

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE

DE FIN D'ETUDE

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial
contreventé par voiles avec l'application du logiciel ETABS*



Etudié: par:

Mr : CHERFI Sofiane

Mr : HAMDANI Athmane

Dirigé par :

Mr : HAMIZI Mohand

Promotion 2015/2016

Remerciement

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Monsieur HAMIZI** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Il nous est agréable de pouvoir exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département de Génie Civil ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Merci.

Dédicaces

Je dédie ce travail :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, mon père qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mes oncles qui ont Sacrifié toute leur vie afin de me voir devenir ce que je suis, Merci ma famille.

À ma très chère sœur NASSIMA.

À mes très chers cousins.

À toute ma famille sans exception.

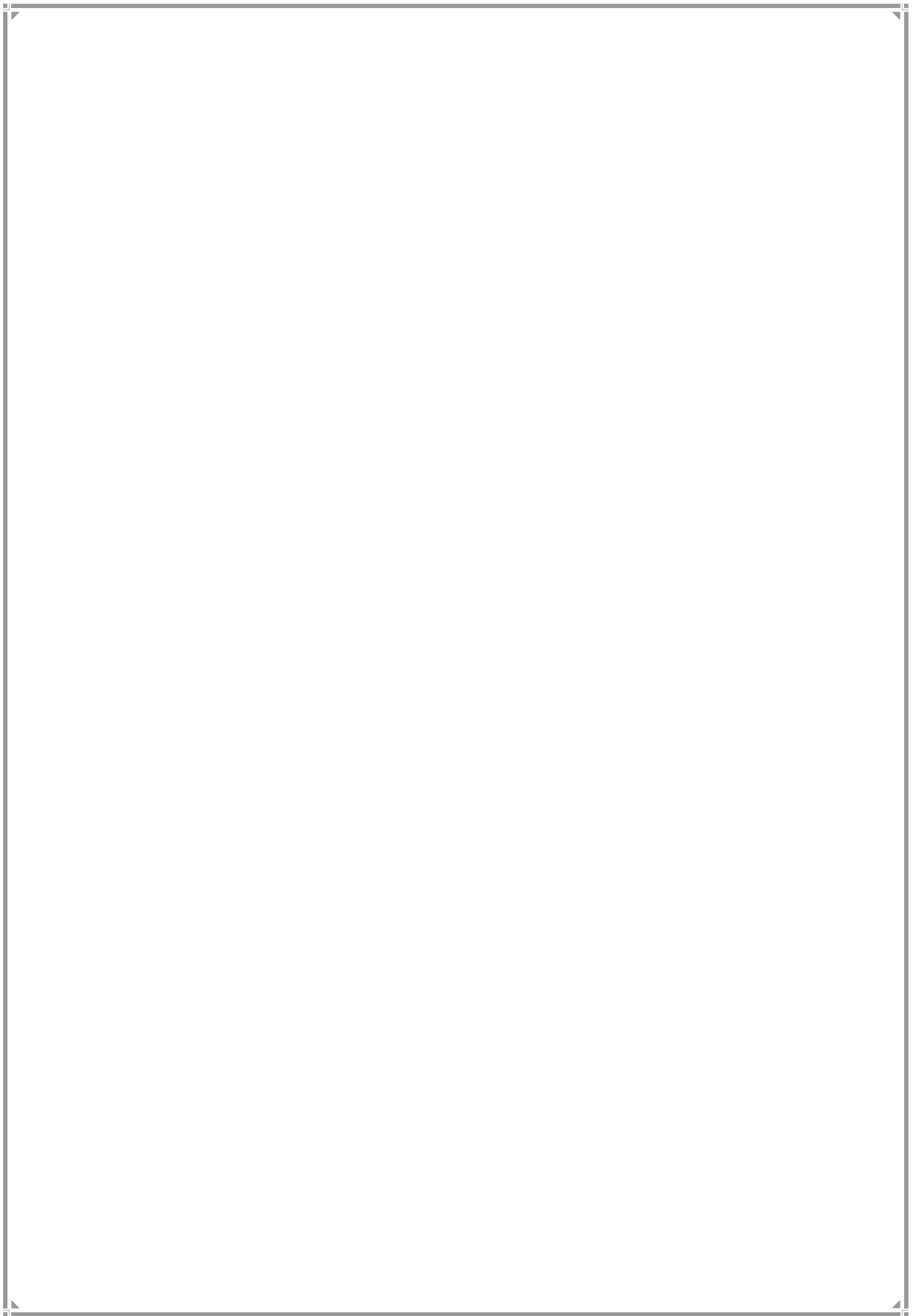
À mes camarades : Sofiane, Khaled, Amine, Massi.....etc

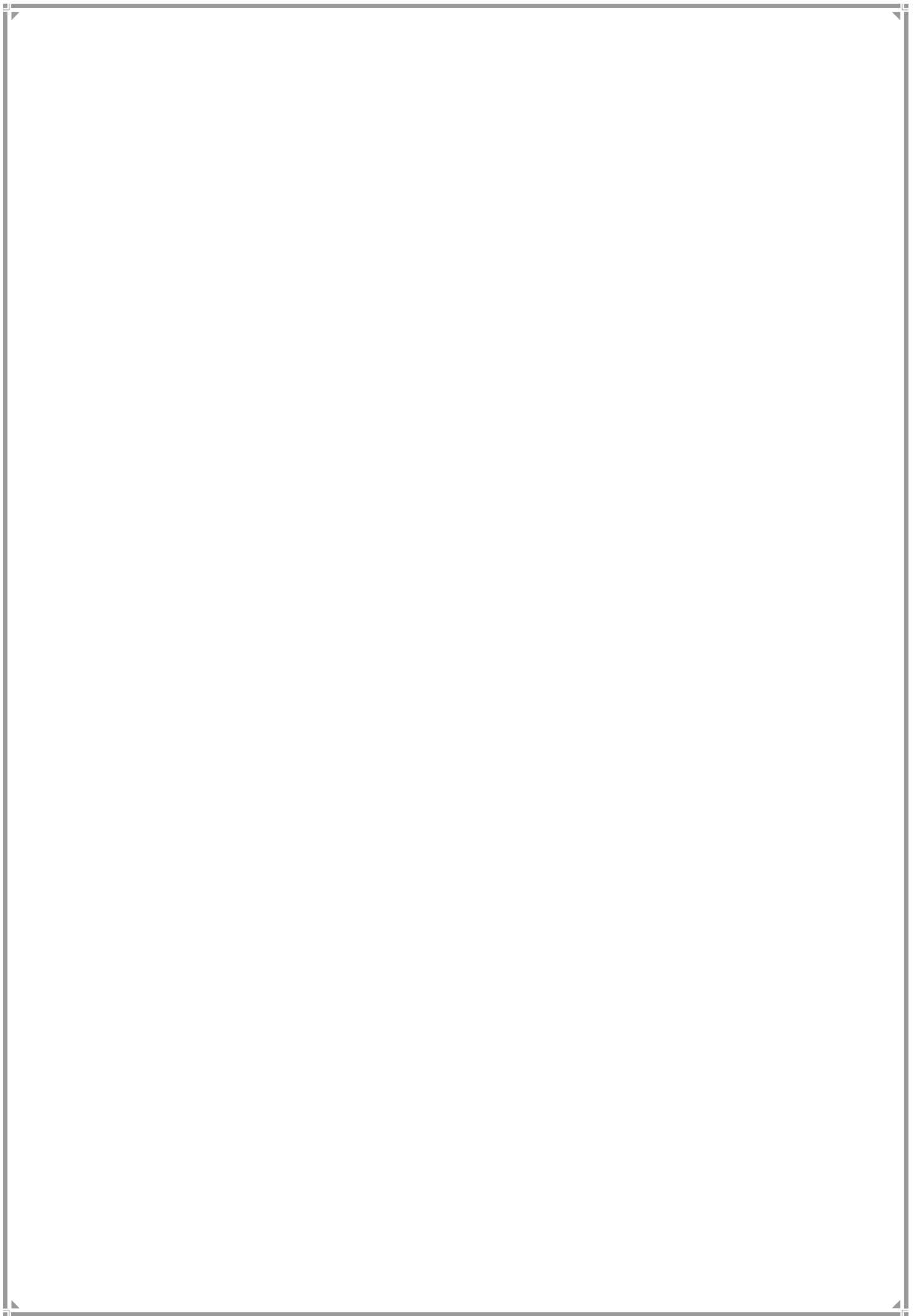
À tous mes amis(es) et à tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin

À mon binôme CHERFI SOFIANE avec lui j'ai eu le plaisir de partager ce modeste projet de fin d'étude ainsi toute sa famille.

Et, à toute la promotion Génie Civil (2015-2016).

HAMDANI Athmane





Dédicaces

Je dédie ce travail :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, mon père qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et ma mère qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, Merci ma famille.

À mes très chers frères .

À ma très chère sœur.

À toute ma famille sans exception.

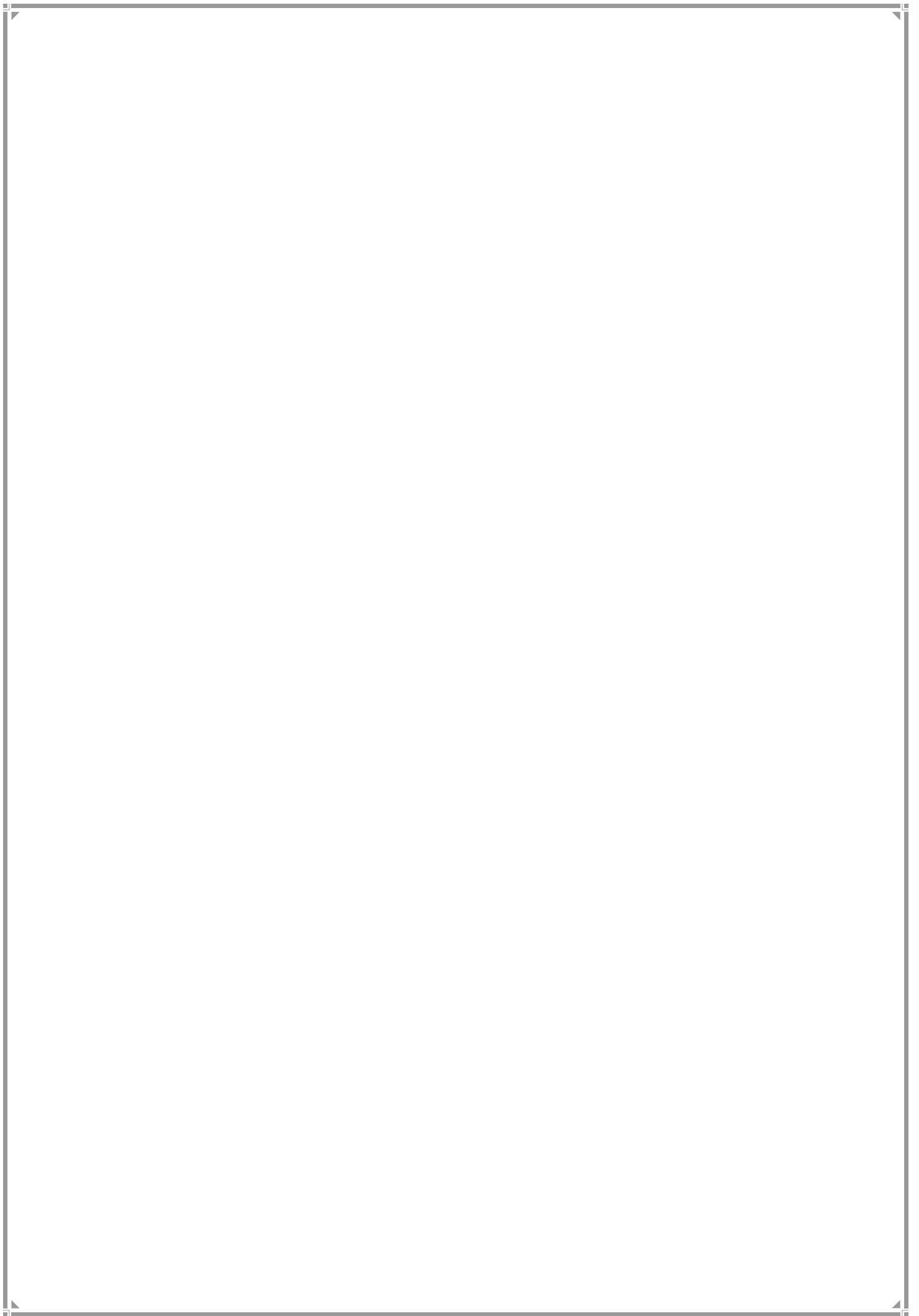
À mes camarades : Sofiane, Khaled, Amine, Massi.....etc

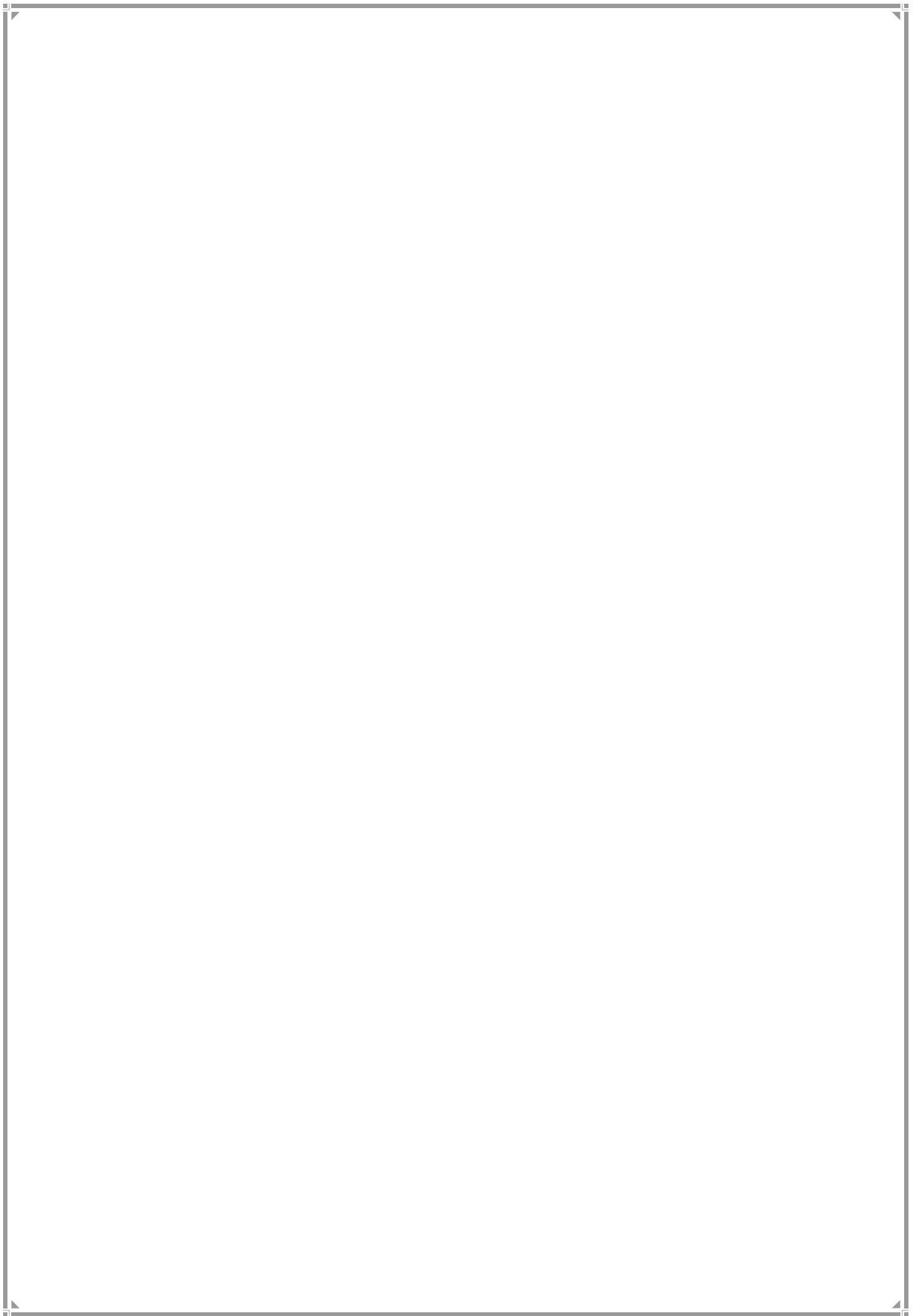
À tous mes amis(es) et à tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin

À mon binôme HAMDANI ATHMANE avec lui j'ai eu le plaisir de partager ce modeste projet de fin d'étude ainsi toute sa famille.

Et, à toute la promotion Génie Civil (2015-2016).

CHERFI Sofiane





SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.	11
Chapitre III : Calcul des éléments	
• III-1- Les planchers.....	25
• III-2- Acrotère	51
• III-3- Salle machine.....	57
• III-4- Les balcons.....	71
• III-5- Les escaliers	74
• III-6-Porte à faux.....	92
• III-7-Poutre palière	98
Chapitre IV : Modélisation et vérification par l'RPA.....	107
Chapitre V : Ferrailage des poteaux.....	139
Chapitre VI : Ferrailage des poutres	154
Chapitre VII : Ferrailage des voiles	169
Chapitre VIII : Etude des fondations	179
Conclusion	
Bibliographie	

I.1) Introduction :

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude d'un bâtiment (RDC+8étages) à usage d'habitation contreventé par voiles et Portiques en béton armé.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL 91 modifié 99) afin d'assurer la résistance, la stabilité et la sécurité de la structure ainsi la sécurité des usagers.

L'ingénieur doit définir la qualité, la stabilité et la sécurité des matériaux, les dispositions constructives et les dimensions pour chaque élément de la construction pour limiter les déformations, contrôler les dommages, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir ...)

I.2) Présentation de l'ouvrage :

Le projet porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'un ouvrage en béton armé à contreventement mixte. Cet ouvrage est à usage Bureaux et habitation composé de :

-D'un (01) Bloc de (R+8) contenant (02) logements par palier et bureaux au 1^{ère} étage;
Le projet est situé dans la wilaya de Boumerdès, classé selon RPA99 version 2003 comme une zone de forte sismicité zone (III).

I.2.1) Les éléments de l'ouvrage :

1. ESCALIERS

Ce sont des escaliers intérieurs à deux volées coulés sur place.

2. ASCENSEUR :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur.

3. PLANCHERS

Nous avons deux types de planchers :

Plancher corps creux reposants sur des poutrelles et plancher en dalle pleine pour la salle machine; les balcons et les portes a faux

4. MAÇONNERIE

Les murs extérieurs seront en double cloison de briques creuses de 15 à 10 cm avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

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

Le revêtement horizontal sera en carrelage.

Les revêtements verticaux seront en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les cloisons intérieures et en céramique pour les cuisines et salles d'eau.

5. ACROTERE :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de soixante centimètres (60 cm) qui va se greffer à la périphérie de la terrasse.

- **Terrasse inaccessible :**

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible (Sauf pour entretien), réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).
-

- **Les revêtements :**

Réalisés en mortiers de ciments pour les murs de façades et des salles d'eau, en plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds, et carrelage (scelle en granito) pour les planchers et les escaliers.

