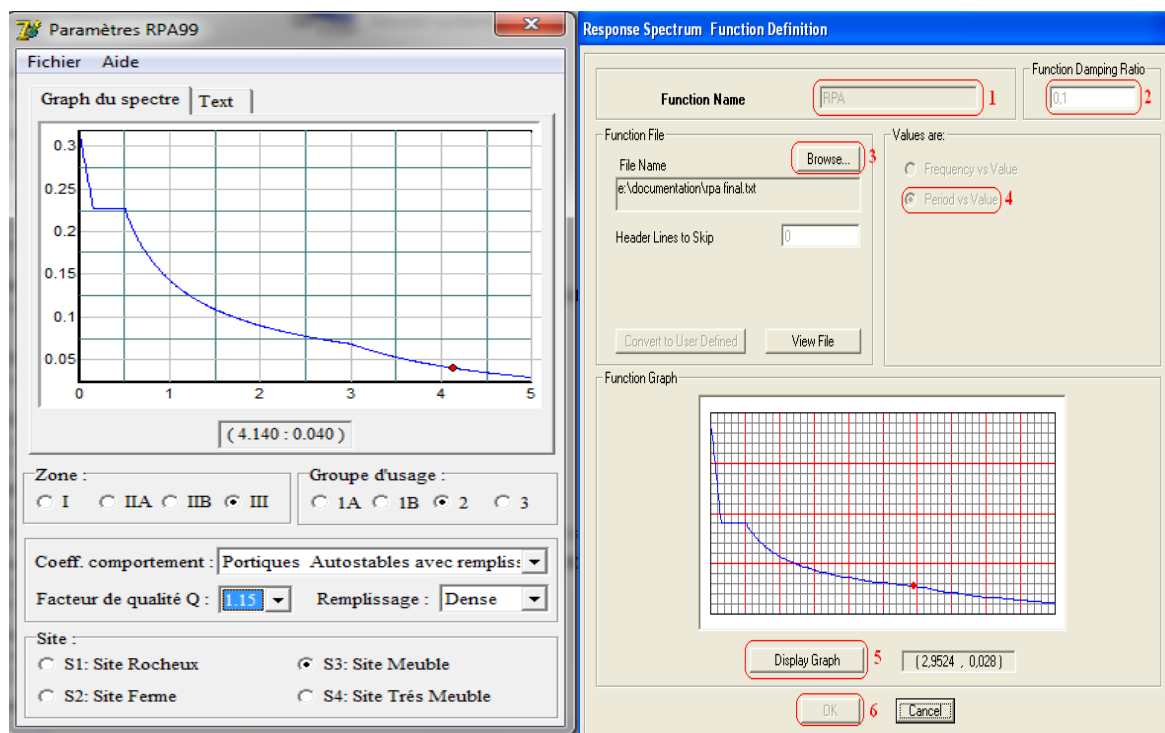
On démarre le logiciel en cliquant sur l'icône 

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS

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 en la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define /Reponses spectrum cases/Add New Spectrum

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

f. Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define/ Load combinations

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **AddNew Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

Choisir G dans la Case Name et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

Choisir Q dans la Case Name et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**

Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de «**Define Load combinations**»

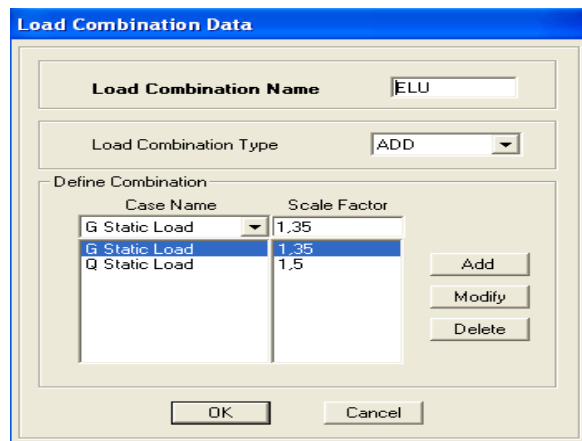
Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec « Modify »

Combinaisons aux états limites :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

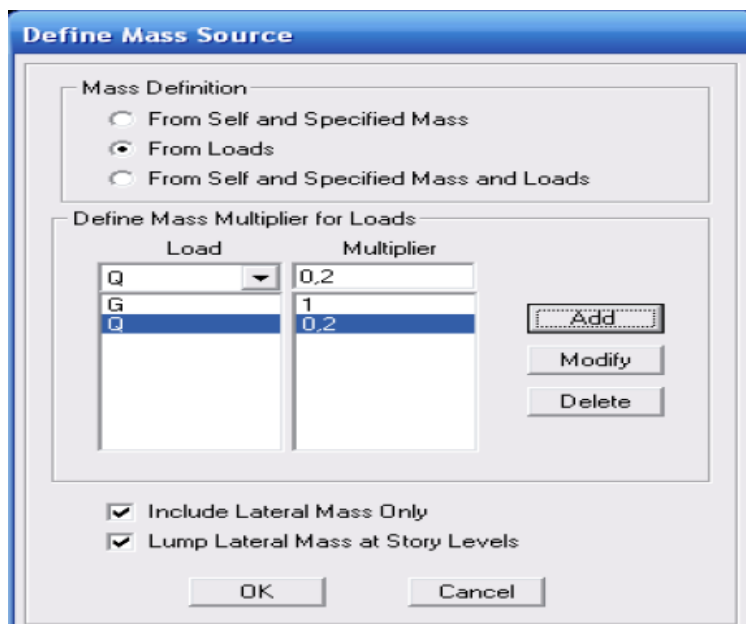
Combinaisons accidentelles du RPA :GQE : $G+Q\pm E$ $0.8GE : 0.8G\pm E$ 

- **Mass- Source :**

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrée 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, dans notre cas $\beta=0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).



- **Diaphragme :**

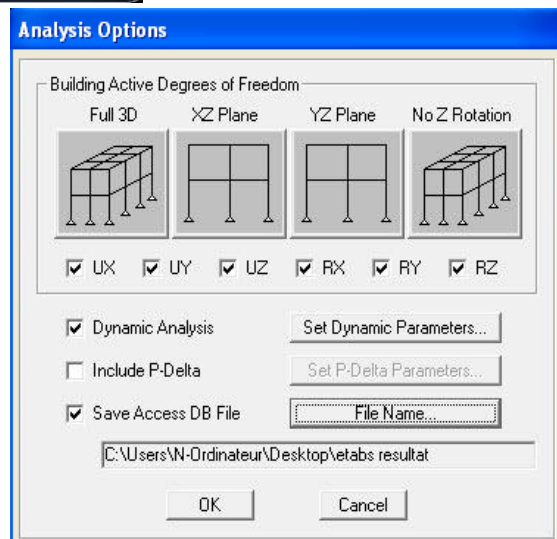
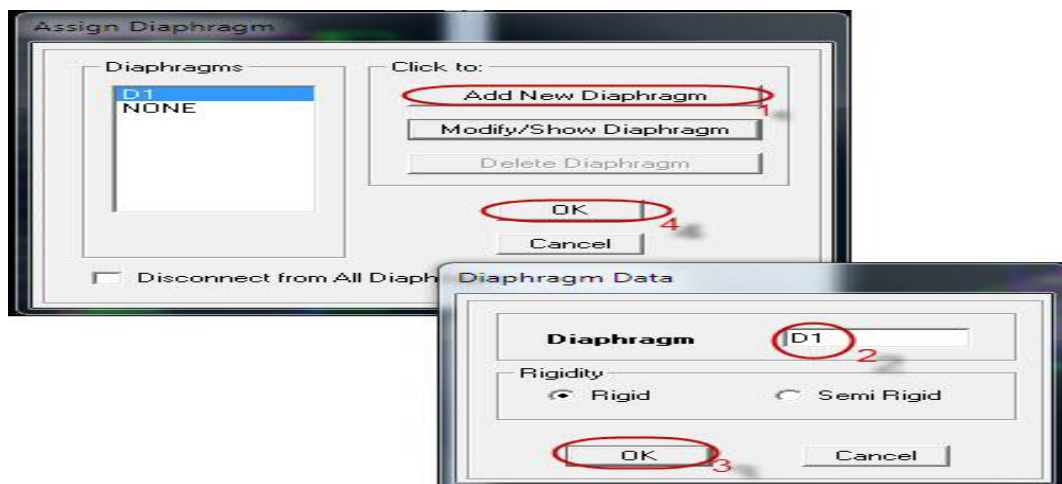
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y

Dans le menu déroulant : « **Assign/point-rigid diaphragm** »

On choisit Add « **NEW Diaphragm** », On va l'appeler D1 : étage 1, OK

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.



g. Septième étape :

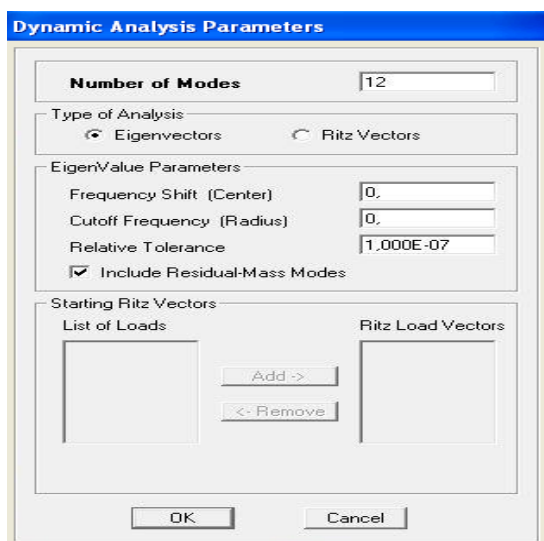
La septième étape consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration:

Analyze /Set analyz Options /Cocher Dynamic Analysis

Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « Number of Modes » et on valide avec « OK », validé une autre fois dans la fenêtre de « Analysis option ».



h. Huitièmes étape :

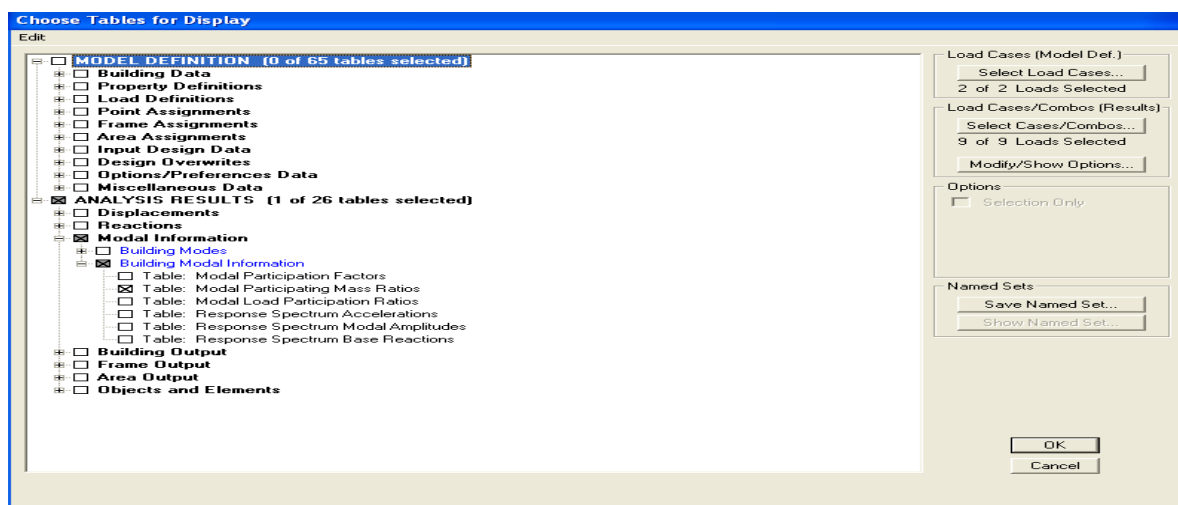
Exécution :

Analyze /Run (f5) ou on clique sur 

L'ETABS va demander un nom pour le fichier, c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : File /Save as.

V-2) Visualisation des résultats:

Dans la fenêtre display / show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».



Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par sunUX, sunUY

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,867107	67,8113	0,0020	0,0000	67,8113	0,0020	0,0000	0,0027
	2	0,701607	0,0000	67,0474	0,0000	67,8113	67,0493	0,0000	98,0291
	3	0,533991	5,1448	0,0323	0,0000	72,9562	67,0816	0,0000	0,0506
	4	0,247792	11,1075	0,0006	0,0000	84,0636	67,0822	0,0000	0,0001
	5	0,155458	0,0067	18,1760	0,0000	84,0703	85,2582	0,0000	1,5463
	6	0,144669	1,3865	0,1948	0,0000	85,4568	85,4530	0,0000	0,0166
	7	0,118682	3,4134	0,0038	0,0000	88,8702	85,4568	0,0000	0,0003
	8	0,074295	2,5583	0,0047	0,0000	91,4285	85,4615	0,0000	0,0002
	9	0,064943	0,0131	5,8135	0,0000	91,4417	91,2750	0,0000	0,2428
	10	0,063464	0,0211	0,6970	0,0000	91,4628	91,9720	0,0000	0,0287
	11	0,049374	1,8501	0,0010	0,0000	93,3129	91,9730	0,0000	0,0000
	12	0,039262	0,4098	0,0743	0,0000	93,7227	92,0473	0,0000	0,0012

- **Diagramme des efforts internes:**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

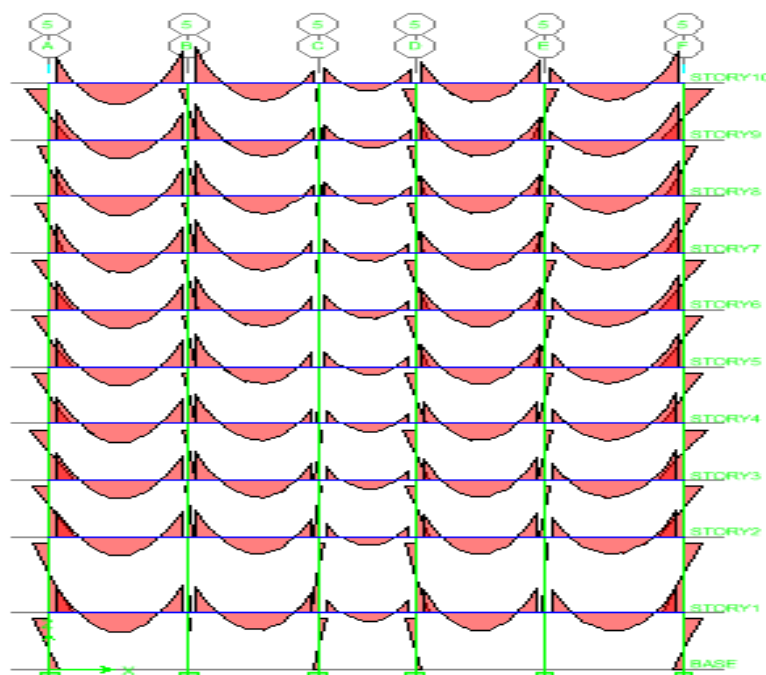


Fig .V.1 : Diagramme des efforts internes.

- **Efforts internes dans les éléments barres:**

- **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres, ensuite on clique sur **: Display/Show tables**.

Dans **Frame Output**, on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres). On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

Beam Forces									
Edit View									
	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY1	B13	ELU	0,225	0,00	-128,77	0,00	-6,958	0,000
	STORY1	B13	ELU	0,600	0,00	-127,44	0,00	-6,958	0,000
	STORY1	B13	ELU	0,600	0,00	-65,16	0,00	-3,293	0,000
	STORY1	B13	ELU	0,900	0,00	-64,10	0,00	-3,293	0,000
	STORY1	B13	ELU	1,200	0,00	-63,03	0,00	-3,293	0,000
	STORY1	B13	ELU	1,200	0,00	-1,09	0,00	0,258	0,000
	STORY1	B13	ELU	1,500	0,00	-0,02	0,00	0,258	0,000
	STORY1	B13	ELU	1,800	0,00	1,04	0,00	0,258	0,000
	STORY1	B13	ELU	1,800	0,00	62,89	0,00	3,715	0,000
	STORY1	B13	ELU	2,100	0,00	63,96	0,00	3,715	0,000
	STORY1	B13	ELU	2,400	0,00	65,02	0,00	3,715	0,000
	STORY1	B13	ELU	2,400	0,00	127,01	0,00	7,063	0,000
	STORY1	B13	ELU	2,775	0,00	128,34	0,00	7,063	0,000
	STORY1	B13	ELS	0,225	0,00	-91,22	0,00	-4,939	0,000
	STORY1	B13	ELS	0,600	0,00	-90,24	0,00	-4,939	0,000
	STORY1	B13	ELS	0,600	0,00	-46,19	0,00	-2,335	0,000
	STORY1	B13	ELS	0,900	0,00	-45,40	0,00	-2,335	0,000
	STORY1	B13	ELS	1,200	0,00	-44,61	0,00	-2,335	0,000

▪ Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

▪ Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, dans **Wall Output**, on clique sur «**Wall forces** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Pier Forces

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY1	V5	ELU	Top	-2937,01	2,26	18,29	-0,200	-35,87
	STORY1	V5	ELU	Bottom	-3016,01	2,26	18,29	-0,200	20,08
	STORY1	V5	ELS	Top	-2138,28	1,64	12,97	-0,139	-25,41
	STORY1	V5	ELS	Bottom	-2196,81	1,64	12,97	-0,139	14,26
	STORY1	V5	GQEX MAX	Top	-2138,28	1,64	12,97	-0,139	-25,41
	STORY1	V5	GQEX MAX	Bottom	-2196,81	1,64	12,97	-0,139	14,26
	STORY1	V5	GQEX MIN	Top	-2138,28	1,64	12,97	-0,139	-25,41
	STORY1	V5	GQEX MIN	Bottom	-2196,81	1,64	12,97	-0,139	14,26
	STORY1	V5	GQEY MAX	Top	-2138,28	1,64	12,97	-0,139	-25,41
	STORY1	V5	GQEY MAX	Bottom	-2196,81	1,64	12,97	-0,139	14,26
	STORY1	V5	GQEY MIN	Top	-2138,28	1,64	12,97	-0,139	-25,41
	STORY1	V5	GQEY MIN	Bottom	-2196,81	1,64	12,97	-0,139	14,26
	STORY1	V5	08GEX MAX	Top	-1442,22	1,03	6,23	-0,043	-12,02
	STORY1	V5	08GEX MAX	Bottom	-1489,04	1,03	6,23	-0,043	7,041
	STORY1	V5	08GEX MIN	Top	-1442,22	1,03	6,23	-0,043	-12,02
	STORY1	V5	08GEX MIN	Bottom	-1489,04	1,03	6,23	-0,043	7,041
	STORY1	V5	08GEY MAX	Top	-1442,22	1,03	6,23	-0,043	-12,02
	STORY1	V5	08GEY MAX	Bottom	-1489,04	1,03	6,23	-0,043	7,041

OK

▪ Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «**Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**,

La colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY10	D10	ELU	-0,0006	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	ELS	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	GQEX MAX	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	GQEX MIN	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	GQEY MAX	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	GQEY MIN	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	08GEX MAX	-0,0003	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	08GEX MIN	-0,0003	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	08GEY MAX	-0,0003	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	08GEY MIN	-0,0003	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	ELU	-0,0005	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	ELS	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	GQEX MAX	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	GQEX MIN	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	GQEY MAX	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	GQEY MIN	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	08GEX MAX	-0,0002	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	08GEX MIN	-0,0002	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001

OK

▪ Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations), on clique sur **show tables** et on coche « **Reactions** », en suite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX et EY** ».

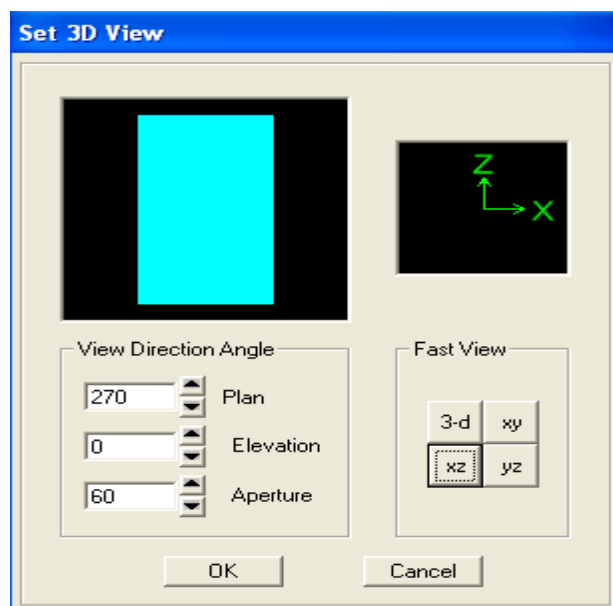
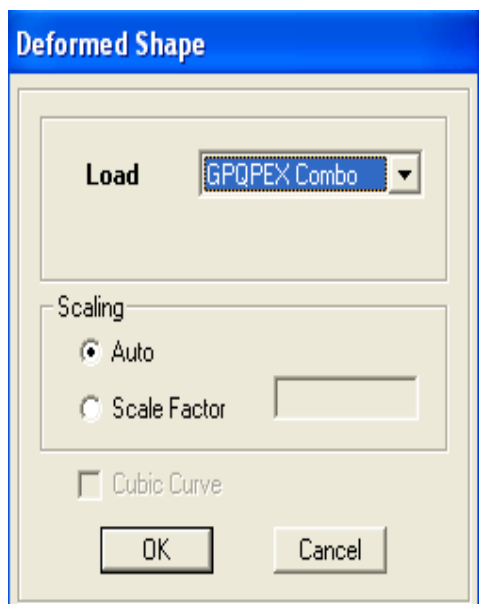
Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	1	EX	18,46	4,42	8,50	9,847	38,323	0,761
BASE	1	EY	2,60	11,65	9,34	23,233	3,239	0,059
BASE	2	EX	71,33	322,59	1356,03	85,285	50,404	0,761
BASE	2	EY	16,73	279,26	1965,35	78,517	5,494	0,059
BASE	3	EX	55,85	6,50	1396,61	2,808	40,293	0,761
BASE	3	EY	10,68	53,10	847,03	29,738	4,330	0,059
BASE	4	EX	55,35	11,39	1438,51	5,205	40,131	0,761
BASE	4	EY	7,79	51,85	901,01	29,451	3,232	0,059
BASE	5	EX	72,52	347,13	1250,31	92,117	50,789	0,761
BASE	5	EY	21,47	279,05	1886,94	78,541	7,766	0,059
BASE	6	EX	18,35	4,98	8,06	11,042	38,219	0,761
BASE	6	EY	2,01	12,22	9,50	24,262	2,134	0,059
BASE	7	EX	743,10	5,63	994,91	12,735	183,524	0,761
BASE	7	EY	179,03	16,78	249,35	33,293	42,399	0,059
BASE	8	EX	9,41	490,57	598,48	134,983	3,866	0,761
BASE	8	EY	2,41	255,04	2056,26	74,207	2,308	0,059
BASE	9	EX	6,21	490,68	283,63	135,142	9,114	0,761
BASE	9	EY	4,28	254,48	1810,18	73,281	4,330	0,059

▪ Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D, puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **xz**.

Dans **Display**, on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX** (puis **EY**).

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	12.1671	-1.0549
End Point	-11.7451	-1.0549

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0.211	-1.0549	0.	180.

Include

☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	220,4902	13,2097	-1892,9395	220,4902	13,2097	2030,1815
Moment	13611,4268	-7757,898	1458,9473	-13945,133	19593,073	1458,9474

Close Refresh

▪ Remarque

En désélectionnant la case **Walls** nous aurons l'effort repris par les portiques, et en désélectionnant la case **Beames** et **Columns**, nous aurons l'effort repris par les voiles.

Les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyze** se retrouve dans **un fichier « out »**, généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité, imprimé et ouvert dans un environnement texte Word ou bloc note de Windows ; pour le faire :

Fermer L'etabs sans arrêter l'analyse

Chercher le fichier **Out** avec l'outil de recherche de Windows.

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles. De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

Les résultats sont donnés par les tableaux suivant :

Sensx-x						Sensy-y				
	portiqu+voil	portiqu	voile	portiqu(%)	voile(%)	portiqu+voil	portique	Voile	portiqu(%)	voile(%)
S/Sol	4335.358	260,292	4081.38	6.00	93.99	4502.98	148.46	4356.93	3.30	96.70
RDC	4209.19	414.76	3820.08	9.85	90.15	4382.95	237.10	4153.47	5.41	94.60
Etage de service	4005.14	571.425	3462.77	14.27	85.73	4179.00	334.74	3853.71	8.01	91.99
Etage 01	3771.23	610.068	3179.68	16.18	83.82	3310.92	360.41	2959.27	10.89	89.11
Etage 02	3534.21	296.79	3247.99	8.40	91.60	3023.38	189.47	2837.49	6.27	93.73
Etage 03	3258.33	362.095	2908.38	11.11	88.88	2799.168	236.77	2565.84	8.46	91.54
Etage 04	2975.7	363.47	2626.09	12.21	87.78	2556.79	242.35	2330.12	9.48	90.52
Etage 05	2667.75	365.26	2319.92	13.69	86.31	2309.32	244.17	2070.40	10.58	89.53
Etage 06	2319.44	357.85	1985.27	15.43	84.60	2019.3	239.77	1787.46	11.87	88.13
Etage 07	1907.88	343.89	1598.22	18.25	81.98	1664.35	231.64	1447.78	13.92	86.08
Etage 08	1406.22	322.21	1137.95	22.91	77.09	1247.47	218.53	1056.50	17.52	82.50
Etage 09	762.05	381.31	524.62	50.04	49.96	724.94	258.95	521.25	35.72	64.30

Tableau V. 1. Justification du système de contreventement sens ex et ey

ELU					
	portique+voile	Portique	voile	portique(%)	voile(%)
etage SS	101548.66	67898.29	33650.37	66,86	33.14
RDC	88755.24	25858,73	60755.55	29.13	70.87
Etage de service	73845.48	27999.69	51006.12	37.92	62.08
etage 01	65818.29	22839.37	46409.05	34.70	65.30
etage 02	25737.098	16821.297	8915.80	65.40	34.64
etage 03	49578.45	14327.184	35206.27	28.89	71.10
etage 04	41684.63	12010.22	29674.409	28.81	71.20
etage 05	33885.98	9740.923	24145.056	28.75	71.25
etage 06	11618.423	7550.349	4068.075	64.98	35.01
etage 07	18227.009	5424.519	1280.249	29.76	70.24
etage 08	10072.18	3314.392	6757.791	32.91	67.09
etage 09	2386.89	1313.96	1072.93	50.05	44.95
total	/	/	/	498.16	692.91

Tableau V. 2. Justification du système de contreventement à L'ELU

❖ Récapitulatif des résultats

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, et d'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend la catégorie de :

Notre système de contreventement est assuré par des voiles et portique avec justification d'interaction voiles de : **R=5.**

V.3) Vérification de la structure selon le RPA 99 version 2003 :

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel dévastateur qui use par des ondes destructives les ouvrages et constructions.

- Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions, de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Vu que la **méthode dynamique modale spectrale** est applicable dans tous les cas, nous allons effectuer l'étude par celle-ci avec utilisation du logiciel ETABS 9.1.4

1) Régularité de la structure :

✓ Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

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 .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Period	UX	UY
1	1.086382	78.05239	1.610463
2	1.063042	1.803104	81.97892
3	0.954439	27.576844	0.800607
4	0.279102	41.281766	0.020005
5	0.260775	0.043742	42.096246
6	0.24067	2.111924	0.46476
7	0.198358	7.739229	0.004204
8	0.122277	26.063329	0.033925
9	0.114151	0.081455	26.409532
10	0.106358	6.004882	0.210677
11	0.079396	0.92900	11.998188

Tableau V. .Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dans le 11ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.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.

a) Régularité géométrique en plan :

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. La Régularité géométrique en plan n'est pas satisfaite. **Condition n'est pas vérifiée.**

b) Excentricités : l'article (4.3.7 du RPA99/2003)

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| \leq 5\% L_X = 1.61 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 5\% L_Y = 1,2375 \text{ m}$$

Planchers	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y
Plancher 1	15.8	10.798	15.8	10.972	0	-0.174
Plancher 2	15.8	9.909	15.8	10.966	0	-1.057
Plancher 3	15.775	10.728	15.799	10.743	-0.024	-0.015
Plancher 4	15.775	10.721	15.799	10.528	-0.024	0.193
Plancher 5	15.774	10.714	15.799	10.327	-0.025	0.387
Plancher 6	15.798	10.715	15.798	10.141	0	0.574
Plancher 7	15.774	10.714	15.798	9.97	-0.024	0.744
Plancher 8	15.774	10.712	15.797	9.818	-0.023	0.894
Plancher 9	15.773	10.71	15.796	9.685	-0.023	1.025
Plancher 10	15.773	10.71	15.795	9.577	-0.022	1.133
planchers 11	15.765	10.64	15.794	9.506	-0.029	1.134
plancher 12	15.746	10.407	15.789	9.51	-0.043	0.897

Tableau V.1 : excentricité de la structure

Conclusion : la condition d'excentricité est vérifiée.

c) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

- Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.
- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.

Décrochement en élévation :

Le RPA demande que :

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne doit pas dépasser pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension $\Rightarrow$ Dans notre cas la Condition n'est pas vérifiée.

Conclusion : Les 3 conditions ne sont pas vérifiées $\Rightarrow$ bâtiment n'est pas régulier en élévation.

d) Vérification de la période :

La formule empirique utilisée pour estimer la période fondamentale de la structure est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 — du RPA2003.... [1]

$C_T=0.05$.

Remarque

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0,05 \times 41.63^{3/4} = 0.84 \text{sec}$$

D'où : $T = 1,3 \times 0,84 = 1.09 > T_{\text{etabs}} = 1.08 \text{ [s]} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$

d.1) Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\% T = 1.09 \text{ s}$$

d.2) Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse par ETABS, on détermine la période en suivant les étapes suivante : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **modal information** → **Select cases/combos...** → 2 fois sur **OK**

Un autre tableau s'affichera. On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal Participating Mass Ratios** », Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,843784	66,1854	3,9559	0,0000	66,1854	3,9559	0,0000	5,6266
2	0,664108	3,7689	63,3450	0,0000	69,9543	67,3009	0,0000	91,7798
3	0,566356	0,2333	0,7034	0,0000	70,1876	68,0043	0,0000	1,0031
4	0,219712	13,8964	0,5628	0,0000	84,0841	68,5672	0,0000	0,0282
5	0,150904	0,6581	16,6610	0,0000	84,7422	85,2282	0,0000	1,2386
6	0,123076	0,0110	0,0414	0,0000	84,7532	85,2696	0,0000	0,0020
7	0,101847	5,3389	0,1458	0,0000	90,0920	85,4154	0,0000	0,0075
8	0,063858	0,9306	4,9277	0,0000	91,0226	90,3430	0,0000	0,2002

❖ **Comparaison des résultats**

On a : la période calculée $T = 0,84 \text{ s}$

La période majorée $T_{maj} = 1.09 \text{ s}$

La période calculée par ETABS $T_{etabs} = 1.08 \text{ s}$

On remarque que :

$$T < T_{etabs} < T_{maj}$$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

2) Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3)

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens, avec la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

W : poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

a) Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$A=0,15$$

usage 2, zone II)

b) Coefficient de comportement global de la structure (R)

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)..... [1]

Dans notre cas, le système de contreventement est Portiques contreventés par des voiles:

$$R=5$$

c) Facteur d'amplification dynamique de la structure «D»

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(T_2 / T \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta \left(T_2 / 3,0 \right)^{\frac{2}{3}} \left(3,0 / T \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

T = 0.83 s.

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA

99 ver 2003)..... [1]

Site 3 $\longrightarrow$ T₂=0,5 [s] (Site meuble)

$$T_2 \leq T \leq 3S \longrightarrow D = 2,5 \eta \left(T_2 / T \right)^{\frac{2}{3}}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ζ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie $\Rightarrow \zeta = 8.5$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8.5)}} = 0.80 > 0.7 \text{ vérifiée.}$$

$$D = 1.66$$

d) Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

➤ Conditions minimales sur les files de contreventement :

- système de portiques:

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- système de voiles:

Chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité..

Sens x-x :.....condition non vérifiée.

Sens yy : condition non vérifiée.

➤ Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

⇒ **Donc condition non vérifiée.**

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux et Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2- régularité en plan	non	0.05
3- régularité en élévation	non	0.05
4-Redondance en plan	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 = 1+0.10=1.10$$

e) Poids total de la structure : (W = 10015.502KN)

➤ **Sens x-x**

$$T_x = \min\left(C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}}\right)$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA2003..... [2]**

h_N: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :
h_N = 41.63 m

D_x : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction (x-x)
D_x = 32.2 m

Donc :

$$T_x = \min\left((0,05 \times (41.63)^{3/4}); (0,09 \frac{41.63}{\sqrt{32.2}})\right)$$

$$T_x = \min(0,76s; 0,60s) \longrightarrow T_x = 0,60s$$

Donc :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} & \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ [s]} \\ 1,78 \end{cases}$$

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R}.W = \frac{0,15 \times 1,78 \times 1,10}{5} \times 98252.07 = 5300.33 \text{ kN}$$

$$0.8V_x = 4240.26 \text{ kN}$$

➤ **Sens y-y**

$$T_y = \min\left(c_T \times h_N^{3/4}, 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}}\right)$$

D_y : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction (y-y).

$$D_y = 24,55 \text{ m}$$

$$T_y = \min\left(0,05 \times 41.63^{3/4}; 0,09 \times \frac{41.63}{\sqrt{24,55}}\right)$$

$$T_y = \min(0,76s; 0,72s) \longrightarrow T_y = 0,72s$$

Donc

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} & \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ sec} \\ 1,55 \end{cases}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R}.W = \frac{0,15 \times 1,55 \times 1,10}{5} \times 98252.07 = 5025,59 \text{ [kN]}$$

$$0.8V_y = 4020,47 \text{ kN}$$

❖ **Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique**

$$\begin{cases} V_x = 4266.1132 \text{ [kN]}. \\ V_y = 4430.9243 \text{ [kN]}. \end{cases}$$

Application numérique

On a: $V_x = 5300.00 \text{ KN.}$
 $V_y = 5025, 59 \text{ KN.}$

$V_{x \text{ dyn}} = 4336.96 > 80\% V_x = 4240.26 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
 $V_{y \text{ dyn}} = 4530.92 > 80\% V_y = 4020,47 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

3) Justification de l'interaction portiques-voiles :

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABS, à l'aide de l'option « Section Cut »

➤ Charges sismiques reprise par les portiques:

Sens xx : 220.2135 KN (5.16%)
 Sens yy : 129.7246 (2.93%)

➤ Charges sismiques reprise par les voiles

Sens xx : 4058.9687 KN (94.84%)
 Sens yy : 4304.1093 (97.07%)

D'après les résultats ci-dessus $\implies$ la structure est contreventée par voiles.

4) Vérification des déplacements :

➤ Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)..... [2]

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\delta_k =$

$$R \delta_{ek} \quad \text{et} \quad \delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

➤ Justification vis-à-vis des déformations

D'après le **RPA Art 5-10...[1]**, les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \Delta_k \leq 0,01 \overline{h_e}$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants

Sens x-x

Niveau (m)	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% $\times h$ (m)	Obs.
10	0.00092	5	0.0046	0.0004	0.0306	Vérifiée
9	0.00084	5	0.0042	0.0005	0.0306	Vérifiée
8	0.00074	5	0.0037	0.00045	0.0306	Vérifiée
7	0.00065	5	0.00325	0.00045	0.0306	Vérifiée
6	0.00056	5	0.0028	0.0005	0.0306	Vérifiée
5	0.00046	5	0.0023	0.00045	0.0306	Vérifiée
4	0.00037	5	0.00185	0.00045	0.0306	Vérifiée
3	0.00028	5	0.0014	0.0004	0.0306	Vérifiée
2	0.0002	5	0.001	0.0004	0.0306	Vérifiée
1	0.00012	5	0.0006	0.0003	0.0306	Vérifiée
Etg de service	0.00006	5	0.0003	0.0002	0.0306	Vérifiée
RDC	0.00002	5	0.0001	0.0001	0.0374	Vérifiée

Sens y-y:

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δk (m)	1%h (m)	Obs.
10	0.0004	5	0.002	0.0002	0.0306	Vérifiée
9	0.00036	5	0.0018	0.00015	0.0306	Vérifiée
8	0.00033	5	0.00165	0.0002	0.0306	Vérifiée
7	0.00029	5	0.00145	0.0002	0.0306	Vérifiée
6	0.00025	5	0.00125	0.0002	0.0306	Vérifiée
5	0.00021	5	0.00105	0.0002	0.0306	Vérifiée
4	0.00017	5	0.00085	0.0002	0.0306	Vérifiée
3	0.00013	5	0.00065	0.0002	0.0306	Vérifiée
2	0.00009	5	0.00045	0.00015	0.0306	Vérifiée
1	0.00006	5	0.0003	0.00015	0.0306	Vérifiée
Etg de service	0.00003	5	0.00015	0.0001	0.0306	Vérifiée
RDC	0.00001	5	0.00005	0.00005	0.0374	Vérifiée

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible $\Rightarrow$ condition vérifié.

5) Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

Si : $\theta_K \leq 0.1 \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

$0.1 \leq \theta_K \leq 0.2 \Rightarrow$ Amplifiant les effets de l'actionsismique par $1/(1 - \theta_K)$

$\theta_K \geq 0.2 \Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k».

V_K : effort tranchant d'étage au niveau «k» ΣF_i .

Δ_K : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_K : hauteur d'étage «k».

- **Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)**

$$\theta = P_K \times \Delta_K / V_K \times h_K \leq 0.10$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$\Delta_K(m)$	$V_K \times h_K$	θ_x	$\Delta_K(m)$	$V_K \times H_K$	θ_y
1	1087.0724	0.0004	2358.92	$1.84.10^{-4}$	0.0002	2504.45	$8.68.10^{-5}$
2	914.1646	0.0005	4324.57	$1.05.10^{-4}$	0.00015	4717.54	$2.9.10^{-5}$
3	880.8409	0.00045	5849.16	$6.77.10^{-5}$	0.0002	6117.46	$2.87.10^{-5}$
4	851.955	0.00045	7093.99	$5.4.10^{-5}$	0.0002	7432.4	$2.29.10^{-5}$
5	825.2421	0.0005	8150.89	$5.06.10^{-5}$	0.0002	8556.61	$1.93.10^{-5}$
6	826.5752	0.00045	9089.63	$4.09.10^{-5}$	0.0002	9546.15	$1.73.10^{-5}$
7	825.2421	0.00045	9949	$3.73.10^{-5}$	0.0002	10432.61	$1.58.10^{-5}$
8	822.2171	0.0004	10739.95	$3.06.10^{-5}$	0.0002	11245.34	$1.46.10^{-5}$
9	819.2443	0.0004	11457.62	$2.86.10^{-5}$	0.00015	11984.12	$1.02.10^{-5}$
10	819.2443	0.0003	12090.06	$2.03.10^{-5}$	0.00015	12121.95	$1.01.10^{-5}$
Etg de service	794.685	0.0002	12609.74	$1.26.10^{-5}$	0.0001	13133.42	$6.05.10^{-6}$
DRC	549.019	0.0001	15955.32	$3.44.10^{-6}$	0.00005	16572.76	$1.65.10^{-6}$

Conclusion :

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

Conclusion générale :

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage des éléments structuraux.

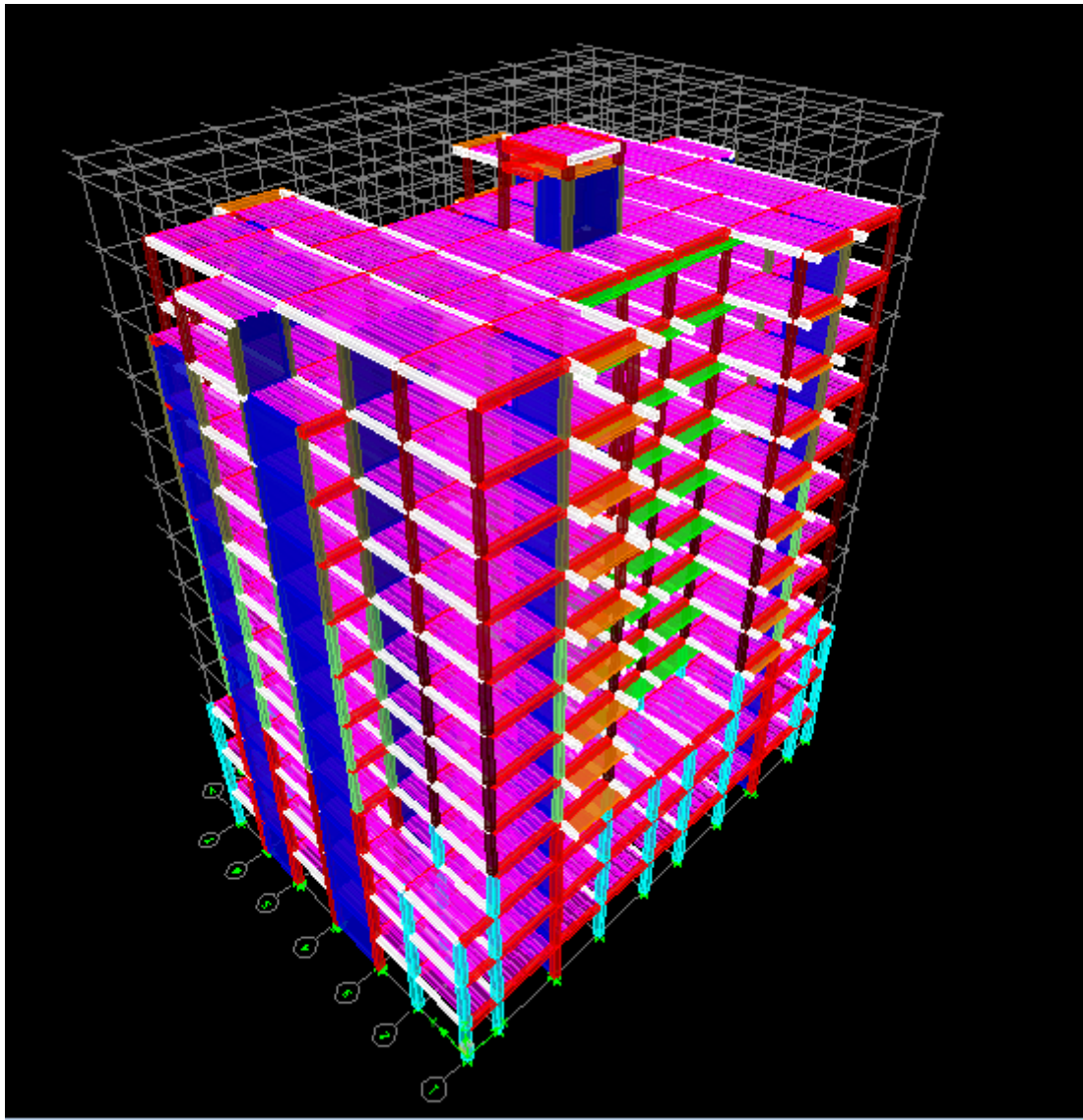


Fig V.2 : schéma de la structure avec ETABS 3D.

VI.1.Ferraillage des poteaux:

VI.1.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferraillage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement **BAEL91/révisé 99** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99/ version 2003**).

Les poutres seront calculées à la flexion simple.

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumise à un effort normal (N) et à un moment de flexion (M) dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinale) en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

a-Combinaisons fondamentales : « **1er genre** » **BAEL 91**

- $1,35G + 1,5Q$ (**ELU**)
- $G + Q$ (**ELS**)

b-Combinaisons accidentelles : « **2ème genre** » **RPA 99 V2003**

- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normale maximal et moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier(FeF400)		
	γ_b	$F_{c28}(\text{MPa})$	f_{bu}	γ_s	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

Tableau VII.1.1 : caractéristiques mécanique des matériaux.

VI.1.2 Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence, droites et sans crochets**. Leur pourcentage en zone sismique **II** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.9%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante
et **6%** en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est supérieur ou égal à 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

a. Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimal sera :

Section de poteaux cm ²	Pourcentage minimal $A_{min}=0.9\% b h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b h$	Zone courante $A_{max}=4\% b h$
40×40	14.04	96	64
35×35	11.025	73.5	49
30×30	8.1	54	36

b. Armatures transversales :

1) Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

A_t : section d'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

ρ_a : est un 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 : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec :

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

Considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

• L'expression de la longueur de flambement **l_f** est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL91/99** :

$$l_f = 0.7 l_0$$

l₀ : c'est la hauteur libre du poteau

S_t : espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_1, 15 \text{ cm}).$$

En zone II

✓ **En zone courante :**

$$S't \leq 15 \varnothing_1$$

En zone II

Où :

$\varnothing_1$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

2) La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

3) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ minimal.

VII.1.3 Ferrailage des poteaux :

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau pour chacune des zones suivantes :

Zone 1 : du RDC au deuxième étage [poteaux 40×40]

Zone 2 : du troisième au cinquième étage [poteaux 35×35]

Zone 3 : du sixième au neuvième étage [poteaux 30×30]

1) Calcul des armatures à L'ELU :

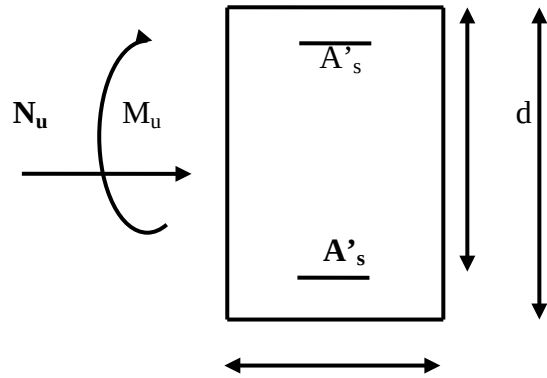
Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement tendue (SET).

- Section entièrement comprimée (SEC).

A_s' c'est la section comprimée.

A_s c'est la section tendue.



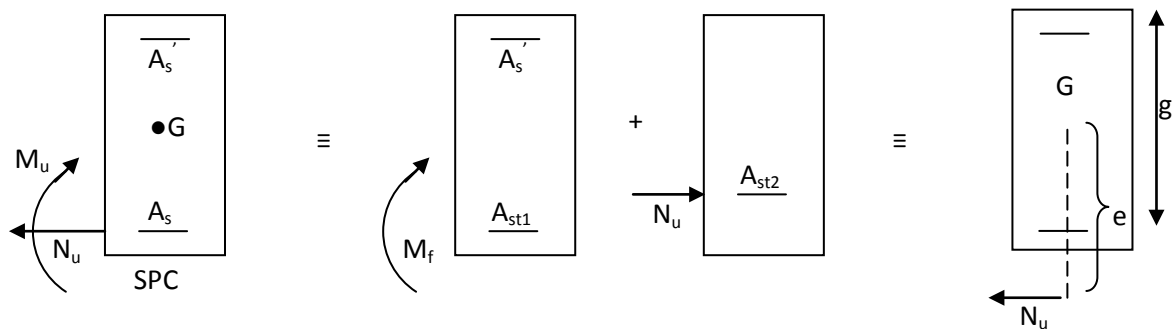
a- Section partiellement comprimée (S.P.C) :

- le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limites par les armatures

Soumises ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{Pour la situation accidentelle.}$$

N_u : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

a condition suivante doit vérifiée :

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu}$$

(Section rectangulaire)

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left[\frac{h}{2} - c + e \right] = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

M_f : Moment fictif.

2) Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

➤ Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée.

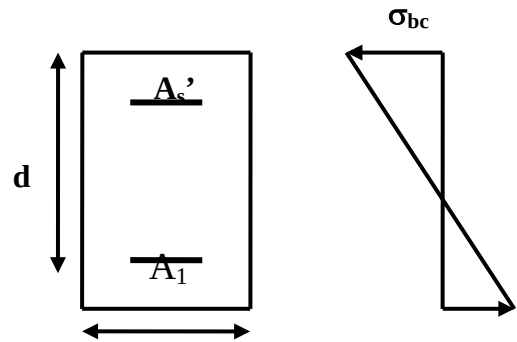
(SSA)(A'=0)

$$\mu \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_1 \mp \frac{N_u}{\sigma_s}$$



➤ Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée. (SDA)(A'≠0)

On calcul:

$$M_r = \mu b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} :$$

$$A_s' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature ; $A_s = A' \mp \frac{N_u}{\sigma_s}$

a. Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- le centre de pression se trouve entre les armatures.

- N : efforts de compression.

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81c') b h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

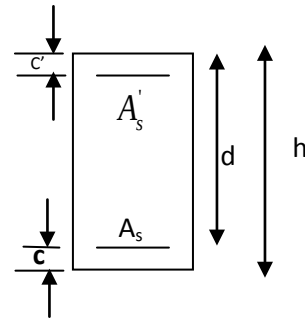
$$\text{➤ Si : } (0.337h - 0.81\frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N - 100 \psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad A = 0$$

Avec:

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



2^{ème} cas :

$$\text{➤ Si } N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - b h f_{bc} (d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} \quad A = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle $\Rightarrow$ compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

b. Section entièrement comprimée (S.E.T) :

$e_u \leq (\frac{h}{2} - c)$ le centre de pression se trouve entre les armatures

N est un effort de traction.

La section d'armatures supérieure : $A' = \frac{N \times a}{\sigma_{st} (d - c')}$

Avec :

$$a = 0.5h - c - e_u$$

La section d'armatures inférieure : $A = \frac{N}{\sigma_{st}} - A'$

1. Exemple de calcul :

✓ **Poteaux 40x40:**

✓ $N_u = -1511.42 \text{ KN} \longrightarrow M_{cor} = -3.27 \text{ kN.m}$

✓ $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.27}{1511.42} = 0.002 \text{ m} \leq (\frac{0.4}{2} - c) = (\frac{0.4}{2} - 0.03) = 0.17 \text{ m}$

✓ le centre de pression se trouve entre les armatures

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$$

Avec:

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 3.27 + 1511.42 \left(\frac{0.4}{2} - 0.03 \right) = 260.21 \text{ kN.m}$$

$$1511.42 (0.37 - 0.03) - 260.21 = 253.67 \text{ kN.m} \dots\dots\dots A$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.40}) 0.40 \times 0.40^2 \times 14.2 \times 10^3 = 251.06 \text{ kN.m} \dots\dots\dots B$$

A > B la **condition est vérifiée**

Donc la section est **entièrement comprimée**

3) Calcul des armatures :

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{➤ Si : } (0.337h - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 1511.42 (0.37 - 0.03) - 260.21 = 253.67 \text{ kN.m} \dots\dots\dots 1$$

$$(0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu} = (0.5 - \frac{0.03}{0.40}) \times 0.40 \times 0.40^2 \times 14.2 \times 10^3 = 386.24 \dots\dots\dots 2$$

1 < 2 alors les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad A = 0$$

Avec:

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.3571 + \frac{1511.42(0.37 - 0.03) - 260.21}{0.40 \times 0.40^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.40}} = 0.813$$

$$A' = \frac{1597.6 - 100 \times 0.813 \times 0.40 \times 0.40 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = -0.00477 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0$$

Donc : on va ferrailer avec la section d'armatures minimales exigées par le RPA

VI.1.4. les résultats :

 A'_s = section comprimée. A_s = section tendue.

Sens 3-3 (longitudinale) : avec ELU

Niveaux	section	Efforts (KN)	Moments (KN.M)	$\frac{h}{2} - c$ (cm)	e_u (cm)	Obs	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	Choix Des armatures	$A_{sadopté}$
S/SOL ,RD C,etg de servic,1 ^{er} ,	40×40	$N_{max}=-1511.42$ $N_{min}=14.36$ $N_{cor}=-32.94$	$M_{cor}=-3.27$ $M_{cor}=35.53$ $M_{max}=-79.369$	17	0.002 2 2.47 2.41	SET SPC SPC	7.8 0 6.99	8.2 2.62 0	6HA14 +4HA12	13.76
2 ^{ème} ,3 ^{ème} , 4 ^{ème} ,5 ^{ème}	35×35	$N_{max}=837.74$ $N_{min}=27.74$ $N_{cor}=-183.38$	$M_{cor}=2.756$ $M_{cor}=-5.52$ $M_{max}=45.369$	14.5	0.003 3 1.199 0.247	SEC SPC SPC	0 0.07 0	0 0 6.99	8HA12	12.32
6 ^{ème} ,7 ^{ème} , 8 ^{ème} ,9 ^{ème}	30×30	$N_{max}=-334.13$ $N_{min}=27.74$ $N_{cor}=-22.39$	$M_{cor}=3.902$ $M_{cor}=29.502$ $M_{max}=47.107$	12	0.011 7 1.064 2.104	SET SPC SPC	4.35 0 0	5.27 2.91 5.79	8HA12	12.32

Tableau VI.1.3 : ferrailage des poteaux suivant le sens 3-3

Sens 3-3 (transversale) : avec 0.8G±EX ,0.8G±EY et ± GQEX , ±GQEY

niveaux	Section	Efforts (KN)	Moments (KN.M)	$\frac{h}{2} - c$ (cm)	e_s (cm)	obs	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	Choix Des Armatu res	$A_{sadopté}$
S/SOL,R DC,1 ^{er} ,2 ^{ème}	40×40	$N_{max}= 1511.42$ $N_{min}= 14.36$ $N_{cor}= -46.167$	$M_{cor}= 2.748$ $M_{cor}= 20.954$ $M_{max}= -661.94$	17	0.002 1.459 14.33	SEC SPC SEC	0 0 9.2	0 1.4 5.47	6HA14 + 4HA12	13.76
3 ^{ème} ,4 ^{ème} ,5 ^{ème}	35×35	$N_{max}= 837.74$ $N_{min}= -5.31$ $N_{cor}= -255.92$	$M_{cor}= 13.581$ $M_{cor}= 9.964$ $M_{max}= 38.079$	14.5	0.016 1.876 0.148	SET SPC SPC	0 0 0	0 1.99 7.44	8HA12	12.32
6 ^{ème} ,7 ^{ème} ,8 ^{ème}	30×30	$N_{max}= -334.13$ $N_{min}= 27.74$ $N_{cor}= -57.52$	$M_{cor}= 28.741$ $M_{cor}= 9.122$ $M_{max}= 42.422$	12	0.086 0.328 0.734	SET SPC SPC	1.36 0 0	8.25 0.56 5..69	8HA12	12.32

Tableau VI.1.2 : ferrailage des poteaux suivant le sens 2-2

➤ **Résumé de ferrailage :**

section	Choix d'armatures	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
40×40	6HA14 + 4HA12	14.04	13.76
35×35	8HA12	11.025	12.32
30×30	8HA12	8.1	12.32

VI.1.5 Vérification à l'ELU :**a. Armatures transversales :****1. Diamètres des aciers :**

- Selon le BAEL91/V99 (Art A.8.1,3) :

Le diamètre $\varnothing_t$ des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\varnothing_t \geq \frac{1}{3} \varnothing_L^{\max}$$

Avec :

$\varnothing_L$: c'est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\varnothing_t = \frac{1}{3} \times 20 = 6.66 \text{ cm}$$

Soit $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

2. L'espacement des armatures transversales : « RPA 99 V2003 page 63 »

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\varnothing_1, 15 \text{ cm}). \quad \text{en zone II}$$

Soit : $S_t = 14 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone II}$$

Où $\varnothing_1$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Soit : $S_t=21\text{cm}$

3. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \varnothing_t = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$L_r = 40 \varnothing_t = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$L_r = 40 \varnothing_t = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

4. Vérification de la quantité d'armatures :

- Selon le RPA

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

A_t : section d'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \lambda_g \geq 5 \\ 3.5 & \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau.

$$l_0 = (l \text{ des poteaux} - h_t \text{ des poutres principale})$$

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 286 = 17.34$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 286 = 19.81$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 286 = 23.12$$

On remarque que $\lambda_g \geq 5$ donc $\rho_a = 2.5$

Pour le cas le plus défavorable :

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times St = 0.003 \times 40 \times 14 = 1.68 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times St = 0.003 \times 40 \times 21 = 2.52 \text{ cm}^2$$

5. Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

Selon RPA99 :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28} \quad \text{et}$$

Avec :

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \rho_b = 0.075$$

Selon BAEL99 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

On a :

$$\lambda_g \geq 5 \quad \text{donc } \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	section cm ²	d	T _{max} (KN)	τ_b (MPa)	λ_g	ρ_b	$\overline{\tau_{bu}}$ (RPA99)	$\overline{\tau_{bu}}$ (BAEL99)	observation
6,7,8,9	30×30	27	17.49	0.216	23.12	0.075	1.875	3.33	Condition vérifié
2,3,4,5	35×35	32	29.74	0.266	19.81	0.075	1.875	3.33	Condition vérifié
S/SOL,RDC , etg de service,1	40×40	37	51.9	0.351	17.34	0.075	1.875	3.33	Condition vérifié

VI.1.4 Vérification à l'ELS :

- Si $\frac{N_{ser}}{M_{ser}} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{N_{ser}}{M_{ser}} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec :

M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \cdot h + 15 (A + A') \Rightarrow$ Section total homogène.

V₂ : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$V_2 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

I₀ = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

a) Section entièrement comprimée SEC :

a-1) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \times \frac{V_1}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \times \frac{V_2}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0.6.f_c = 15 \text{ MPa}$$

b) Vérification de section entièrement comprimée :

-On calcule l'aire de section homogène totale : $S = b \times h + 15(A + A')$

-On détermine la position de centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = \frac{15 \cdot A' \cdot (0.5h - d') - A \cdot (d - 0.5h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A + A')}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15[A' \cdot (0.5h - d' - X_G)^2 + A \cdot (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \cdot (h/2 - X_G)}{I} \quad \text{sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s \cdot (e_s + X_G) \cdot (h/2 + X_G)}{I} \quad \text{sur la fibre inférieure}$$

$$\text{Finalement en vérifie : } \max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.445x_d}{e_s - 0.185x_d} \times b \cdot d$$

Les résultats de vérification sont résumés dans les tableaux suivant :

a. Poteaux longitudinaux :

Niveau	Section	Sollici-	N(KN)	M(KNm)	e _s (m)	Nature	A _s =A _s '(cm²)	σ _{sup}	σ _{inf}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs.
		Tation									
7 à 9	30×30	ELS	1094.1	2.344	0.002	SEC	5.45	0.154	-0.2	15	vérifiée
3 à 6	35×35	ELS	604.15	2.028	0.003	SEC	8.49	0.041	-0.1	15	vérifiée
s-sol au 2	40×40	ELS	240.86	2.891	0.012	SEC	15.45	0.128	-0.1	15	vérifiée

b. Poteaux transversaux :

Niveau	Section	Sollic- tation	N(KN)	M(KNm)	e _s (m)	Nature	A _s =A _s '(cm ²)	σ _{sup}	σ _{inf}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs.
7 à 9	30×30	ELS	1288.83	0.138	0.01	SEC	6.19	0.154	-0.2	15	vérifiée
3 à 6	35×35	ELS	854.22	2.652	0.31	SEC	12.53	0.041	-0.1	15	vérifiée
s-sol au 2	40×40	ELS	411.35	3.276	0.79	SEC	18.54	0.128	-0.1	15	vérifiée

VI.5.Conclusion :

Le ferrailage des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau des Ferrailage des poteaux

Zone	Niveau :	Section (cm ²) :	Armatures longitudinaux :
Zone I	S-sols. RDC, etg de servic 1 ^{er}	40 x 40	6 HA14 + 4HA12
Zone II	2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} et 5 ^{eme}	35 x 35	8 HA12
Zone III	6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage.	30 x 30	8 HA12

Ferrailage et coffrage du poteau sur chantier :



VI.2 ferrailage des Poutres :

VI.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (les poutres sont pas exposées aux intempéries) d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

Combinaisons fondamentales :

A L'ELU : $1.35G + 1.5Q$ selon C.B.A

À L'ELS : $G + Q$.

Combinaisons accidentelles :

Selon RPA99 révisé 2003 : **$G + Q \pm E$**

$0.8G \pm E$

-la combinaison ($1.35G + 1.5Q$) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.

- la combinaison ($G + Q \pm E$) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

- la combinaison (**$0.8G \pm E$**) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où M est positif de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

VI.2.2 Recommandations du RPA99 :

1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Pour les Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.

Pour les Poutres secondaire : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.

❖ **Poutres principales :****En zone courante :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

❖ **Poutres secondaires :****En zone courante :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2. Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0.003 S_t . b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi_{\min}\right) \quad \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

 $\Phi_{\min}$: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3 Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion (M_u) supporté par la section.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}, \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que

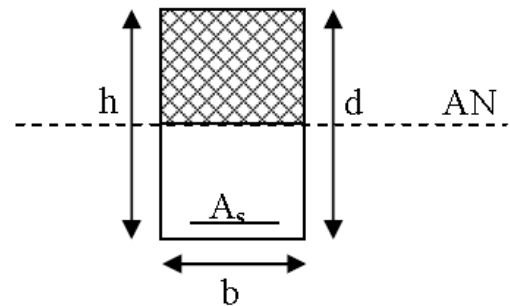
les aciers tendus alors $A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

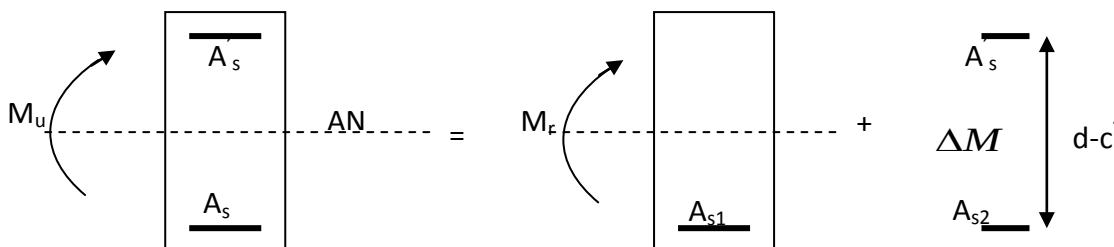


Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- **Armatures tendues :** $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$
- **Armatures comprimées :** $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$



Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4M_u$ (Art BAEL B.6.6, 1).

VI.2.4 Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

- **Etat limite de résistance de béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{\text{adopté}}}$$

($A_{\text{adopté}}$: armatures adoptées à l'ELU)

On calcul:

$$\rho_1 = \frac{100 A_{\text{adopté}}}{b_0 \cdot d}$$

$\rho_1 \xrightarrow{\text{abaque}} \beta_1 \xrightarrow{\text{abaque}} k_1$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

VI.2.5 Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec :

τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence admissible.

$V_u^{\max}$: Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_s} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

(Fissuration peu nuisible).

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9d \times b \times f_{c28}$$

- **Influence sur les armatures :**

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right]$$

1. Etat limite de déformation :

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}.$$

$L_{\max}$: portée de la travée entre nu d'appuis.

$$2) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}.$$

M_t : Moment fléchissant maximal en travée.

M_0 : Moment isostatique.

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

A : section d'armatures tendues.

Calcul de l'armature longitudinale

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{39.673 \times 10^3}{30 \times 40^2 \times 14.2} = 0.06 \quad \beta = 0.969$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$\mu_b = 0.0202 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{39.673 \times 10^3}{0.969 \times 37 \times 348} = 3.18 \text{ cm}^2$$

Avec la même méthode pour toutes les autres poutres.