I.2.2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- La hauteur totale :..... 31,62 m
- La hauteur du RDC : 4,08m
- La hauteur d'étage courant 3,06m
- La longueur du bloc :17,85m
- La largeur du bloc : 16,05m

I.3) Etude du sol :

Terrain parfaitement stable constitué de trois formations géologiques

1. Des dépôts de limon désignés sous le terme de terre végétale.
2. Une couche argileuse de texture schisteuse présentant des tranches légèrement altérées.
3. Une couche de marnes grises très résistantes.

En conclusion on optera soit, pour des semelles filantes sur du gros béton ou un radier, dans les deux cas avec une contrainte de calcul de **2 bars**

I.4) Principe de justification:

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites, en applique de l'article (A.1.2 BAEL91), un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) et strictement satisfaite et cessera de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

- Les différents états limites :

a) Etats limites ultimes (ELU) : Leur dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à la limites :

- de l'équilibre statique de la construction (renversement)
- de la résistance de chacun des matériaux (rupture)
- de la stabilité de forme (flambement)

b) Etat limite de service (ELS) : Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- . Ouvertures excessives des fissures.
- . Compression excessives du béton.
- . Déformations excessives des éléments porteurs.

I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1) Béton :

Il sera préparé suivant une étude de composition établie par un laboratoire spécialisé, en utilisant les différents matériaux : sable, graviers, ciment et l'eau.

Le ciment utilisé est (CPJ CEM I) dosé à 350 kg/m³ de béton.

Le béton du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL91 révisé 99 et le RPA 99 révisé 2003, Le dosage courant par 1m³ sera comme suit :

-Granulat :

(sable 0/5, graviers 5/25)

Sable 400L

Gravions 800L

-Ciment:

350kg/m³ (CPA325) ciment portland artificiel

-Eau de gâchage: 175L

a) *La résistance caractéristique du béton à la compression :*

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, le temps de durcissement f_{c28}

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25$ [MPa] selon [Art A.2.111/BAEL91]

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,95j} f_{c28} \text{ Mpa} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \text{ Mpa} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa}$$

b) *La résistance caractéristique du béton à la traction:*

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression, celle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ [MPa]} \quad \text{si: } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa. [Art A.2.1,12/BAEL 91]}$$

Dans notre cas :

$$\text{à } t = 28 \text{ jours } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

c) *La contrainte limite de service à la compression :*

$$\bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ [Mpa]}$$

d) *La contrainte limite ultime à la compression :*

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad \text{en [Mpa]} \quad \text{[Art A.4.3.41/BAEL 91]}$$

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

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

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

1- $\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.

2- $\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle

$$\text{Donc : à } 28 \text{ j on a } f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ Mpa} \quad (\text{situation courante})$$

e) *Diagrammes contraintes-déformation du béton :* [Art A.4.3,41/BAEL91]

a- A l'ELU

La relation contrainte-déformation est illustrée dans la fig.

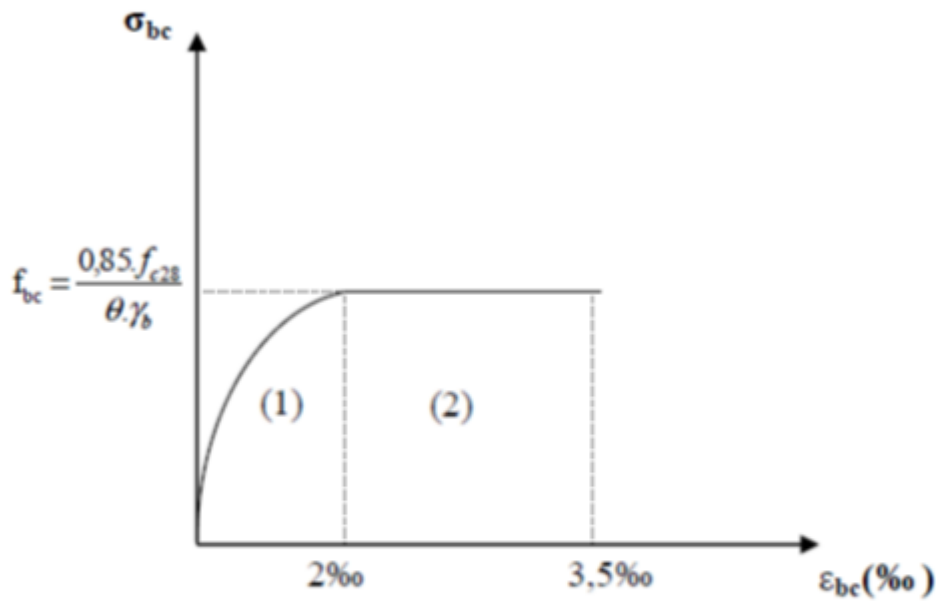


fig I-1 Diagramme de calcul contraintes-déformations du béton

(σ_{bc}) : Déformation du béton en compression

b-A l'ELS

La déformation dans le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I.2.

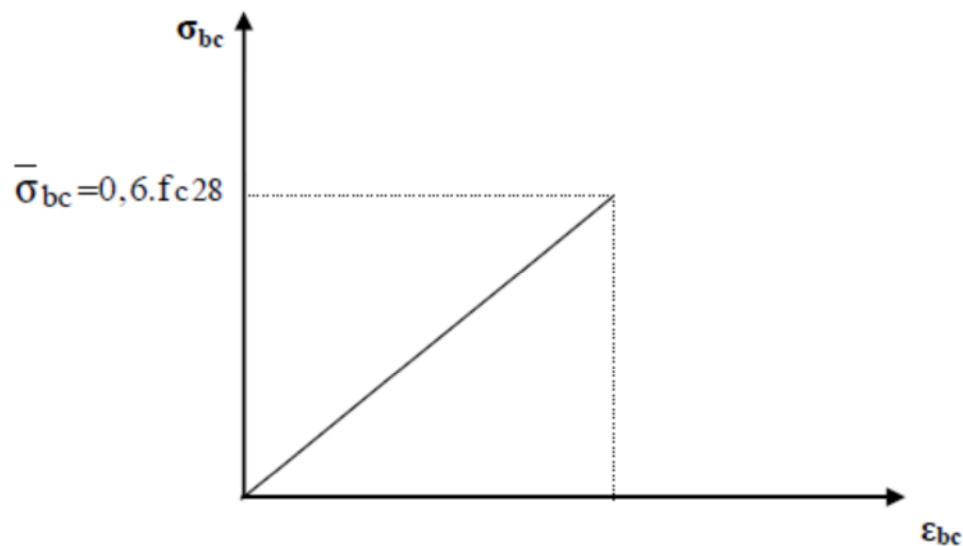


Fig.I.2 Diagramme de calcul contraintes-déformations du béton(ELS).

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ compression pure avec : ε_{bc} raccourcissement du béton.

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

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰ .

f) Déformations longitudinales du béton :

Module de déformation longitudinale : il existe deux modules de déformation longitudinale :

1 • Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24H à l'âge de j jours.

$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ Mpa pour $f_{cj} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2$ Mpa.

2 • Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton a long terme.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la Compression du béton : (Art 2.1.22 BAEL 91)

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$ si $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$ (Art -2.1, 2 BAEL 91) .

$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{1/3}$ si $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$, sans fumée de silice (Annexe F) .

$E_{vj} = 6100 f_{cj}$ si $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$, avec fumée de silice (Annexe F).

Pour notre cas :

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$

$E_{v28} = 3700(25)^{1/3}$

$E_{v28} = 10818, 86563 = 10819 \text{ MPa}$.

Module de déformation transversale :

Il est donné par la formule suivante :

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

- E : module de Young
- ν : coefficient de poisson.

Coefficient de poisson (ν): (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3),

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

il est pris égal à : $\nu = 0$ à l'ELU pour le calcul des sollicitations en étant le béton fissuré.

$\nu = 0.2$ (a l'LES) pour le calcul des déformations en étant le béton non fissuré.

g) Contrainte tangentielle conventionnelle : [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié99]

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

V_u = Effort tranchant à L'E.L.U dans la section

b_0 = Largeur de la section cisailée.

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 [Mpa] \right)$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 MPa \right).$$

I-5-2) Aciers :

I-5-2-1) Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

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

a) *Module d'élasticité longitudinale de l'acier :*

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

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ [Mpa]}$$

b) *Les contraintes limite :*

A l'ELU : [Art A.4.3,2/BAEL91modifié99]

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

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$ situation durable.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

A l'ELS: [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié99]

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

1. Fissuration peu nuisible : [Art A.4.5,32/BAEL91 modifié 99]

Il n'y a aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU.

Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètre que dans les pièces suffisamment épaisses.

D'éviter de très petit diamètre dans les pièces exposées aux intempéries.

De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

2. Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right)$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta = 1$pour les aciers doux (ronds lisses).

$\eta = 1,6$pour les aciers hauts adhérences

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à «j» jours

3. Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0,8 \zeta$$

I-5-2-2)- Protection des armatures :

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

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, Canalisations)

• $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I-5-2-3) Diagrammes des contraintes -déformation l'acier

: [ArtA.2.2,1/BAEL91modifié99]

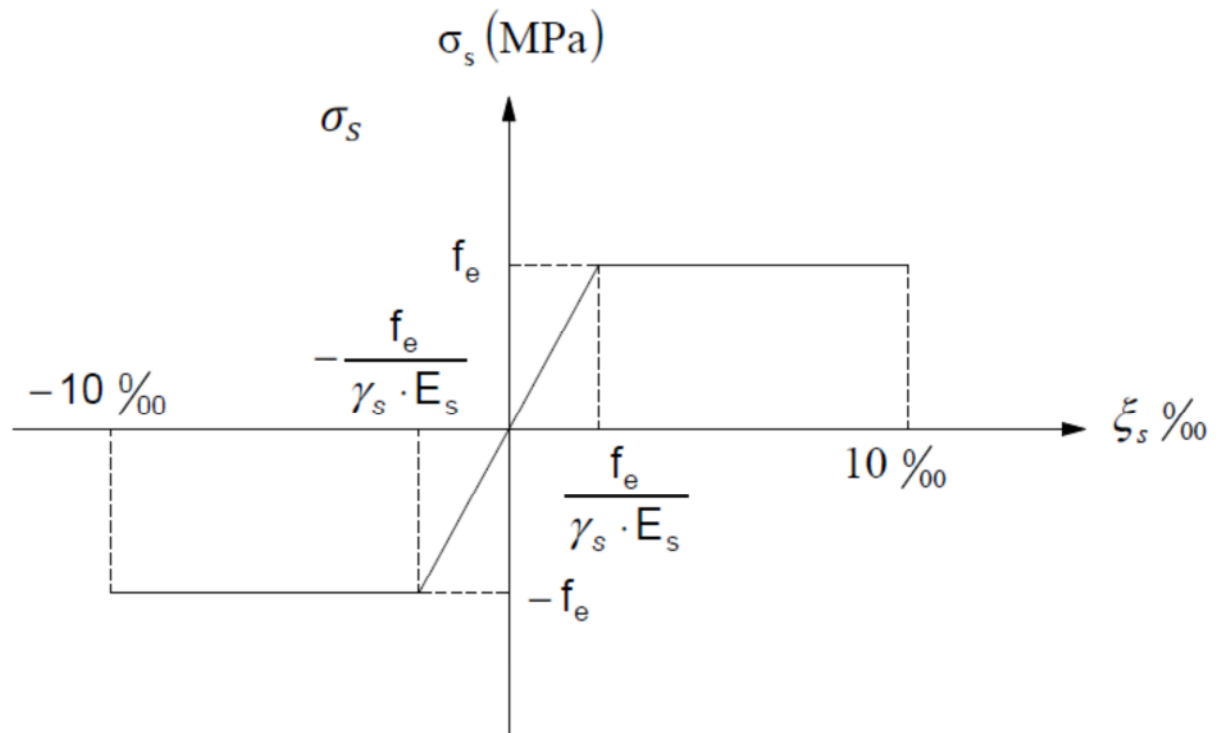


FIG.I.3 Diagramme contrainte déformation de l'acier

Conclusion :

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

II.1.Predimensionnement des planchers :

Les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée par un treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées suivant le sens parallèle à la petite portée.

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

L : La plus grande portée dans le sens porteurs.

H_p: Épaisseur de la dalle.

$$L = 3,75 - 0,3 = 3,45\text{m}$$

$$h_p \geq \frac{345}{22.5} = 15,33 \text{ cm}$$

Nous retiendrons : H_p = 20 cm = (16 + 4)

16 cm : épaisseur de corps creux.

4 cm : épaisseur de dalle de compression.

II.2.Poutres :

D'après [1] les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

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

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} < 4$$

A/Poutres principales :

Hauteur :

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \Rightarrow 29.67 \leq h \leq 44.5$$

Soit : H = 45 cm

Largueur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 18 \leq b \leq 31,5$$

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

Vérification des conditions de [1] :

$$\checkmark \quad b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

$$\checkmark \quad h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

$$\checkmark \quad \frac{h}{b} = 1,5 < 4$$

Condition vérifiée.

B/Poutres secondaires :

Hauteur :

$$L = 3,75 - 0,3 = 3,45 \text{ m}$$

$$\frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10} \Rightarrow 23 \leq h \leq 34,5$$

$$\text{Soit } h = 40 \text{ cm.}$$

Largueur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

$$\text{Soit } b = 30 \text{ cm.}$$

Vérification des conditions de [1] :

$$\checkmark \quad b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

$$\checkmark \quad h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

$$\checkmark \quad \frac{h}{b} = 1,33 < 4$$

Condition vérifiée.

Récapitulatif :

Pp (30 x 45)

Ps (30 x 40)

II.3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments constitués par une série de murs porteurs pleins.

Ils assurent deux fonctions principales ;

- d'une part ils sont porteurs ce qui leur permet d'assurer le transfert des charges verticales.
- D'autre part une fonction de contreventement qui leur garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et les conditions de rigidité aux extrémités et elle doit être au minimum égale à 15 cm selon [1].

$h_e = \max (h_i)$ avec h_i : hauteur des étages

D'où : $h_e =$ hauteur libre du rez de chaussée

$$h_e = 4,08 - 0,20 = 3,88$$

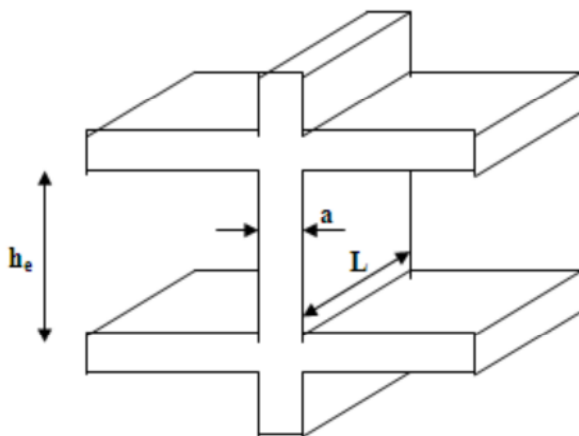
$$a > \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm}$$

On prend $a = 20 \text{ cm}$ d'où a l'épaisseur du voile

Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Article A.7.7-1) :

$$L_{\min} \geq 4.a$$

$$L_{\min} = 2,28 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**II.4. les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, on suppose que le béton reprend la totalité des sollicitations. La section transversale de poteau est donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{N_S}{\sigma_{bc}}$$

$$N_S = G + Q$$

S : section transversale de poteau.

G : charge permanent.

Q : charge d'exploitation.

N_S : effort normale de compression a la base de poteau.

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

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

Selon [1], les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Zone III} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq h_e/20 \\ \frac{1}{4} < b_1/h_1 < 4 \end{array} \right.$$

II.5.détermination des charges et surcharges :

5.1.charges permanents :

a/terrasse inaccessible :

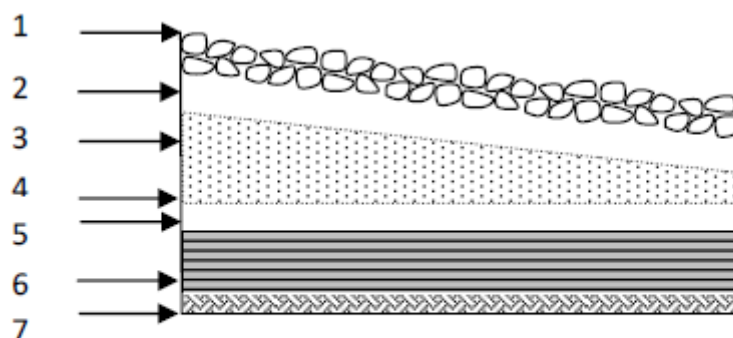


Fig. II-1-1 coupe verticale d'un plancher terrasse

N ⁰	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravier (roulé)	5	0.17	0.85
2	Etanchéité multicouche	2	0.095	0.19
3	Forme de pente en béton	7	0.02	1.54
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique	4	0.04	0.16
6	Plancher en ceps creux	20	/	2.85
7	Enduit plâtre	2	0.10	0.20
			G_{total}	5.80

TAB. II-1-1 légende de la fig. II-1-1

b/plancher d'étage courant :

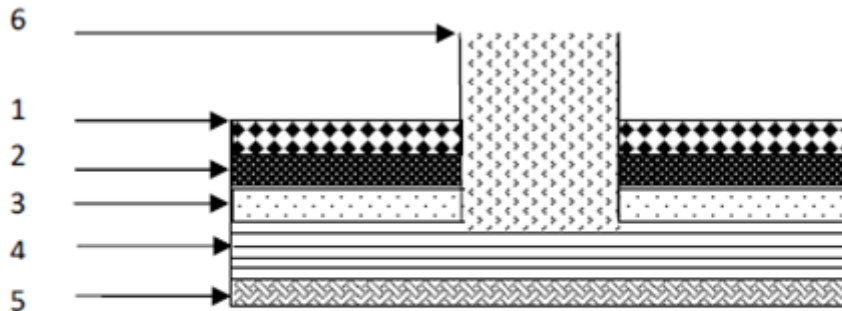


Fig. II-1-2 coupe d'un plancher etage courant en corps creux

N ⁰	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	0.22	0.44
2	Mortier de pose	2	0.22	0.44
3	Couche de sable	2	0.18	0.36
4	Plancher en corps creux	20	/	2.85
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
6	Cloison en brique creuse	10	/	0.90
			G_{totale}	5.19

TAB. II-1-2 légende de la fig. II-1-2

c/Murs extérieurs : en double cloisons

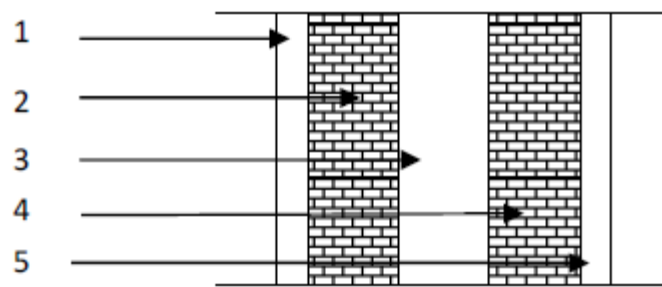


Fig. II-1-3 coupe verticale d'un mur extérieur

N ⁰	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	2	0.18	0.36
2	Brique creuse	10	/	0.90
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Brique creuse	10	/	0.90
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
			G_{totale}	2.36

TAB. II-1-2 légende de la fig. II-1-3

d/Murs intérieures :

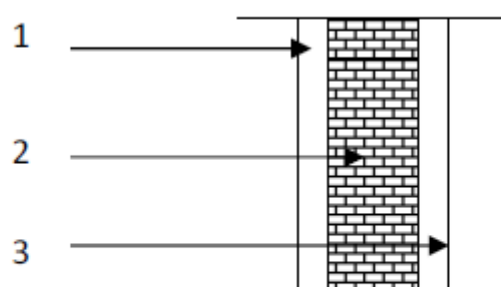


Fig. II-1-4 coupe verticale d'un mur intérieur

N ⁰	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2	0.10	0.20
2	Brique creuse	10	/	0.90
3	Enduit plâtre	2	0.10	0.20
G_{totale}				1.30

TAB. II-1-2 légende de la fig. II-1-4

5.2.Descente de charge :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Charges et surcharges revenant au poteau

A) Surface d'influence

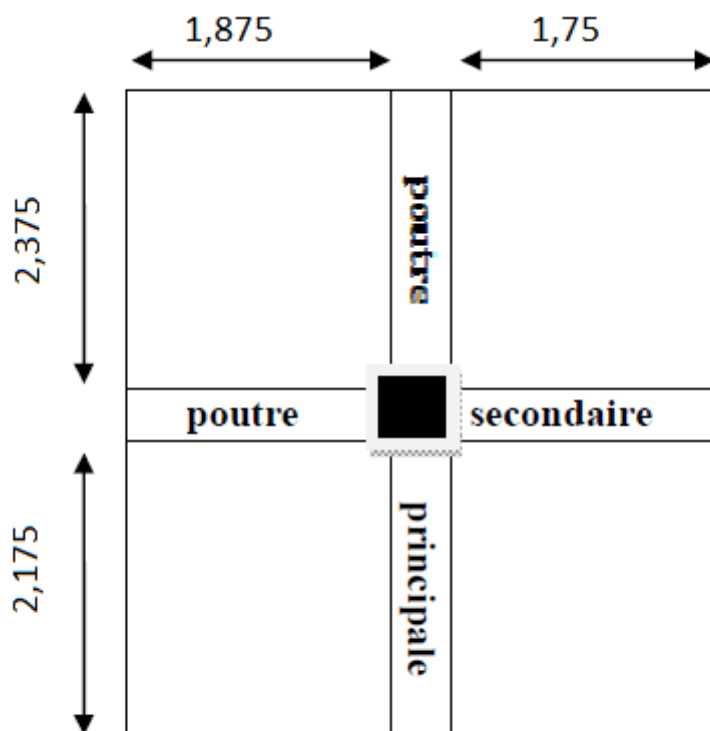


Fig. II-1-5 surface d'influence du poteau B4

$$S = (1,875 + 0,30 + 1,75) \times (2,375 + 0,30 + 2,175)$$

$$S = 19,04 \text{ m}^2$$

$$S' = s1 + s2 + s3 + s4$$

$$S' = (2,375+2,175) \times (1,875+1,75)$$

$$S' = 16,49 \text{ m}^2$$

Charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant à chaque plancher

Désignation	G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)
plancher terrasse	5,8	1
plancher étage courant	5,19	1,5

Charges permanentes totales

Poids des planchers : P = G x S'

Plancher terrasse

$$P = 5,8 \times 16,49 = 95,642 \text{ KN.}$$

Plancher étage courant

$$P = 5,19 \times 16,49 = 85,583 \text{ KN.}$$

Poids des poutres

Poutres principales

$$P_{pp} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times (2,375+2,175) = 15,356 \text{ kn}$$

Poutres secondaires

$$P_{ps} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times (1,875+1,75) = 10,875 \text{ kn}$$

D'où le poids total des poutres

$$P = 15,356 + 10,875 = 26,231 \text{ kn}$$

Calcul du poids propre des planchers :

❖ **Plancher « terrasse-inaccessible » :**

$$G_{pt} = 5,8 \times 16,49 = 95,642 \text{ kn}$$

❖ **Plancher courant :**

$$G_{pc} = 5,19 \times 16,49 = 85,583 \text{ kn}$$

Calcul du poids propre des poteaux :

RDC

$$4,08 \times 0,30 \times 0,30 \times 25 = 9,18 \text{ kn}$$

Étage courant

$$3.06 \times 0.30 \times 0.30 \times 25 = 6,885 \text{ kn}$$

Calcul des surcharges d'exploitation pour chaque plancher :

Plancher terrasse : $Q = 1 \times 16,49 = 16,49 \text{ kn}$

Plancher courant : $Q = 1,5 \times 16,49 = 24,735 \text{ kn}$

Plancher étage a usage bureau $Q = 2,5 \times 16,49 = 41,225 \text{ kn}$

Les surcharges cumulées :

$$Q_0 = 16,49 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 16,49 + 24,735 = 41,225 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 16,49 + 0,95(2 \times 24,735) = 63,4865 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 16,49 + 0,90(3 \times 24,735) = 116,382 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 16,49 + 0,85(4 \times 24,735) = 100,589 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5) = 16,49 + 0,80(5 \times 24,735) = 115,43 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = 16,49 + 0,75(6 \times 24,735) = 127,797 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7) = 16,49 + 0,71(7 \times 24,735) = 139,423 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8) = 16,49 + 0,687(8 \times 24,735) = 152,434 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,666(Q_1 + \dots + Q_9) = 16,49 + 0,666(9 \times 24,735) = 164,752 \text{ KN}$$

Vérification des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 :

- Poteau de la toiture et (7^{ème} au 8^{ème} étage) : poteau (45 × 45)

$$\text{Min } (45, 45) \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Min } (45, 45) \geq h_e / 20 = 15,3 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Poteau d'étage courant (3^{ème} au 6^{ème} étage) : poteau (50 × 50)

$$\text{Min } (50, 50) \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Min } (50, 50) \geq h_e / 20 = 15,3 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Poteaux d'étage courant (RDC au 2^{ème} étage) : poteau (55 × 55)

$$\text{Min } (55, 55) \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Min } (55, 55) \geq h_e / 20 = 15,3 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections des poteaux sont admissibles.

Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \dots\dots(1)$$

Avec :

λ : Élançement du poteau ;

L_f : Longueur de flambement ; ($L_f = 0,7 \cdot L_0$) (2)

i : Rayon de giration ($i = [I / A]^{1/2}$)(3)

I : Moment d'inertie ($I = bh^3 / 12$)(4)

A : Section transversale du Poteau ($B = a \cdot b$)(5)

L_0 : hauteur libre du poteau

En remplaçant (2), (3), (4) et (5) dans (1) on trouve :

$$\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$$

Poteau de section (45 x 45) :

➤ pour $L_0 = 3,06 - 0,45 = 2,61$ m

$b = 0,45$ m

$$\lambda = (2,42 \times 2,61) / 0,45 = 14,036 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Poteau de section (50 x 50):

$L_0 = 3,06 - 0,45 = 2,61$ m

$b = 0,45$ m

$$\lambda = (2,42 \times 2,61) / 0,5 = 12,6324 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Poteau de section (55 x 55):

Pour $L_0 = 3,06 - 0,45 = 2,61$ m

$b = 0,55$ m

$$\lambda = (2,42 \times 2,61) / 0,55 = 11,484 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Pour $L_0 = 4,08 - 0,45 = 3,63$ m

$b=0,55$ m

$\lambda = (2,42 \times 3,63) / 0,55 = 15,972 < 50$ Vérifiée

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Récapitulatif :**-Poutres :**

Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 45)$ cm².

Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 40)$ cm².

-Poteaux :

Poteau du RDC au 2eme : $(b \times h) = (55 \times 55)$ cm².

Poteaux du 3^{ème} au 6^{ème} étage : $(b \times h) = (50 \times 50)$ cm².

Poteaux du 7^{ème} au 8^{ème} étage+toiture: $(b \times h) = (45 \times 45)$ cm².

- Voiles : épaisseur de 20 cm.

- Plancher en corps creux : plancher de 20 cm d'épaisseur (corps creux de 16cm et dalle de compression de 4 cm).

-Dalle pleine de 20 cm

N° de Niveau	Plancher (KN)	Poutre (KN)	Poteau (KN)	Charge (G) (KN)	(G) cumulée (KN)	coéff de(Q)	Surcharge (Q) (KN)	(Q) cumulée (KN)	Charge (N) N=G+Q (KN)	Section Trouvée (cm ²)	Section proposée (cm ²)
terrasse	95,642	26,231	6,885	128,758	128,758	1	16,49	16,49	145,248	96,832	45x45
8	85,583	26,231	6,885	118,699	247,457	1	24,735	41,225	272,192	181,4613333	45x45
7	85,583	26,231	6,885	118,699	366,156	0,95	24,735	65,96	390,891	260,594	45x45
6	85,583	26,231	6,885	118,699	484,855	0,9	24,735	90,695	509,59	339,7266667	50x50
5	85,583	26,231	6,885	118,699	603,554	0,85	24,735	115,43	628,289	418,8593333	50x50
4	85,583	26,231	6,885	118,699	722,253	0,8	24,735	140,165	746,988	497,992	50x50
3	85,583	26,231	6,885	118,699	840,952	0,75	24,735	164,9	865,687	577,1246667	50x50
2	85,583	26,231	6,885	118,699	959,651	0,714	24,735	189,635	984,386	656,2573333	55x55
1	85,583	26,231	6,885	118,699	1078,35	0,687	41,225	230,86	1119,575	746,3833333	55x55
rdc	85,583	26,231	9,18	120,994	1199,344	0,666	24,735	255,595	1224,079	816,0526667	55x55

III-1) Etude des planchers à corps creux

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervure appelé poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

III.1.1. Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la section)

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

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la table de compression)

$$\text{Avec : } b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$$

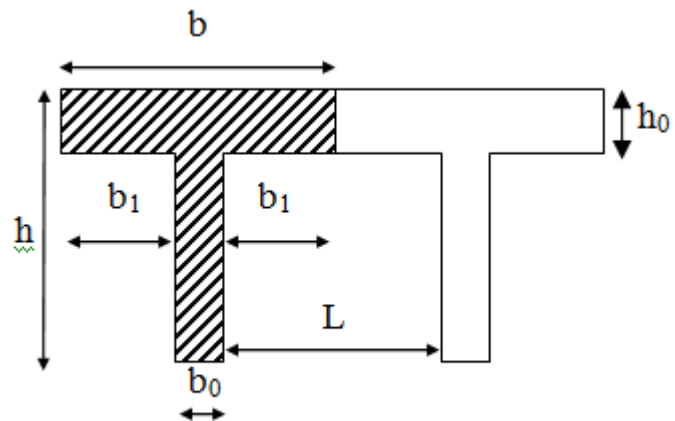


Fig. III.1.1. Section en T

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_1 = 475 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{475}{10}, 8 \times 4\right)$$

$$b_1 \leq \min(26.5, 40, 32) \longrightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

b : largeur de la table de compression

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

III-1-2) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4cm doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

$$\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.} \\ 30 \text{ cm pour les barres parallèles aux poutrelles.} \end{array} \right.$$

a). Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 6T5 = 1,17 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

b). Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,17}{2} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6T5 = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t = 15 \text{ cm}$

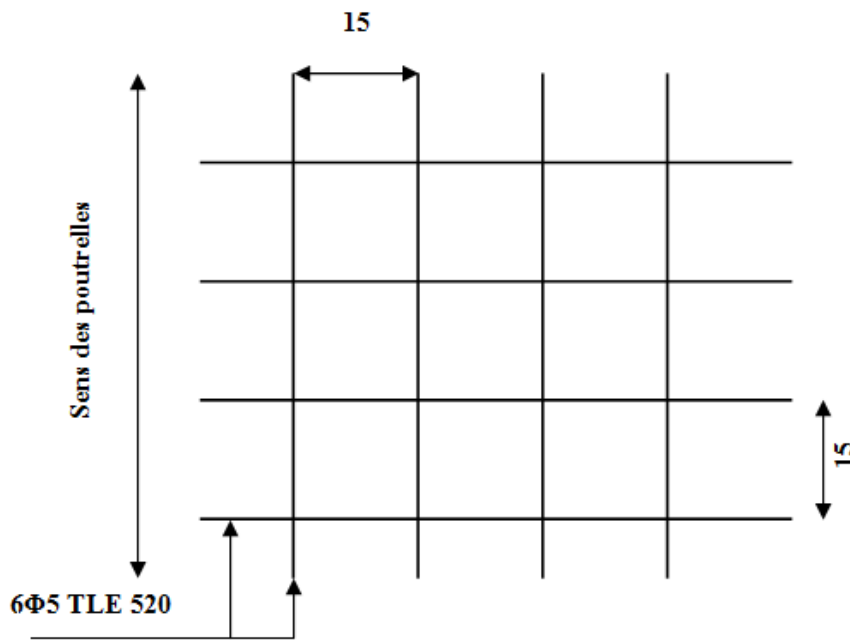


Fig. III.1.2. Schéma Armatures parallèles aux poutrelles

III.1. 3 Calcul de la poutrelle à l'ELU :

III.1.3.1 Avant le coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

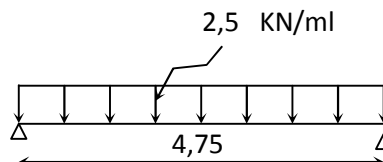
- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

$$G = 0,74 \text{ KN/ml}$$

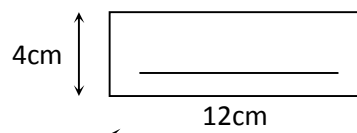
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

b).calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,75^2}{8} = 7,05 \text{ KN.m}$$



$$V_u = \frac{Q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4,75}{2} = 5,94 \text{ KN}$$



c). ferraillage de la poutrelle :

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{7,05 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 10,34 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

III.1.3 2. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

Poids du plancher :**❖ Plancher terrasse :**

$$\text{Charges permanentes: } G = 5,80 \times 0,65 = 3,77 \text{ KN/ml}$$

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

❖ Plancher étage courant (usage d'habitation) :

$$\text{Charges permanentes: } G = 5,19 \times 0,65 = 3,3735 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitations : } Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

❖ Plancher RDC (usage bureau) :

$$\text{Charges permanentes: } G = 5,19 \times 0,65 = 3,3735 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitations : } Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$$

a) Combinaison de charges :**❖ Plancher terrasse :**

$$\text{ELU: } Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,77) + (1,5 \times 0,65) = 5,0645 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } Q_{ser} = G + Q = 3,77 + 0,65 = 4,42 \text{ KN/ml}$$

❖ **Plancher étage courant (usage d'habitation) :**

$$\text{ELU: } Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.3735) + (1.5 \times 0.975) = 6.0167 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } Q_{\text{ser}} = G + Q = 3.3735 + 0.975 = 4.3485 \text{ KN/ml}$$

❖ **Plancher RDC (usage commercial) :**

$$\text{ELU: } Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.3735) + (1.5 \times 1.625) = 6.9917 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } Q_{\text{ser}} = G + Q = 3.3735 + 1.625 = 4.9985 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher qui représente le cas le plus défavorable, est celui du RDC.

b). Choix de la méthode de calcul :

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

- * méthode forfaitaire.
- * méthode de Caquot.
- * méthode de la RDM (trois moments).

❖ **Les conditions d'application de la méthode forfaitaire (CBA93-Article B.6.2.2.1) :**

- 1- La valeur de la charge variable ne doit pas dépasser le double de la charge permanente, ou bien 5 KN/m^2 , c'est-à-dire : $[Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN} / \text{m}^2)]$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5.19 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G = 10.38 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée} \\ Q \leq 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \longrightarrow Condition vérifiée

3. Les rapports des longueurs entre deux travées successives vérifient la condition suivante :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

• **Vérification :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{375}{350} = 1,07 \\ \frac{350}{280} = 1,25 \\ \frac{280}{350} = 0,8 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \longrightarrow Condition vérifiée

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

III.1.3 3. Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées 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 charges que la travée considérée.

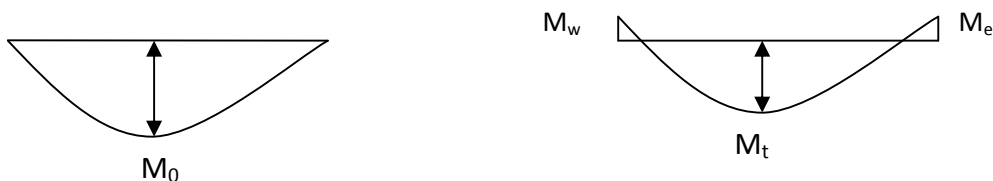


Figure III.1.3: Diagramme des moments

III.1.3. 4. Exposé de la méthode :

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

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

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

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

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

q : charge uniformément répartie

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

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

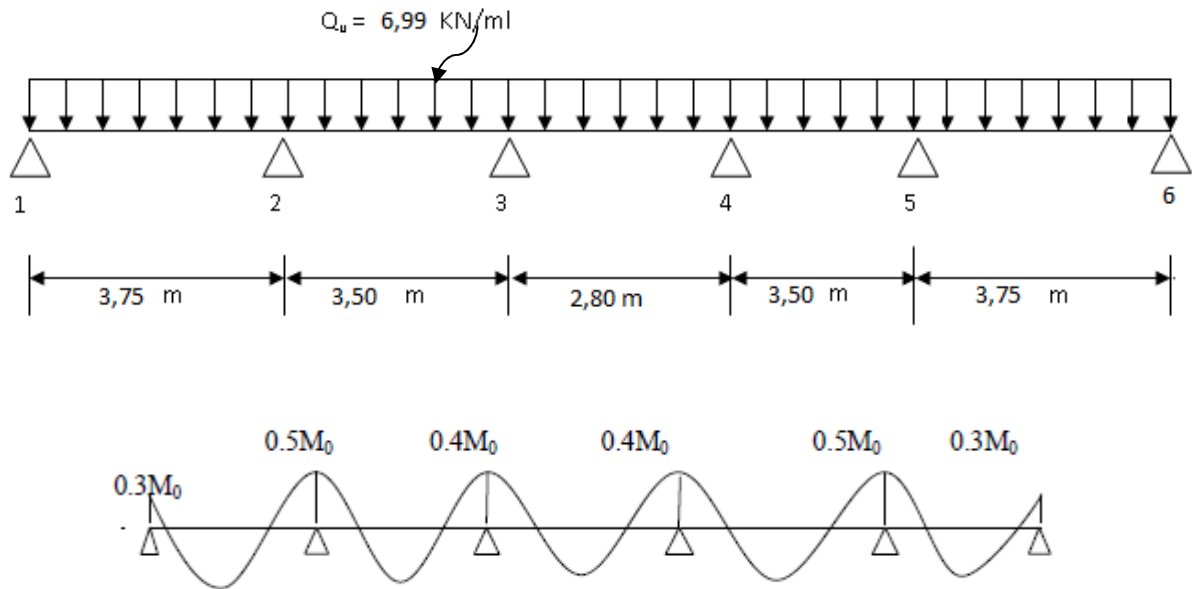
Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ \text{et} \left\{ \begin{array}{ll} M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée de rive} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