VI.2.6 Ferrailage des poutres principales :

➤ en travée :

Niv	Comb	M (kN.m)	A _s cm ²	Ferrailage adopté	
				Choix	A _{adoptée}
S/SOL	1.35G+1.5Q	39.673	3.18	3HA12	3.39
RDC	1.35G+1.5Q	40.468	3.24	3HA12	3.39
Etage de service	1.35G+1.5Q	36.292	2.89	3HA12	3.39
Etage 1	1.35G+1.5Q	86.888	6.25	3HA12+3HA12	6.78
Etage 2	1.35G+1.5Q	74.85	6.17	3HA12+3HA12	6.78
Etage 3	1.35G+1.5Q	70.915	5.83	3HA12+3HA12	6.78
Etage 4	1.35G+1.5Q	67.601	5.54	3HA12+3HA12	6.78
Etage 5	1.35G+1.5Q	65.113	5.34	3HA12+3HA12	6.78
Etage 6	1.35G +1.5Q	62.767	5.12	3HA12+3HA12	6.78
Etage7	1.35G+1.5Q	61.213	4.99	3HA12+3HA12	6.78
Etage8	1.35G+1.5Q	62.897	5.13	3HA12+3HA12	6.78
Etage 9	1.35G+1.5Q	50.167	3.36	3HA12	3.39

Tableau 6.1 : Ferrailage des poutres principales en travées :

➤ Aux appuis :

Niv	Comb	M(kN.m)	A _{ST} Cm ²	Ferrailage adopté	A _{adopté}
S/SOL	0.8G±E	79.439	6.58	3HA12+3HA12	6.78
	G+Q±E				
RDC	0.8G±E	89.844	7.51	3HA12+3HA14	8.01
	G+Q±E				
Etage de service	0.8G±E	89.95	7.42	3HA12+3HA14	8.01
	G+Q±E				
Etage 1	0.8G±E	125.435	9.201	3HA12+3HA14	9.42
	G+Q±E				
Etage 2	0.8G±E	115.901	9.03		9.42

	G+Q±E			3HA12+3HA14	
Etage 3	0.8G±E	121.668	9.23	3HA12+3HA14	9.42
	G+Q±E				
Etage4	0.8G±Q	130.803	9.291	3HA12+3HA14	9.42
	G+Q±E				
Etage 5	0.8G±Q	137.274	9.302	3HA12+3HA14	9.42
	G+Q±E				
Etage 6	0.8G±Q	143.164	9.337	3HA12+3HA14	9.42
	G+Q±E				
Etage 7	0.8G±Q	146.378	9.360	3HA12+3HA14	9.42
	G+Q±E				
Etage8	0.8G±Q	148.515	9.402	3HA12+3HA14	9.42
	G+Q±E				
Etage9	0.8G±Q	127.056	9.263	3HA12+HA14	9.42
	G+Q±E				

Tableau 6.2 : Ferrailage des poutres principales en appuis.

Remarque :

$$A_{travée} + A_{appuis} > A_{min} = 6 \text{ cm}^2 \text{ donnée par le RPA.} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

VI.2.7 Ferrailage des poutres secondaires

➤ en travée :

niv	comb	M (KN.m)	A _{st} Cm ²	Ferraillages	A _{adopt}
S/SOL	1.35G+1.5Q	7.138	0.76	3HA12	3.39
RDC	1.35G+1.5Q	7.984	0.86	3HA12	3.39
Etage de service	1.35G+1.5Q	11.187	1.21	3HA12	3.39
Etage 1	1.35G+1.5Q	29.602	3.12	3HA12	3.39
Etage 2	1.35G+1.5Q	30.338	3.20	3HA12	3.39
Etage 3	1.35G+1.5Q	29.01	3.19	3HA12	3.39
Etage 4	1.35G+1.5Q	28.531	3.17	3HA12	3.39
Etage 5	1.35G+1.5Q	25.766	2.86	3HA12	3.39
Etage 6	1.35G+1.5Q	24.241	2.69	3HA12	3.39
Etage 7	1.35G+1.5Q	25.013	2.70	3HA12	3.39
Etage 8	1.35G+1.5Q	27.015	2.80	3HA12	3.39
Etage 9	1.35G+1.5Q	18.945	2.02	3HA12	3.39

Tableau 6.3 : Ferraillage des poutres secondaires en travée.

➤ Aux appuis :

Niv	Comb	M (kN.m)	A _{ST} Cm ²	Ferrailage adopté	A _{adopté}
S/SOL	0.8G±E	13.71	1.46	3HA12	3.39
	G+Q±E				
RDC	0.8G±E	18.727	2	3HA12	3.39
	G+Q±E				
Etage de service	0.8G±E	23.611	2.56	3HA12	3.39
	G+Q±E				
Etage 1	0.8G±E	52.88	6.19	3HA12+3HA12	6.78
	G+Q±E				
Etage 2	0.8G±E	46.386	5.36	3HA12+3HA12	6.78
	G+Q±E				
Etage 3	0.8G±E	41.881	4.79	3HA12+3HA12	6.78
	G+Q±E				
Etage4	0.8G±Q	40.944	4.39	3HA12+3HA12	6.78
	G+Q±E				
Etage 5	0.8G±Q	44.08	5.06	3HA12+3HA12	6.78
	G+Q±E				
Etage 6	0.8G±Q	46.857	5.13	3HA12+3HA12	6.78
	G+Q±E				
Etage7	0.8G±Q	48.142	5.58	3HA12+3HA12	6.78
	G+Q±E				
Etage8	0.8G±Q	49.816	5.81	3HA12+3HA12	6.78
ETAGE 9	G+Q ±Q 0.8G±Q	42.686	4.88	3HA12+3HA12	6.78
	G+Q±E				

Tableau 6.4 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis.

Remarque :

$A_{travée} + A_{appuis} > A_{min} = 3.75 \text{ cm}^2$ donnée par le RPA. → Condition vérifié.

VI.2.8. Vérification de BAEL 91 :**VI.8 .1.Vérification de la condition de non fragilité :**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min}$$

Pour les poutres principales (30×40) :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2.$$

Pour les poutres secondaires (25×30)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2.$$

⇒ Toutes les sections d'acier adoptées pour les différentes poutres sont supérieures aux sections minimales trouvées par la condition de non fragilité

VI.8.2. Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} ;$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

➤ **Sens principale :**

$$\sum U_i = [3(1.2) + 4(1.6)] \times 3.14 = 31.4 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{140.04 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 314} = 1.39 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1.39 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

➤ **Sens secondaire :**

$$\sum U_i = 3.14[3(1.2) + 3(1.4)] = 24.49 \text{ cm}^4$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{36.56 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 244.9} = 0.61 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.61 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

VI.8.3. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa. (Fissuration peu nuisible)} \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}.$$

➤ Sens principale

$$V_u = T_{\max} = 140.04 \text{ KN}.$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{140.04 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.26 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire

$$V_u = T_{\max} = 36.56 \text{ KN}.$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{36.56 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.54 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.8.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

a. Influence sur le béton :

$$\text{Il faut vérifier que : } V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

➤ Sens principale

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 37 \times 30 \times \frac{2.5}{1.5} = 666 \text{ KN}$$

$$V_u = 140.04 \leq 666 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 27 \times 25 \times \frac{2.5}{1.5} = 405 \text{ KN.}$$

$$V_u = 36.56 \leq 405 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Influence sur les armatures :

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

Avec :

M_u en valeur algébrique.

$$\text{Si } \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

$$\text{Pour les poutres principales : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 140.04 - \frac{86.888}{0.9 \times 0.37} = -120.88 < 0$$

$$\text{Pour les poutres secondaires : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 36.56 - \frac{43.602}{0.9 \times 0.27} = -142.87 < 0$$

$\Rightarrow$ On remarque que la condition $\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0$ donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

c. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une

$$\text{longueur : } l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

l_s = longueur de scellement droit

avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ la contrainte d'adhérence à l'ancrage.}$$

Les barres que nous avons utilisé sont des diamètres ($\emptyset 12$, $\emptyset 16$ et $\emptyset 14$) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56.33 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les HA16 : $l_c = 22.53 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $l_c = 19.71 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_c = 16.9 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le **BAEL91**, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\}$$

Avec :

ϕ_l le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

➤ **Sens principal :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\} = \min \{30, 11.42, 16\}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **La section des armatures transversales :**

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

➤ **Sens secondaire :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l \right\} = \min \{25, 8.57, 12\}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements:**❖ **(BAEL91/A.5.1.22) :**✓ **Sens principal :**

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40cm\} = \min \{33.3cm; 40cm\}$$

✓ **Sens secondaire**

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40cm\} = \min \{24.3cm; 40cm\}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ **RPA version 2003 :****1. Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right)$$

Sens principales

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 * 1.2\right) = 10cm$$

Sens secondaire

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 12 * 1.2\right) = 7.5 \text{ cm}$$

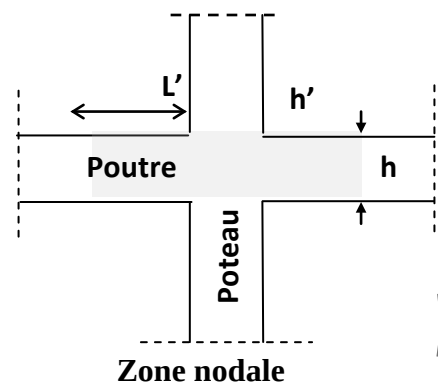
On prend $S_t = 8 \text{ cm}$ pour les deux sens

2. Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}.$$

Sens principales

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Sens secondaire

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

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

avec :

h : hauteur de la poutre

Sens principale : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

Sens secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

3. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

➤ **Sens principal :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 12.06 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 0.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{adop}} = 6.03 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 0.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 8 cm du nu de l'appui.

VI.2.9. Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq 0.6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

A : armatures adoptées à l'ELU

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

		M _{max}	A _s	ρ ₁	K	β ₁	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	O BS
Poutres principales	travées	86.888	7.25	0.653	27.02	0.881	367.66	13.6	15	conditions vérifiées
	appuis	110.12	11.43	1.029	20.46	0.859	303.13	14.82	15	
Poutres secondaires	travées	43.602	5	0.74	25	0.875	369.12	14.76	15	
	appuis	52.88	6.19	0.917	22.04	0.865	330.12	14.98	15	

➤ **Vérification de la flèche :**

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

✓ **Poutres principales :** la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur $l=4.3$ m

$$f = 0.6 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :** La plus grande valeur de la flèche est en travée de longueur $l = 4$ m

$$f = 0.19 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Disposition des armatures :**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les Recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

$\frac{1}{5}$ 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.

$\frac{1}{4}$ 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 prolongée 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.

VI.3.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage 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 que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

- **Zone I** : SS-RDC-étage de service-1^{er} étage.
- **Zone II** : 2, 3, 4,5ème étage
- **Zone III** : 6, 7, 8,9ème étage

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions voir les figure suivante:

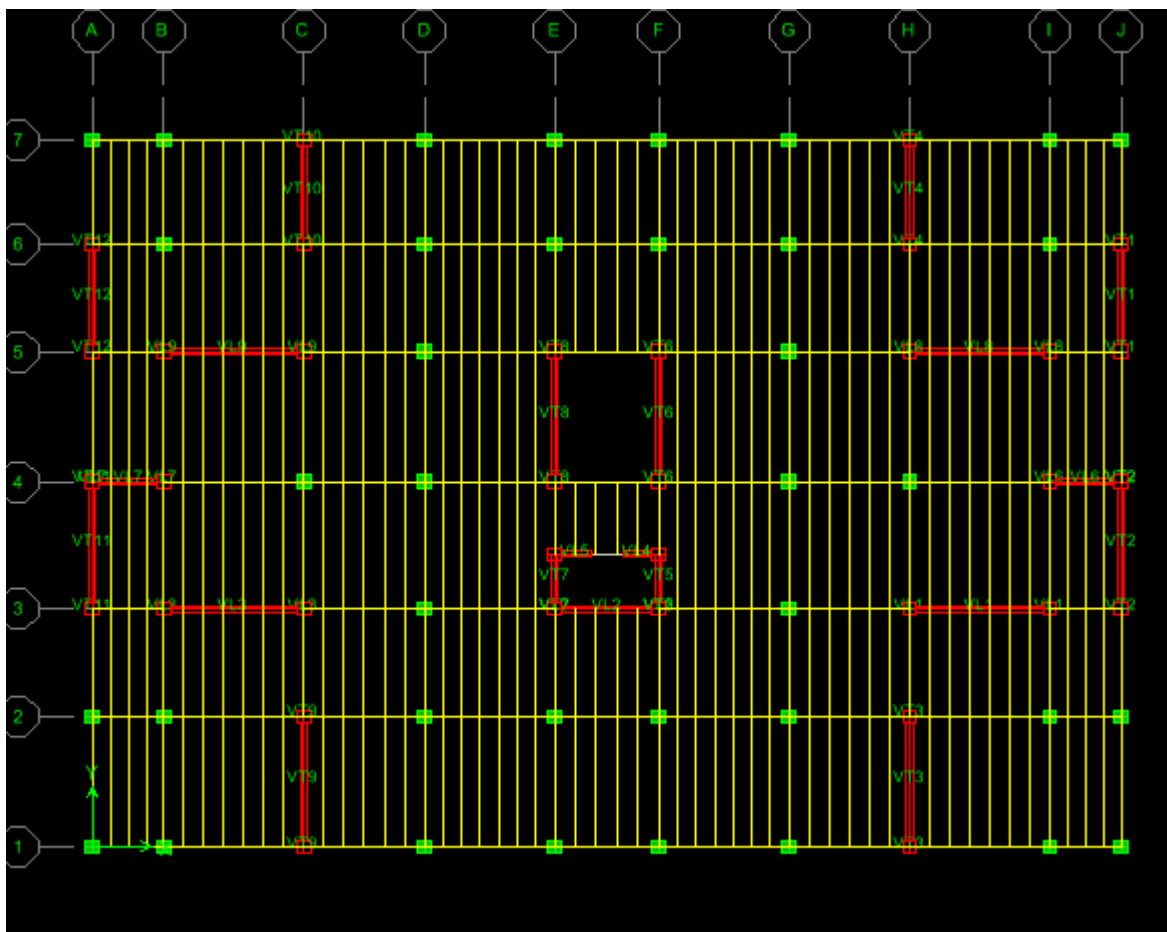


Fig. VI.1 : Représentation des voiles transversales et longitudinales a partir du s/sole jusqu'à l'étage de service.

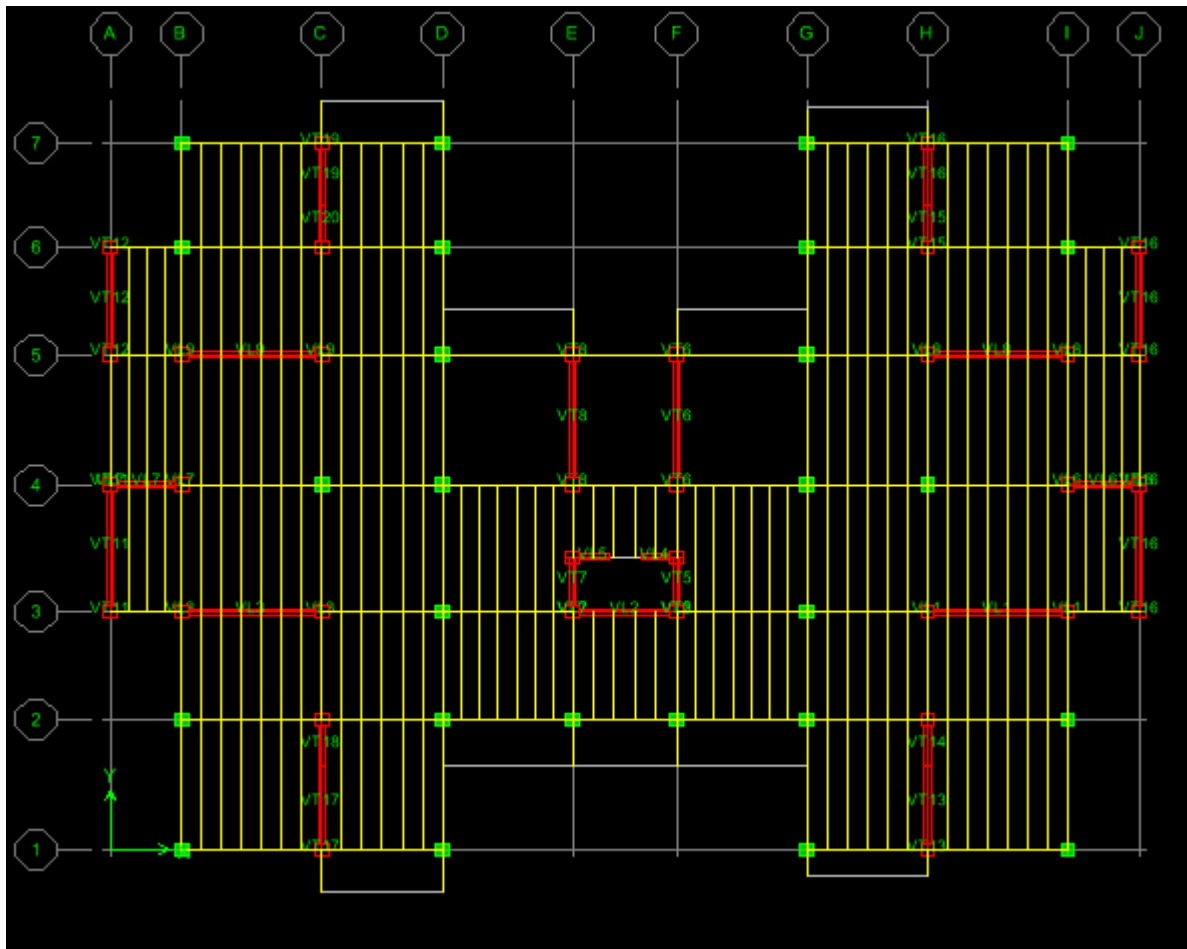


Fig. VI.2 : Représentation des voiles transversales (sans et avec ouverture) et longitudinales à partir du 1^{er} étage jusqu'au dernier.

VI.3.2 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{cases}$$

RPA.99/modifié 2003 :

$$\begin{cases} 0,8G \mp E \\ G + Q \mp E \end{cases}$$

VI.3.3 Ferraillage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une méthode des bandes de largeur (d).

➤ Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{V_{voile}}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

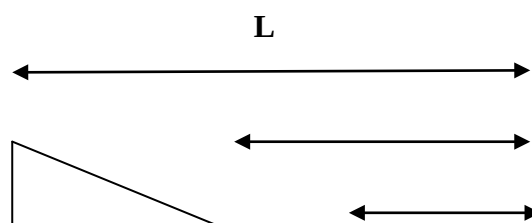
L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

L_t : longueur tendue avec $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues:

a) Section partiellement comprimée :



$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e$$

$\sigma_{\min}$

La section d'armatures verticales d'une SPC est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

e : épaisseur du voile

A : section d'armatures verticales

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰) :

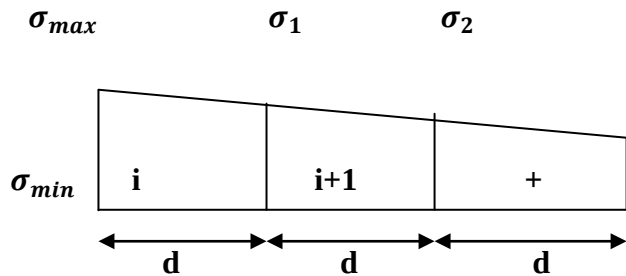
$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10 \text{ ‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10 \text{ ‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

b) Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$



Avec : La section d'armatures verticales d'une SEC est égale à :

$$A_v = \frac{N_{i+B} f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du tronçon considéré.

σ_{s2} : Contrainte dans les aciers.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

σ : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

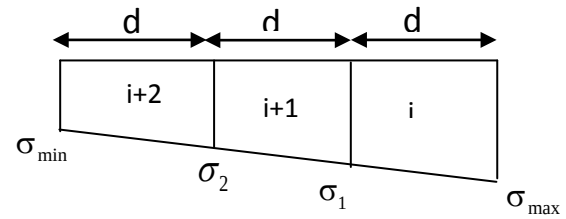
$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2 \text{ ‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2 \text{ ‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

c) Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \times e$$

**VI.3.4 Armatures minimales selon les deux règlements :****a) Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

B : section du béton comprimé

b) Pour une Section entièrement tendue :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\%B \right\}$$

c) Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\%B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

d) Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003) :**VI.3.4.1 Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 $\emptyset$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

$$A_H \geq 0.15\%B \text{ Globalement dans la section du voile.}$$

$A_H \geq 0.10\%B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B: section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VI.3.4.2 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 RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VI.3.4.3 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

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.

VI.3.4.4 Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est 4HA10

VI.3.4.5 Dispositions constructives :**a) Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à : (Art 7.7.4.3 RPA 2003)

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

$$\varphi_{max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VI.3.4.6 Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :**a) Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{1.4V}{d.e} \leq \tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Avec : d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

b) Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

VI.3.5.1 Exemple de calcul :

Dans cette partie, on applique la méthode expliquée au paragraphe VI .2

VI.3 .1. Soit à calculer le ferrailage des voiles VL1 de la zone 1

$$L = 3,4 \text{ m} , e = 0,2 \text{ m}$$

$$B = 0,68 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1232.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -1833.09 \text{ kN/m}^2$$

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = 1.37 \text{ m}$$

$L_c = 1.37 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée :

$$L_c = 1.37 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 2,03 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$

$$h_e = 3.06 - 0,40 = 2,66 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = \min\left(\frac{2.66}{2}; \frac{2}{3} \times 1.37\right) = 1,33 \text{ m}$$

$$d = L_t / 2 = 1,015 \text{ m}.$$

Soit : $d_1 = 1,33 \text{ m}$ donc: $d_2 = 1,015 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} (L_t - d)}{L_t} = \frac{1833.09 (2,03 - 1,015)}{2,03} = 9165.45 \text{ kN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à $N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d. e$

$$N_1 = \frac{1833.09+9165.45}{2} \times 1,015 \times 0,2 = 1116.35 \text{ kN}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égal à $N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$

$$N_2 = \frac{9165.45}{2} \times 1,015 \times 0,2 = 930.29 \text{ kN}$$

a) Armatures verticales :

-1^{ère} bande: d1=1,015m

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{1116.35}{40} = 27.90 \text{ cm}^2$$

-2^{ème} bande: d2=1,015m

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{930.29}{40} = 13.25 \text{ cm}^2$$

b) Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left\{ 0.23 \times \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\} = (3.02 \text{ cm}^2; 6.10 \text{ cm}^2)$$

Tell que : B = 25 Mpa , $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

-1^{ère} et la 2^{ème} bande : d1= d2=1,015m

$$A_{1\min} = \max (3,0.2 \text{ cm}^2; 6.10 \text{ cm}^2) = 6.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} = 12,5 \text{ cm}^2$$

c). Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 692.11 \times 10}{400} = 26.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 26.65 \text{ cm}^2$$

D) Sections d'armatures verticales totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 27.90 + \frac{26.65}{4} = 34.56 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 13.25 + \frac{26.65}{4} = 19.91 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : $2 \times 10 \text{HA}14 = 40.02 \text{ cm}^2/\text{d1}$ soit : 10HA14 / nappe avec espacement de 10 cm

2^{ème} bande : $2 \times 6 \text{HA}12 = 13.56 \text{ cm}^2/\text{d2}$ soit: 14HA12 / nappe avec espacement de 20 cm

e) Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_{v \text{ adopté}}}{4} = \frac{27.90}{4} = 6.98 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15\% B = 6.10 \text{ cm}^2$

Soit : $8 \text{HA}12 = 6.98 \text{ cm}^2/\text{nappe/ml}$

f) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles HA8/ml

VI.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement :

BAEL 91 $\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{692.11 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3060} = 1.131 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(0.15 \frac{25}{1.15}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.26 \text{ MPa}$ (La fissuration est préjudiciable)

$\tau_u = 1.131 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$

Selon le RPA 2003 :

$\tau_b = \frac{1.4V}{d.e} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$\tau_b = \frac{1.4 \times 692.11 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3060} = 1.583 \text{ MPa}$

$\tau_b = 1.583 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$

a) Vérification à l'ELS :

$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{518.19 \times 10^3}{6800 + 15 \times 7920} = 4.12 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

N.B : Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

1) Tableau VI.4 : ferrailage des voiles plain longitudinal (VL₁, VL3, VL8 et VL9), (VL2), (VL4, VL5) et (VL6, VL7)

2) Tableau VIII.5 : ferrailage des voiles plain transversale (VT₁; VT12) ; (VT2, VT11) ; (VT3, VT6, VT8, VT9) ; (VT4, VT10) ; (VT5, VT7) et voiles transversale avec ouverture (VT13, VT17) et (VT16, VT19) avec les linteaux (VT14, VT18) et (VT15, VT20).

*** Tableau VIII.4.1 : ferrailage des voiles pleins longitudinaux (VL₁, VL3, VL8 et VL9) :**

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L(m)	3,40	3,40	3,40
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m)	0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [kN/m ²]	1232.75	2433.17	561.89
	$\sigma_{\min}$ [kN/m ²]	-4833.09	-6221.80	-2741.61
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	692.11	619.27	462.46
	L _t (m)	2.03	2.44	0.58
	L _c (m)	1.37	0.96	2.82
	d (m)	1.015	1.2222	0.290
	σ_1 [kN/m ²]	9165.45	4585.730	4585.730

	N (kN)	N ₁	1116.35	1320.77	212.49
		N ₂	930.29	560.413	132.986
	A _v (cm ²)	A _{v1}	27.90	33.02	5.31
		A _{v2}	14.25	14.01	3.32
	A _{vi} (cm ²)		26.65	23.84	17.80
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	34.56	29.98	9.76
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	12.97	12.56	7.78
	A _{min} (cm ²)		10.66	12.83	3.05
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	40.02	30.8	11.3
		Bande 2	13.56	13.56	11.3
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x10HA16	2 x10HA14	2x10HA12
		Bande 2	2 x6HA12	2 x6HA12	2x6HA12
	S _t (cm)	Bande1	10 cm	10cm	10cm
		Bande 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6.10	7.33	1.74
	A _H /nappe (cm ²)		6.98	5,39	2.76
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nappe	5HA12/nappe	2HA12/nappe
Vérification des contraintes	esp =15cm		(A=6.98cm ²)	(A=7,92cm ²)	(A=3.08m ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ _u (MPa)	1.131	1.012	0,756
		τ _b (MPa)	1.583	1.417	1.058
	ELS	N _s (kN)	518.19	173.929	2472.32
		σ _b (MPa)	4.12	2.6	1.26

* Tableau VI.4.2 : ferrailage des voiles pleins longitudinaux (VL2)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.2	3.2	3.2
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.64	0.64	0.64
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	-13715.26	4616.02	3804.56
	σ _{min} [KN/m ²]	19117.66	-8594.7	-2790.29
	Nature de la section	SPT	SPT	SPT
	V _u (kN)	742.79	647.64	427.55
	L _t (m)	1.86	2.08	1.35
	L _c (m)	1.34	1.12	1.85
	d (m)	1.015	1.041	0.677
	σ ₁ [KN/m ²]	9398.000	4585.730	4585.730

	N (kN)	N ₁	986.55	1372.00	499.33
		N ₂	797.202	477.345	310.437
	A _v (cm ²)	A _{v1}	24.66	24.30	12.48
		A _{v2}	19.93	11.93	7.76
	A _{vi} (cm ²)		28.60	24.93	16.46
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	25.51	22.02	16.60
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	12.93	12.17	11.88
	A _{min} (cm ²)		10.66	10.93	7.11
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	30.8	22.6	22.6
		Bande 2	13.56	13.56	13.56
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x10HA14	2x10HA12	2x10HA12
		Bande 2	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12
	S _t (cm)	Bande1	10cm	10cm	10cm
		Bande 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		5.59	6.25	4.06
	A _H /nappe (cm ²)		4.52	10.42	4.52
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12	6HA16	4HA12
	ep =20cm		(A=4.52cm ²)	(A=12.06cm ²)	(A=4.52cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	Contrainte	τ _u (MPa)	1.290	1.124	0.742
		τ _b (MPa)	1.805	1.574	1.039
	ELS	N _s (kN)	2074.4	1532.64	839.78
		σ _b (MPa)	3.5	2.1	1.2

* Tableau VI.4.3 : Ferrailage des voiles pleins longitudinaux (VL4,VL5)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.11	1.11	1.11
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.222	0.222	0.222
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	19363.72	-1556.4	-482.45
	σ _{min} [KN/m ²]	-20650.37	861.12	1666.07
	Nature de la section	SPT	SPC	SPC
	V _u (kN)	32	16.98	18.94
	L _t (m)	0.57	0.40	0.58
	L _c (m)	0.54	0.71	0.53
	d (m)	1.015	0.198	0.290
	σ ₁ [KN/m ²]	9398.000	4585.730	4585.730

	N (kN)	N ₁	3049.91	73.63	84.67
		N ₂	415.536	90.656	132.986
	A _v (cm ²)	A _{v1}	30.25	1.84	2.12
		A _{v2}	3.50	2.27	3.32
	A _{vi} (cm ²)		1.23	0.65	0.73
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	31.56	2.00	2.30
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	3.45	2.43	3.51
	A _{min} (cm ²)		10.66	2.08	3.05
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	32.16	12.48	12.48
		Bande 2	9.02	9.02	9.02
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x8HA16	2x8HA10	2x8HA10
		Bande 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	S _t (cm)	Zone Nodale	10cm	10cm	10cm
		Zone Courante	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1.72	1.19	1.74
	A _H /nappe (cm ²)		20.10	1.13	1.13
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2x10HA20	2HA12	2HA12
Vérification des contraintes	ep =20cm		(A=20.11cm ²)	(A=2.26cm ²)	(A=2.26cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ _u (MPa)	0.160	0.085	0.756
		τ _b (MPa)	0.224	0.119	1.058
	ELS	N _s (kN)	422.28	323.16	196.13
		σ _b (MPa)	1.2	1.5	2.1

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.2	2.2	2.2
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.44	0.44	0.44
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	3318	-10084.78	-2785.72
	σ _{min} [KN/m ²]	8630.73	2821.24	368.565
	Nature de la section	SPT	SPC	SPC
	V _u (kN)	354.54	278.13	647.07
	L _t (m)	0.83	0.48	0.26
	L _c (m)	1.37	1.72	1.94
	d (m)	1.015	0.240	0.290
	σ ₁ [KN/m ²]	9398.000	4585.730	4585.730
	N (kN)	N ₁	77.88	42.43
				122.30

		N ₂	2404.932	110.268	132.986
	A _v (cm ²)	A _{v1}	30.12	1.06	3.06
		A _{v2}	1.9	2.76	3.32
	A _{vi} (cm ²)		13.65	10.71	24.91
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	35.12	3.74	3.17
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5.36	5.43	2.90
	A _{min} (cm ²)		10.66	2.52	3.05
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	40.02	15.6	15.6
		Bande 2	6.78	6.78	6.78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x10HA16	2x10HA10	2x10HA10
		Bande 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	S _t (cm)	Zone Nodale	10cm	10cm	10cm
		Zone Courante	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		10.72	1.44	1.74
	A _H /nappe (cm ²)		1.70	1.13	1.13
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2HA 12	2HA12	2HA12
	ep =20cm		(A=2.26cm ²)	(A=2.26cm ²)	(A=2.26cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ _u (MPa)	0.895	0.702	0.756
		τ _b (MPa)	1.253	0.983	1.058
	ELS	N _s (kN)	1414.45	971.56	429.27
		σ _b (MPa)	2.6	2.2	1.2

* Tableau VI.4.4 : Ferrailages des voiles pleins longitudinaux (VL6,VL7)

* Tableau VI.5.1: Ferrailage des voiles pleins transversaux (VT1.VT12)

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.3	3.3	3.3
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.66	0.66	0.66
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [kN/m²]		-1610.347	2194.2	-2786.09
	$\sigma_{\min}$ [kN/m²]		1401.62	-5601.16	-1285.98
	Nature de la section		SEC	SPC	SET
	V _u (kN)		378.84	287.44	169.36
	L _t (m)		1.54	2.37	0.58
	L _c (m)		1.76	0.93	2.72
	d (m)		1.015	1.186	0.290
	σ_1 [kN/m²]		9398.000	4585.730	4585.730
	N (kN)	N ₁	811.63	1207.72	170.28