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

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastés

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



III.1.4. Schémas statiques

III.1.3.5. Calcul des coefficients :

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,625}{1,625 + 3,3735} = 0,351 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0,351$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3 \alpha = 1,105 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,552 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,652 \end{array} \right.$$

III.1.3.6. Méthode forfaitaire :

- **Calcul des moments isostatiques**

Travée 1-2

$$M_0^1 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6.99 \times 3.75^2}{8} = 12.287 \text{KN.m}$$

Travée 2-3

$$M_0^2 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6.99 \times 3.5^2}{8} = 10.703 \text{KN.m}$$

Travée 3-4

$$M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6.99 \times 2.80^2}{8} = 6.850 \text{KN.m}$$

Travée 4-5

$$M_0^4 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6.99 \times 3.5^2}{8} = 10.703 \text{KN.m}$$

Travée 5-6

$$M_0^5 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6.99 \times 3.75^2}{8} = 12.287 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis**

$$M_1 = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 12.287 \quad \Rightarrow M_1 = 3.686 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_0^1, M_0^2) = 0,5 \max (12.287, 10.703) \quad \Rightarrow M_2 = 6.143 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_0^2, M_0^3) = 0,4 \times 10.703 \quad \Rightarrow M_3 = 4.281 \text{KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_0^3, M_0^4) = 0,4 \max (6.850, 10.703) \quad \Rightarrow M_4 = 4.281 \text{KN.m}$$

$$M_5 = 0,5 M_0^4 = 0,5 \times 12.287 \quad \Rightarrow M_5 = 6.143 \text{KN.m}$$

$$M_6 = 0,3 M_0^5 = 0,3 \times 12.287 \quad \Rightarrow M_6 = 3.686 \text{KN.m}$$

- **calcul des moments en travée :**

- **Travée de rive 1-2 :**

$$M_{t12} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^1 \Rightarrow M_{t12} \geq 0,652M_0^1$$

$$M_{t12} \geq 0,652 \times 12.287 \quad \longrightarrow \quad M_{t12} \geq 8.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{t12} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq 1,105 M_0^1 \quad \longrightarrow \quad M_{t12} + \frac{3.686 + 6.143}{2} \geq 1,105(12.287)$$

$$M_{t12} = 8.662 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t12} = 8.662 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire 2-3:

$$M_{t23} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq 1,105 M_0^2 \quad \longrightarrow \quad M_{t23} + \frac{6.143 + 4.281}{2} \geq 1,105 (10.703)$$

$$\longrightarrow M_{t23} \geq 6.616 \text{ KN.m}$$

$$M_{t23} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^2 \Rightarrow M_{t23} \geq 0,552M_0^2$$

$$M_{t23} = 0,552 \times 10.703 \quad \longrightarrow \quad M_{t23} = 5.908 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t23} = 6.616 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire 3-4 :

$$M_{t34} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq 1,098 M_0^3 \quad \longrightarrow \quad M_{t34} + \frac{4.281 + 4.281}{2} \geq 1,098 (6.850)$$

$$\longrightarrow M_{t34} \geq 3.288 \text{ KN.m}$$

$$M_{t34} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^3 \Rightarrow M_{t34} \geq 0,552M_0^3$$

$$M_{t34} = 0,552 \times 6.850 \quad \longrightarrow \quad M_{t34} = 3.781 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t34} = 3.781 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire 4-5 :

$$M_{t45} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0^4 \Rightarrow M_{t45} \geq 0,552M_0^4$$

$$M_{t45} \geq 0,552 \times 10.703 \longrightarrow M_{t45} \geq 5.908 \text{ KN.m}$$

$$M_{t45} + \frac{4.281 + 6.143}{2} \geq 1,105(10.703) \longrightarrow M_{t45} = 6.616 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t45} = 6.616 \text{ KN.m}$

• **Travée de rive 5-6 :** $-M_{t56} \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0^5 \Rightarrow M_{t12} \geq 0,652M_0^5$

$$M_{t56} \geq 0,652 \times 12.287 \longrightarrow M_{t56} \geq 8.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{t56} + \frac{M_5 + M_6}{2} \geq 1,105 M_0^5 \longrightarrow M_{t56} + \frac{6.143 + 3.686}{2} \geq 1,105(12.287)$$

$$M_{t56} = 8.662 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t56} = 8.662 \text{ KN.m}$

c). Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec : T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

$$T_e = T_w + q_u L$$

Travées	1-2=3.75m	2-3=3.50m	3-4=2.80m	4-5=3.5m	5-6=3.75m
Mw(KN.m)	3.686	6.143	4.281	4.281	6.143
Me(KN.m)	6.143	4.281	4.281	6.143	3.686
Tw(KN)	12.451	12.764	9.786	11.701	13.761
Te(KN)	-13.761	-11.701	-9.786	-12.764	-12.451
Mt(KN.m)	8.662KN.m	6.616 KN.m	3.781 KN.m	6.616 KN.m	8.662KN.m

Tab. III.1.1 Résultats des moments et efforts tranchants

III.1.3.7. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) **diagramme des moments fléchissant :**

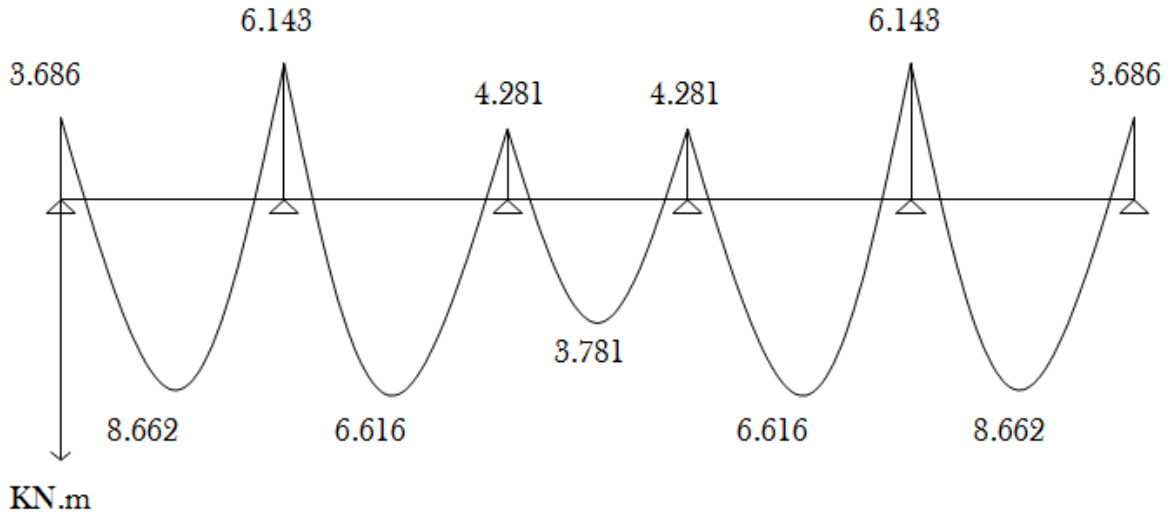


Fig. III.1.5. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

b) **diagramme des efforts tranchants :**

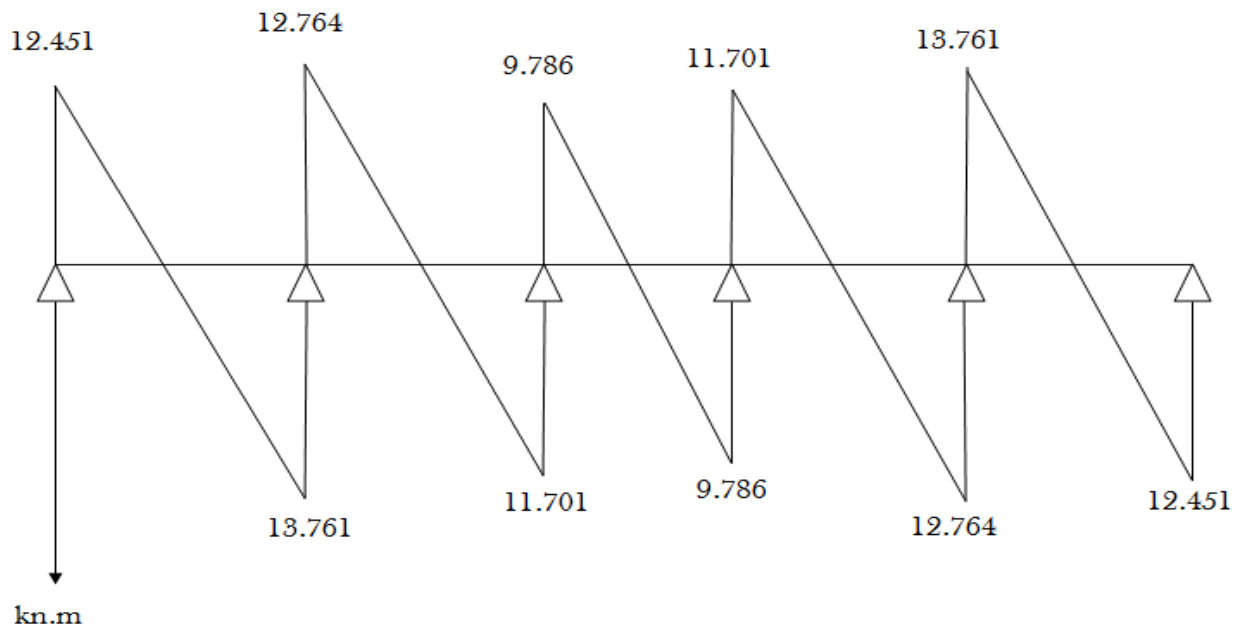


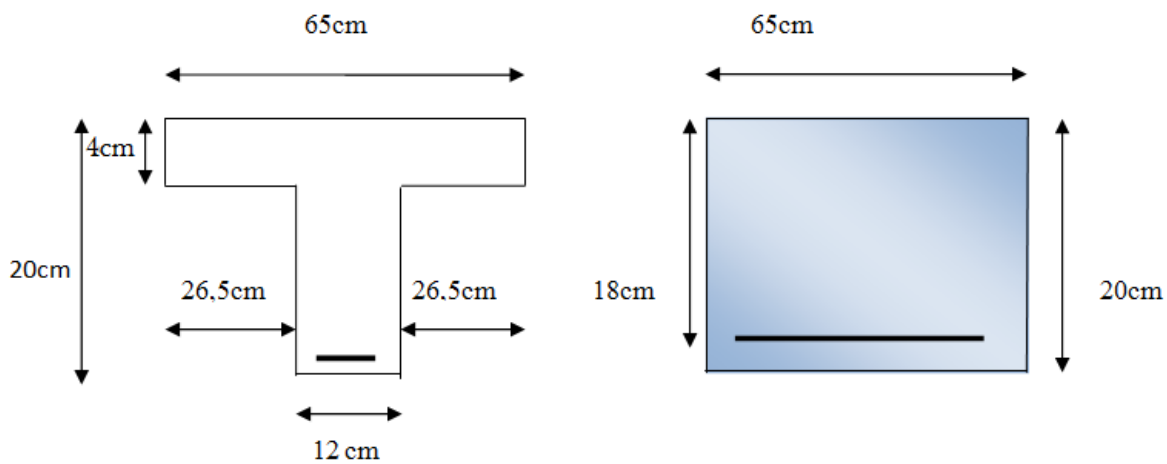
Fig. III.1.6. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.1.3.8. Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 8,662 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6,143 \text{ KN.m}$$



$$V_u^{\max} = 13,761 \text{ KN}$$

Fig. III.1.7: section en T

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 8,662 \text{ KN.m} \implies$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{8,662 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.029 < 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,029 \rightarrow \beta = 0,9855$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{8,662 \times 10^3}{0,9855 \times 18 \times 348} = 1,272 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,272 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : armature en travées } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

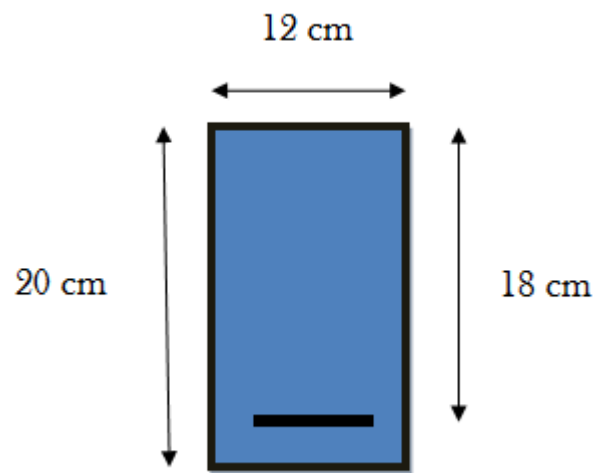
$$M_a^{\max} = 6.143 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{6.143 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.111 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,111 \rightarrow \beta = 0,941$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6.143 \times 10^3}{0,941 \times 18 \times 348} = 0,944 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,944 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : armature aux appuis } 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$



c) Calcul des armatures transversales :

$$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{\max}\right) \text{ (Art 7.2.1/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 10\right) = 0.571 \text{ cm}$$

$$\varphi \leq 0,571 \text{ cm} \text{ On prend } \varphi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte: armature transversal } 2\text{HA}8 \rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de HA8

d) Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(16,2, 40) = 16.2\text{cm}$$

On prend : $St=15\text{ cm}$

Vérification à l'ELU :**a) Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13,761 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,637\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,637\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{40} = 0,26\text{cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_t = 2,35\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 1.57\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{13,761 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3.14} = 0.9\text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,9 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{ avec : } a = 0,9d$$

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

$$V_u^{\max} = 13,761 \text{KN} \leq 129,6 \text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(13,761 - \frac{6,143}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$$A_a = 1,57 \geq -0,69 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\Longrightarrow Les armatures calculées sont suffisantes.

f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

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

Soit un crochet de : $La= 0,4 ls= 0,4 \times 35.27 \longrightarrow La=14.1 \text{ cm}$

Calcul de la poutrelle à l'ELS :

calcul des moments isostatiques :

$$q_s = 4,99 \text{ KN/m}$$

Travée 1-2 :

$$M_0^1 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.99 \times 3,75^2}{8} = 8,771 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :

$$M_0^2 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.99 \times 3,5^2}{8} = 7,641 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4 :

$$M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.99 \times 2,8^2}{8} = 4,89 \text{ KN.m}$$

Travée 4-5 :

$$M_0^4 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.99 \times 3,5^2}{8} = 7,641 \text{ KN.m}$$

Travée 5-6 :

$$M_0^5 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.99 \times 3,75^2}{8} = 8,771 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis

$$M_1 = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 8,771 = 2,631 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_0^1, M_0^2) = 0,5 \max (8,771 ; 7,641) \Rightarrow M_2 = 4,385 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_0^2, M_0^3) = 0,4 \max (7,641 ; 4,89) \Rightarrow M_3 = 3,056 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_0^3, M_0^4) = 0,4 \max (4,89 ; 7,641) \Rightarrow M_4 = 3,056 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,5 (M_0^4, M_0^5) = 0,5 \max (7,641 ; 8,771) \Rightarrow M_5 = 4,385 \text{ KN.m}$$

$$M_6=0,3 (M_0^5)= 0,3 \times 8,771 M_5 = 2,631 \text{KN.m} \quad \Leftrightarrow M_6= 2,631 \text{KN.m}$$

Calcul des moments en travée :

Travée de rive 1-2 :

$$M_{t12} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0^1 \Rightarrow M_{t12} \geq 0,652 M_0^1$$

$$M_{t12} \geq 0,652 \times 8,771 M_{t12} \geq \longrightarrow 5,718 \text{KN.m}$$

$$M_{t12} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq 1,105 M_0^1 \longrightarrow M_{t12} + \frac{2,651 + 4,385}{2} \geq 1,105 (8,771)$$

$$M_{t12} = 6,184 \text{KN.m}$$

On prend le max $M_{t12} = 6,184 \text{KN.m}$

$$M_{t23} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq 1,105 M_0^2 \longrightarrow M_{t23} + \frac{4,385 + 3,056}{2} \geq 1,105 (7,641)$$

$$M_{t23} \geq 4,723 \text{KN.m}$$

$$M_{t23} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0^2 \Rightarrow M_{t23} \geq 0,552 M_0^2$$

$$M_{t23} = 0,552 \times 7,641 \longrightarrow M_{t23} = 4,218 \text{KN.m}$$

On prend le max $M_{t23} = 4,723 \text{KN.m}$

Travée intermédiaire 3-4 :

$$M_{t34} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq 1,105 M_0^3 \longrightarrow M_{t34} + \frac{3,056 + 3,056}{2} \geq 1,105 (4,89)$$

$$M_{t34} \geq 2,347 \text{KN.m}$$

$$M_{t34} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0^3 \Rightarrow M_{t34} \geq 0,552 M_0^3$$

$$M_{t34} = 0,552 \times 4,89 M_{t34} = 2,699 \text{KN.m}$$

On prend le max $M_{t34} = 2,699 \text{KN.m}$

Travée de rive 4-5 :

$$M_{t45} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0^4 \Rightarrow M_{t45} \geq 0,552M_0^4$$

$$M_{t45} \geq 0,552 \times 7,641 \longrightarrow M_{t45} \geq 4,218 \text{ KN.m}$$

$$M_{t45} + \frac{3,056 + 4,385}{2} \geq 1,105(7,641) \longrightarrow M_{t45} = 4,723 \text{ KN.m}$$

Travée de rive 5-6 :

$$M_{t56} \geq \left(\frac{1,2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^5 \Rightarrow M_{t56} \geq 0,652M_0^5$$

$$M_{t56} \geq 0,652 \times 8,771 \longrightarrow M_{t56} \geq 5,718 \text{ KN.m}$$

$$M_{t56} + \frac{M_5 + M_6}{2} \geq 1,105 M_0^5 \longrightarrow M_{t56} + \frac{4,385 + 2,651}{2} \geq 1,105(8,771)$$

$$M_{t56} = 6.184 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t56} = 6.184 \text{ KN.m}$

c). Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_s L$$

Avec : T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travées	1-2=3.75m	2-3=3.50m	3-4=2.80m	4-5=3.50m	5-6=3.75m
Mw(KN.m)	2.631	4.385	3.056	3.056	4.385
Me(KN.m)	4.385	3.056	3.056	4.385	2.631
Tw(KN)	8.888	9.112	6.986	8.353	9.823
Te(KN)	-9.823	-8.353	-6.986	-9.112	-8.888
Mt(KN.m)	6.184	4.723	2.699	4.723	6.184

III.1.4.1. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

d) diagramme des moments fléchissant :

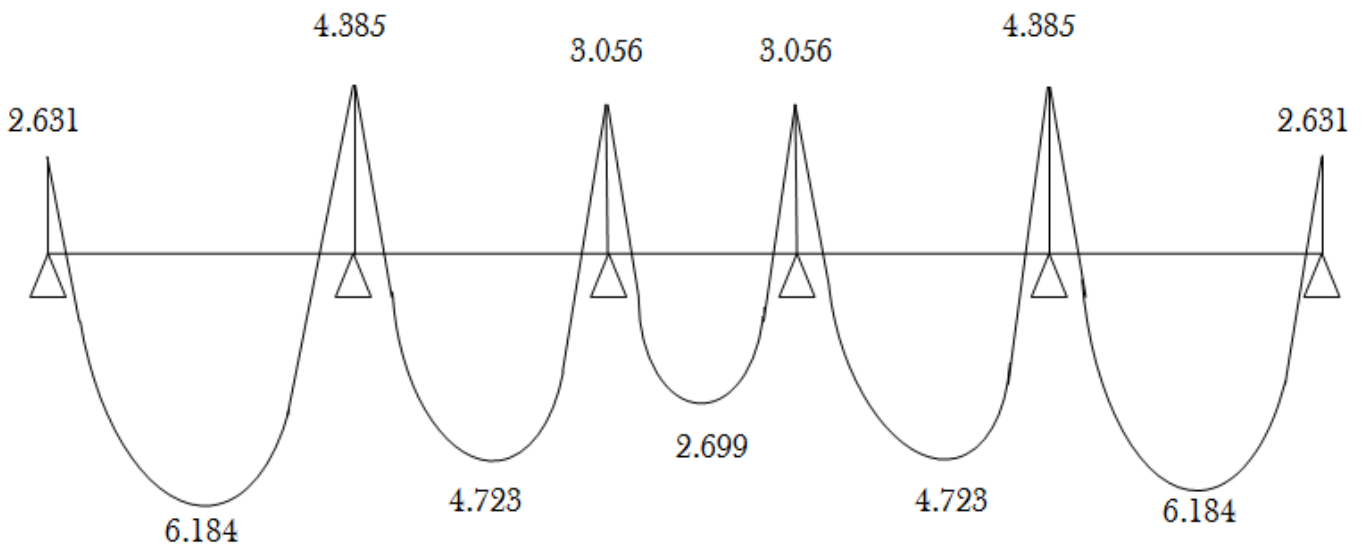


Fig. III.1.8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

e) diagramme d'effort tranchant :

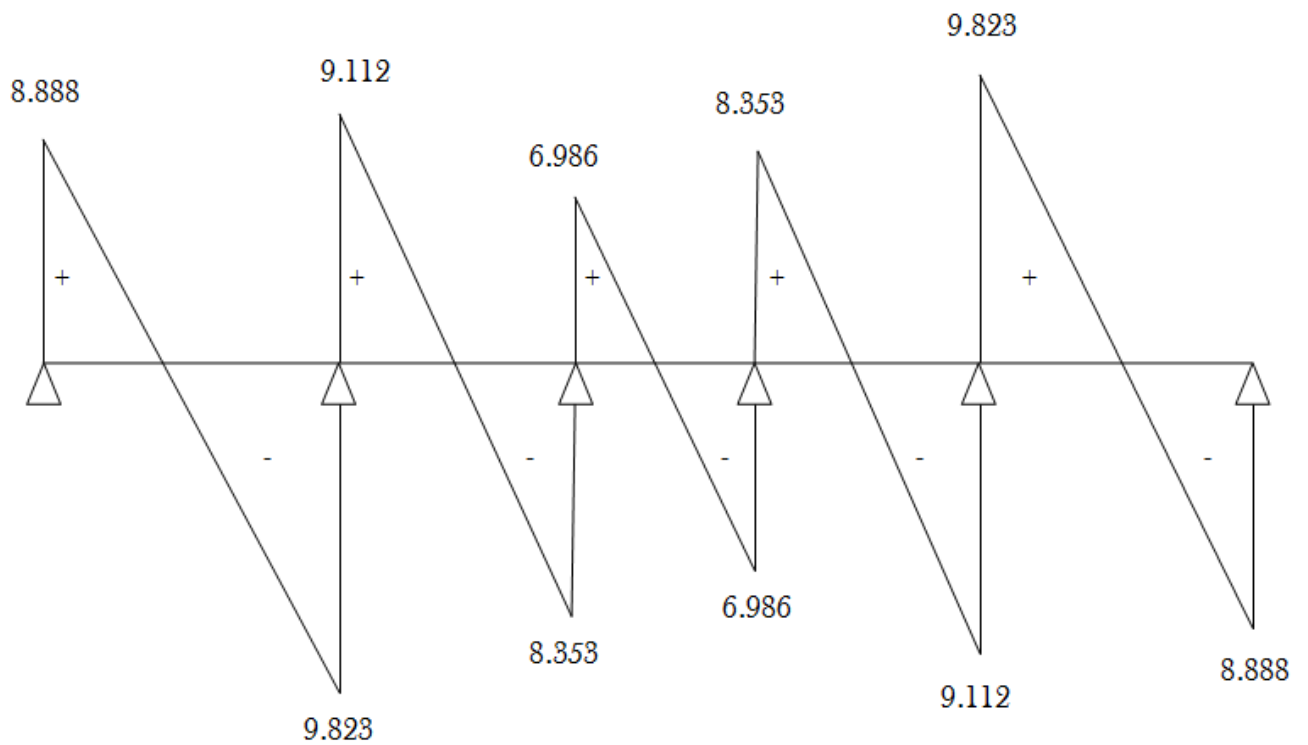


Fig. III.1.9. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

III.1.4.1 Vérifications à L'ELS :**III.1.4.1.1. Etat limite de la compression du béton :** (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

En travée : $M_t^{\max} = 6,184 \text{KN.m}$

a) Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,088$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 1,088 \rightarrow \beta_1 = 0,8563 \rightarrow K_1 = 19,80$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{6,184 \times 10^3}{0,8563 \times 18 \times 2,35} = 170,73 \text{MPa} < \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

b) Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} : \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec} : \sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{170,73}{19,80} = 8,62 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,62 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

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

- **Aux appuis** : $M_a^{\max} = 4,385 \text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1,57}{18 \times 12} = 0,726$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 0,726 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K_1 = 25,50$$

a) Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,385 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 177,13 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{177,13}{25,50} = 6,95 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,95 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

III.1.4.1.2. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.1.4.1.3. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$\diamond \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\diamond \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\diamond \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_c}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée entre nœuds d'appuis.

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

b₀ : largeur de nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

A : section des armatures.

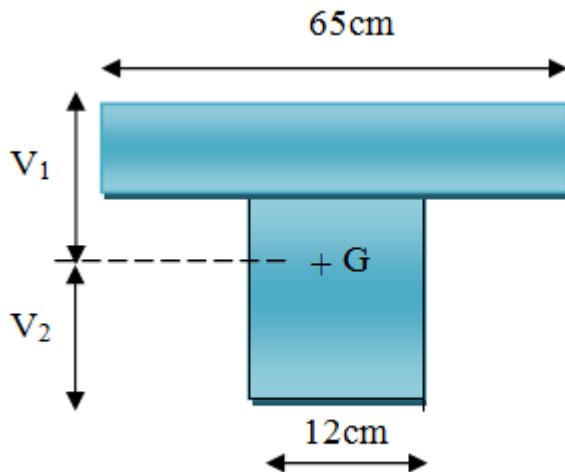
$$\diamond \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{375} = 0.053 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \quad \frac{h}{L} = 0.053 > \frac{6.184}{15 \times 8.771} = 0.04 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \quad \frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{2.35}{18 \times 12} = 0.010 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion :

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

III-1.4.1.4) Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**FigIII.1.10. : Section en T**

$$a^{\circ) } F_v = \frac{M_t^{ser} \cdot J^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_v}$$

$$b^{\circ) } F_i = \frac{M_t^{ser} \cdot J^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_i}$$

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

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818,86 = 32456,6 \text{ MPa}$$

a) Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{sr}$$

B_0 = section du beton

A = section d'armature tendue

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

b) Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 \text{ cm}^3$$

V_1 : position de l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_{st} \cdot (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \cdot (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \cdot 4 \cdot \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 \cdot (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,24 \text{ cm}^4$$

l = la portée libre mesurée d'appuis de la travée considérée.

ρ = le rapport des aciers tendues de celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,010$$

La contrainte dans les aciers tendues est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{6.184 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 235} = 166,89 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \cdot (2 + \frac{3b_0}{b})} \quad \text{Pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,010 \cdot (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 4,11$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4,11 = 1,64 \quad \text{Pour les déformations de longue durée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,010 \times 166,89) + 2,1} = 0,419$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + (0,419 \times 1,64)} = 13041,78 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_i} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + (0,419 \times 4,11)} = 8083,37 \text{ cm}^4$$

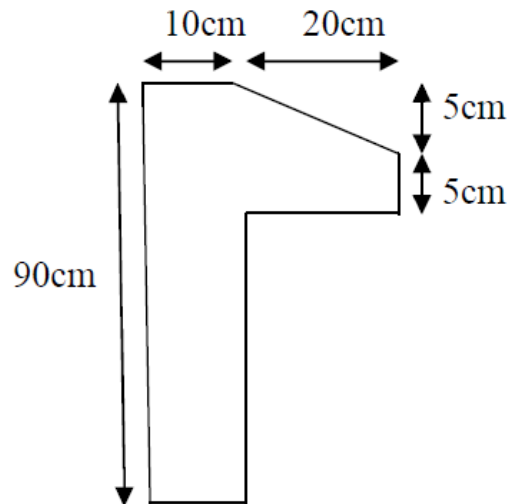
Donc :

$$F_v = \frac{6.184 \times 10^2 \times (3750)^2}{10 \times 10818,8 \times 6 \times 13041,78} = 0,616 \text{ cm} < \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$F_i = \frac{6.184 \times 10^2 \times (3750)^2}{10 \times 32456,6 \times 8083,37} = 0,33 \text{ cm} < \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

III.2) Etude de l'acrotère :**1) Définition :**

L'acrotère est un élément de la structure en béton armé, assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, assure la sécurité total au niveau de ce dernier, il est soumis à un effort (G) du à son poids propre et à un effort horizontal (Q=1KN /ml) du à la main courante qui engendre un moment M dans la section d'encastrement.



FigIII- 2-1- Schéma statique de l'acrotère.

III.2.2) Calcul des sollicitations :**Poids propre :**

$$G = \rho \times A = 25[(0.9 \times 0.1) + (0.05 \times 0.2) + (0.05 \times 0.2)/2] = 2.625.$$

G=2.625KN/ml.

Surcharge d'exploitation due à la poussée latérale :**Moment de renversement MQ du à Q :**

$$MQ = Q \times h = 1 \times 0.9 = 0.9 \text{KN.m.}$$

Effort normal du au poids propre G :

$$NG = G \times 1 \text{ml} = 2.625 \text{KN.}$$

Effort tranchant du à la surcharge Q :

$$TQ = Q \times 1 \text{ml} = 1 \text{KN.}$$

III.2.3) Combinaison de charge à l'ELU :

Effort normal de compression du à G :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.625 = 3.544.$$

$$N_u = 3.544 \text{ KN.}$$

Moment de renversement MQ du à Q :

$$M_u = 1.5MQ = 1.5 \times 0.9 = 1.35.$$

$$M_u = 1.35 \text{ KN.}$$

III.2.4) Combinaison de charge à l'ELS :

Effort normal de compression du à G :

$$N_s = G = 2.625.$$

$$N_s = 2.625 \text{ KN.}$$

Moment de renversement du à Q :

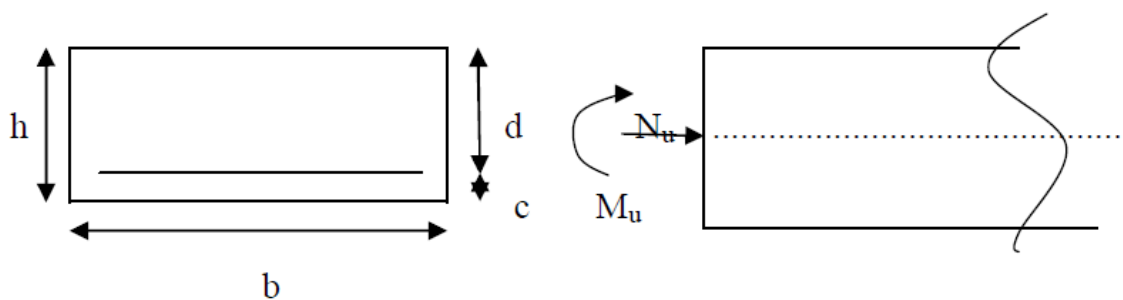
$$M_s = MQ = 0.9.$$

$$M_s = 0.9 \text{ KN.}$$

III.2.5) Ferrailage :

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$ soumise à un effort normal N_u et un moment de renversement M_u .



FigIII- 2-2- Coupe transversale de l'acrotère

Avec :

$$d = 8 \text{ cm, } c = 2 \text{ cm, } b = 100 \text{ cm, } h = 10 \text{ cm.}$$

a) Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.350}{3.544} = 0.38\text{m} = 38\text{cm}.$$

$$a = (h/2) - c = (10/2) - 2 = 3\text{cm}.$$

Avec :

a : distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité de la section des armatures tendues.

c : enrobage.

d : distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

eu > a ⇒ **Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limité par les armatures** ⇒ L'effort normal Nu est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Elle sera calculée en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif Mf, puis elle se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple :

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times e_f \quad e_f = e_u + (h/2) - c = 38 + 3 = 41\text{cm}.$$

$$M_f = 3.544 \times 0.41 = 1.45.$$

$$\mathbf{M_f = 1.45\text{KN.m.}}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.45 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.016.$$

$$\mu_b = 0.016 < \mu_0 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_b = 0.016 < \mu_0 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = 0.53\text{cm}^2.$$

$$A_f = 0.53\text{cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée:

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_u} = 0.53 - \frac{3.544 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.43 \text{ cm}^2.$$

$$A = 0.43 \text{ cm}^2.$$

III.2.6) Vérification à l'ELU:**a) Condition de non fragilité (Art A.4.2 ,1 BAEL91 mod99) :**

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 8 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2.$$

$A = 0.43 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on admettra la section minimale comme une section réelle.

Donc : $A = A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$.

Soit $A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

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

Armatures de répartition :

$A_r = A/4 = 0.50 \text{ cm}^2$.

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

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

b) Vérification au cisaillement :(Art A .5.1, 1 BAEL91mod99).

On doit avoir :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u.$$

La fissuration est préjudiciable.

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

$\tau = V_u / bd$ avec $V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN}$.

$\tau = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$$\tau_u = V_u / b d \quad \text{avec} \quad V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres :(Art A.6.1, 3 BAEL91 mod99).

Il faut vérifiée :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} .$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPa.}$$

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

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

$$\sum U_i = n \pi \phi .$$

n : Nombre e barres.

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,05} = 0,20 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 0,20 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifié.

Pas de risque d'entraînement des barres

d) Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1, 221.BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ tel que } \tau_{su} = 0,6 \psi s^2 f_{t28}$$

$$\phi = 8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,84} = 281,69 \text{ mm} = 28,2 \text{ cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence **FeE400, $l_s = 40 \text{ cm}$.**

La longueur d'ancrage d'après l'article (Art A. 6.1.253 BAEL91 mod99).

$$l_c = 0.4 l_s \Rightarrow l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

Avec : l_s : longueur de scellement droit.

l_c : longueur d'ancrage.

III.2.7) Calcul à l'ELS :

$$M_s = 0.90 \text{ KN.m.}$$

$$N_s = 2.625 \text{ KN.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.34 \text{ m} = 34 \text{ cm.}$$

$$e_s = 34 \text{ cm.}$$

a) Vérification des contraintes:

Dans l'acier :

On doit vérifier:

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s.$$

La fissuration est préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] \quad (\text{Art A.4.5.33 BAEL91 mod99}).$$

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400, \max(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 * 2.1}) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec :} \quad \eta = 1.6 \Rightarrow \text{HA.}$$

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \Rightarrow \beta_1 = 0.920 ; K_1 = 47.50.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{10.87 \times 10^3}{0.92 \times 8 \times 2.01} = 54.08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 54.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{0.9 \times 10^3}{0.92 + 8 + 2.01} = 4.24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b)- Vérification au séisme (Art A6.2.3 RPA99 mod 2003) :

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule

$$F_p = 4AC_pW_p.$$

Avec :

A : coefficient de la zone (Tab4-1 RPA 99 mod 2003)

A=0.25 (Zone III, groupe d'usage 2)

C_p : facteur de force horizontale égale à **0.3**.

W_p : Poids de l'acrotère **W_p=2.625 KN/ml**.

D'où $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 2.625 = 0.47$

$$F_p = 0,783 \text{ KN /ml.}$$

$F_p = 0.783 \text{ KN /ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.3. Etude de la dalle pleine de la salle machine :

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, munie d'une dalle pleine reposant sur 04 côtés. Le panneau est rectangulaire $(2,05 \times 2,20) m^2$.

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

Vitesse d'entraînement : $V = 1 m/s$, pouvant charger 8 personnes de 6,3KN.

$$l_x=2,05 m \quad ; l_y=2,20 m \quad ; S=4,51m^2$$

$$P=90KN.$$

III.3.1.Calcul de la dalle pleine:**Hypothèse :**

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

❖ Pré dimensionnement :**Hauteur de la dalle « h_t »**

$$h_t \geq l_x/30 = 205/30 = 6,83cm.$$

D'après le (RPA99/version 2003) la hauteur de la dalle « h_0 » doit être au moins égale à 12cm.

On opte une épaisseur $h_0= 15cm$.

❖ Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :

- Calcul de U et V :

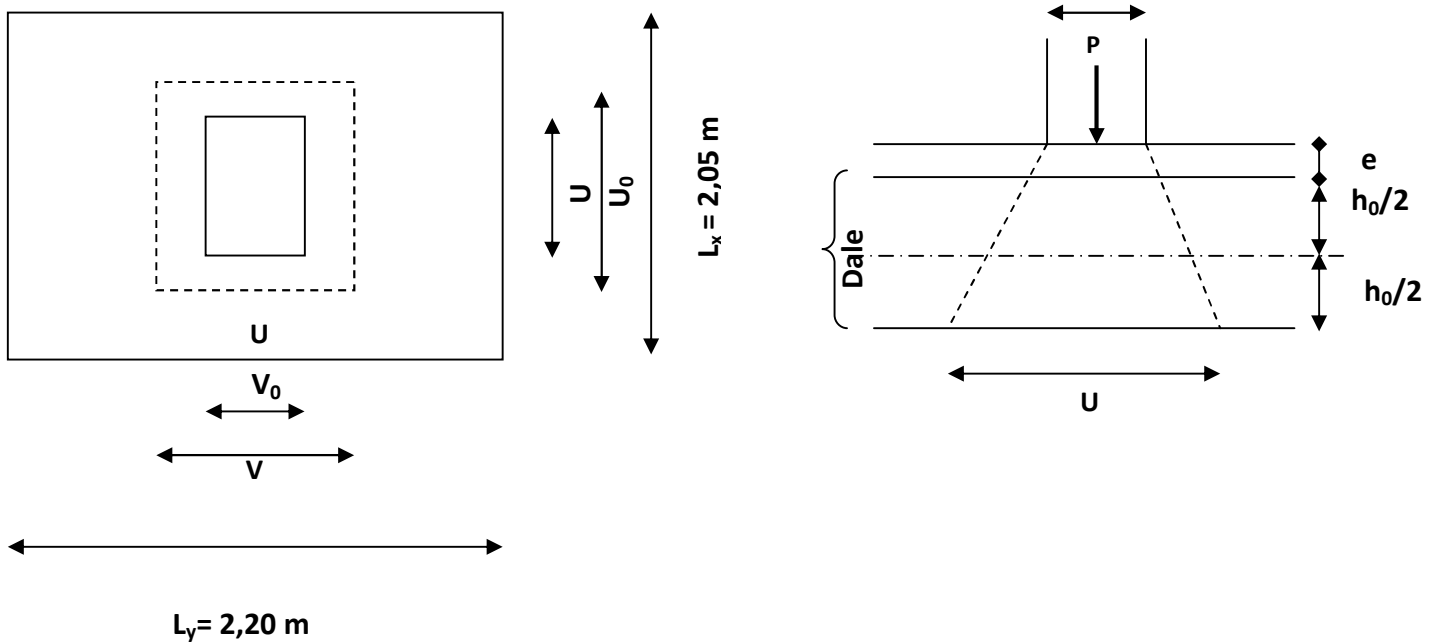


Figure III.3.1 : Schéma statique de la dalle machine

Les côtés u_0 et v_0 du rectangle d'application de la charge sont supposés respectivement // à l_x et à l_y .