		N_2	489.313	543.669	132.986
	A_v (cm ²)	A_{v1}	30.19	20.29	4.26
		A_{v2}	13.59	12.23	3.32
	A_{vj} (cm ²)		11.07	14.59	6.52
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	32.96	23.94	5.89
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	12.36	11.64	4.95
	A_{min} (cm ²)		12.45	10.66	3.05
	A_v adopté (cm ²)	Bande1	36.96	30.8	15.6
		Bande 2	13.56	13.56	13.56
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x10HA16	2x10HA14	2x10HA10
		Bande 2	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12
	S_t (cm)	Zone Nodale	10cm	10cm	10cm
		Zone Courante	20cm	20cm	20cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		4.61	7.11	1.74
	A_H /nappe (cm ²)		6.03	8.78	1.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA 16	6HA14	2HA14
Vérification des contraintes	$ep = 20cm$		(A=6.03cm²)	(A=9.23cm²)	(A=3.08cm²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.638	0.484	0.756
		τ_b (MPa)	0.893	0.677	1.058
	ELS	N_s (kN)	1691.31	1207.94	563.26
		σ_b (MPa)	2.3	1.8	1.18

* Tableau VI.5.2: Ferrailage des voiles pleines transversaux (VT2; VT11)

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.9	3.9	3.9
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.78	0.78	0.78
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		-1772.422	-1159.16	-3283.72
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		1072.16	7192.31	-1905.64
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		681.11	638.42	378.58
	L _t (m)		1.47	3.36	0.58
	L _c (m)		2.43	0.54	3.32
	d (m)		1.015	1.679	0.290
	σ_1 [KN/m²]		9398.000	4585.730	4585.730
	N (kN)	N ₁	845.07	437.73	188.25
		N ₂	427.572	770.103	132.986
	A _v (cm ²)	A _{v1}	21.13	10.94	4.71

		A _{V2}	10.69	10.25	3.32
	A _{Vj} (cm ²)		26.22	24.58	14.58
	A (cm ²)	A1=A _{V1} +A _{Vj} /4	27.68	17.08	8.35
		A2=A _{V2} +A _{Vj} /4	17.64	15.40	2.32
	A _{min} (cm ²)		10.66	17.63	3.05
	A _V adopté (cm ²)	Bande1	30.8	22.6	22.6
		Bande 2	18.08	18.08	18.08
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x10HA14	2x10HA12	2x10HA12
		Bande 2	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA12
	S _t (cm)	Zone Nodale	10cm	10cm	10cm
		Zone Courante	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4.41	10.08	1.74
	A _H /nappe (cm ²)		3.85	1.70	0.57
	Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA 16	6HA14	2HA14
ep =20cm		(A=6.03cm ²)	(A=9.23cm ²)	(A=3.08cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ _u (MPa)	0.970	0.909	0.756
		τ _b (MPa)	1.358	1.273	1.058
	ELS	N _s (kN)	1232.41	1685.24	777.57
σ _b (MPa)		1.5	2.2	1.35	

* Tableau VI.5.3: Ferrailage des voiles transversaux (VT3 ; VT6 ;VT8 ;VT9) :

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4	4	4
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.8	0.8	0.8
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [kN/m²]		-16738.18	1959.8	-3318.66
	$\sigma_{\min}$ [kN/m²]		-11724.2	4779.22	-1717.61
	Nature de la section		SEC	SPT	SEC
	V _u (kN)		609.88	390.88	249.16
	L _t (m)		1.35	1.22	0.58
	L _c (m)		2.65	2.78	3.15
	d (m)		1.015	3.390	0.290
	σ_1 [kN/m²]		9398.000	4585.730	4585.730
	N (kN)	N ₁	2143.90	65.60	182.80
		N ₂	9744.042	1554.661	132.986
	A _v (cm²)	A _{v1}	39.60	10.94	4.57

		A_{v2}	24.360	28.87	3.32
	A_{vj} (cm ²)		23.48	15.05	9.59
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	40.01	14.70	6.97
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	17.64	17.63	1.32
	A_{min} (cm ²)		10.66	35.60	3.05
	A_v adopté (cm ²)	Bande1	40.2	15.6	15.6
		Bande 2	18.08	18.08	18.08
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x10HA16	2x10HA10	2x10HA10
		Bande 2	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA12
	S_t (cm)	Zone Nodale	10cm	10cm	10cm
		Zone Courante	20cm	20cm	20cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		-28.06	20.34	1.74
	A_H /nappe (cm ²)		15.45	3.96	1.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA 20	2HA16	2HA14
	ep =20cm		(A=15.71cm ²)	(A=4.02cm ²)	(A=3.08cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.847	0.543	0.756
		τ_b (MPa)	1.186	0.760	1.058
	ELS	N_s (kN)	359.95	1667.78	891.68
		σ_b (MPa)	3.9	2.1	1.29

* Tableau VI.5.4: Ferrailage des voiles transversaux (VT4 ; VT10)

Zones			Zone I
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.2
	e (m)		0.2
	B (m)		0.64
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		4437.74
	σ_{min} [KN/m ²]		-1874.05
	Nature de la section		SPC
	V_u (kN)		366.94
	L_t (m)		0.95
	L_c (m)		2.25
	d (m)		1.015
	σ_1 [KN/m ²]		9398.000
	N (kN)	N_1	1144.11
		N_2	60.974
	A_v (cm ²)	A_{v1}	28.60

		A _{V2}	1.52
	A _{vi} (cm ²)		14.13
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	32.13
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	17.64
	A _{min} (cm ²)		10.66
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	32.96
		Bande 2	18.08
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x12HA14
		Bande 2	2x8HA12
	S _t (cm)	Zone Nodale	10cm
		Zone Courante	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.85
	A _H /nappe (cm ²)		7.04
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA 14
ep =20cm		(A=7.70cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	τ _u (MPa)	0.637
		τ _b (MPa)	0.892
	ELS	N _s (kN)	2921.12
		σ _b (MPa)	4.1

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.28	2.28	2.28
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.456	0.456	0.456
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		-2696.07	-1059.32	-4070.75
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-10158	3669.09	-1916.23
	Nature de la section		SET	SPC	SET
	V _u (kN)		191.98	209.23	181.92
	L _t (m)		1.46	1.77	0.58
	L _c (m)		0.82	0.51	1.7
	d (m)		1.015	0.885	0.290
	σ_1 [KN/m²]		9398.000	4585.730	4585.730
	N (kN)	N ₁	1984.93	81.09	188.56
		N ₂	1963.042	405.655	132.986
	A _v (cm²)	A _{v1}	38.012	10.94	4.71
		A _{v2}	17.08	10.14	3.32
	A _{vi} (cm²)		7.39	8.06	7.00

	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	39.47	12.95	6.46
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	17.64	12.16	2.32
	A _{min} (cm ²)		10.66	9.29	3.05
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	40.2	15.6	15.6
		Bande 2	18.08	18.08	12.48
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x10HA16	2x10HA10	2x10HA10
		Bande 2	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA10
	S _t (cm)	Zone Nodale	10cm	10cm	10cm
		Zone Courante	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		9.31	5.31	1.74
	A _H /nappe (cm ²)		13.37	3.39	1.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA16	2HA16	1HA16
	ep =20cm		(A=14.07cm ²)	(A=4.02cm ²)	(A=3.08cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ _u (MPa)	0.468	0.510	0.756
		τ _b (MPa)	0.655	0.714	1.058
	ELS	N _s (kN)	1822.46	1089.4	655.45
		σ _b (MPa)	3.2	2.4	4.5

* Tableau VI.5.5 : Ferrailage des voiles longitudinaux (VT5 ; V T7)

* Tableau VI.5.6 : Ferrailage des trumeaux transversaux (VT13 ; V T17)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.4	2.4	2.4	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.48	0.48	0.48	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		28016.22	2283.925	9476.77
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		1992.538	15337.71	5974.99
	Nature de la section		SET	SET	SET
	V _u (kN)		582.86	580.79	440.52
	L _t (m)		0.18	1.98	0.58
	L _c (m)		2.22	0.42	1.82
	d (m)		1.015	1.410	0.290
	σ_1 [KN/m²]		9398.000	4585.730	4585.730
	N (kN)	N ₁	751.65	1515.98	40.29
		N ₂	1126.594	646.567	132.986
	A _v (cm²)	A _{v1}	18.79	10.94	1.01
		A _{v2}	28.16	16.16	3.32

	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		22.44	22.36	16.96
	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	24.40	16.53	3.23
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	17.64	14.75	3.32
	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$		10.66	14.80	3.05
	$A_v \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	Bande1	33.8	22.6	15.6
		Bande 2	18.08	18.08	18.08
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x10HA14	2x10HA12	2x10HA10
		Bande 2	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA12
	$S_t \text{ (cm)}$	Zone Nodale	10cm	10cm	10cm
		Zone Courante	20cm	20cm	20cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B \text{ (cm}^2\text{)/bande}$		-0.55	8.46	1.74
	$A_H \text{ /nappe (cm}^2\text{)}$		6.16	4.52	1.13
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA16	2HA16	1HA16
	ep =20cm		(A=14.07cm ²)	(A=4.02cm ²)	(A=3.08cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	$\tau_u \text{ (MPa)}$	1.349	1.344	0.756
		$\tau_b \text{ (MPa)}$	1.889	1.882	1.058
	ELS	$N_s \text{ (kN)}$	2742.26	2448.07	1216.41
		$\sigma_b \text{ (MPa)}$	5.23	5.1	2.36

* Tableau VI.5.7 : Ferrailage des trumeaux transversaux (VT16 ; V T19)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.9	1.9	1.9
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.38	0.38	0.38
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		-2716.29	-1593	-1732.11
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		2265.32	3472.55	182.77
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		176.88	64.95	65.95
	L _t (m)		0.86	1.30	0.58
	L _c (m)		1.04	0.60	1.32
	d (m)		1.015	0.651	0.290
	σ_1 [KN/m²]		9398.000	4585.730	4585.730
	N (kN)	N ₁	723.97	72.50	127.69
		N ₂	141.910	298.644	132.986
	A _v (cm²)	A _{V1}	18.10	10.94	3.19
		A _{V2}	3.55	7.47	3.32
	A _{vi} (cm²)		6.81	2.50	2.54

	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	19.80	11.57	3.83
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	17.64	8.09	4.32
	A _{min} (cm ²)		10.66	6.84	3.05
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	30.8	22.6	15.6
		Bande 2	18.08	18.08	12.48
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x10HA14	2x10HA12	2x10HA10
		Bande 2	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA10
	S _t (cm)	Zone Nodale	10cm	10cm	10cm
		Zone Courante	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.59	3.91	1.74
	A _H /nappe (cm ²)		5.39	2.89	1.13
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA16	2HA16	1HA16
	ep =20cm		(A=14.07cm ²)	(A=4.02cm ²)	(A=3.08cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ _u (MPa)	0.517	0.190	0.756
		τ _b (MPa)	0.724	0.266	1.058
	ELS	N _s (kN)	180583	1639.98	173.541
		σ _b (MPa)	4.1	4.3	3.21

VI.3.6 .Etude des linteaux

Les linteaux sont des éléments de l'ouvrage reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrees à leurs extrémités. Ils sont calculés en flexion simple. Dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

VI.3.6.1 Méthode de calcul

Nous utilisons la méthode de calcul exposée dans le RPA99 en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures calculées aux maximales données par les règles de BAEL 91.

- contraintes limites de cisaillement

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Avec :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

$$\bar{V} = 1,4T$$

b_0 : Epaisseur du linteau.

d : Hauteur utile $d = 0,9h$

h : Hauteur totale de la section brute

- **Ferraillages des linteaux**

➤ **Premier cas** : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

Les linteaux sont sollicités en flexion simple et seront ferraillés avec :

- Des armatures longitudinales de flexion (A_l)
- Des armatures transversales (A_t)
- Des armatures en partie courante (aciers de peau) (A_c)

a) Armatures longitudinales

Les aciers longitudinaux intérieurs et supérieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec : $Z = h - 2.C$

h : est la hauteur totale du linteau

C : est la distance d'enrobage

M : Moment dû à l'effort tranchant

b) Armatures transversales

➤ **1^{er} cas** : linteaux long $\left(\lambda_g = \frac{l}{h} > 1 \right)$

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

Avec

S : Espacement des cours d'armatures transversales

A_t : Section d'un court d'armature

V : Effort tranchant dans la section considérée

l : Portée du linteau.

➤ **2^{ème} cas** : linteaux court $\left(\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1 \right)$

On doit avoir $S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$

Avec : $V = \min(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2V' \quad \text{et} \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci}, M_{cj} : Moments des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} .

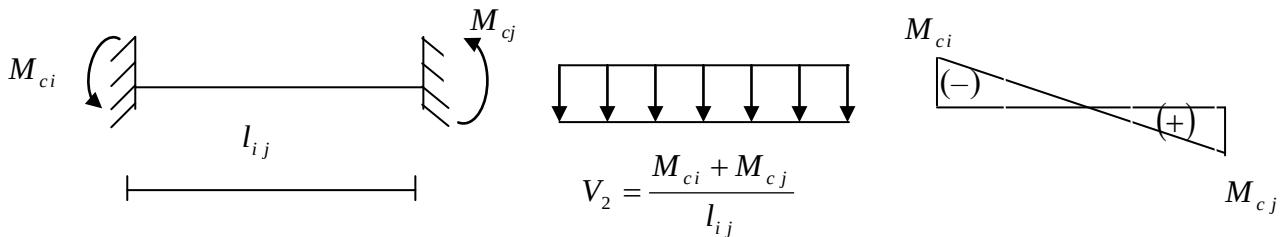


Fig. VI.3 : Représentation statique de calculs pour les linteaux courts.

➤ **Deuxième cas :** $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant le minimum réglementaire.

Les efforts sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2c}{l} \quad V = V \text{ calculée}$$

- **Ferraillement minimal :** Art.7.7.3.3. RPA99/VERSION 2003

♦ Armatures longitudinales

***RPA2003**

$$(A_l A_l') \geq 0.0015bh$$

***BAEL**

$$A_t \geq \{0.23f_{t28} \cdot e (h-c)\}/400$$

♦ Armatures transversales :

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \quad A_t \geq 0,0015.b.s$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad A_t > 0,0025.b.s$$

♦ Armatures en section courante (armatures de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à :

$$A_C \leq 0.002.e.h$$

♦ Armature diagonales :

$$A_D = \frac{V}{2.f_e \cdot \sin \alpha}$$

♦ Espacement minimal :

$$S_{max} = \frac{h}{2}$$

♦ Longueur d'ancrage : $l_c \geq \frac{h}{4} + 50\phi$ **VI.3.6.2. Exemple de calcul des linteaux**

Dans le calcul des linteaux nous avons donné deux exemples de calculs :

$$\text{Soit le linteau du voile (VL2), zone II} \quad \left\{ \begin{array}{l} h=0,66\text{m} \\ e=0,20\text{m} \\ l=1,4\text{m} \\ V_U = 248\text{kN} \end{array} \right.$$

♦ Contrainte limite de cisaillement :

$$\bar{V} = 1,4V_u = 347.2\text{kN}$$

$$d=0,9h = 0,9 \times 0,66 = 0,594\text{m}$$

$$\tau_b = \frac{347.2 \times 10^3}{(0.20 \times 0.594) 10^6} < 0.20 \times 25$$

$$\tau_b = 2.92 < 5 MP_a \quad \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc c'est le ferrailage minimal qui sera adopté.

♦ **Armatures longitudinales :**

***RPA2003 :**

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} = 1.5 MP_a \Rightarrow A_t \geq 0.0015 \times 20 \times 66 = 1.98 cm^2$$

***BAEL :**

$$A_t \geq 0.23 \times 2.1 \times 20 \times (66 - 3) / 400 = 1.52 cm^2$$

$$A_L = A_L' = 1.98 cm^2$$

$$\text{Soit } 2HA12 = 2.26 cm^2$$

♦ **Armatures transversales :**

$$\tau_b = 0.64 MP_a > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 M$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{66}{4} = 16.4 cm \Rightarrow S = 16.4 cm$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t > 0.0025 \times 20 \times 15 = 0.75 cm^2$$

$$\text{Soit } HA10 = 0.78 cm^2 \text{ chaque } 14 cm.$$

♦ **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 \times 20 \times 66 = 2.64 cm^2$$

$$\text{Choix : } 2HA14.$$

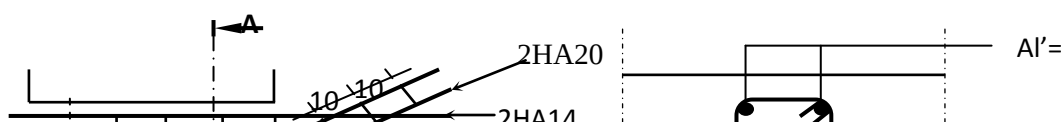
$$\text{♦ } \text{Longueur d'ancrage} : l_c \geq \frac{56}{4} + 50 \times 1 = 66.5 cm. \quad l_c = 67 cm.$$

♦ **Armatures diagonales :**

$$tg \alpha = \frac{h - 2c}{l} \quad tg \alpha = \frac{66 - 2 \times 3}{140} = 0.43 \Rightarrow \alpha = 23.20^\circ$$

$$A_D = \frac{248 \times 10}{2 \times 400 \times \sin 23.20} = 7.9 cm^2$$

$$\longrightarrow \text{Soit } 2HA16 + 2HA20 (10.3 cm^2)$$



2HA16
↙

←

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Contrainte de cisaillement	ZONE	ZONE I	ZONE II	ZONE III
	H	0,66	0,66	0,66
	L	1,4	1,4	1,4
	E	0,2	0,2	0,2
	$\bar{\tau}_b$	5	5	5
	τ_b	2,92	3,68	3,14
	Vu	248	311.98	266.67
Ferrailage des linteaux	Al, Al'	1,98	1,98	1,98
	Choix d'armature	2HA12	2HA12	2HA12
	AD (cm ²)	8.04	10.3	9.42
	choix d'armature	4HA16	2HA16+2HA20	3HA20
	AC (cm ²)	3,14	3,14	3,14
	choix d'armature	4HA10	4HA10	4HA10
	longueur d'ancrage	67cm	67cm	67cm

Fig. VI.5.8 Récapitulatif de ferrailage des linteaux VT14 ; VT18

Contrainte de cisaillement	ZONE	ZONE I	ZONE II	ZONE III
	h	0,66	0,66	0,66
	L	1,3	1,3	1,3
	e	0,2	0,2	0,2
	$\bar{\tau}_b$	5	5	5
	τ_b	2.14	1,98	1,49
	Vu	181.63	235.21	176.91
	Al, Al'	1,98	1.98	1.98
Ferrailage des linteaux	Choix d'armature	2HA12	2HA12	2HA12
	AD (cm²)	6.03	8.04	6.03
	choix d'armature	3HA16	4HA16	3HA16
	AC (cm²)	2,64	2,64	2,64
	choix d'armature	4HA10	4HA10	4HA10
	longueur d'ancrage	67 cm	67 cm	67 cm

Fig .VIII.3 Récapitulatif de ferrailage des linteaux VT15 ; VT20

➤ **Coffrage du voile sur chantier :**



Fig. VI.5 : Coffrage du voile sur chantier.

VI.3.6.3 Raidisseur et voile sans et avec ouverture en élévation sur ETABS :

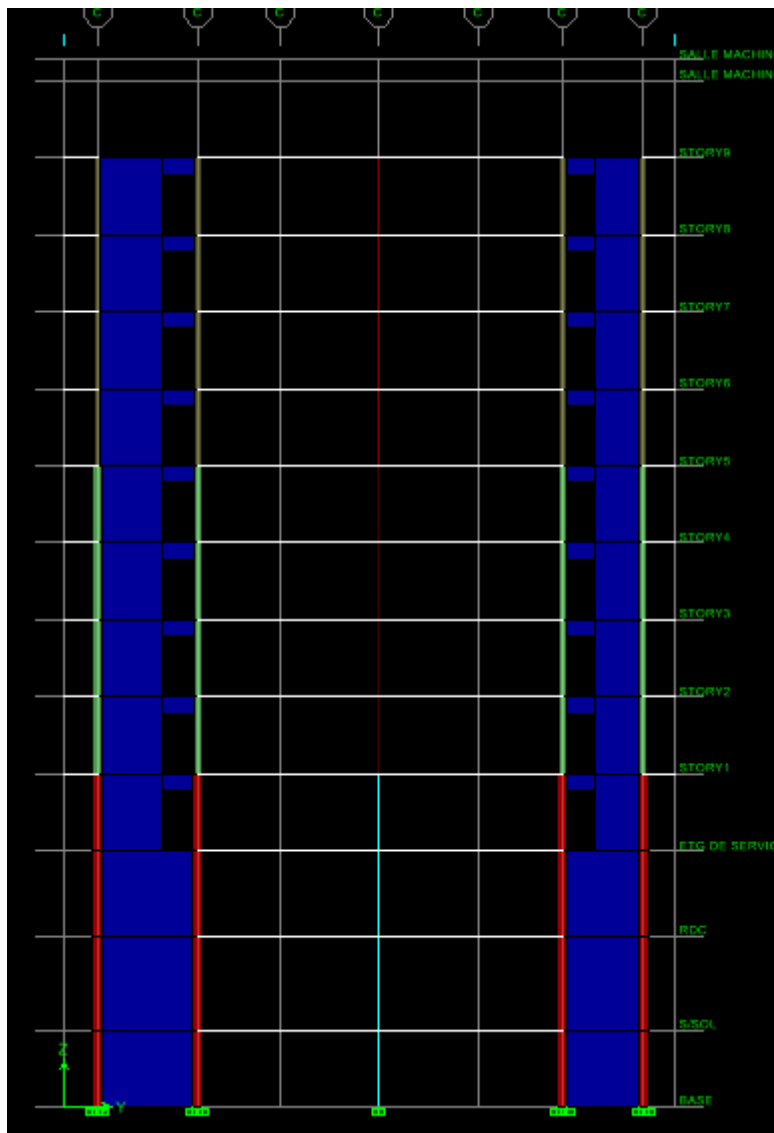


Fig. VI.6 : Raidisseur et Voile en élévation sur ETABS .

VI.3.6.4.Raidisseur et voile sans ouverture en élévation sur ETABS :

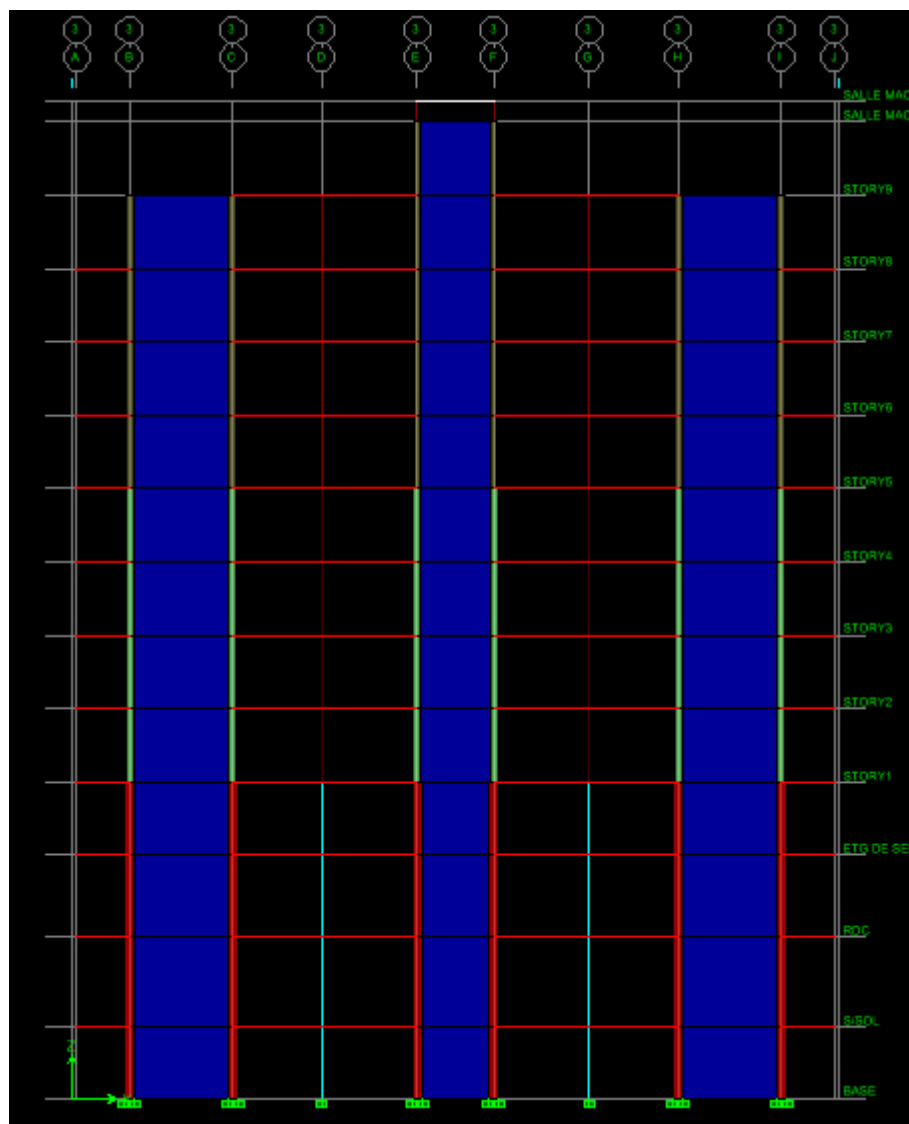
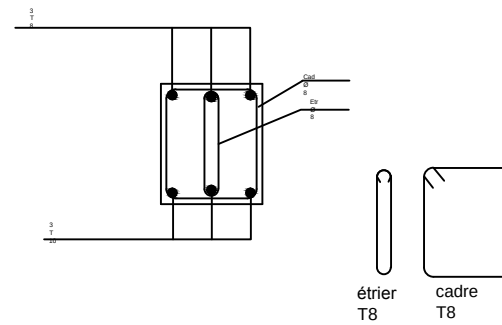
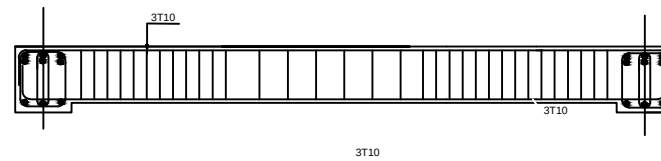


Fig. VI.7 : Raidisseur et Voile en élévation sur ETABS .



poutre de chaînage (20x30)

VII.1) Introduction

On appelle fondation toute partie enterrée d'un ouvrage conçue pour reprendre la charge de la superstructure et la transmettre au sol de fondation.

Le choix du type de fondation dépend des critères suivants :

- La nature du terrain et la profondeur de la couche résistante.
- Le type d'ouvrage à fonder (l'intensité des forces à transmettre et de façon dont ces forces sont transmises aux massifs de fondation.
- Les matériaux utilisés (béton, béton armé, béton précontraint...)
- Le site.
- L'économie

Remarque

- les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur.
- Pour le cas de notre structure, nous avons 2 poteaux de la cage d'escalier qui se trouvent à un niveau différent par rapport aux autres poteaux on opte pour une fondation à part.

❖ **Classification des fondations**

Fonder un ouvrage consiste à répartir les charges et les surcharges qu'il supporte sur le sol ou dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

On distingue deux types de fondation :

a) Fondation superficielles

Ces semelles sont utilisées lorsque la couche résistante de terrain est capable de reprendre les Charges et les surcharges de la construction, se trouve à une faible profondeur (semelles isolées, filantes et les radiers).

b) Fondation profondes

Ce type de fondation est généralement utilisé dans le cas où le bon sol se trouve à une profondeur importante ; il s'agit de fondations sur puits si cette profondeur est entre 2 et 5 m mais si elle dépasse les 5 m on opte alors pour des fondations sur pieux).

❖ **Etude géotechnique du sol**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.2) Calcul des fondations

VII.2.1) Semelles filantes sous voile et sous poteaux

a) Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} . L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

➤ Surfaces des semelles filantes sous voiles :

voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VT ₁	1683.95	3.3	2.55	8.415
VT ₂	2352.49	3.9	3.01	11.739
VT ₃	3058.6	4	3.82	15.28
TT ₄	2854.41	3.2	4.46	14.272
VT ₅	1061.34	2.28	2.32	5.3
VT ₆	2211.38	4	2.76	11.04
VT ₇	1057.21	2.28	2.31	5.26
VT ₈	2209.76	4	2.76	11.04
VT ₉	3144.26	4	3.93	15.72
VT ₁₀	2901.74	3.2	4.53	14.5
VT ₁₁	2029.26	3.9	2.6	10.14
VT ₁₂	1679.38	3.3	2.54	8.382
				131.088

Tableau X.1 semelles filantes sous voiles (sens transversal)

voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VL ₁	3373.81	4.3	3.92	16.85
VL ₂	2051.83	3.2	3.2	10.24
VL ₃	3382.12	4.3	3.93	16.9
VL ₄	418.84	1.11	1.88	2.08
VL ₅	417.69	1.11	1.88	2.08
VL ₆	1109.66	2.2	2.52	5.544
VL ₇	1410.16	2.2	3.2	7.04
VL ₈	3444.59	4.3	4	17.2
VL ₉	3450.33	4.3	4.01	17.243
				95.177

Tableau X.2 semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$S_v = \sum S_i = 95.177 \text{ m}^2$ Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b) Semelles filantes sous poteaux

✓ Hypothèse de calcul

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte 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

✓ Etape de calcul

1- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$

3- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6}$ $\implies$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ $\implies$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{6} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

On fera les calculs sous le portique transversal (D),

Figure X-1 : répartition des efforts dans la semelle

Poteaux	N _{ser}	M _i	e _i (m)	N _{ser} × e _i
C28	85.51	57.267	-10.55	-902.13
C104	1094.1	4.042	7.15	7822.815
C105	762.75	5.123	11.15	8504.66
C108	1006.04	2.605	3.85	3873.25
C109	1026.85	13.705	-0.05	-51.34
C92	883.98	11.621	-7.35	-6497.25
C93	808.09	11.214	-4.05	-3272.76
somme	5667.32	105.577	/	9477.24

Tableau X. 3 : Résultante des charges sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 5667.32$ kN

📊 Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{9477.24 + 105.577}{5667.32} = 1.69$$

$$e = 1.69 \leq \frac{22.3}{6} = 3.71 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5667.32}{22.3} \left(1 + \frac{6 \times 1.69}{22.3} \right) = 369.69 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5667.32}{22.3} \left(1 - \frac{6 \times 1.69}{22.3} \right) = 138.58 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{5667.32}{22.3} \left(1 + \frac{3 \times 1.69}{22.3} \right) = 311.92 \text{ kN/ml}$$

✚ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{311.92}{200} = 1.56 \text{ m}$$

On prend : $B = 1,60 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 1,6 \times 22.3 = 35.68 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S_p \times n + S_v$

$$S_t = 35.68 \times 7 + 226.26 = 476.02 \text{ m}^2$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{476.02}{718.06} = 0.66 \implies 66 \% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 66% de la surface du bâtiment.

✓ Conclusion

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte le choix d'un radier général.

VII.3) Etude du Radier général

Un radier général est un type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction. Il se calcule comme une dalle renversée

VII.3.1) Pré-dimensionnement du radier

❖ le radier

✓ la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

✓ **les conditions forfaitaires**

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h \leq \frac{l_{max}}{5} \quad \text{avec } l_{max} = 430 \text{ cm}$$

$$\frac{430}{8} = 53.75 \leq h \leq \frac{430}{5} = 86 \longrightarrow h_r = 80 \text{ cm.}$$

✓ **condition de longueur d'élasticité**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Avec : L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{max} : La distance maximale entre deux voiles successifs.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h > \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1\text{m}$)

E : Le module de Young : $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$

$$h > \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.3\right)^4 \times \frac{3 \cdot 40}{10818.86}} = 0,85 \text{ m}$$

Nous optons pour une hauteur de nervure **$h_r = 85 \text{ cm}$** .