La charge P est considérée comme appliquée au niveau du feuillet moyen sur le rectangle ($U \times V$).

on à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,05}{2,20} = 0,90 \\ 0,4 \leq \rho = 0,90 \leq 1 \end{array} \right. \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) \\ V = V_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) \end{array} \right.$$

Avec :

e : Epaisseur de revêtement (e = 5cm)

h_0 : Hauteur de la dalle pleine ($h_0 = 15\text{cm}$)

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$

$$D'où : \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

Avec : $U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ (côtés du rectangle qui limitent la charge concentrée « P »).

(U x V): surface d'impact au niveau du feuillet moyen \longrightarrow

$$\begin{cases} U = 0,80 + 0,05 \times 2 + 0,15 = 1,05\text{m} \\ V = 0,80 + 0,05 \times 2 + 0,15 = 1,05\text{m} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1}**

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{0x} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{0y} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson : $\nu = 0 \rightarrow$ béton fissuré (ELU)

$\nu = 0,2 \rightarrow$ béton non fissuré (ELS)

P : Intensité de la charge concentrée.

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant le rapport :

$$\frac{U}{L_x} \quad \frac{V}{L_y}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{205} = 0,5 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{220} = 0,45$$

Pour déterminer M_1 et M_2 , on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD).

$$0.9 \leq \rho \leq 1$$

• Pour $\rho = 0.9$

$$\longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0,1025 \\ M_2 = 0,084 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} ✓ A l'ELU : $\nu = 0$

$$P_u = 1.35P = 1,35 \times 9 = 12,15t = 121,5KN$$

Donc:

$$M_{x1} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,1025 = 12,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,084 = 10,20 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de la dalle sollicité par une charge uniformément répartie :**➤ **Evaluation du moment M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :**

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

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

μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ et le coefficient de poisson ν .

$$\text{Dans notre cas: } \begin{cases} \rho = 0,90 \\ \nu = 0 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

-Poids propre de la dalle :

$$G = \gamma_b \times h_0$$

$$G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

-Poids propre de la chape (revêtement) :

$$G_{\text{chape}} = 22 \times 0,05 = 1,10 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{tot}} = 3,75 + 1,10 = 4,85 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle)}$$

$$G_{\text{tot}} = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

-Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35 \times G_{\text{tot}} + 1,5 \times Q = (1,35 \times 4,85) + (1,5 \times 1) = 8,05 \text{ KN/ml}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0458 \times 8,05 \times (2,05)^2 = 1,55 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,778 \times 1,55 = 1,206 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,45 + 1,55 = 14 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,20 + 1,206 = 11,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **correction des moments:**

Remarque:

Afin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de 0,3 aux appuis.

En travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 14 = 11,90 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 11,40 = 9,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 14 = 4,2 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 11,40 = 3,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.2.Ferraillage à l'ELU:

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur :

📌 **Sens lx :**

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,2 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA} \quad \longrightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{sa} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,2 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0,93 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{sa}=4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 25 \text{ cm}$

En travées :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,9 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,049 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0,9745$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,9 \times 10^3}{0,9745 \times 13 \times 348} = 2,70 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{st}=5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 20 \text{ cm}$

Sens l_y :

Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,42 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{sa} = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,42 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{sa}=4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 25 \text{ cm}$

En travées :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,69 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,040 < \mu_l = 0,392 \quad \text{S.S.A} \longrightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{9,69 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,18 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st}=5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 20 \text{ cm}$

zone	sens	$M_u(KN.m)$	μ_b	β	$A_{calculée}^2$ (cm)	$A_{adoptée}^2$ (cm)	S_{tmax} (cm)
Appuis	lx	4.2	0.018	0.991	0.93	4HA10=3.14	25
	ly	3.42	0.014	0.993	0.76	4HA8=2.01	25
Travée	lx	11.9	0.049	0.9745	2.70	5HA10=3.93	20
	ly	9.69	0.040	0.980	2.18	5HA8=2.51	20

III.3.3.Vérification à L'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

🚧 **Sens l_x :**

$$A_x^{min} = \omega_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \cdot h$$

Avec : ω_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\omega_0 = 0,0008$ pour les HA de classe FeE400)

On a : $\rho = 0,90$; $h = h_0 = 15$ cm

$$A_x^{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0,90)}{2} = 1,26 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

En travées : $A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

🚧 **Sens l_y :**

$$A_y^{min} = \omega_0 \cdot b \cdot h = 0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{sa} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1,2 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

En travées : $A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1,2 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ **Diamètre minimal des barres:**

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq h_0/10$

$\phi_{\max} = 8\text{mm} \leq 150/10 = 15\text{mm}$ condition vérifiée.

III.3.4.Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

-Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h_0, 25) = (30\text{cm} ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

-Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h_0, 33) = (45\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

🚧 **Sens L_x :**

Aux appuis : $S_t = 25\text{ cm} = 25\text{ cm}$ Condition vérifié

En travées : $S_t = 20\text{ cm} < 25\text{ cm}$ Condition vérifié

🚧 **Sens L_y :**

Aux appuis : $S_t = 25\text{ cm} < 33\text{ cm}$Condition vérifié

En travées : $S_t = 20\text{ cm} < 33\text{ cm}$ Condition vérifié

III.3.5.Vérification de non poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq P_c = 0,045 \times \mu_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; (\text{aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est}$$

vérifiée).

avec : μ_c : périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 4,2\text{ m.}$$

$$P_c = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5\text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 121,5\text{ KN} \\ P_c = 472,5\text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow P_u < P_c \text{ condition vérifiée.}$$

(aucune armature transversale n'est nécessaire)

➤ **Contrainte tangentielle**

L'effort tranchant par unité de longueur dans les dalles portant sur (4) cotés est donné par les formules suivants :

- **Au milieu de U :**

$$v_u = \frac{P_u}{2U + V} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

- **Au milieu de V :**

$$v_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,297 [\text{Mpa}]$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0,297 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right. \longrightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition est vérifiée}$$

III.3.6. Vérification à L'ELS :

➤ **Moments engendrés par le système de levage :**

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau :

$$\begin{array}{lll} M_{x1} = P_s (M_1 + \nu M_2) & \text{avec : } \nu = 0,2 \text{ (ELS)} & M_1 = 0,1025 \\ M_{y1} = P_s (M_2 + \nu M_1) & P_s = 90 \text{ KN} & M_2 = 0,0840 \end{array}$$

$$M_{x1} = 90 (0,1025 + 0,2 \times 0,05184) = 10,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,0840 + 0,2 \times 0,06220) = 8,68 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments engendrés par le poids propre de la dalle pleine :**

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN}$$

Dans le sens de L_x :

$$M_{x2}^s = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2$$

$$\rho = 0,90 ; \nu = 0,2 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{array} \right.$$

Dans le sens de L_y :

$$M_{y2}^s = \mu_x \times (M_{x2}^s)$$

$$M_{x2}^s = 0,0529 \times 4,75 \times (2,05)^2 = 1,056 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0,846 \times 1,056 = 0,893 \text{ KN.m}$$

a) Superposition des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x^s = 10,16 + 1,056 = 11,216 \text{ KN.m} \\ M_y^s = 8,68 + 0,893 = 9,573 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

b) Correction des moments :

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx}^s = 0,85M_x^s = 0,85 \times 11,216 = 9,53 \text{ KN.m} \\ M_{ty}^s = 0,85M_y^s = 0,85 \times 9,573 = 8,14 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{tx}^s = 9,53 \text{ KN.m} \\ M_{ty}^s = 8,14 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Sur appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax}^s = 0,3 \times 11,216 = 3,36 \text{ KN.m} \\ M_{ay}^s = 0,3 \times 9,573 = 2,87 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.3.7.Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Il est admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes de compression lorsque :

- 1- La section est rectangulaire
- 2- La nuance d'acier est de FeE400
- 3- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

- Sens X-X :

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{tx}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,53 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,039 \longrightarrow \alpha = 0,0497$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{\frac{11,90}{9,53}-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,375$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 0,375 \\ \alpha = 0,0497 \end{array} \right. \longrightarrow \alpha < g \longrightarrow \text{vérifiée}$$

- Sur appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{ax}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,36 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 \longrightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{\frac{4,2}{3,36}-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,375$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 0,375 \\ \alpha = 0,0176 \end{array} \right. \longrightarrow \alpha < g \longrightarrow \text{vérifiée}$$

- Sens Y-Y :

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{ty}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,69 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,04 \longrightarrow \alpha = 0,0510$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{\frac{8,14}{9,69}-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,17$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 0,17 \\ \alpha = 0,0510 \end{array} \right. \longrightarrow \alpha < g \longrightarrow \text{vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ay}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,42 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 \quad \longrightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2,87-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,17$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = 0,17 \\ \alpha = 0,0176 \end{array} \right. \longrightarrow \alpha < g \longrightarrow \text{vérifiée}$$

Conclusion :

Les trois conditions précédentes sont toutes satisfaites, donc on peut se dispenser à la vérification de la contrainte de compression de béton.

Remarque :

Comme la fissuration est peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

H : hauteur de la dalle

M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction L_x

M_x : Moment isostatique dans la direction de x-x pour une bande de largeur égale à 1m

A_x : Section d'armature par une bande de largeur égale à 1m

d : La hauteur utile de la bande

b : La largeur de la bande égale à 1m

$$1) \frac{h}{L_x} = \frac{15}{205} = 0,0732 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0425 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

$$2) \frac{A_x}{bd} = \frac{3,93}{100 \times 13} = 0,003 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

III.3.8. Ferrailage du mur voile de la cage d'ascenseur:

Nous avons prévu un mur voile d'épaisseur égale à 20 cm: les armatures sont constituées de deux nappes.

Selon RPA 2003 le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% de la section du béton dans les deux sens : $A_{\text{Min}} = 0,001 \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2$

Soit: $4\text{T}8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

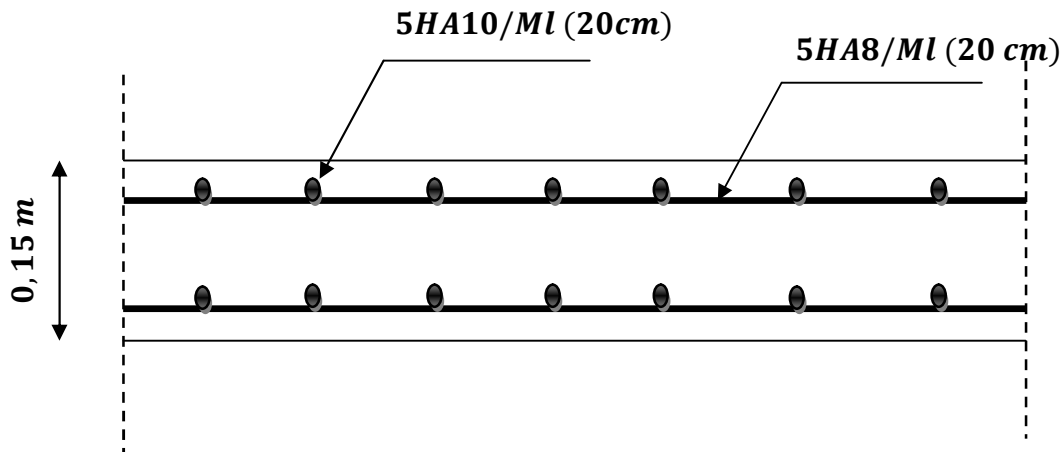


Fig III. 3. 3. schéma du ferrailage de la salle machine

III.4. Les balcons et les porte à faux :**1) Les balcons :**

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive réalisé en dalle pleine; son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L = 1,38 \text{ m}$$

$$ep \geq \frac{138}{10} = 13,8 \text{ cm}$$

On prend $ep = 15\text{cm}$

Charges et surcharges :

Charges permanentes :

Désignation	épaisseur (cm)	ρ (kn/m ³)	G (kn/ml)
poids propre de la dalle	15	25	3,75
couche de sable	2	22	0,44
mortier de pose	2	18	0,36
carrelage	2	22	0,44
enduit de ciment	1	33	0,33
		G total (kn/ml)	5,32

Tab. III.4.1 charges permanentes

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

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

Combinaison des charges :

$$ELU \begin{cases} qu_1 = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 8,682 \text{ kn/ml} \\ qu_2 = 1,35 G_2 = 1,35 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} qs_1 = G_1 + Q_1 = 8,82 \text{ kn/ml} \\ qs_2 = G_2 = 1 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

III.4.1. Calcul à l'ELU :

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

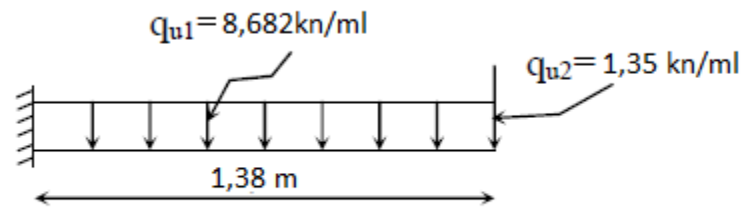


Fig.III.4.1

$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} l = \frac{8,682 \times 1,38^2}{2} + 1,35 \times 1,38 = 10,13 \text{ kn.m}$$

Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 13,33 \text{ kn}$$

- Calcul de la section d'armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10,13 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,042$$

$$\text{On } \mu = 0,042 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,042 \quad \alpha = 0,0536 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,13 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte 5HA10} \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2, \text{ St1} = 20 \text{ cm}$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,9825 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte 4HA8} \rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2, \text{ St2} = 25 \text{ cm}$$

III.4.2 Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,569 \text{ cm}^2 \quad \ll \text{condition vérifiée} \gg$$

Ecartement des barres :

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

$$\text{St1} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \ll \text{condition vérifiée} \gg$$

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

$$\text{St2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \ll \text{condition vérifiée} \gg$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15f_c28; 5Mpa\} \llcorner \text{«Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{13,33 \times 10^3}{100 \times 13} = 0,10 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ Mpa} \llcorner \text{«Condition vérifiée»}$$

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9d \sum U_i} = \frac{13,33 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157,079} = 0,725 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \llcorner \text{«Condition vérifiée»}$$

III.4.3. Vérification à l'ELS :**Vérification des contraintes de compression du béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_c28 = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

$$b0 \frac{y^2}{2} - nA_s(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 - 3,93(13 - y) \times 15 = 0$$

$$\Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 766,35 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 395,9 \Rightarrow y = 3,369 \text{ cm}$$

$$I = 6741,91 \text{ cm}^4$$

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2}$$

$$M_s = (q_{s1} l^2 / 2) + q_{s2} \times l = [8,82 \times (1,38)^2 / 2] + [1 \times 1,38] = 9,78 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9,78 \times 10^6}{67419100} \times 33,69 = 4,89 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \llcorner \text{«Condition vérifiée»}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = n x \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 x \frac{9,78 \times 10^6}{67419100} \times (130 - 33,69) = 209,56 \text{ Mpa}$$

III.5.Calcul des escaliers :

Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à deux volées, il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

➤ Caractéristiques dimensionnelles

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

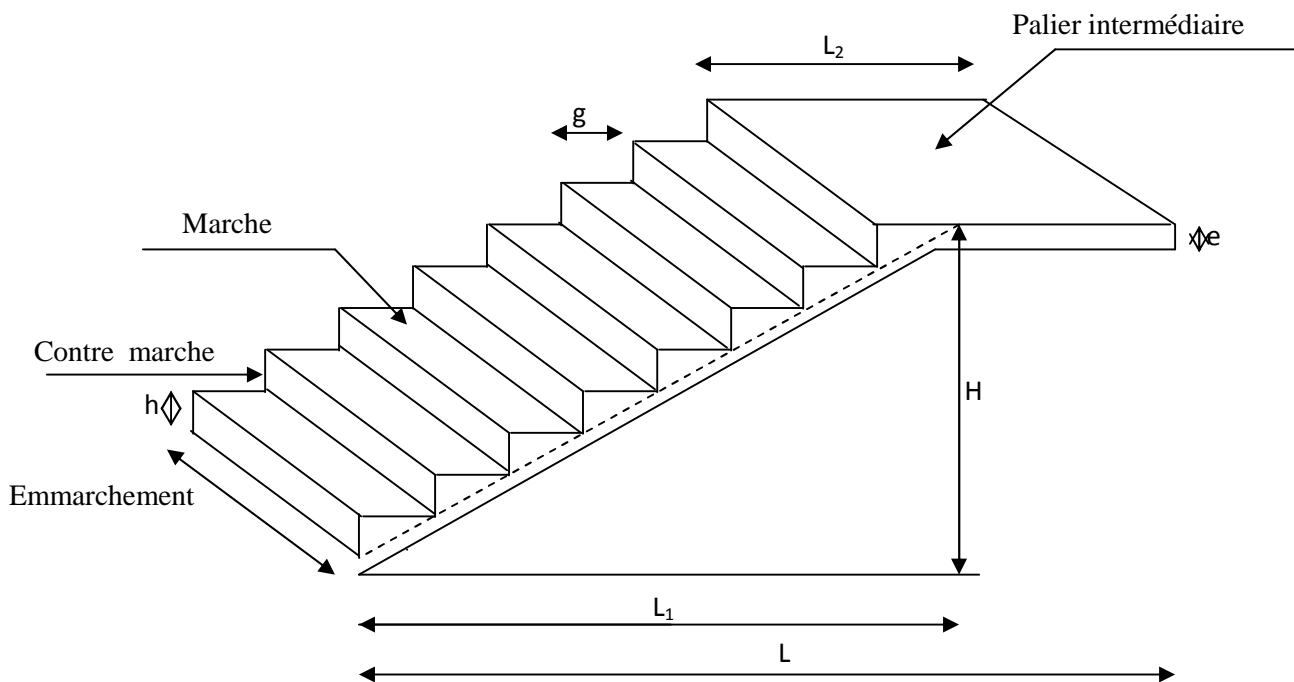


Fig. III.5.1 : Coupe verticale de l'escalier

g : la largeur de contre marche (giron)

h : hauteur de la contre marche

e : l'épaisseur de la paillasse et le palier

H : hauteur de la volée

L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

III.5.1) Pré-dimensionnement de l'escalier :

Volée (h=1.53m)

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

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq g+2h \leq 66\text{cm} \\ 14 \leq h \leq 20\text{cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de giron est pris alors : $m = n - 1$.

Le schéma statique d'escalier

Ht = 153 cm

Soit : h = 17cm

$n = \frac{153}{17} = 9 \rightarrow$ le nombre de marche $m = 9 - 1 = 8$

Relation de BLANDEL

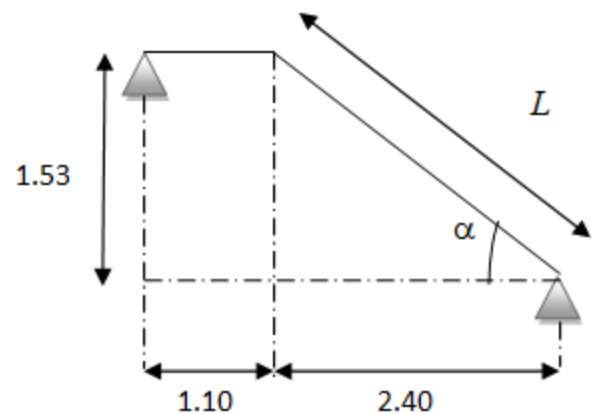
$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$$

$$25 \leq g \leq 32\text{cm}$$

Soit : g=30

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$2h + g = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \rightarrow \text{condition est vérifiée}$$



La paillese:

L'épaisseur de la paillese est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle du palier et de la paillese : $L = L_1$

On: $\cos \alpha = \frac{l}{L_1} \implies L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$

$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,64 \implies \alpha = 32,62^\circ$

Donc : $L_1 = \frac{240}{\cos 32.62} = 284.94 \text{cm}$

D'où $L = 284.94 + 110 = 394.94 \text{cm}$

L'épaisseur de la paillese est : $\frac{394.94}{30} \leq e_p \leq \frac{394.94}{20} \implies 13.16 \text{cm} \leq e_p \leq 19.75 \text{cm}$

Soit : **$e_p = 15 \text{cm}$**

III.5.1.1 Détermination des charges et des surcharges :

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport a la porté de la paillese, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la palliasse. Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

➤ **Charges permanentes :**

1.La paillese :

Elément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillese	$\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,15}{\cos 32.65} = 4.45$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,15}{2} = 1.875$
Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit)	$0.44 + 0.44 + 0.36 + 0.33 = 1.57$
	G = 7.895

Tab. III.5.1. : Charge totale de la paillese.

1. Le palier :

Elément	POIDS (Kn/m ²)
Poids propre de palier	25x0, 15=3.75
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,57
	G =5.32

Tableau III.5.2. : Charge totale du palier.**3. Les charges concentrées (mur):.**

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur (P).

$$P = (1,53 - 0,40) \times 2,36 \times 1 = \mathbf{2.67 \text{ KN}}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : **Q = 2.5 KN/m**

4. Combinaisons de charge et surcharge:

ELU : 1,35G+1,5Q

- La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 7.895 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 14,41 \text{ KN/ml}$
- le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 5.32 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 10,93 \text{ KN/ml}$
- le mur : $P_u = 1,35 \times 2.67 = 3,60 \text{ KN}$

ELS : G+Q

- La paillasse : $q_{1s} = (7,895 + 2.5) \times 1 = 10,40 \text{ KN/ml}$
- le palier : $q_{2s} = (5,32 + 2.5) \times 1 = 7,82 \text{ KN/ml}$
- le mur : $P_s = 2,67 \text{ KN}$

5. Calcul des efforts internes à l'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

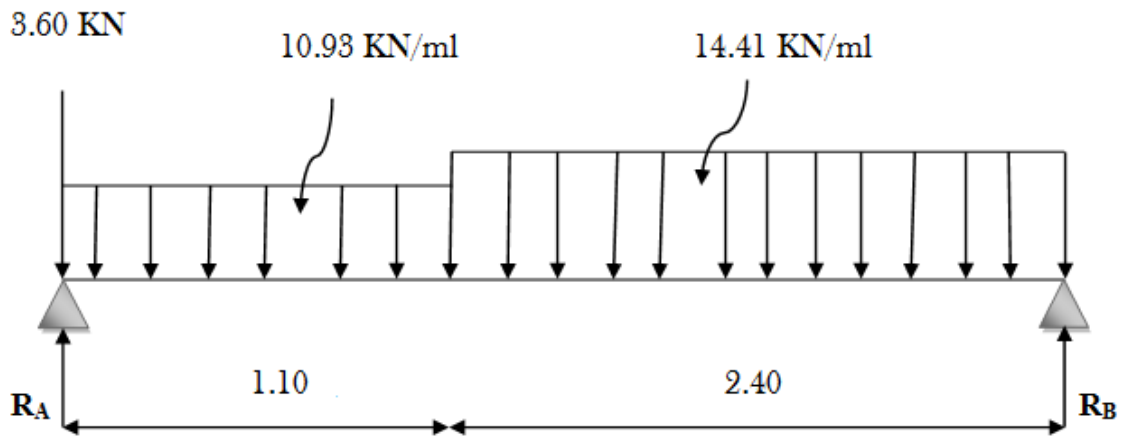


Fig.III.5.3 : diagramme des efforts à l'ELU

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = (14,41 \times 2,4) + (10,93 \times 1,10) = 46,61 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 46,61 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 3,5 - [(14,41 \times 2,4) \times 2,3] - [(10,93 \times 1,1) \times 0,55] = 0$$

$$R_B = 24,615 \text{ KN} \implies$$

$$\sum M/B = 0 \implies R_A \times 3,5 + [(14,41 \times 2,4) \times 1,2] + [(10,93 \times 1,1) \times 2,95] + 3,60 \times 3,5 = 0$$

$$R_A = 25,59 \text{ KN} \implies$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 1^{er} tronçon: 0 ≤ X ≤ 1,1m

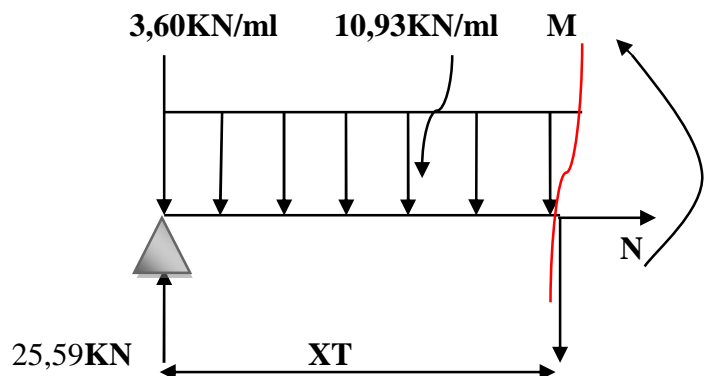
Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies T = -10,93x + 21,99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 21,99 \text{ KN} \\ X = 1,10 \text{ m} \implies T(1,10) = 9,96 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \implies M = -5,465x^2 + 21,99x$$



$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1,1 \text{ m} \longrightarrow M(1,1) = 17,58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2,01 \text{ m}$
 $M_{\max} = M(2,01) = 22,12 \text{ KN.m}$

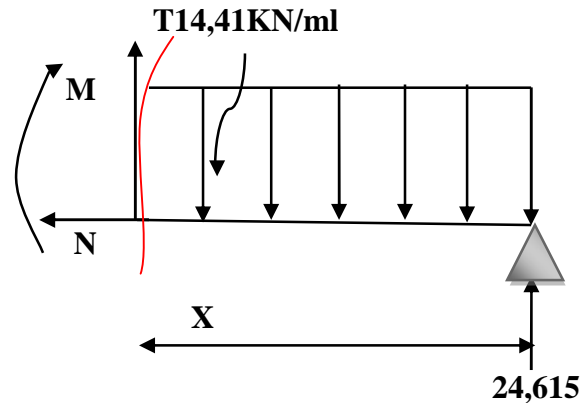
• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 2^{ème} tronçon $0 \leq X \leq 2.4\text{m}$

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 14,41x - 24,615$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = -24,615 \text{ KN} \\ X = 2.4 \text{ m} \implies T(2.4) = 9,97 \text{ KN} \end{array} \right.$$



➤ Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -7,205x^2 + 24,615 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 2.4 \text{ m} \implies M(2.4) = 17,58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,71 \text{ m}$
 $M_{\max} = M(1,71) = 21,02 \text{ KN.m}$

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq X \leq 1,10$	$-10,93 x + 21,99$	$-5,465 x^2 + 21,99 x$	0	21,99	0
			1,10	9,96	17,58
$0 \leq X \leq 2.40$	$14,41 x - 24,615$	$-7,205 x^2 + 24,615 x$	0	-24,615	0
			2.40	9,97	17,58

Tableau III.5.4 : Résumé des efforts internes à L'ELU

REMARQUE

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• Moment en appuis:

$$M_{u \text{ app}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (17,58) = -5,27 \text{KN.m}$$

• Moment en travée:

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times (17,58) = 14,94 \text{KN.m}$$

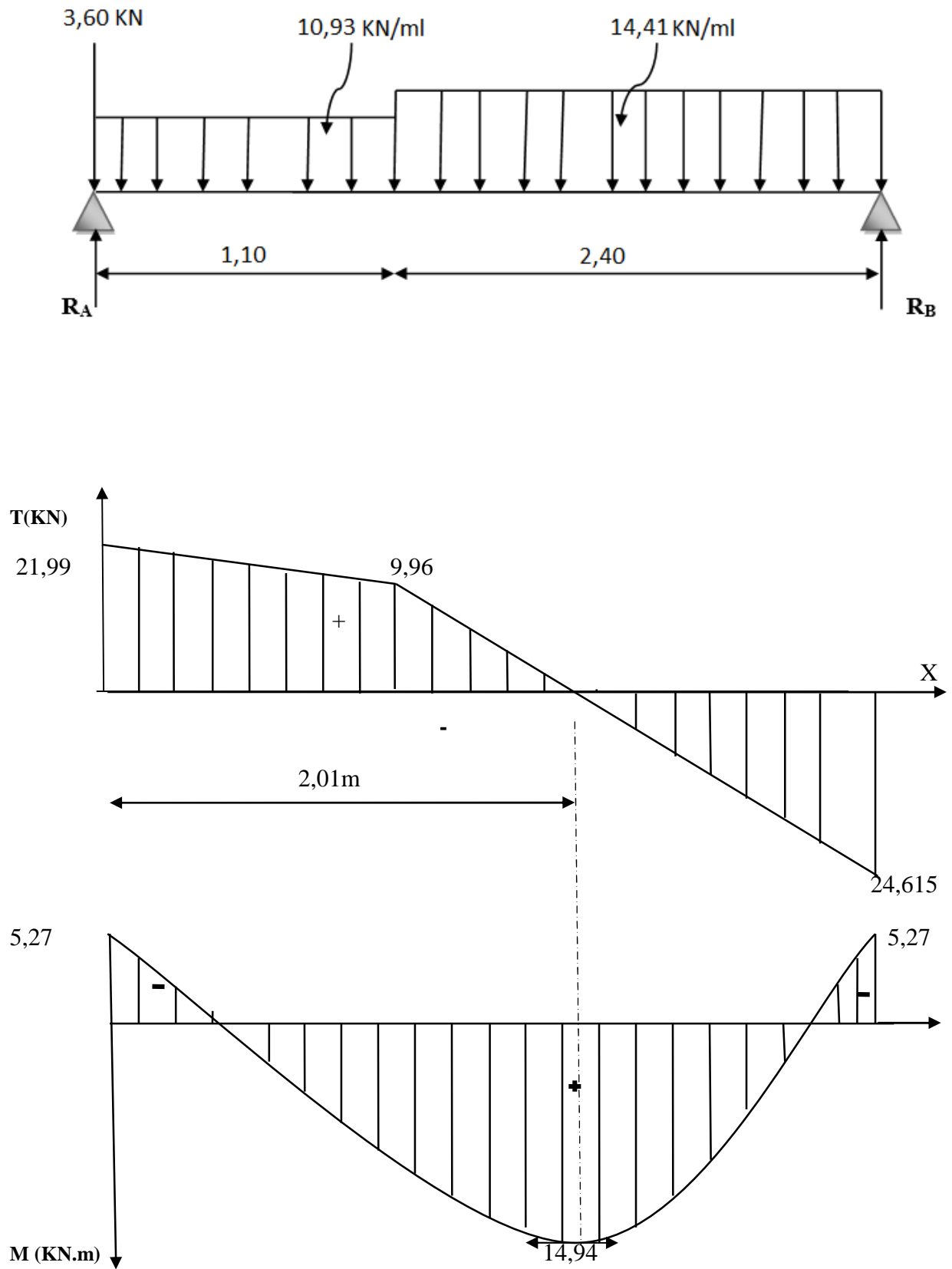
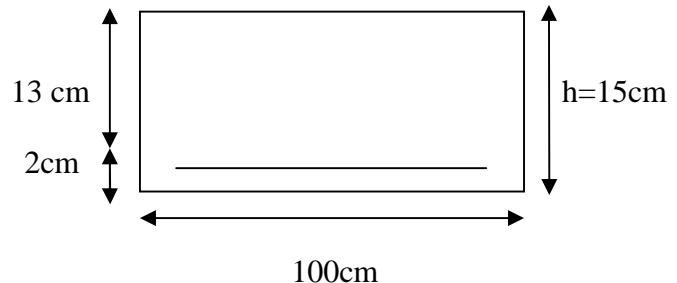


Fig. III.5.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.3.1.2 Calcul des armatures à ELU :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

➤ **Aux appuis** : $M_{u_{ap}} = 5,27 \text{KN.m}$



• **Armatures principales**

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

$$\mu_a = \frac{M_{u_{app}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,27 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,022$$

$$\mu_a = 0.022 < \mu_l = 0.39 \quad \Longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,022 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_a = \frac{M_{u_{app}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,27 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1,17 \text{cm}^2$$

On opte pour **6HA12 = 6,78cm²** avec **S_t = 15cm**.

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{cm}^2$$

On opte pour : **6HA8=3,02cm²** avec **S_t = 15cm**.

➤ **En travée :**

$$M_{u_{tra}} = 14,94 \text{KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14,94 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,062$$

$$\mu = 0.062 < \mu_1 = 0.39 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.062 \rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,94 \times 10^3}{0.968 \times 13 \times 348} = 3,41 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **6HA12=6,78cm²** avec **S_t = 15cm**

- **Armatures de répartition.**

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **6HA8= 3,02 cm²** avec **S_t = 15cm.**

III.5.1.3 LES Vérifications à l'ELU

a) Réparation des barres :

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Appui : $S_t = 15 \leq 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

Travée : $S_t = 15 \leq 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

- **Armatures de réparation :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Appui : $S_t = 15 \leq 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

Travée : $S_t = 15 \leq 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

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

En travées :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{tr} = 6,78 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

Aux appuis :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_u^a = 6,78 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

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

$$\tau_u = \frac{24,615 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.189 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

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

$$0.189 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis

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

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 11,7 \text{ cm}$

$$T_u = 27,52 \leq 0.4 \times 100 \times 11,7 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 24,615 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que : $A_s \geq \left(T_u + \frac{M_{\text{app}}}{0.9d} \right) \frac{1.5}{f_e}$

$$6,78 \geq \left(24,615 + \frac{5,27}{0.9 \times 13} \right) \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2 \geq 0,09 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226,08 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{24,615 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226,08} = 0.93 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

f) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 Art A6-1.2.1)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42,25 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL91 modifié 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm.} \quad \text{soit } L_a = 17 \text{ cm}$$

III.5.1.4 Calcul des efforts interne à l'ELS :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM.

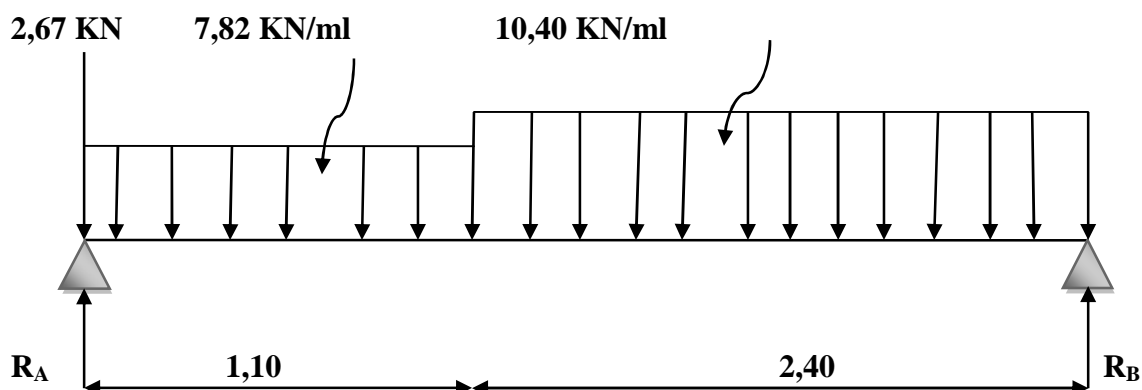


Fig. III.5.5 : Diagramme des efforts interne à l'ELS

Les réactions d'appuis :

$$\sum F / yy' = 0 \quad R_A + R_B = (10,40 \times 2,40) + (7,82 \times 1,10) + 2,67 R_A + R_B = 36,234 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \quad R_A \times 3,50 - (2,67 \times 3,5) - (7,82 \times 1,10) \left(\frac{1,10}{2} + 2,40 \right) - 10,40 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} \right)$$

$$R_A = 18,48 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \quad - R_B \times 3,50 + (7,82 \times 1,10) \left(\frac{1,10}{2} \right) + 10,40 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 1,10 \right)$$

$$R_B = 17,75 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 18,48 + 17,75 = 36,234 \text{ KN} \implies \text{vérifié}$$

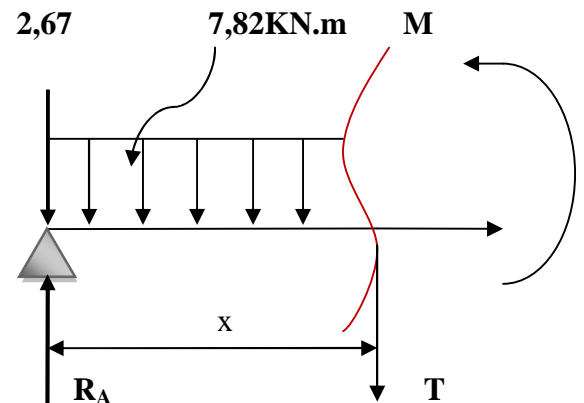
Calcul des efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant) :**➤ Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,10\text{m}$** **Effort tranchant T :**

$$\sum F / y = 0 \implies T + 7,82x + 2,67 - 18,48 = 0$$

$$T = -7,82x - 2,67 + 18,48$$

$$T = -7,82x + 15,81$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} \implies T(0) = 15,81 \text{ KN} \\ X=1,10\text{m} \implies T(1,10) = 7,21 \text{ KN} \end{cases}$$