❖ **Dalle**

la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{20} = 430/20 = 21.5 \text{ cm} \longrightarrow h_d = 30 \text{ cm.}$$

❖ **nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10} = 430/10 = 43 \text{ cm} \longrightarrow h_n = 45 \text{ cm.}$$

-La base de la nervure

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \implies 0,4 \times 85 \leq b_n \leq 0,7 \times 85 = 34 \text{ cm} \leq b_n \leq 59.5 \text{ cm}$$

On prend $b_n = 55 \text{ cm}$

Remarque

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- $h_n = 85 \text{ cm} \Rightarrow$ hauteur de la nervure
- $h_d = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ hauteur de la dalle
- $b_n = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Largeur de la nervure

VII.3.2) Détermination de la surface nécessaire au radier

A l'ELU : $1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10849.9 + 1,5 \times 56987.33 = 100128.36 \text{ kN}$

A l'ELS : $G + Q = 10849.9 + 56987.33 = 27398.13 \text{ kN}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{100128.36}{1,33 \times 200} = 376.42 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{27398.13}{200} = 136.99 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 376.42 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 718.06 \text{ m}^2 > \max(S_1; S_2) = 376.42 \text{ m}^2$$

$$L_{deb} = \max\left(\frac{h_n}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

$$s_{deb} = 0.45(22.3 \times 2) + 0.45(32.2 \times 2) = 49.05 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S + S_{deb}$

$$S_{rad} = (718.06 + 49.05) = 767.11 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale : $S_{rad} = 767.11 \text{ m}^2$

VII.3.3 Détermination des efforts :

a) Charges permanentes :

Poids de bâtiment : $G = 10015.502 \text{ KN}$

$$P_{\text{rad}} = S_r \times h_r \times 25 = 767.11 \times 0.85 \times 25 = 16301.08$$

- Poids de la dalle = $(767.1 \times 25 \times 0.1) = 1917.75 \text{ KN}$.
- Poids de T.V.O = $767.11 \times 0.45 \times 17 = 5868.39 \text{ KN}$.

Poids totale = 34102.722 KN.

b) Charges d'exploitations :

Surcharge du bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 56987.33$

Surcharge du radier : $Q_{\text{rad}} = 2.5 \times 767.11 = 1917.77 \text{ KN}$

C) Poids totale de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{SUP}} = 24087.22 + 10015.502 = 34102.72 \text{ KN}.$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{SUP}} = 1917.775 + 56987.33 = 58905.105 \text{ KN}.$$

Combinaisons d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35G_T + 1.5Q_T = 1.35 (34102.72) + 1.5 (58905.105) = 134396.33 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G_T + Q_T = 34102.72 + 58905.105 = 93007.825 \text{ KN}.$$

VII.3.4) Calcul des caractéristiques géométriques du radier

- Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 16.1 \text{ m} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 11.15 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{32.2 \times 22.3^3}{12} = 29757 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{22.3 \times 32.2^3}{12} = 62042.77 \text{ m}^4$$

VII.3.5) Vérifications

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$, $d=0,9 h_d=0,9 \times 30=27 \text{ cm}$.

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{134396,33 \times 1}{767,11} \times \frac{4,3}{2} = 376,67 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{376,67}{0,27 \times 1} = 1395,07 \text{ KN / m} = 1,396 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

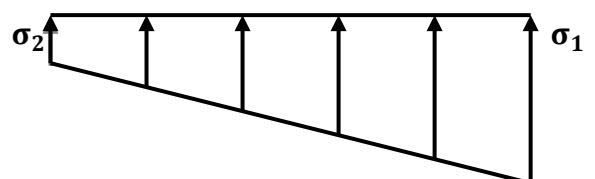
I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :



$$\text{ELU: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

Fig. X.2 : Diagramme des contraintes

$$\text{ELS: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 13496.33 \text{ kN}$$

$$N_s = 93007.825 \text{ kN}$$

• **Sens longitudinal**

✓ **ELU:**

$$M_x = 8547.163 + (3701.88 \times 0,85) = 11693.734 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} V = \sigma_1 = \frac{134396.33}{767.11} + \frac{11693.734}{29757} \times 16.1 = 181.52 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} V = \sigma_2 = \frac{134396.33}{767.11} - \frac{11693.734}{29757} \times 16.1 = 168.87 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 181.52 + 168.87}{4} = 178.35 \text{ kN/m}^2 ; \quad 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \implies \text{Condition vérifiée}$$

✓ **ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{93007.825}{767.11} + \frac{11693.734}{62042.77} \times 11.15 = 123.34 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{93007.825}{767.11} - \frac{11693.734}{62042.77} \times 11.15 = 119.14 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 123.34 + 119.14}{4} = 122.29 \text{ kN/m}^2 ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversale**

$$M_y = 82028.344 + (3830.7 \times 0.85) = 85284.439 \text{ kN.m}$$

✓ **ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{134396.33}{767.11} + \frac{85284.439}{62042.77} \times 11.15 = 190.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{134396.33}{767.11} - \frac{85284.439}{62042.77} \times 11.15 = 159.87 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 190.52 + 159.87}{4} = 182.85 \text{ KN/m}^2 ; \quad 1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} \implies \text{Condition vérifiée}$$

✓ **ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{93007.825}{767.11} + \frac{85284.439}{62042.77} \times 11.15 = 136.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{93007.825}{767.11} - \frac{85284.439}{62042.77} \times 11.15 = 105.91 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 136.57 + 105.91}{4} = 128.9 \text{ KN/m}^2 ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \implies \text{Condition vérifiée}$$

VII.4 Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91

❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0.4 \implies$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8} ; \quad M_{0y} = 0$$

2^{ème} Cas : Si $0,4 < \alpha \leq 1 \implies$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_x \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ Avec } (L_x < L_y)$$

Remarque

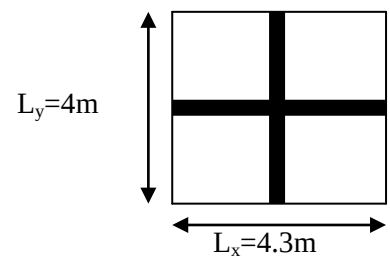
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les Calculs le panneau le plus sollicité.

❖ Identification du panneau le plus sollicité

$$L_x = 4.3 \text{ m} ; L_y = 4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.3}{4} = 1.075$$

$\rho > 1 \implies$ La dalle travaille dans un seul sens.



Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (182.8 - 1.35 \frac{24087.2}{767.11}) \times 1 \text{ m} = 140.41 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (128.9 - \frac{24087.2}{767.11}) \times 1 \text{ m} = 97.5 \text{ kN/ml}$$

❖ Calcul à l'ELU :

➤ Evaluation des moments M_x, M_y

$$\rho = 1.075 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } M_x = 0.0368 \times 140.41 \times 4^2 = 82.67 \text{ kN.m}$$

Remarque

✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments Calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

VII.5. Ferrailage dans le sens x-x

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 82.67 \times 0,5 = 41.34 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 82.67 \times 0,75 = 62 \text{ kN.m}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{41.34 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0,04 < 0,392 \quad \Longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,04 \quad \beta_u = 0.980$$

$$A_{au} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{41.34 \times 10^3}{0.980 \times 27 \times 348} = 4.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{au} = 4.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : **St = 20cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{62 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0,06 < 0,392 \quad \Longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.06 \quad \beta_u = 0,969$$

$$A_{au} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{62 \times 10^3}{0.969 \times 27 \times 348} = 6.8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{au} = 6,8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}14/\text{ml} = 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : **St = 20 cm**

Remarque

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit Inferieur

VII.5.1) Vérification à l'E.L.U

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$\text{Avec } A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

$$\delta_0 = 0.8 \text{ ‰ pour les HA}$$

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-1.075}{2} \right) = 2.31 \text{ cm}^2$$

		A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
x-x	ELU	5,65	32.31	Condition Vérifiée
		7,7		Condition Vérifiée

Tableau X.4 : vérification de la section minimale

VII.5.2 Calcul et vérification à l'E.L.S

➤ Evaluation des moments M_x et M_y

$$\rho = 1.075 \implies \begin{cases} \mu_{x.} = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } M_{x.} = 0,0368 \times 97.5 \times 4^2 = 57.408 \text{ kN.m}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à P'ELS : $M_{a-x} = 57.408 \times 0,5 = 28.704 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à P'ELS : $M_{t-x} = 57.408 \times 0,75 = 43.056 \text{ kN.m.}$

➤ Vérification des contraintes dans le béton

Sens x-x :

- Aux appuis: $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} =, \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0.2 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.927 \\ K_1 = 52.57 \longrightarrow K = 0,052 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{28.704 \times 10}{0.927 \times 270 \times 565} = 202.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K. \sigma_s = 10.55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées $A_s = 7,7 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} =, \rho = \frac{100 \times 7,7}{100 \times 27} = 0.285 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.916 \\ K_1 = 44.42 \longrightarrow K = 0,044 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 221.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K. \sigma_s = 9.74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

VII.6) Ferrailage du débord

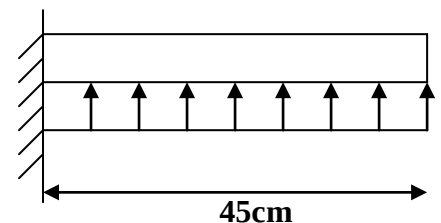
Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur

ELU: $q_{um} = 140.41 \text{ kN/ml.}$

$$M_u = \frac{q_{um} X L^2}{2} = \frac{140.41 \times 0,45^2}{2} = 14.2 \text{ kN.}$$

ELS: $q_{sm} = 97.5 \text{ KN/ml.}$

$$M_s = \frac{q_{sm} X L^2}{2} = \frac{97.5 \times 0,45^2}{2} = 9.87 \text{ kN. m}$$



➤ Calcul des armatures

Comme le débord est moins sollicité que la dalle, et afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord

VII.7) Ferrailage des nervures

Calcul des moments dans le sens longitudinal :

$$b = 45\text{cm}; d = 80\text{ cm}; h = 85\text{ cm}; c = 5\text{cm}$$

$$\begin{aligned} q_u &= 140.41\text{kN/ml} \\ q_s &= 97.5\text{ kN/m} \end{aligned}$$

• Détermination des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations, en ramener les chargements trapézoïdaux et triangulaires a des charges simplifiées uniformément réparties.

Charge trapézoïdale :
 $L_m = l_x (0.5 - \rho x / 6)$ pour le Moment fléchissant
 $L_t = l_x (0.5 - \rho x / 4)$ pour l'effort tranchant

Charge triangulaire :
 $L_m = 0.3 l_x$
 $L_t = 0.25 l_x$

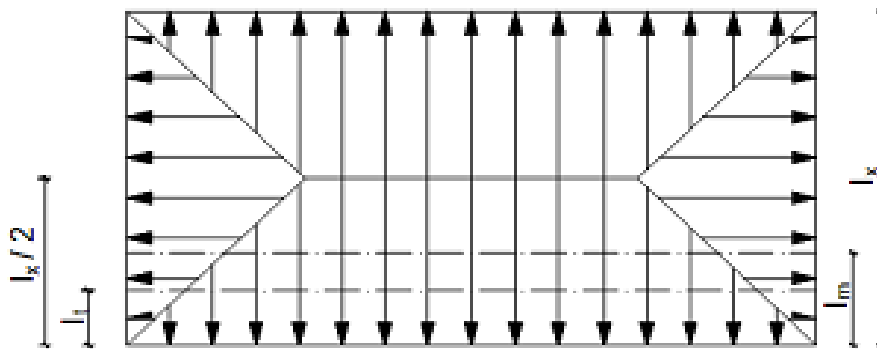


Fig.X.4. Schéma statique.

- XX

ELU :

	Lx(m)	Ly(m)	Px	qu(KN)	Lm(m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
CD,GH	3.7	3.9	0.95	140.41	1,232	0.925	172.98	129.88

Tableau X.5.: charges revenant à la nervure la plus sollicitée.

ELS :

	Lx(m)	Ly(m)	Px	qu(KN)	Lm (m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
CD,, GH	3,7	3,9	0,95	97.5	1.232	0.925	128.99	90.19

- YY

ELU :

	Lx(m)	Ly(m)	Px	qu(KN)	Lm(m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
CD,GH	3.9	3.7	1.054	140.41	1.29	0.975	181.12	136.9

Tableau X.5.: charges revenant à la nervure la plus sollicitée.

ELS :

	Lx(m)	Ly(m)	Px	qu(KN)	Lm (m)	Lt (m)	qu m (KN)	qu t (KN)
CD,, GH	3,9	3,7	1.054	97.5	1.29	0.975	125.77	95.06

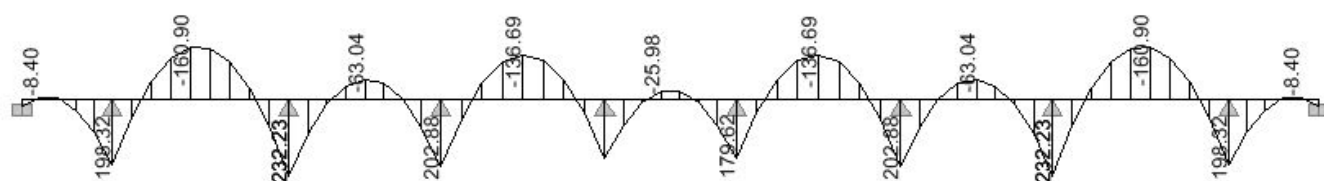
Tableau X.7.: charges revenant à la nervure la plus sollicitée.

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

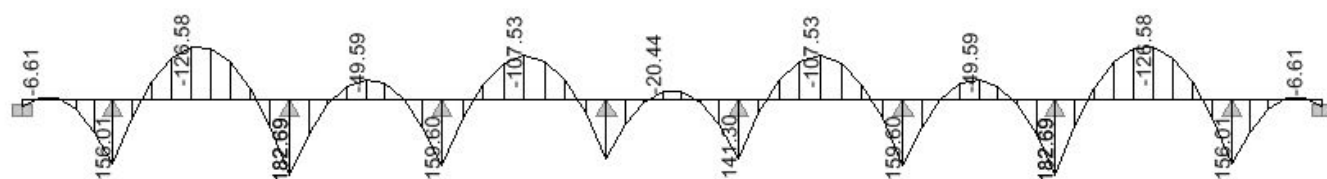
Sens XX :

- **Moment Fléchissant :**

L'ELU :

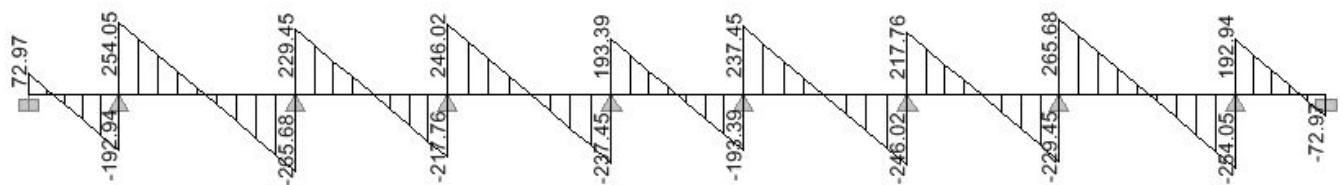


L'ELS :

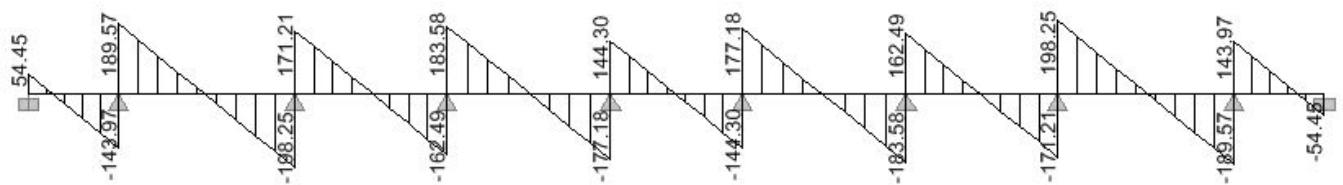


- Effort :

L'ELU :

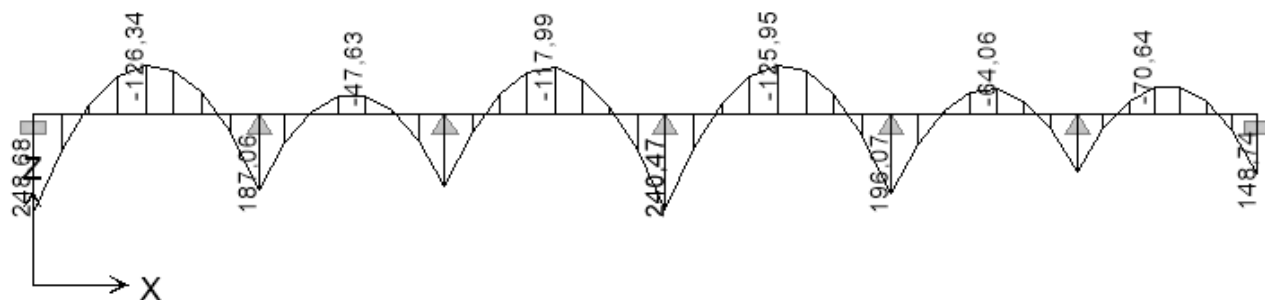
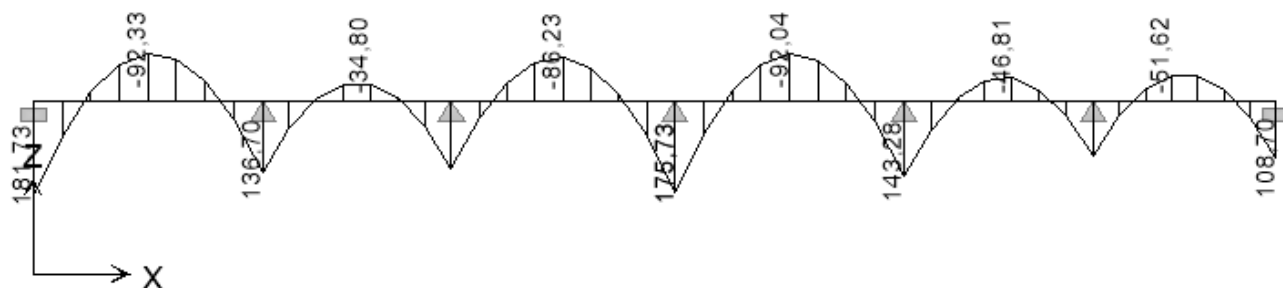


L'ELS :

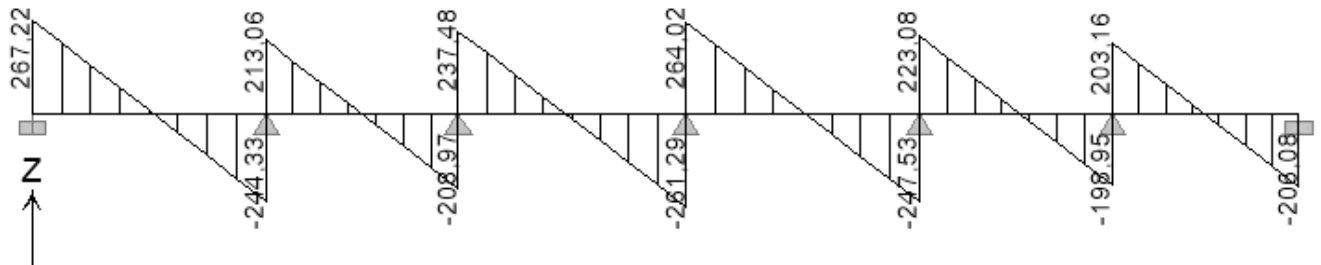


Sens YY :

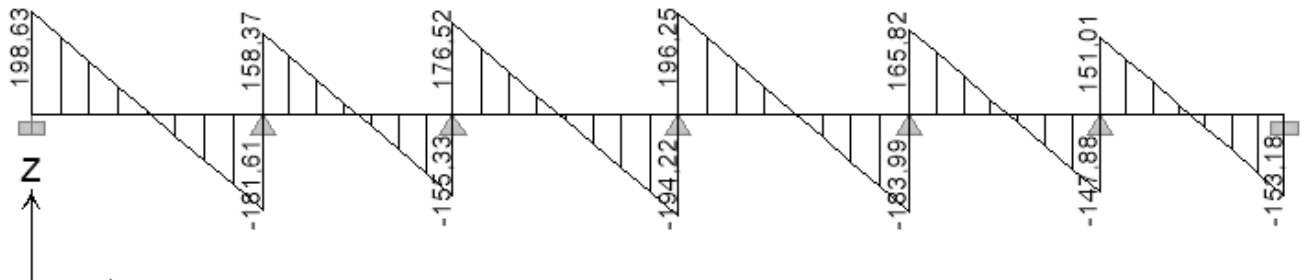
- **Moment :**

L'ELU :**L'ELS :**

- Effort :
ELU :



ELS :



SENS		Mmax (KNm)	μ_u	OBS	β	A_s	ferraillage	A (adoptée)
XX	Appuis	232.23	0,056	SSA	0.971	8.6	5HA16	10.05
	Travées	160.9	0.039	SSA	0.980	5.9	5HA16	10.05
YY	Appuis	249.68	0.061	SSA	0.968	9.26	5H16	10.05
	Travées	126.34	0.03	SSA	0.985	4.6	5HA16	10.05

Tableau X.13 .Ferraillage de la nervure

Avec : $\mu_u = \frac{M}{b d^2 f_{bu}}$ et $A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$

➤ **Remarque**

Les armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction (**Art. A.8.3/ BAEL91modifiées 99**).

$$A_p = \frac{3 \times 0.85}{2} = 1,275 \text{ cm}^2 \text{ par paroi.}$$

Nous adopterons une barre en HA14=1,54cm² comme armature de peau.

VII.8) Vérification a ELU

➤ **Condition de fragilité : (BEAL91/Art A.4.2,1)**

$$A_{\min} = 0.23 b. d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 80 \times \frac{2.1}{400} = 4.34 \text{ cm}^2$$

Sens x-x : $A_s > A_{\min} = 4,34 \text{ cm}^2 \implies$ **Condition vérifiée.**

Sens y-y : $A_s > A_{\min} = 4,34 \text{ cm}^2 \implies$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées99)**

$$T_u^{\max} = 254.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{254.05 \times 10}{45 \times 80} = 0.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée.**

➤ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (Art. A.5.1, 32, BAEL9 1modifiées 99).**

• **Influence sur les armatures inférieures**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9d}}{f_e / \gamma_s} = \frac{254.05 \times 10^3 - \frac{249.68 \times 10^6}{0.9 \times 800}}{348} = 2.66 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{appuis}} = 10.05 \text{ cm}^2 > A_u = 2.66 \text{ cm}^2 \implies$ **Condition vérifiée.**

• **Influence sur le béton**

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times b \times 0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 45 \times 0.9 \times 80 \times \frac{25}{1.5} = 32400 \text{ kN}$$

$T_u^{\max} = 254.05 \text{ kN} < 32400 \text{ kN} \implies$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis : (Art. A.6.1, 3, BAEL91/99).**

Il faut que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa avec } \psi = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} = \frac{254,05}{0,9(80) \cdot 31,55} = 1,12 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utilisés des armatures. $\sum u_i = \sum (\pi \times \phi_i) = 31,55 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = 1,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Calcul des armatures transversales**

• **Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales doit être tel que:

$$\phi = \min \left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{550}{10} \right) = \min (12, 24,28, 45) = 12 \text{ mm}$$

On prend deux cadres HA8

Donc nous adoptons : **4HA 8 = 2.01 cm²**. Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

• **Calcul des espacements des barres transversales : (Art. A.5.1, 232 /BAEL91/99)**

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui, la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante:

$$\frac{A_t}{b_o S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})}{0,9 f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_t 0,9 f_e}{b_o \gamma_s (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})} = \frac{2,01 \times 0,9 \times 400}{45 \times 1,15 (2,02 - 0,14 \times 5)} = 10,6 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 1,6 \text{ cm}$$

• **Espacement max des armatures transversales: (Art. A.5.1,22 /BAEL91/99)**

$$S_{t\max} \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = \min (72\text{cm}, 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

Selon (RPA version 2003 Art 7.5.2.2)

• **En zone nodale:**

$$A_t \geq 0,003 S_t b \quad \rightarrow \quad S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 45} = 14,88 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (h/4, 12\phi_l) = \min (21,25\text{cm}, 14,4\text{cm}) = 14,4 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{t\max} \leq \min (10,6\text{cm}, 40\text{cm}, 14,4\text{cm}) = 10,6 \text{ cm}$$

On opte pour **S_t=10cm**

- **En zone courante (travée)**

$$S_t \leq h/2 = 85/2 = 42.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{t\max} \leq \min(10,6 \text{ cm}, 40 \text{ cm}, 14,4 \text{ cm}) = 10,6 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la section minimale du RPA**

$$A_{t\min} = 3\% S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t\text{ adap}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{t\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.9) Vérification à l'ELS

a- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266,66; 201,6 \} = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

	zone	M_s Kn.m	ρ	β	K	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Obs
xx	Apui	141.3	0.28	0.916	44.8	191.86	201,6	4.2	15	OK
	Trav	126.58	0.28	0.916	44.8	171.87	201,6	3.83	15	
Yy	Apui	108.5	0.28	0.916	44.8	147.3	201,6	3.2	15	
	Trav	92.33	0.28	0.916	44.8	125.36	201,6	2.79	15	

Remarque

La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

VII.10) Radier sur chantier :

VIII.1) Introduction

Le mur plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres ainsi que les charges d'exploitation. Sa hauteur est de **3 m** et une épaisseur minimale exigée par le RPA 99 qui doit ≥ 15 cm (**Art 10.1.2**). On optera pour notre cas une épaisseur de 20 cm. Son calcul est indépendant des autres éléments de la construction.

Le mur est réalisé en béton armé, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1 cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

VIII. 2) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Surcharge éventuelle: $q=10 \text{ kN/m}^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

Angle de frottement : $=30^\circ$.

Cohésion : $C = 0$

La contrainte de Sol à 3m est de : $\sigma_{\text{sol}} = 2$

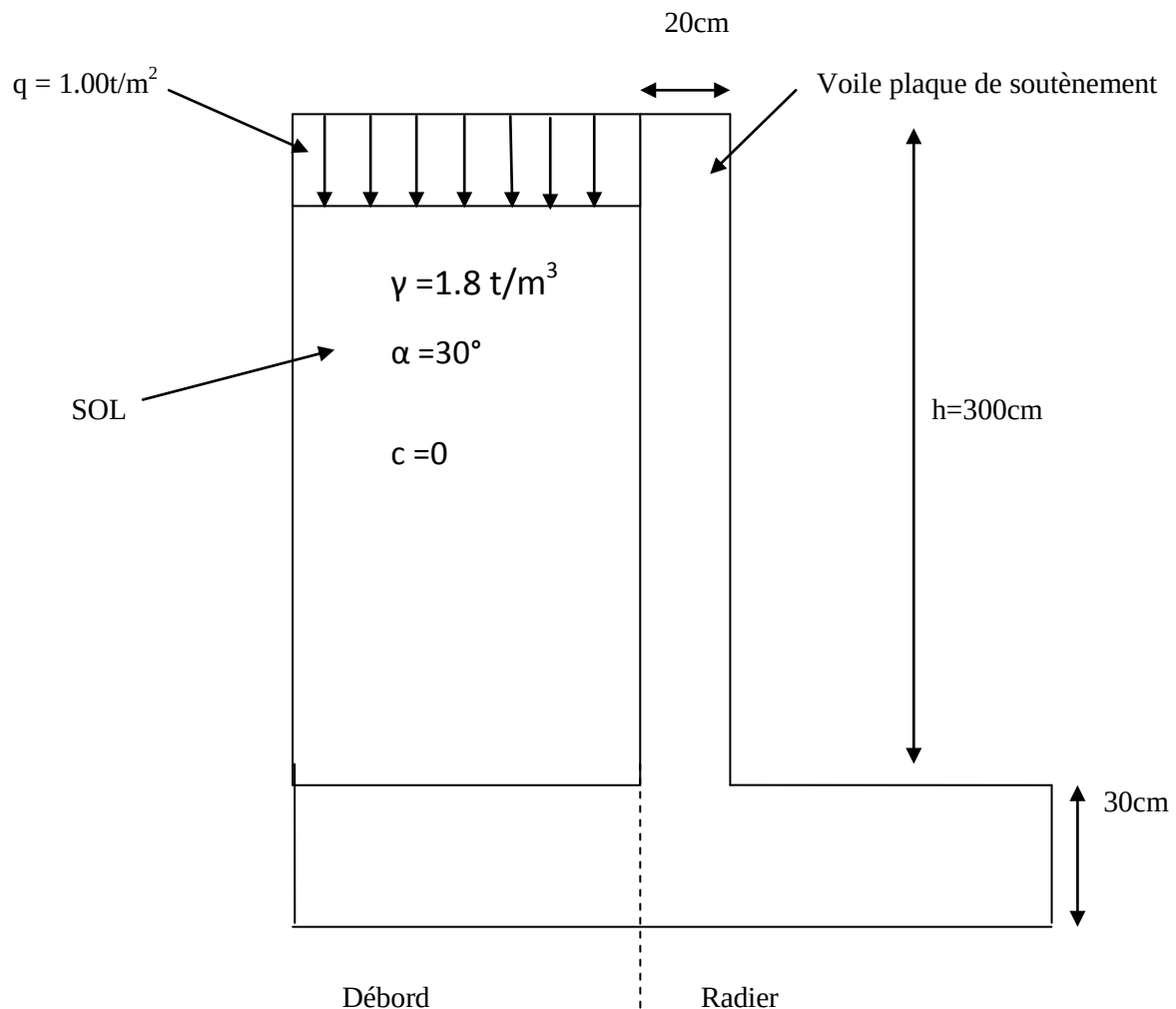


Fig VIII.1.voile plaque

- **Confection du mur plaque sur chantier :**



Fig VIII.2.voile plaque sur chantier.

- **Coffrage du mur plaque :**

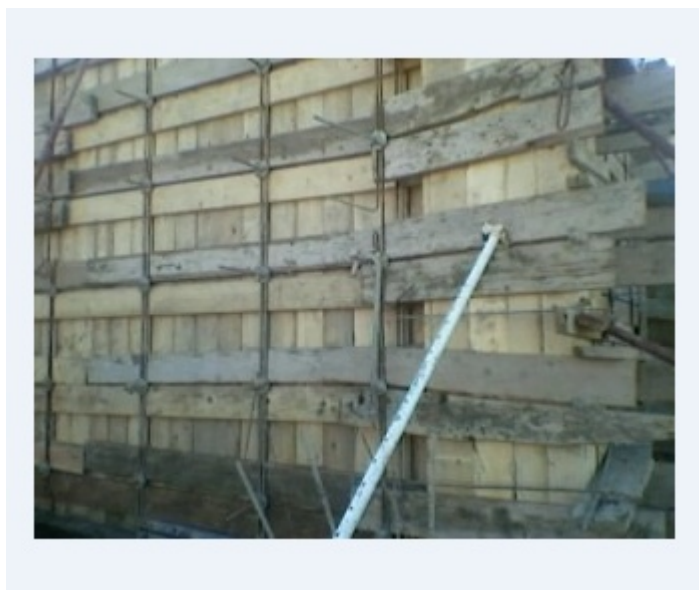


Fig VIII.3 .coffrage voile plaque sur chantier.

➤ Contrainte de sollicitations

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur plaque.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : angle de frottement interne

Donc : $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0,5$

VIII. 3) Calcul des sollicitations

$$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 3 \text{ m}$$

ELU:

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times (1.5 \times 10) = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 5,6 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1.35 \times 18 \times 3 + 1.5 \times 10) = 43.95 \text{ kN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 (10 + 18 \times 3) = 32 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 43.95 \text{ kN}$$

$$Q_s = 32 \text{ kN}$$

VIII. 3.1) Diagramme des contraintes

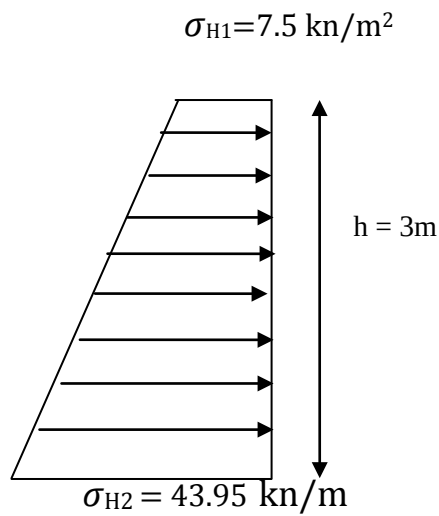


Fig VIII.4. diagrammes des contraintes à l'ELU

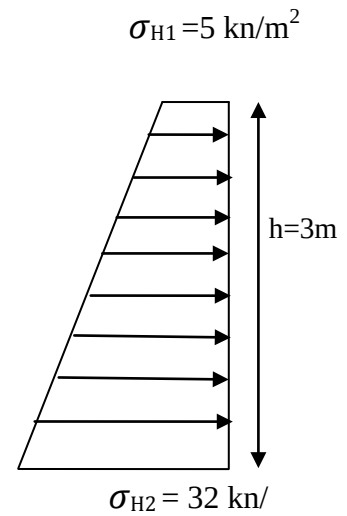


Fig VIII.5. diagrammes des contraintes à l'ELS

VIII.3.2) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 43.95 + 7.5}{4} = 34.84 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 32 + 5}{4} = 25.25 \text{ kN/ml}$$

VIII.4) Ferrailage du voile périphérique :

a) Méthode de calcul

Le mur plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de 4 au niveau des nervures, et des poteaux.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

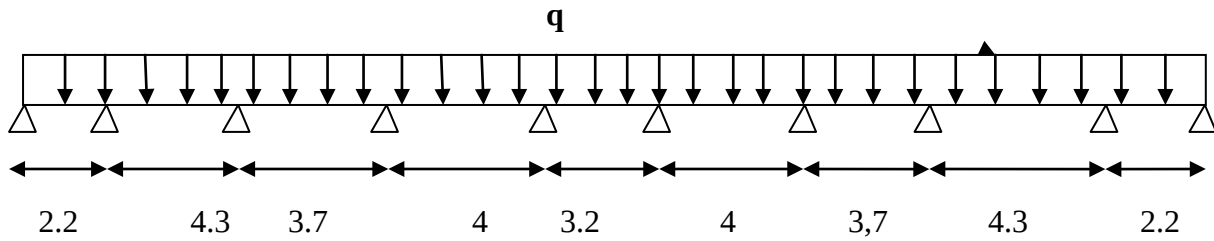
Moment en travée 0,75.

Moment aux appuis 0,5.

b) Schéma statique

Sens x-x :

$$q_u = 34.84 \text{ kN/ml} , q_s = 25.25 \text{ kN/ml}$$



Sens z-z:

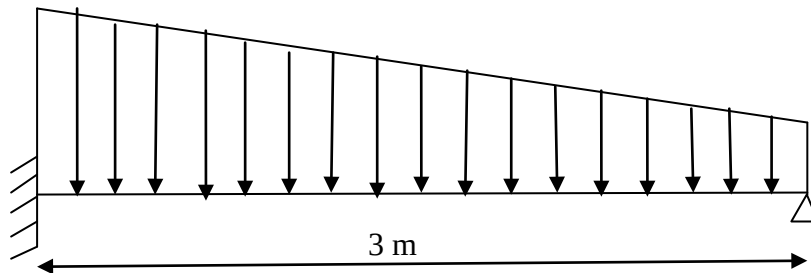


Fig VIII.6 Schéma statique du mur plaque sous forme d'une poutre continue.

c) Identification des panneaux :

$$l_x = 3 \text{ m} \quad l_y = 4,3 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{4,3} = 0,698 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,545 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0695 \\ \mu_y = 0,422 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0695 \times 34,84 \times 3^2 = 21,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,422 \times 21,79 = 9,2 \text{ KN.m}$$

▪ **Correction des moments**

➤ **Sens x-x**

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0,5 \cdot M_{ox} = 0,5 \times 21,79 = 10,90 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0,75 \cdot M_{ox} = 0,75 \times 21,79 = 16,34 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens y-y**

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0,5 \cdot M_{oy} = 0,5 \times 9,2 = 4,6 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0,75 \cdot M_{oy} = 0,75 \times 9,2 = 6,9 \text{ KN.m}$$

d) Calcul de section d'armature :

sens	zone	M_U (KN.m)	U_b	U_l	Section	β	A_s	A_m	$A_{adopter}$ (cm ² /ml)	St (cm)
(x-x)	appui	10,90	0.027	0.392	S.S.A	0.986	1,87	2	5,65=5HA12	20
	travée	16,34	0.04	0.392	S.S.A	0.980	2,82	2	5,65=5HA12	20
(y-y)	appui	4,6	0.0112	0.392	S.S.A	0.995	0,78	2	5,65=5HA12	20
	travée	6,9	0.0168	0.392	S.S.A	0.992	1,18	2	5,65=5HA12	20

Tableau VIII. 1 : ferrailage de mur plaque.

e) Recommandations du RPA 99 :

Le mur 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 (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA 8 par m².

VIII. 5) Vérification à l'ELS :**VIII. 5.1) Vérification des contraintes du béton et de l'acier :**

On doit vérifier que :

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

On a : $l_x = 3 \text{ m}$ $l_y = 4,3 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{4,3} = 0,698 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,698 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0754 \\ \mu_y = 0,574 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0754 \times 25,25 \times 3^2 = 17,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,574 \times 17,43 = 9,84 \text{ KN.m}$$

▪ **Correction des moments :**

➤ **Sens x-x**

Aux appuis: $M_a = 0,5 \cdot M_{ox} = 0,5 \times 17,13 = 8,57 \text{ KN.m}$

En travée: $M_t = 0,75 \cdot M_{ox} = 0,75 \times 17,13 = 12,85 \text{ KN.m}$

➤ Sens y-y :

Aux appuis: $M_a = 0,5 \cdot M_{0x} = 0,5 \times 9.84 = 4.92 \text{ KN.m}$

En travée: $M_t = 0,75 \cdot M_{0y} = 0,75 \times 9.84 = 7.38 \text{ KN.m}$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est donc pas nécessaire.

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

sens	Zone	M_U (KN.m)	M_S (KN.m)	γ	β	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$	OBS
(x-x)	Appui	10,90	8.57	0.392	0.986	0.0355	0.386	Vérifier
	Travée	16.34	12.85	0.392	0.980	0.0510	0.387	Vérifier
(y-y)	Appui	4.6	4.92	0.392	0.995	0.0126	0.217	Vérifier
	Travée	6.9	7.38	0.392	0.992	0.0201	0.217	Vérifier

Tableau VIII.2 : vérification des contraintes à l'ELS.

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

VIII .5.2) Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l_n} \geq \frac{M_t}{20 M_u}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{270} = 0,07 > \frac{M_t}{20 M_u} = \frac{20,02}{20 \times 15.015} = 0,06 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b d} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,0033 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

VIII. 6) Conclusion :

L'épaisseur de mur plaque est de 20cm.

Le calcul de mur plaque se fait pour une bande de 1m.

Le ferrailage de mur plaque est comme suit :

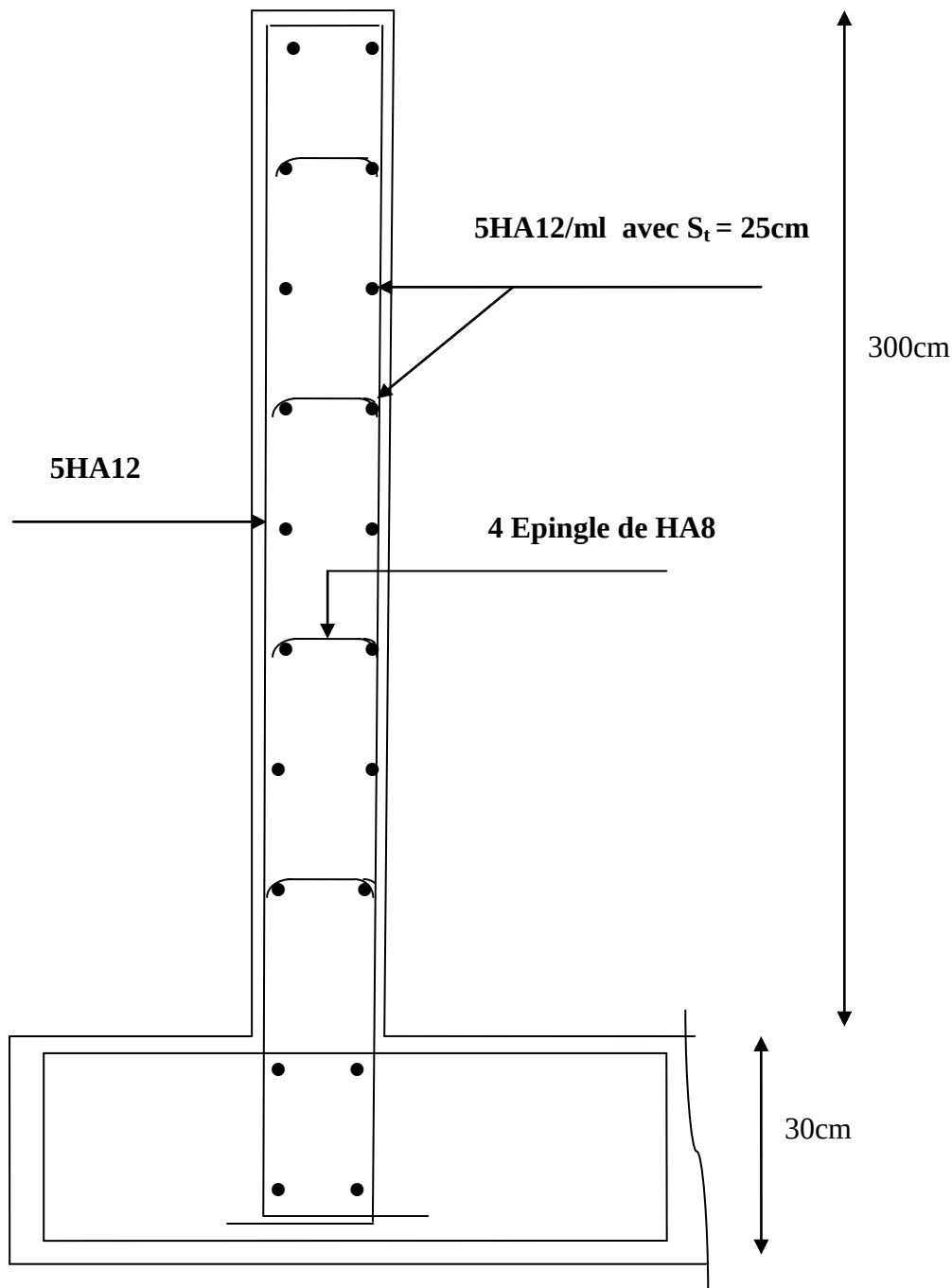
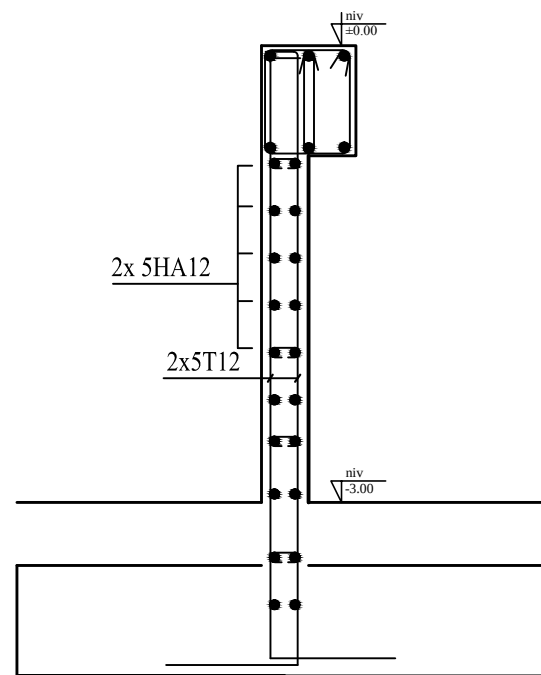


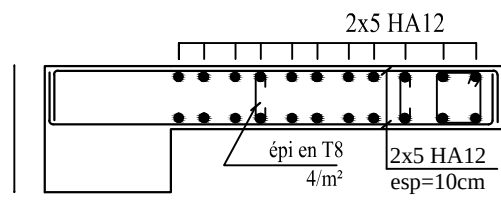
Figure VIII.7 : schéma de ferrailage du mur plaque.

BIBLIOGRAPHIE

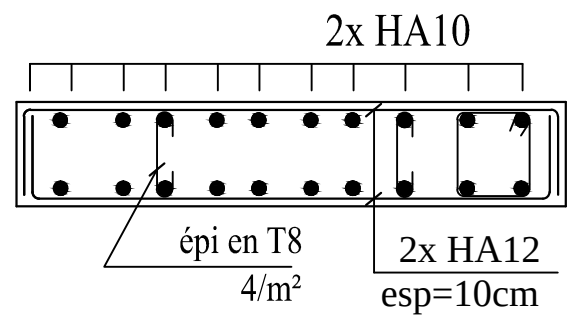
- BAEL 91 règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.
- (DTR B-C-2-2) charge permanentes et charges d'exploitations
- Cours de Béton armé. BAEL.91. Calcul des éléments simples des structures bâtiments.
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- calcul des ouvrages en béton arme
M.BELLAZOUGUI
- Formulaire du béton armé
Victor DAVIDOVICHI tome I et II.
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialités.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.
- Recherche globale sur internet.

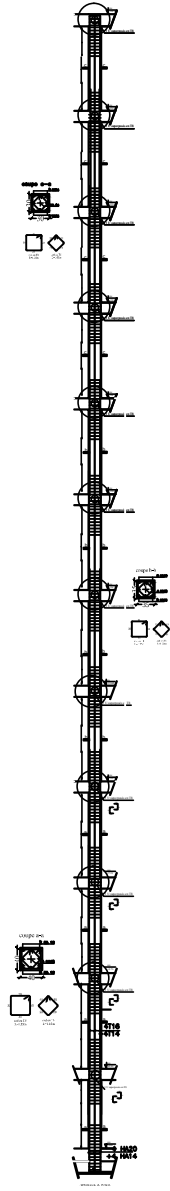


FERRAILLAGE DU mur plaque

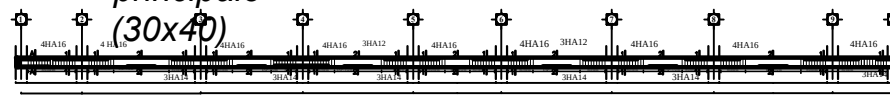


FERRAILLAGE Salle machine

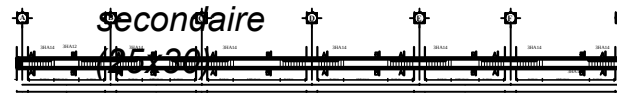




*poutre
principale
(30x40)*

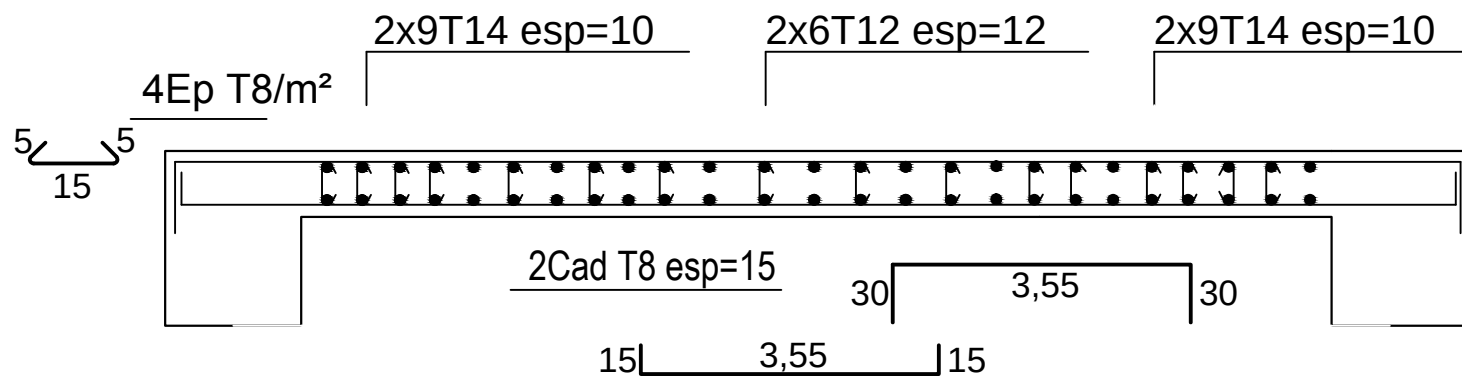


*poutre
secondaire
(25x30)*

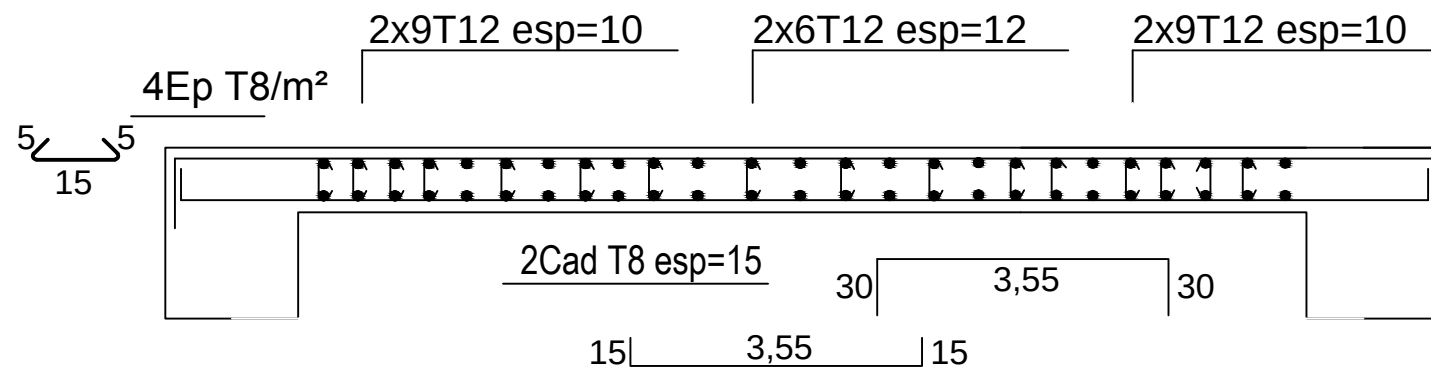


PROJET	1
ETAT	1
DATE	10/10/2010
PROJET	1
ETAT	1
DATE	10/10/2010

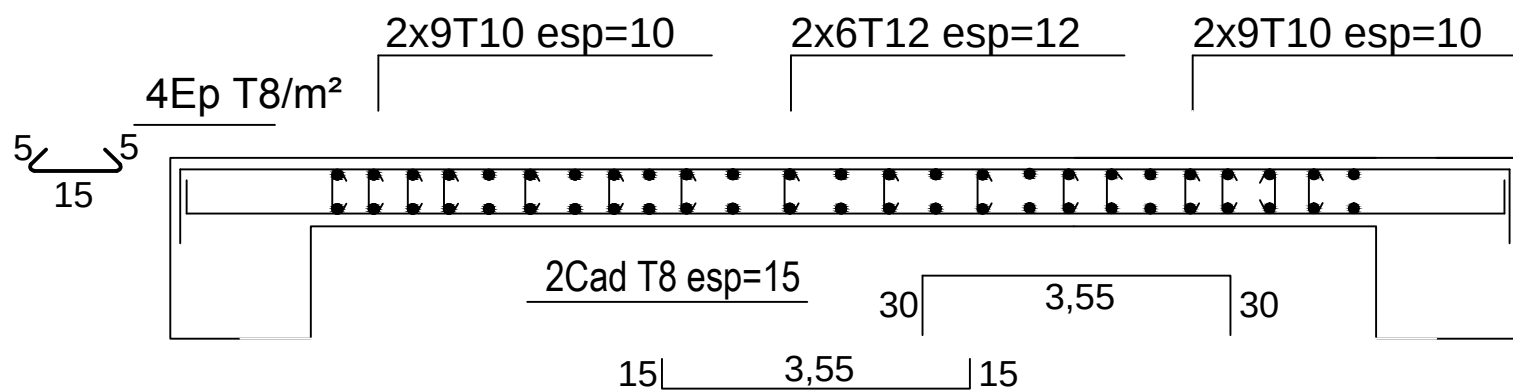
Coupe du voile VL2-zone1



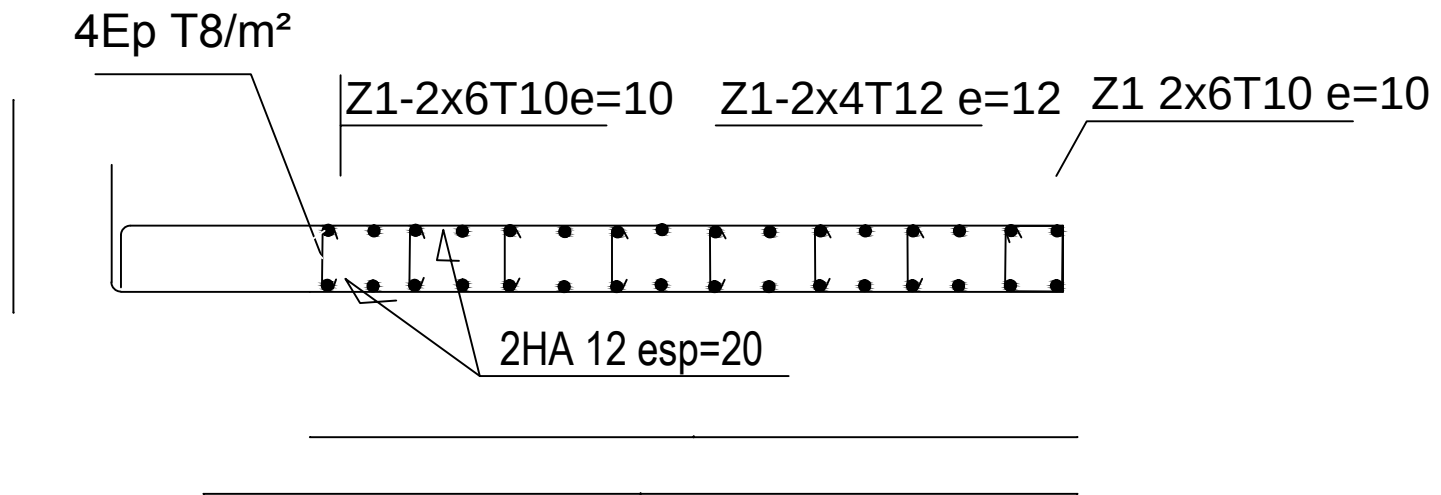
Coupe du voile VL2-zone2



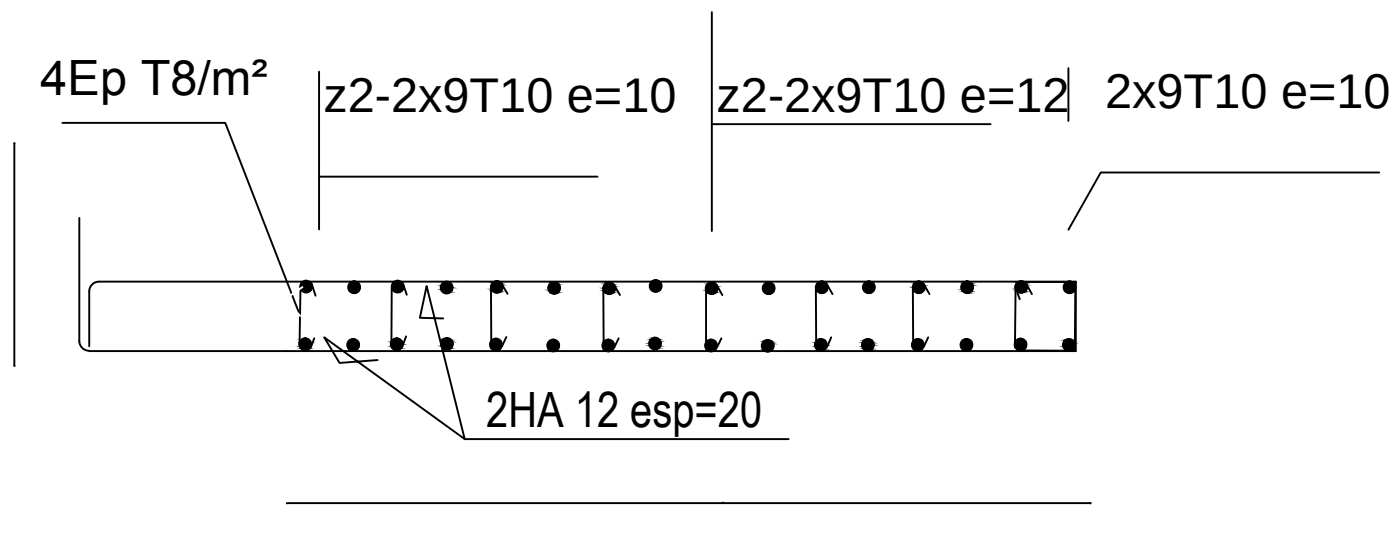
Coupe du voile VL2-zone3



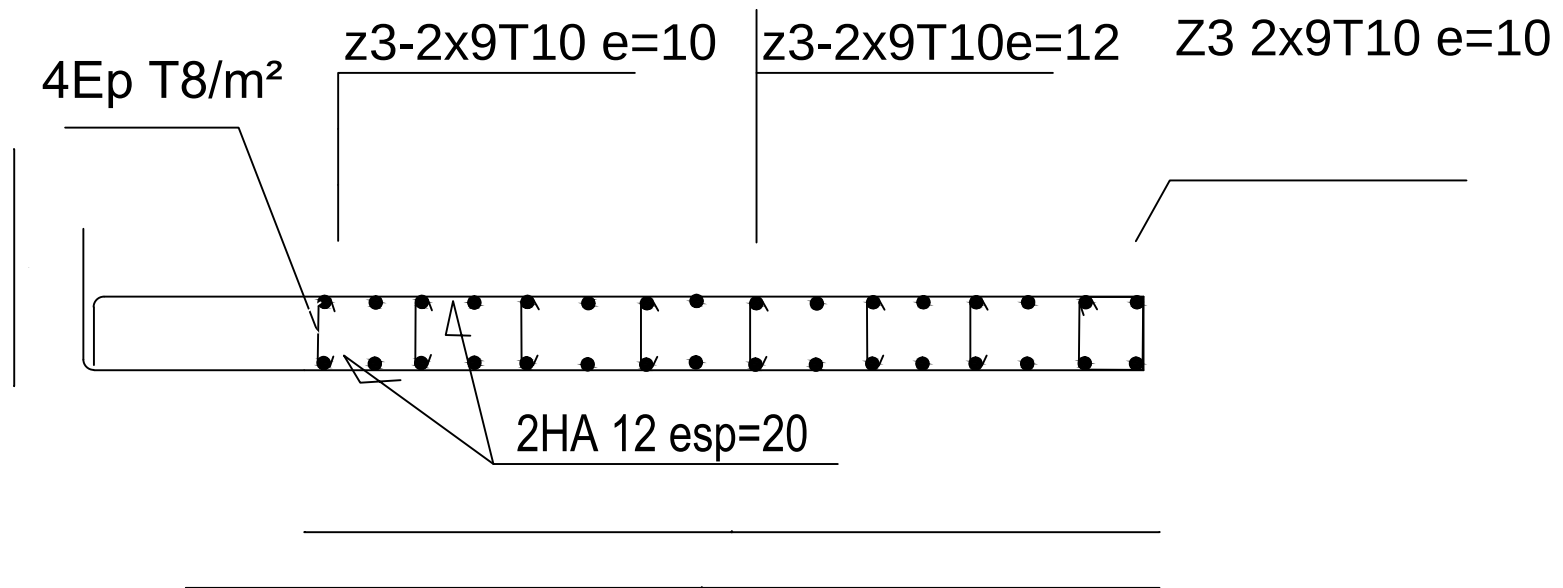
Coupe du voile VL4 et VL5 ZONE 1



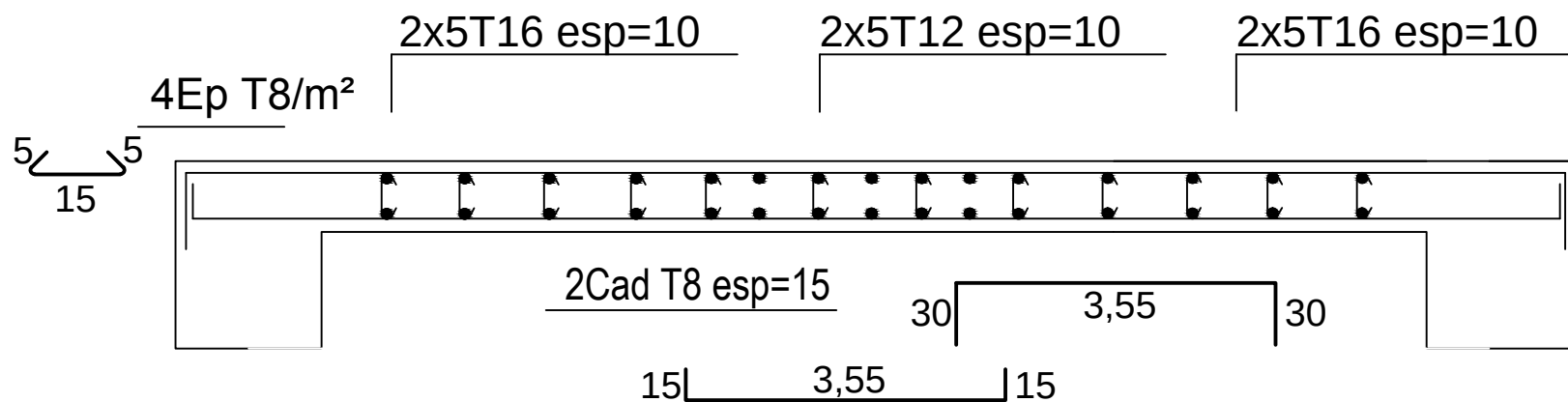
Coupe du voile VL4 et VL5 ZONE 2



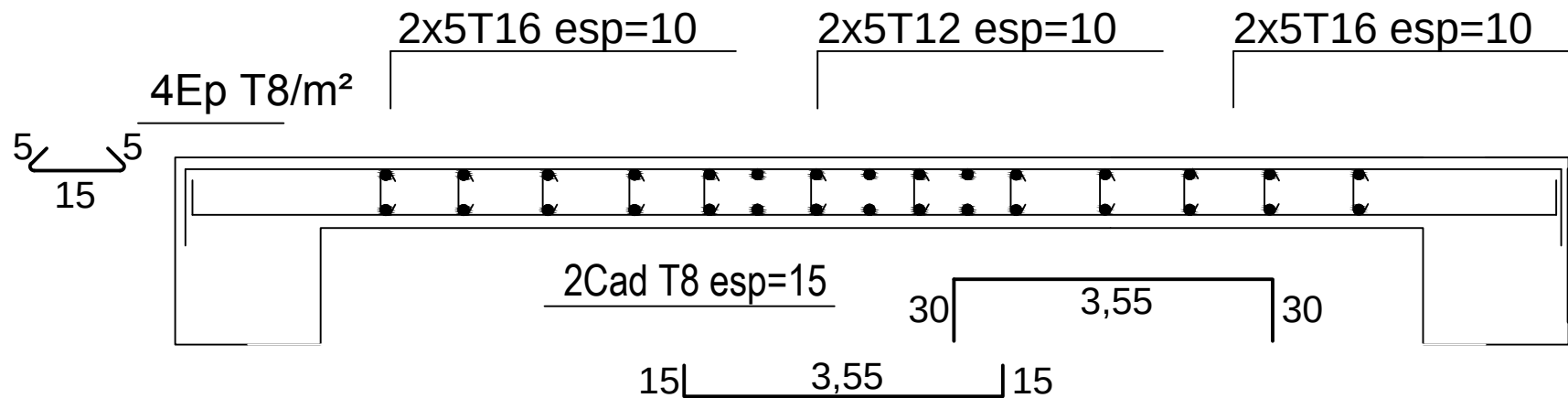
Coupe du voile VL4 et VL5 ZONE 3



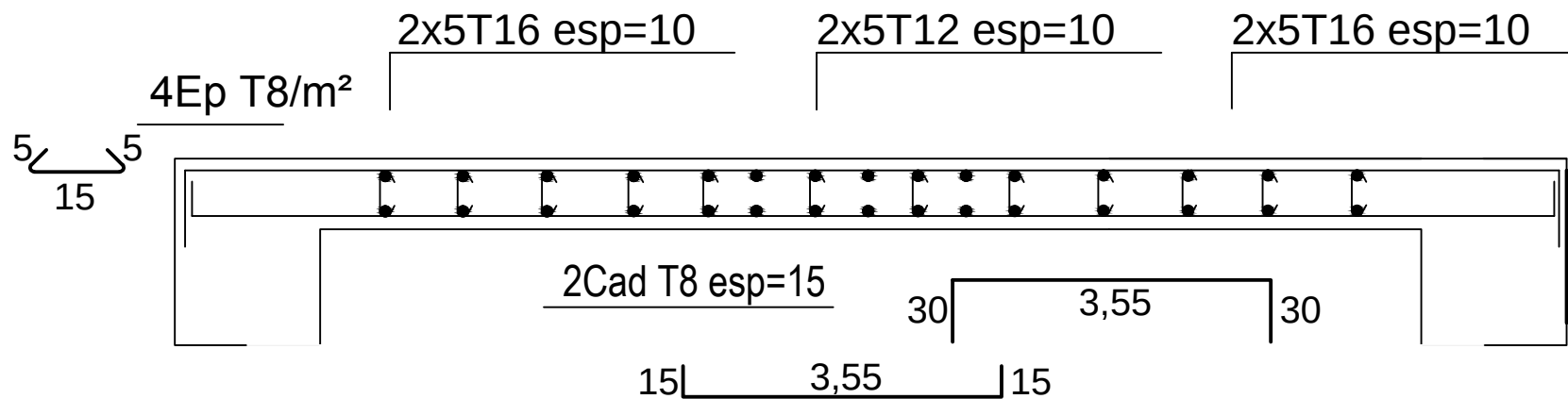
Coupe du voile VL6,VL7-zone1



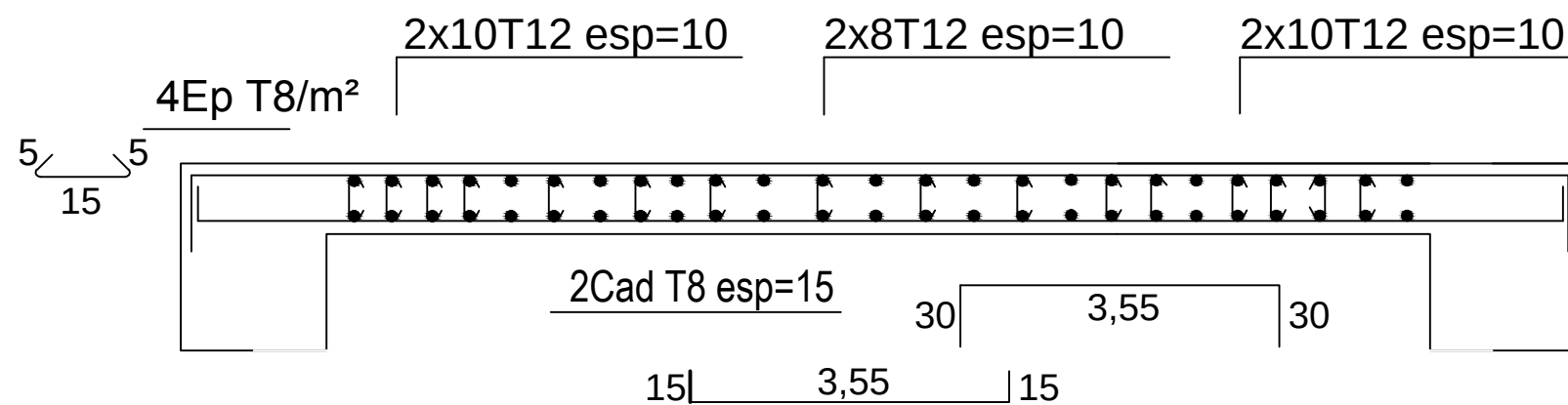
Coupe du voile VL6,VL7-zone2



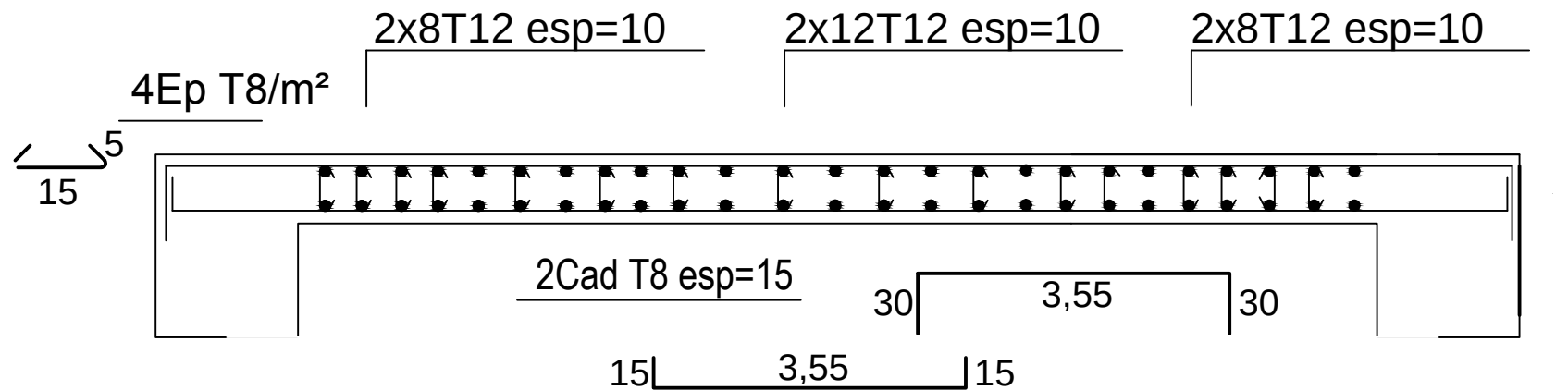
Coupe du voile VL6,VL7-zone3



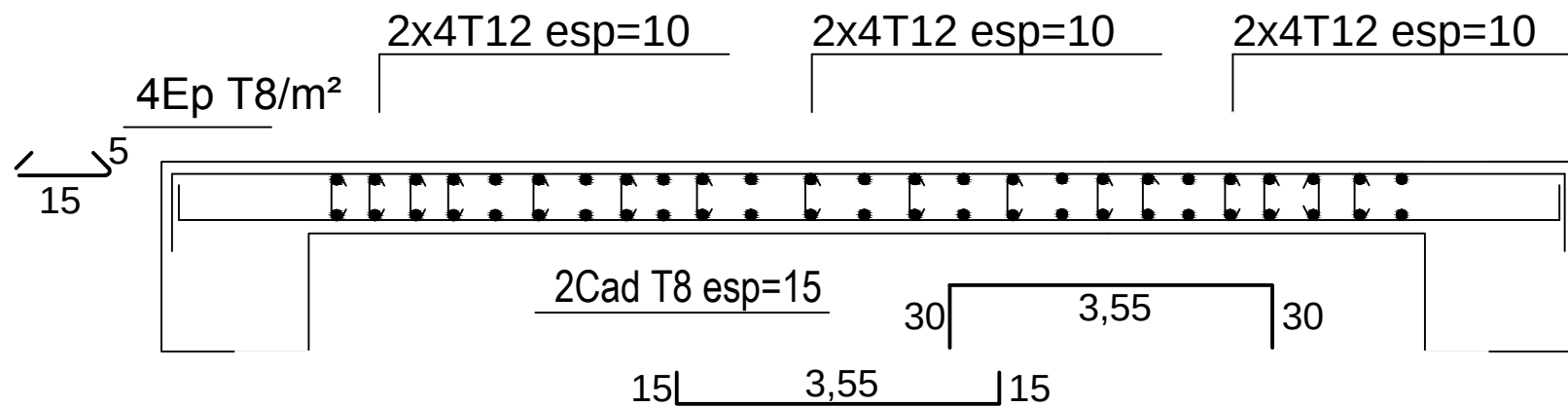
Coupe du voile VT2,VT11-zone1



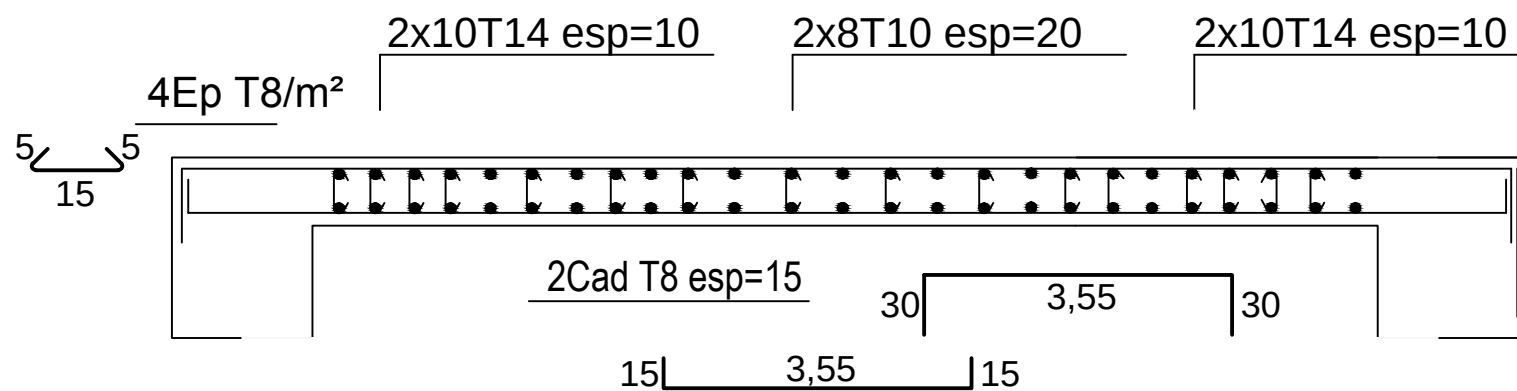
Coupe du voile VT2,VT11-zone2



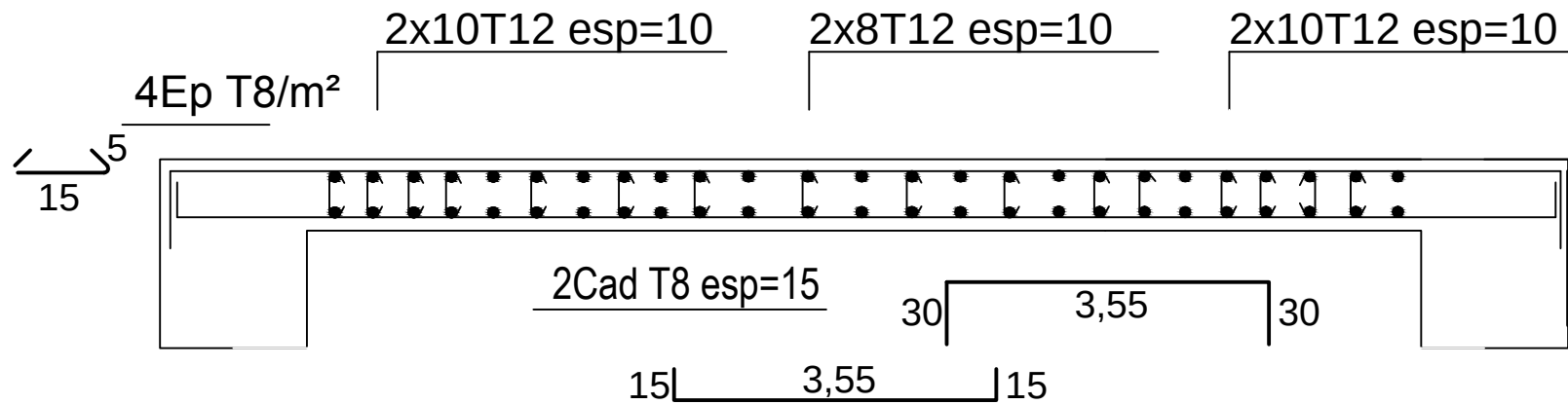
Coupe du voile VT2,VT1 1-zone3



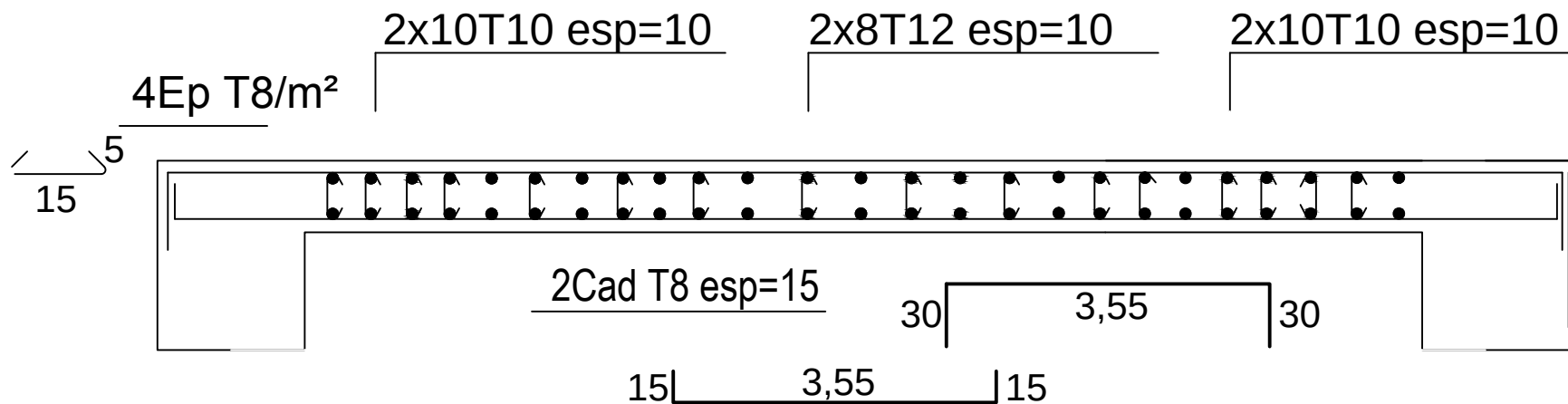
Coupe du voile VT1,VT12-zone1



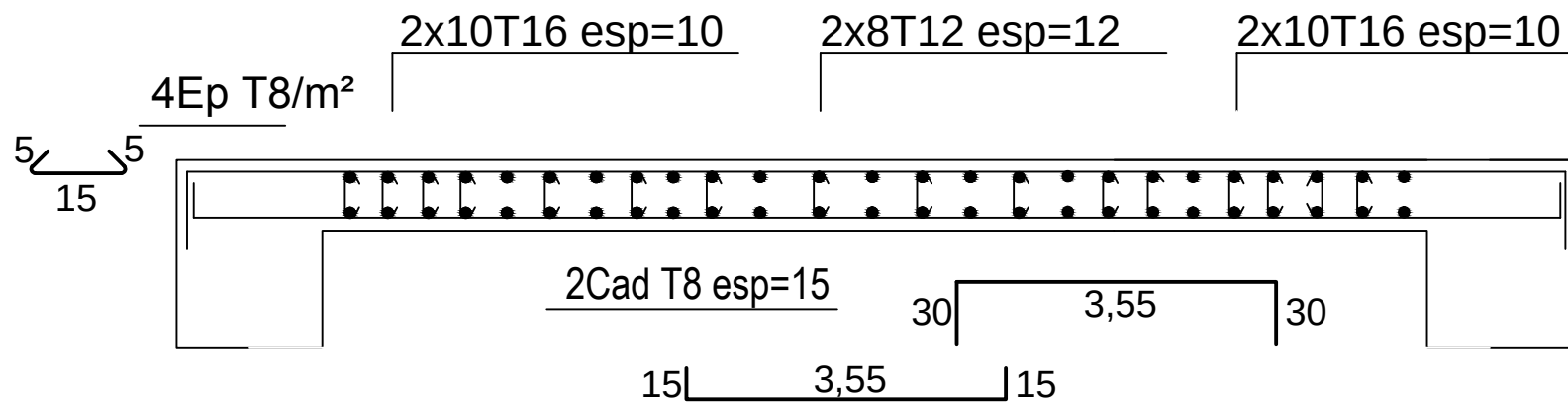
Coupe du voile VT1,VT12-zone2



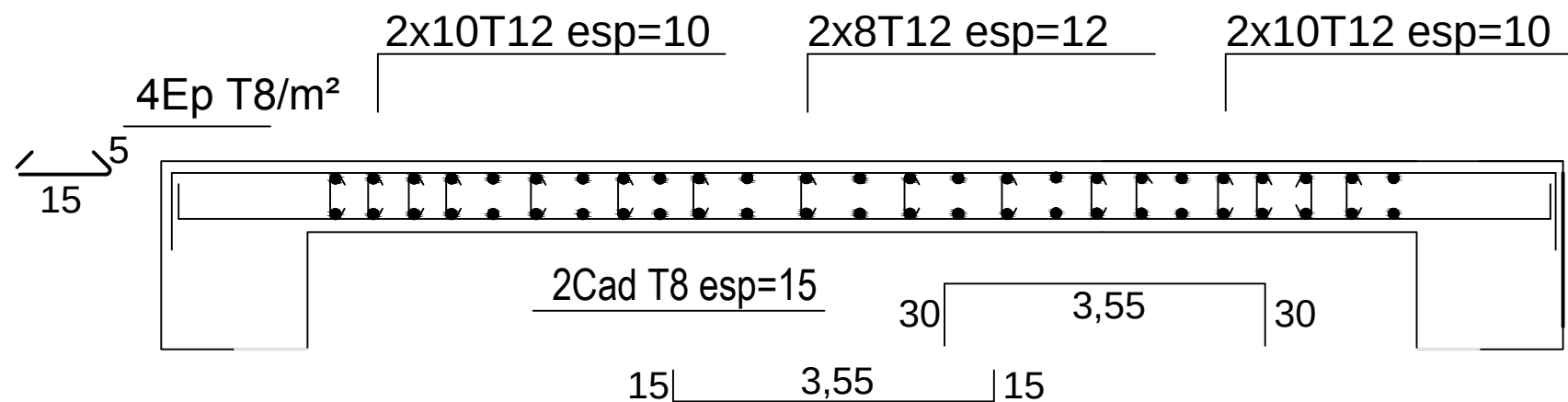
Coupe du voile VT1,VT12-zone3



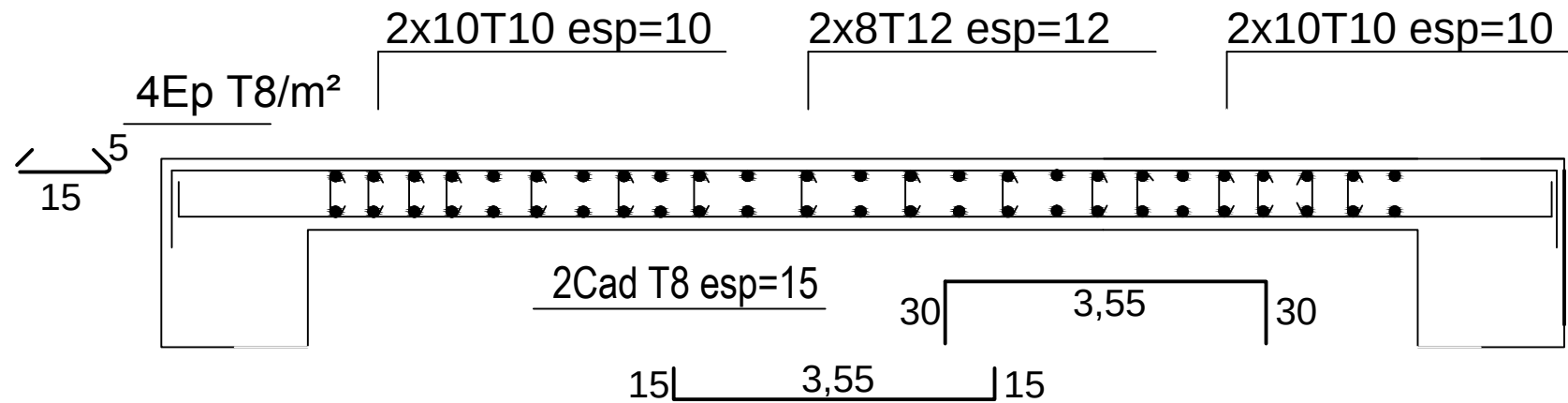
Coupe du voile VT3,VT6,VT8,VT9-zone1



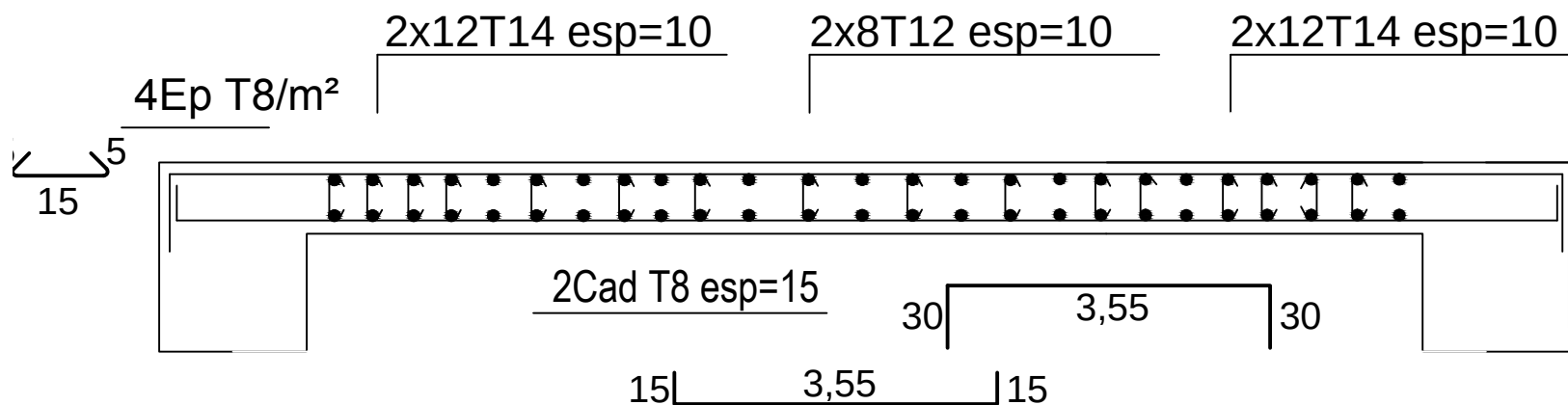
Coupe du voile VT3,VT6,VT8,VT9-zone2



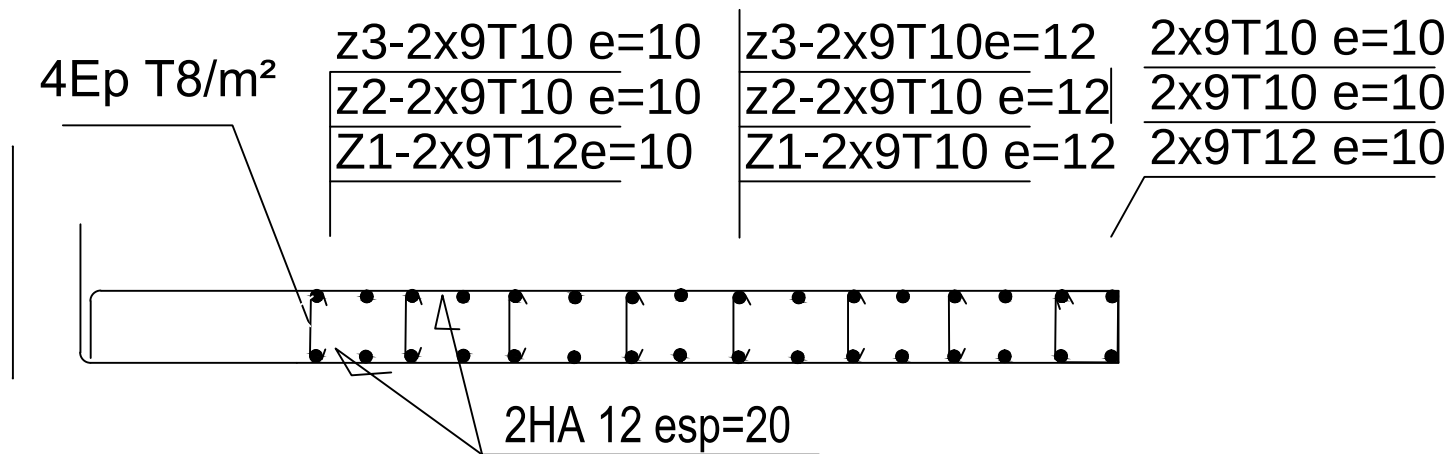
Coupe du voile VT3,VT6,VT8,VT9-zone3



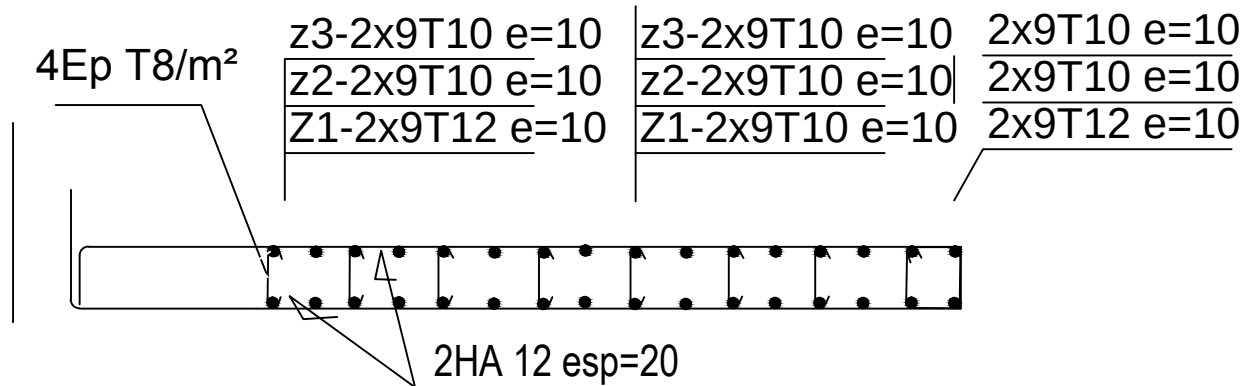
Coupe du voile VT4, VT10-zone1



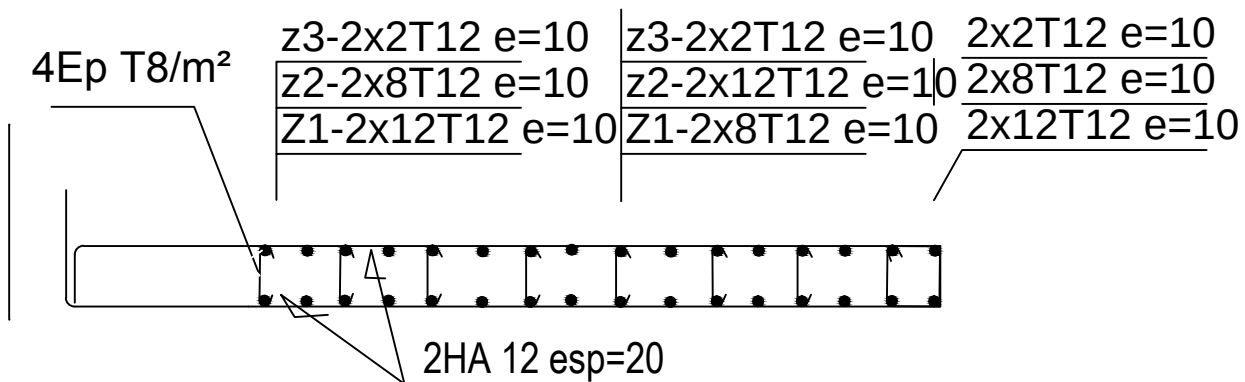
Coupe du voile VT5 et VT7



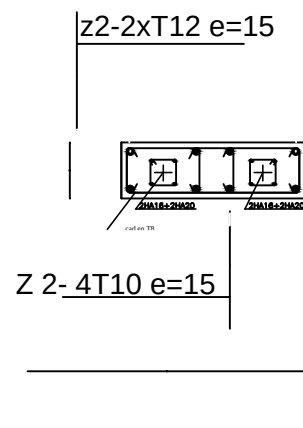
Coupe du voile VT13 et VT17



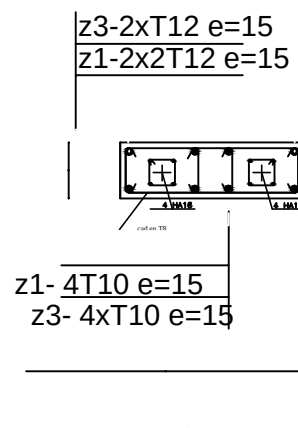
Coupe du voile VT13 et VT17



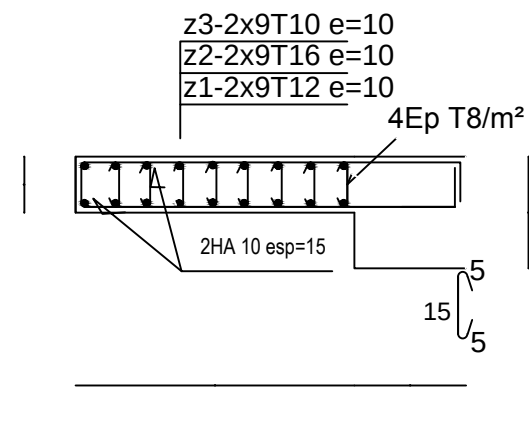
Coupe du linteaux VT14et VT18
Zone 2



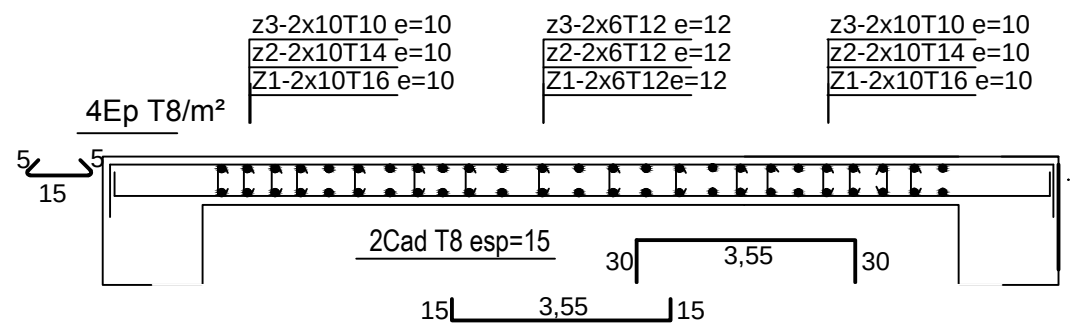
Coupe du linteaux VT14et VT18
Zone 1 & 3



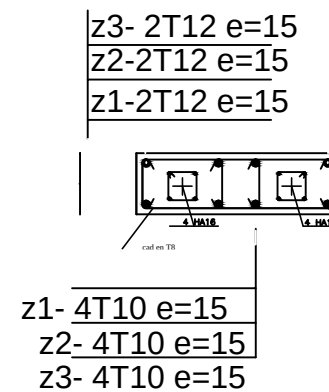
Coupe du voile VT16et VT19avec ouverture

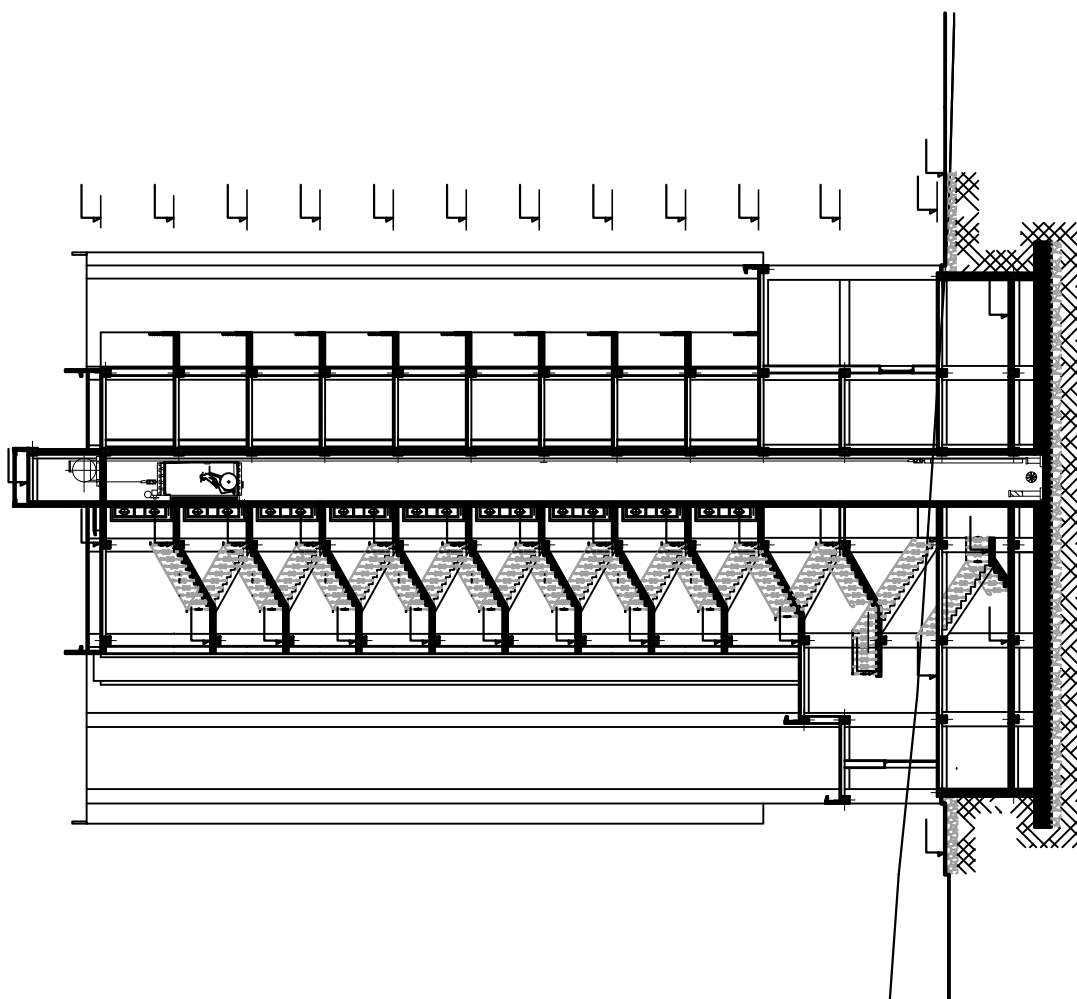


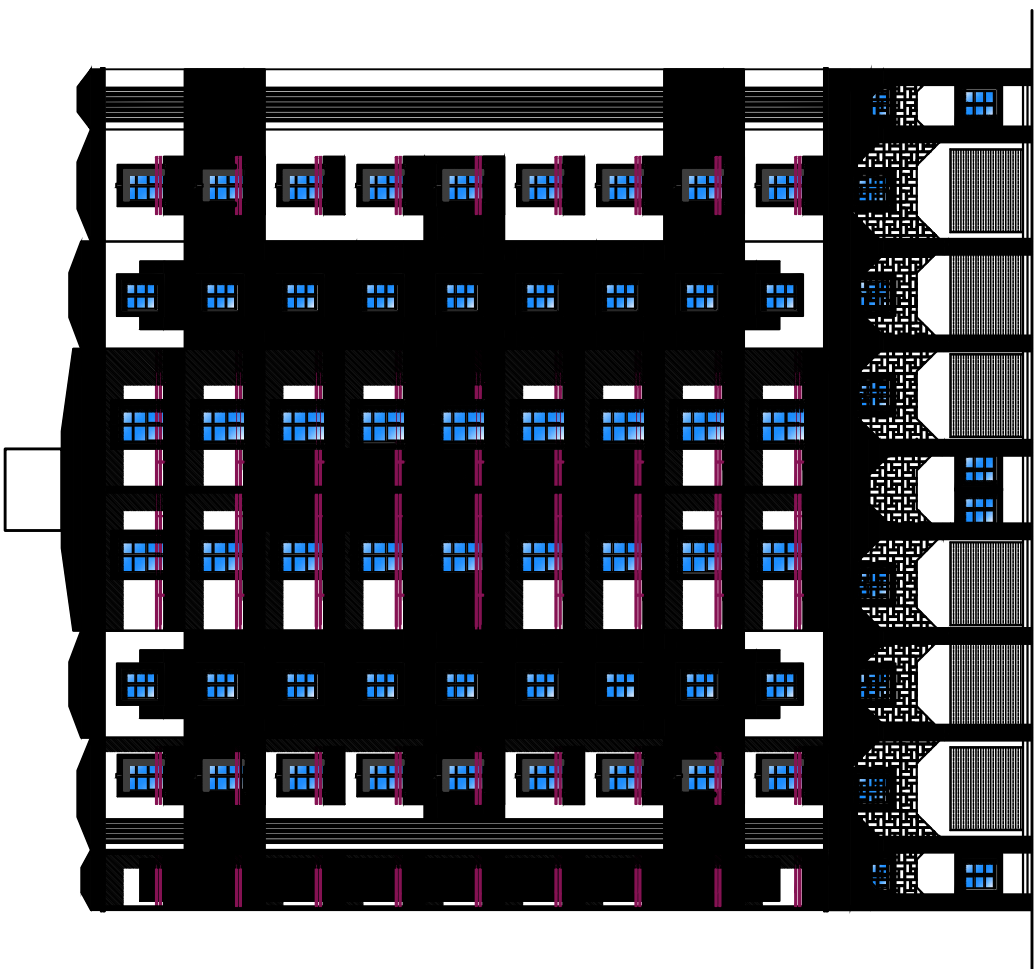
Coupe du voile VL1,VL3,VL8,VL9-zone1



Coupe du linteaux VT15et VT20 Zone 1 ,2 & 3

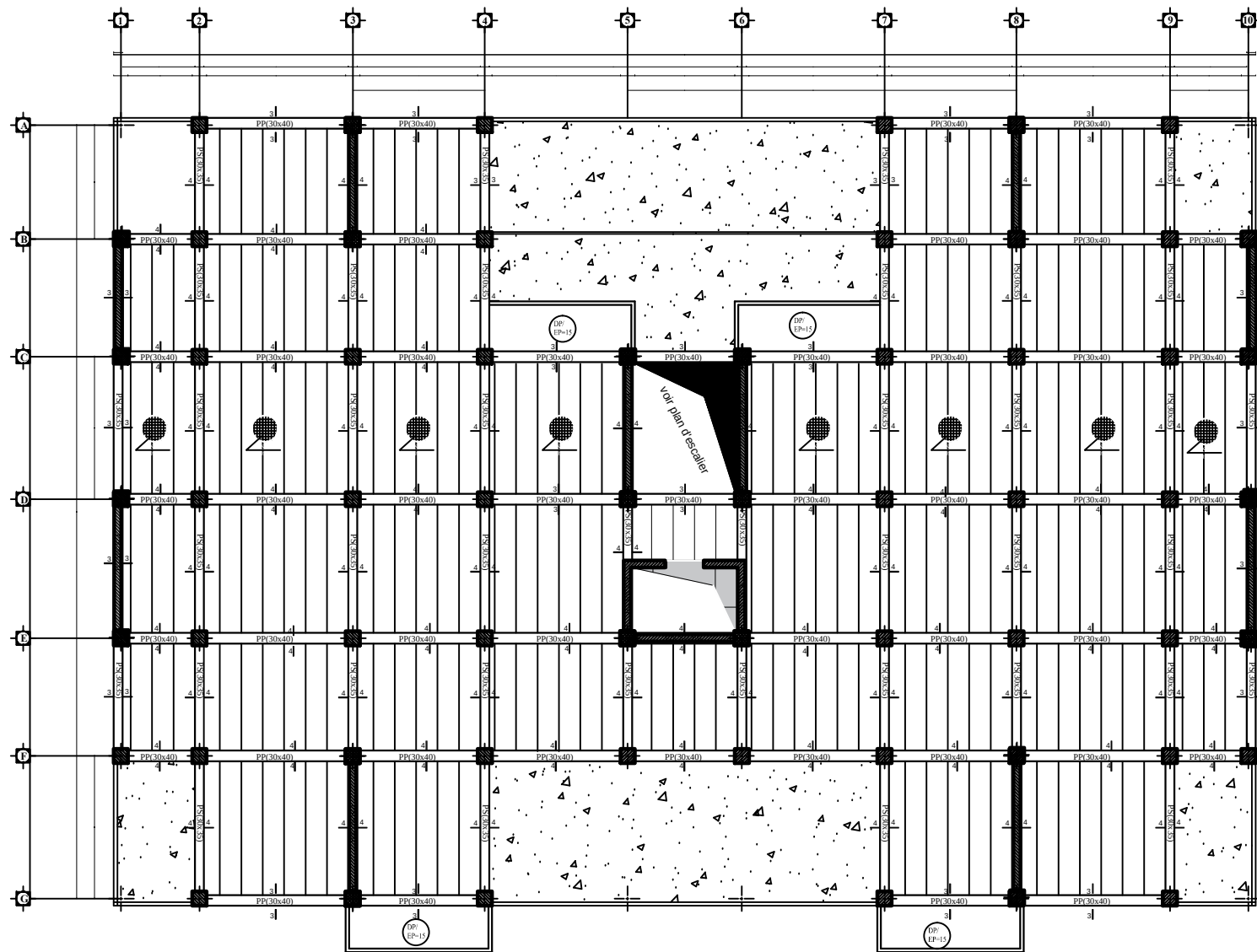




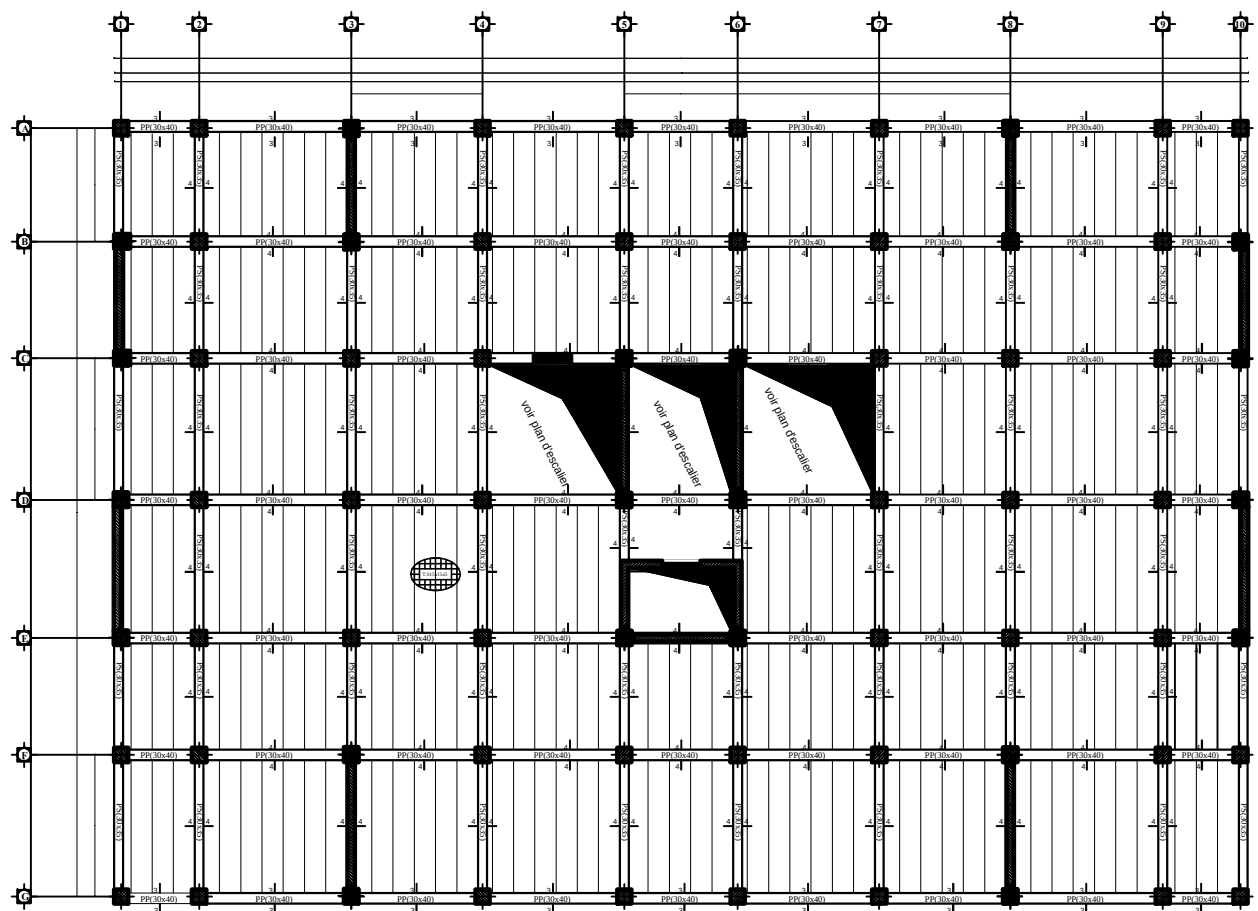




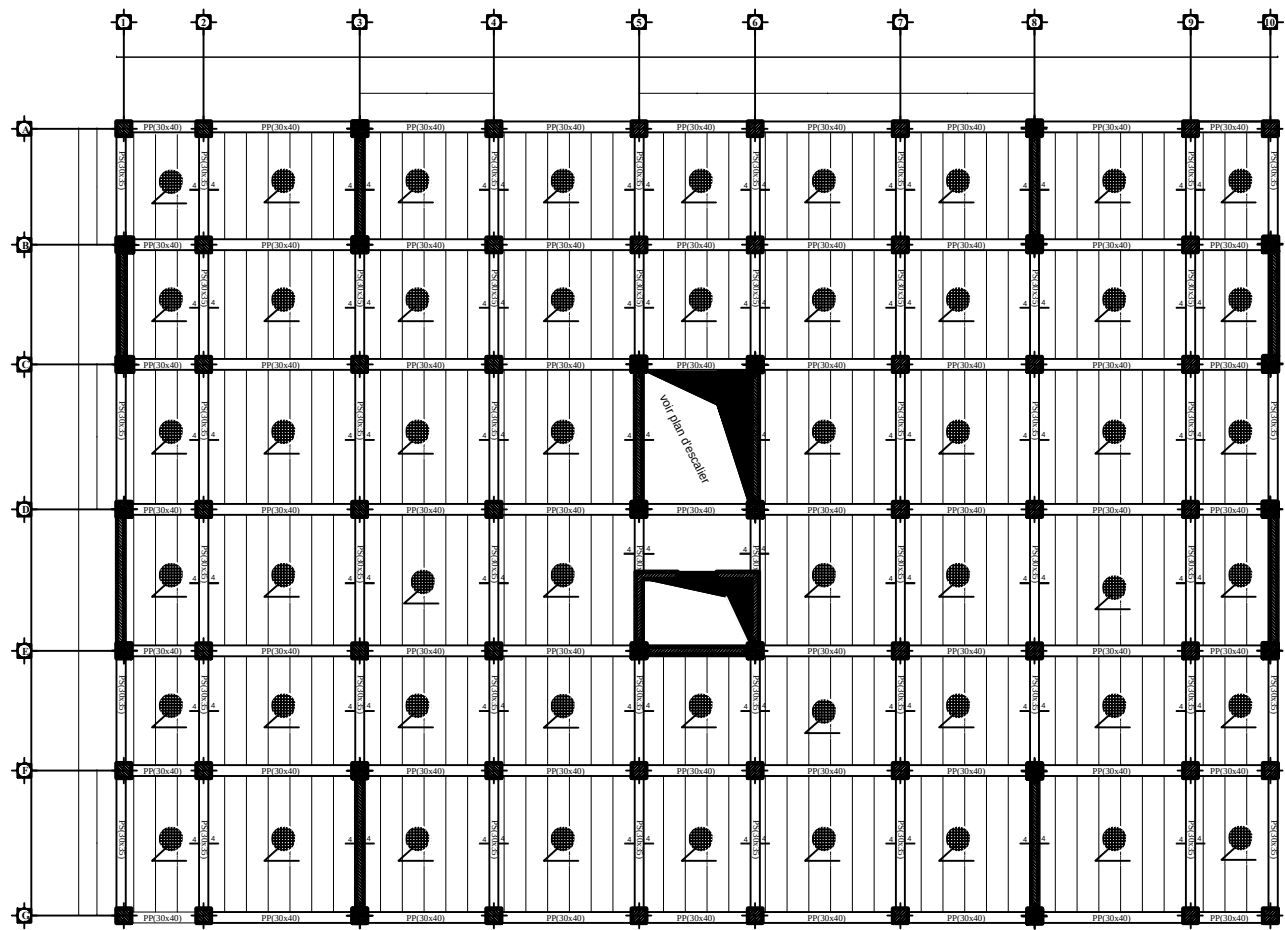
***PLAN DE COFFRAGE ETAGE 6,7,8 ***



***PLAN DE COFFRAGE ETAGE 01 ***



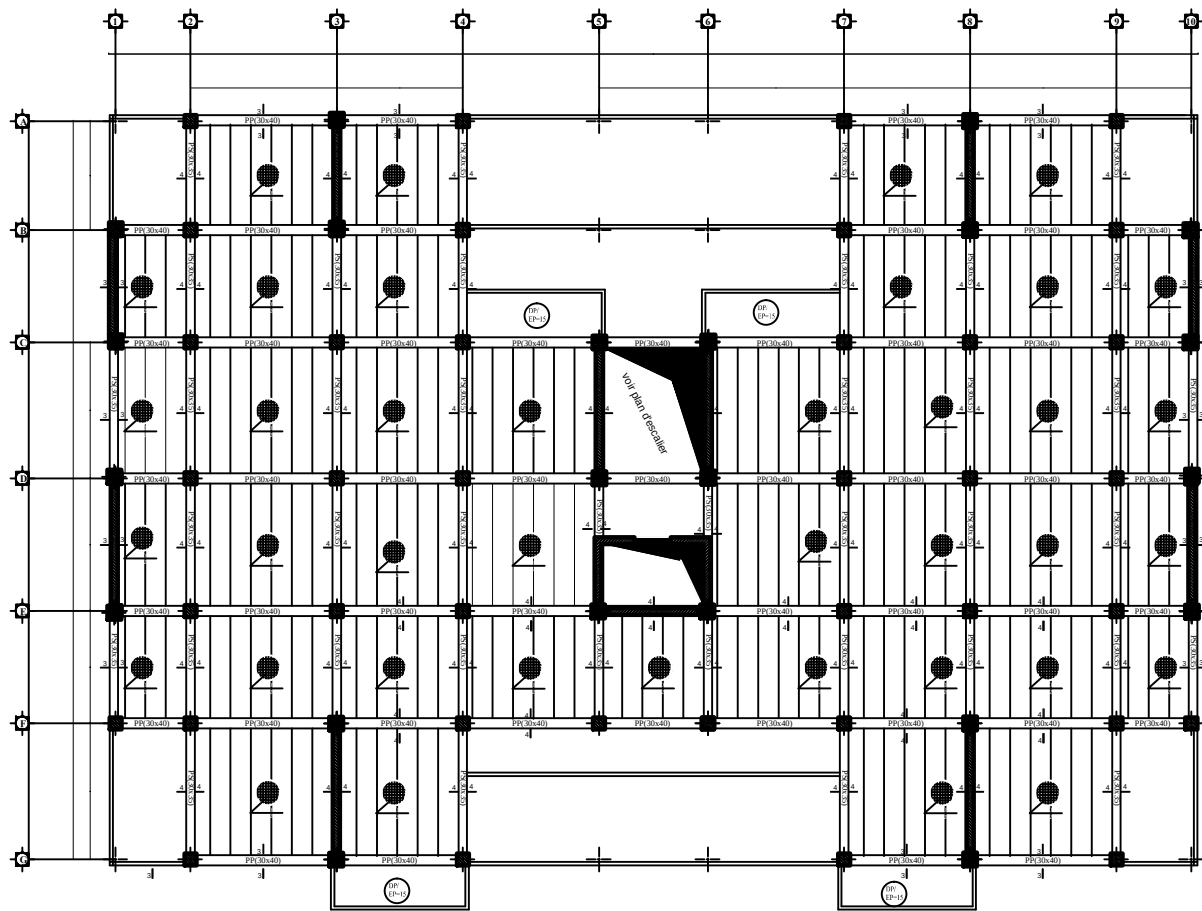
***PLAN DE COFFRAGE NIV RDC ***



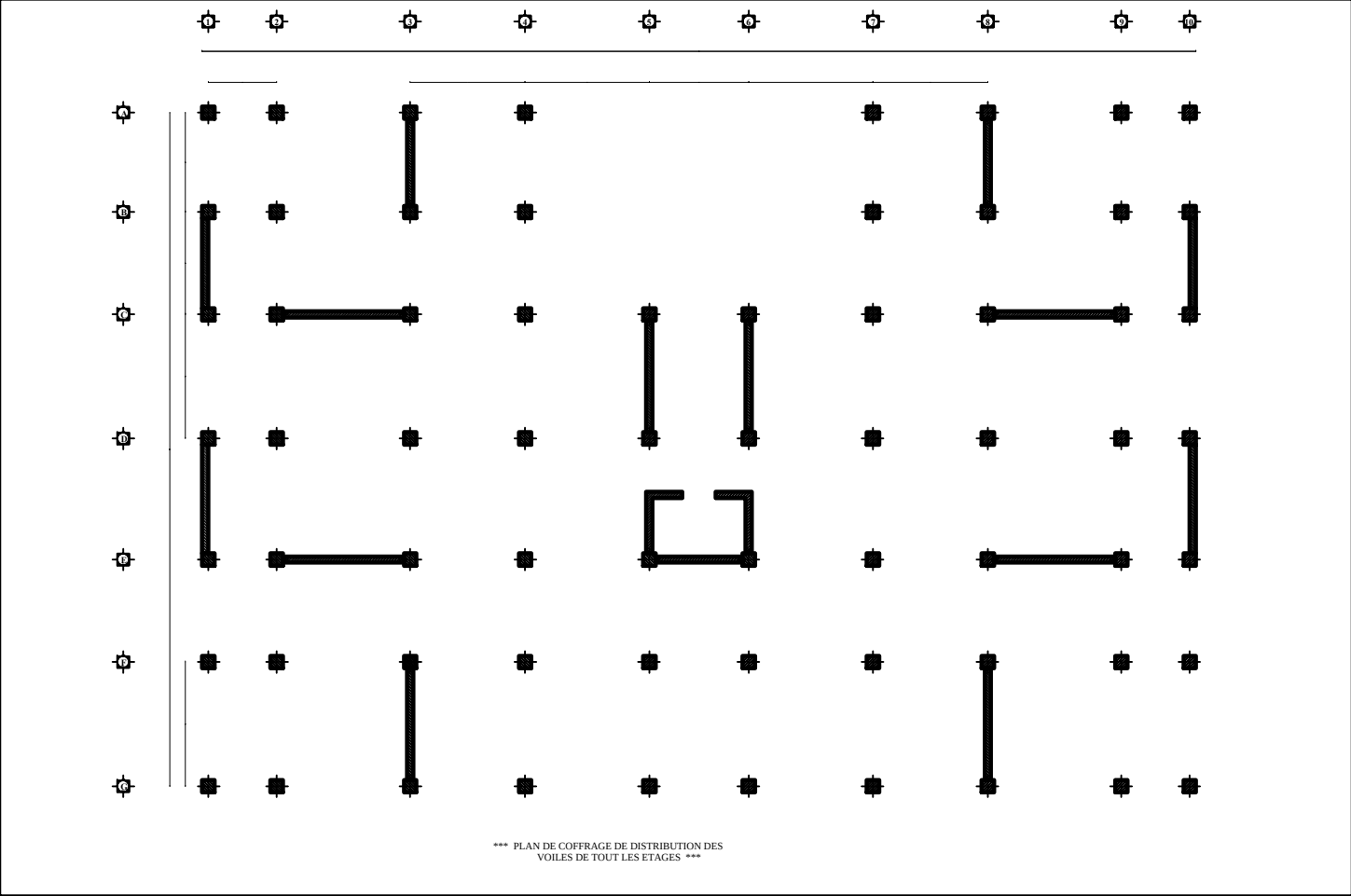
***PLAN DE COFFRAGE+ 00.00
SOUS SOL ***

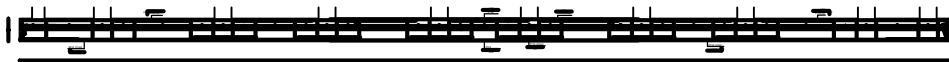


***PLAN DE COFFRAGE ETAGE 9 ***



***PLAN DE COFFRAGE ETAGE 2,3,4,5, ***

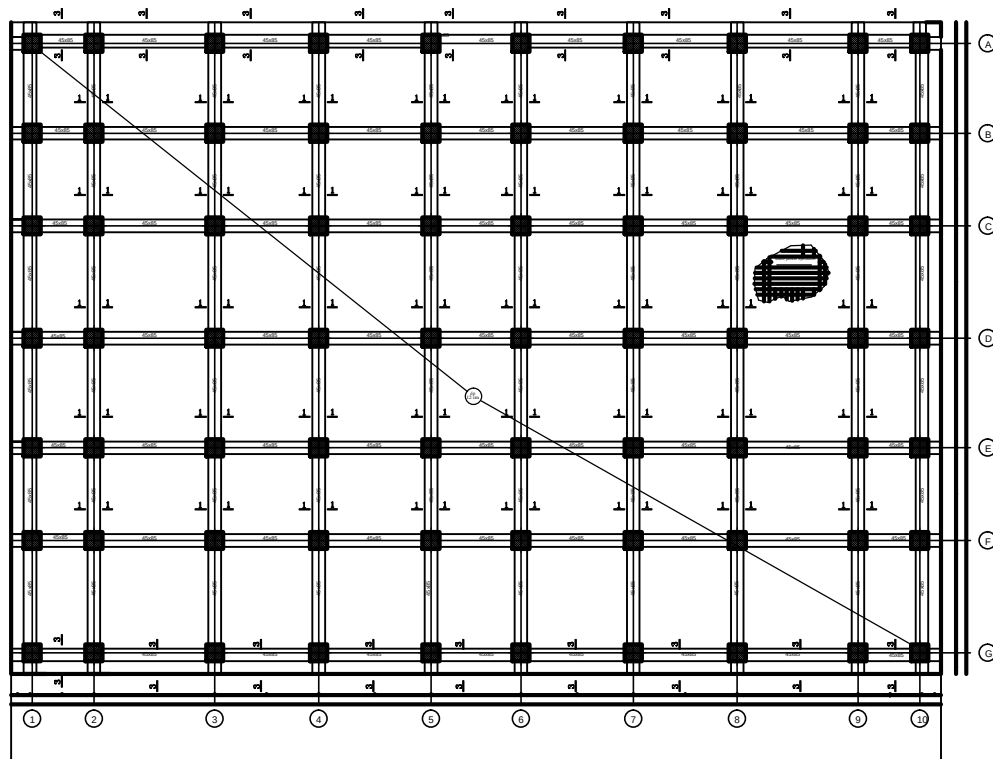




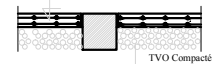
NERVURE AXE Y-Y



COFFRAGE DES FONDATIONS

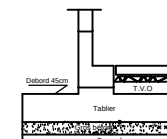


2 Nappes de Treillis Soude T5(150x150)

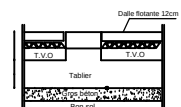


FERRAILLAGE DALLE FLOTTANTE

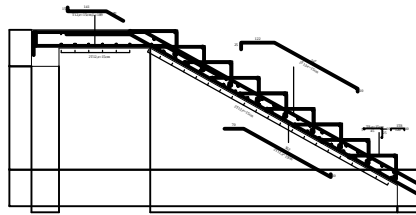
Coupe 3-3



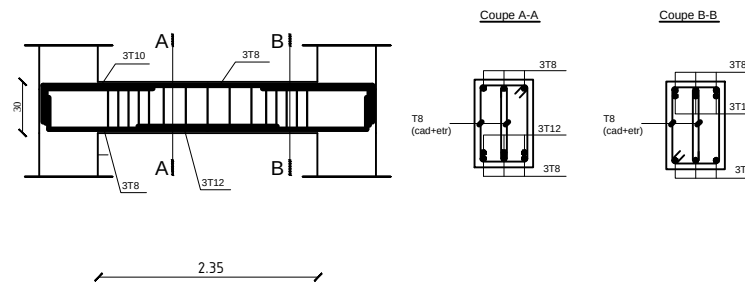
Coupe 1-1



République Algérienne	Service de Projet / Structure	Service
	COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES FONDATIONS	Ingenieur Structure
	N° PLAN	Date

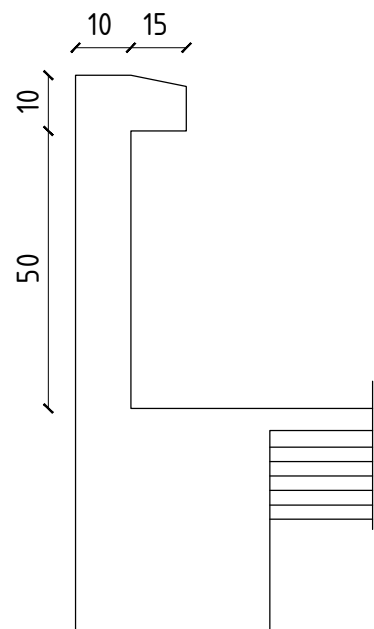


Ferraillage de l'escalier

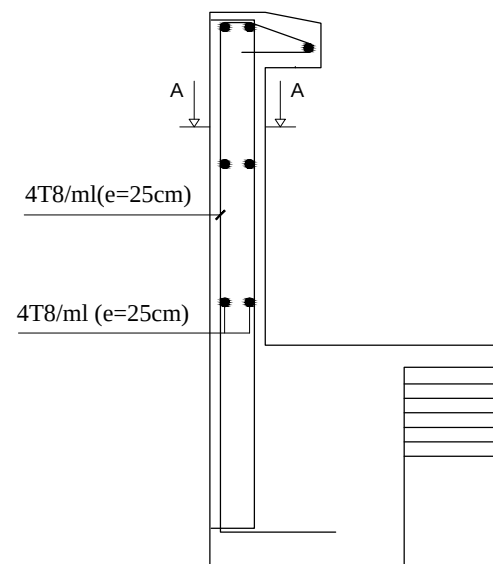


Ferraillage de la poutre palière

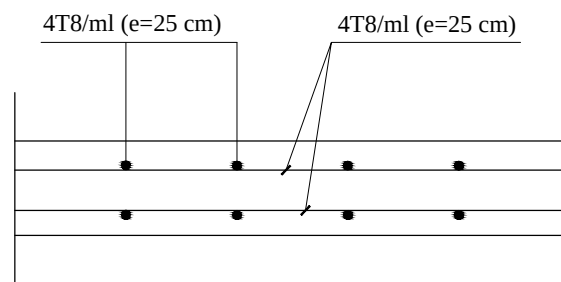
Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		PLANCHE N° 3
Ferraillage de l'escalier et la poutre palier		ECh:1/25
DERIGE PAR : Meme SEMAHI		



Coffrage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

PLANCH N°
2

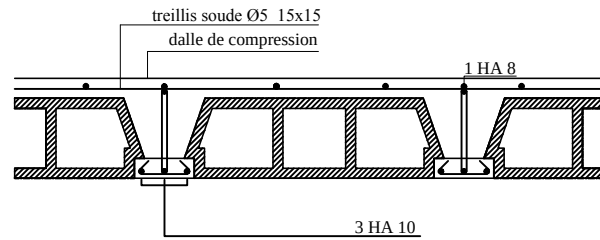
ETUDIE PAR:

Ferrailage de
l'acrotère

ECh:1/25

DERIGE PAR :

DETAIL PLANCHER



PORTE À FAUX

Coupe 4-4