**Moment fléchissant :**

$$\sum F / i = 0 \implies M = \frac{7,82}{2} x^2 - R_A x + 2,67x$$

$$M = -3,91x^2 + 18,48x - 2,67x$$

$$M = -3,91x^2 + 15,81x$$

$$\begin{cases} x=0\text{m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,10\text{m} \implies M(1,10) = 12,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{S_{\max}} : a T = 0 \implies T = -7,82x + 15,81 \implies X = 2,36 \text{ m}$$

$$\text{On a : } M = -3,91x^2 + 15,81x \implies M(2,36) = 15,53 \text{ KN.m}$$

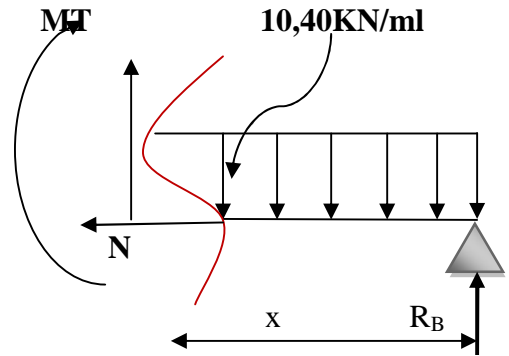
➤ Tronçon 2: $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$

Effort tranchant T :

$$\sum F/y = 0 \implies T - 10,40x + R_B = 0$$

$$T = 10,40x - 17,75$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} \implies T(0) = -17,75\text{KN} \\ X=2,40\text{m} \implies T(2,4) = 7,21\text{KN} \end{cases}$$



➤ **Moment fléchissant :**

$$\sum F/i = 0 \implies M = \frac{10,40}{2}x^2 - R_Bx$$

$$M = -5,20x^2 + 17,75x$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} \implies M(0) = 0\text{KN.m} \\ x=2,40\text{m} \implies M(2,40) = 12,65\text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul de $M_{s_{max}}$: a $T = 0 \implies 10,40x - 17,75 \implies X = 1,7\text{m}$

$$x = 1,7\text{m}$$

On a: $M(x) = -5,20x^2 + 17,75x$

$$M(1,7) = 15,15\text{KN.m}$$

Tableau de résumé des efforts internes

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq X \leq 1,30$	$- 7,82x + 15,81$	$- 3,91x^2 + 15,81x$	0	15,81	0
			1,10	7,21	12,75
$0 \leq X \leq 2.40$	$10,40x - 17,75$	$-5,20x^2 + 17,75x$	0	-17,75	0
			2.40	7,21	12,75

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{s_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis:

$$M_{s_{ap}} = (-0.3) M_{s_{max}} = (-0,3) (12,75)$$

$$M_{s_{ap}} = -3,82\text{KN.m}$$

En travée :

$$M_{S_{tra}} = (0.85) M_{S_{max}} = 0,85 (12,75)$$

$$M_{S_{tra}} = 10,84 \text{KN.m}$$

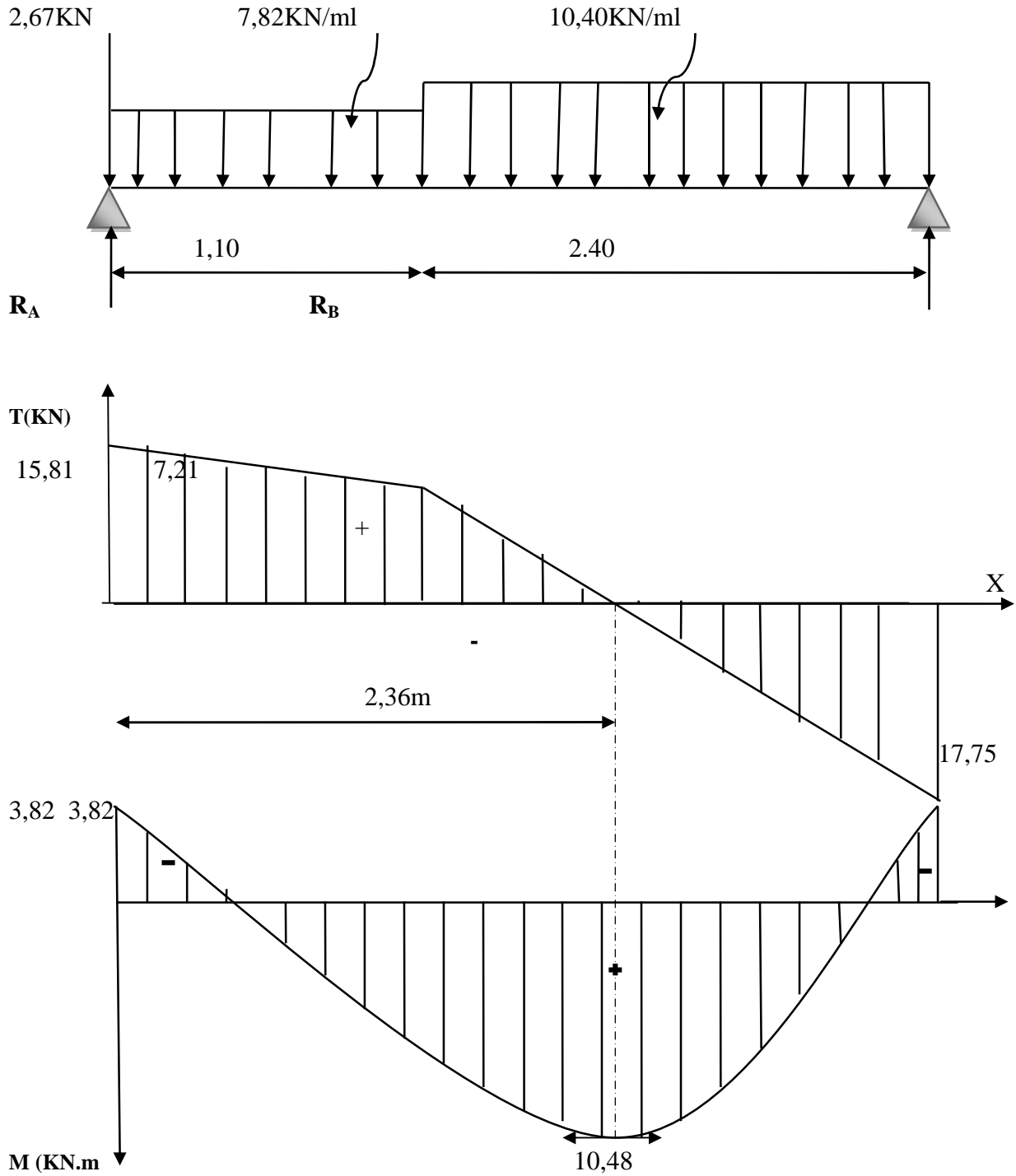


Fig. III.5.6: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.5.1.5 Vérifications à ELS :**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 x d x A_{st}}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 6,78}{100 x 13} = 0,518$$

$$\rho_1 = 0,518 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 \Rightarrow k_1 = 31,30$$

$$\sigma_{st} = \frac{10,48 x 10^3}{0,892 x 13 x 6,78} = 133,3\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{133,3}{31,30} = 4,26\text{MPa}$$

4,26MPa ≤ 15MPa → condition vérifiée

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 6,78}{100 x 13} = 0,518$$

$$\rho_1 = 0,518 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 \Rightarrow k_1 = 31,30$$

$$\sigma_{st} = \frac{3,82 x 10^3}{0,892 x 13 x 6,78} = 48,59\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{48,59}{31,30} = 1,55\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,55\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ → condition vérifiée.

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad h : \text{Hauteur de la poutre.}$$

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier.}$$

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad M_t : \text{Moment max en travée.}$$

M_0 : Moment max isostatique.

Vérification

$$h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad L = 350 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 10,48 \text{ KN m} \quad ; \quad M_0 = 8 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0,042 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,042 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{10,48}{10 \times 8} = 0,131 \quad \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{6,78}{100 \times 13} = 0,0052 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

une conditions n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$f \leq f = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0,7 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\text{max}} l^4}{E_v I} \leq f$$

Avec : I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{bx \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100x \frac{15^2}{2} + 15x6,78x13}{100x15 + 15x6,78} = 7,85 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 15 - 7,85 = 7,15 \text{ cm} \implies Y_2 = 7,15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (8,85^3 + 7,15^3) + 15 \times 6,78 \times (7,15 - 2)^2 = 37986,67 \text{ cm}^4$$

$$I = 37986,67 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,40 \times (3,5)^4 \times 10^6}{10818,86 \times 37986,67} = 0,049 \text{ cm}$$

$$f = 0,049 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,74 \text{ cm} \implies \text{La flèche est vérifiée.}$$

L'escalier sera ferrailé comme suit :

Aux appuis : -Armature principale : $A_p = 6\text{HA}12 \implies e = 15 \text{ cm}$

-Armature secondaire : $A_r = 6\text{HA}8 \implies e = 15 \text{ cm}$

En travées : -Armature principale : $A_p = 6\text{HA}12 \implies e = 15 \text{ cm}$

-Armature secondaire : $A_r = 6\text{HA}8 \implies e = 15 \text{ cm}$

Remarque : On adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux sauf le RDC a calculé .

III-6) Porte à faux :**III-6.1) Introduction :**

La porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

III-6.2) Dimensionnement :

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

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{138}{10} = 13.8\text{cm}$$

On prend : $h = 15\text{cm}$

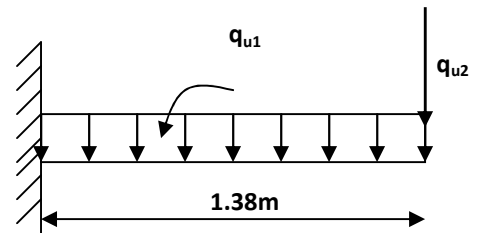


Figure III-6.1 : Schéma statique de la porte à faux

III-6.3) Détermination des charges et surcharges :**a) Charges permanentes :**

La dalle :

$$G = 5.32 \text{ KN/m}^2$$

Mur extérieur :

$$G = 2.36 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

III-6.4) Calcul à l'ELU :

La porte à faux est calculée en flexion simple.

1) **Combinaison des charges :** $q_u = 1.35G + 1.5Q$

Dalle: $q_{u1} = [(1.35 \times 5.32) + 1.5 (1.5)] \times 1 = 9.432 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur : $q_{u2} = (1.35 \times 2.36 \times 2.91) \times 1 = 9,271 \text{ KN}$

2) Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

Moment provoqué par la charge « q_{u1} » :

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{9.432 \times 1.38^2}{2} = 8,90 \text{KN.m}$$

Moment provoqué par la charge « q_{u2} »

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \cdot l = 9,271 \times 1.38 = 12,793 \text{KN.m}$$

Le moment total : $M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 21,693 \text{KN.m}$

III-6.5) Calcul des armatures à ELU :**1) Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{21,693 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.09$$

$$\mu = 0.09 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Par interpolation :

$$\mu = 0.09 \Rightarrow \beta = 0.953$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{21.693 \times 10^5}{0.953 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 5,03 \text{cm}^2$$

Soit : **6Ø12/ml** → **6.78cm²/ml** ; avec un espacement : $S_t = 16 \text{ cm}$

2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{cm}^2$$

Soit : **4Ø10/ml** → **3.14 cm²/ml** ; $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$

III-6.6) Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 13 \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{cm}^2$$

$A_s = 6.78 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 6.78 \text{cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

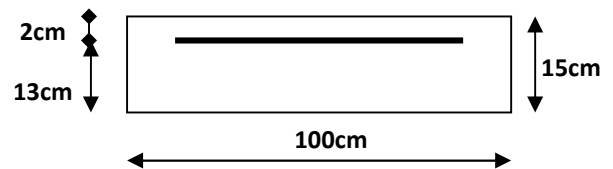


Figure III-6.2

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91) :**Effort tranchant :**On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u = q_{u1}.l + q_{u2} = 9.432 \times 1.35 + 9.271 = 22.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{22.28 \times 10}{100 \times 12} = 0.185 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = 0.185 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence (Art A6.1,3 BAEL 91) :On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.28 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226.08} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis :**Armatures principales**

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \quad \text{Avec : } V_u = 22.28 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{22.28 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 64.05 \text{mm}^2 = 0.64 \text{cm}^2$$

$$A_s = 6.78 \text{cm}^2 > 0.64 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) **vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :**

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times 13 \frac{2500}{1.5} = 866.7 \text{KN}$$

$$V_u = 22.28 \text{ KN} < 866.7 \text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) **Ancrage des barres :**

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{cm} \\ L_s = 40 \emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm} \end{array} \right.$$

$$L_s = 48 \text{ cm}$$

$$L_{cr} = 0.4 L_s = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 20 \text{cm}$$

III-6.7) Vérification à l'ELS :

➤ **Combinaison des charges : $q_{s1} = G + Q$**

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 5.32 + 1.5 = 6.82 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{s2} = 2.36 \times 1 \times 2.91 = 6.87 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul du moment d'encastrement**

Moment provoqué par la charge « q_{s1} »

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{6.82 \times 1.38^2}{2} = 6.5 \text{KN.m}$$

Moment provoqué par la charge «q_{s2}»

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \cdot l = 6.87 \times 1.38 = 9.48 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment total**

$$M_S = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 6.5 + 9.48 = 15.98 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :➤ **Acier**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{St}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{St}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0.518 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.852 \\ K_1 = 31.30 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{15.98 \times 10^5}{0.852 \times 13 \times 678} = 212.796 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \longrightarrow \text{Donc la section d'acier est vérifiée.}$$

➤ **Béton :**

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = k \sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{31.30} = 0.032$$

$$\sigma_b = 0.032 \times 212.796 = 6.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **vérification de l'ouverture des fissures :**

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

➤ **Vérification de la flèche :**

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- i. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{138} = 0.108 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow$ Condition vérifiée
- ii. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.108 > \frac{15.98}{10(15.98)} = 0.1 \longrightarrow$ Condition vérifiée
- iii. $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{678}{130 \times 1000} = 0.0052 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow$ Condition vérifiée

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du balcon.

M_t : moment fléchissant max de service en travée.

M_0 : moment isostatique de service.

b : la largeur de la section étudiée.

f_e : limite élastique des armatures tendue

CONCLUSION : la section obtenue à l'ELU est justifiée à l'ELS.

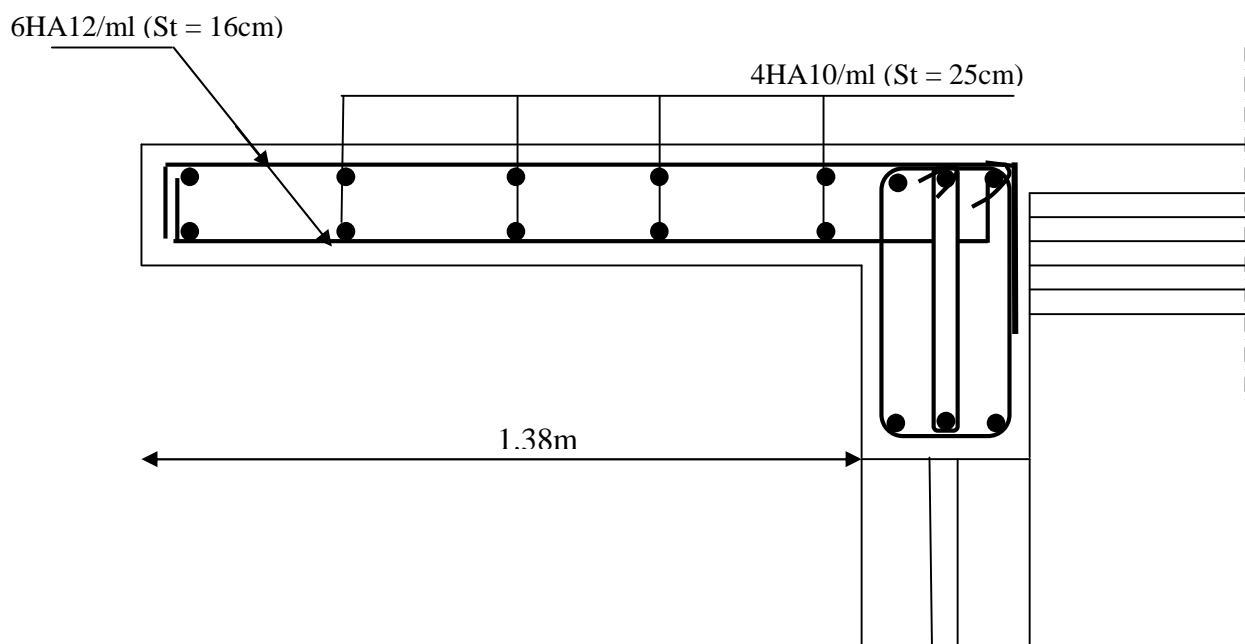


Figure III-6.3 : Ferrailage de la porte à faux

III.7. Calcul de la poutre palière :

Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2,80m (entre nu d'appuis).

III.7.1. Pré dimensionnement :

a) Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

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

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 4,60\text{m} \Rightarrow \frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10}$$

Donc : $18,66\text{cm} \leq h_t \leq 28\text{cm}$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour $h_t = 35\text{ cm}$

b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{ cm}$$

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

c) Vérification aux exigences de RPA (Art 7.5.1.RPA 99) :

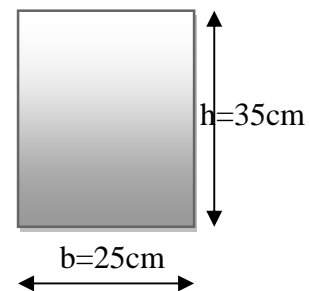
$$b \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots 25 > 20 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$h_t \geq 35\text{cm} \dots \dots \dots 35 > 30\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \frac{35}{25} = 1,4\text{cm} < 4\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions :

$$(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$$



III.7.2. Détermination des charges revenant a la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,19 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre :

$$\text{ELU} \quad R_u = 25,59 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} \quad R_s = 18,48 \text{ KN}$$

Combinaison de charges :

$$I'ELU : q_u = 1.35 G + R_u = (1.35 \times 2,19) + 25,59 = 28,55 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 28,55 \text{ KN/ml}$$

$$28,55 \text{ KN/ml}$$

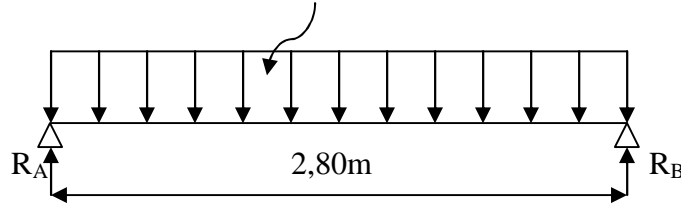


Fig.III.7.1 : Schéma statique de la poutre palière.' ELU.

III.7.3 Calcul des efforts à l'ELU :

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28,55 \times 2,80}{2} = 39,97 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{28,55 \times 2,8^2}{8} = 28 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28,55 \times 2,80}{2} = 39,97 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 28 = -8,4 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 28 = 23,8 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

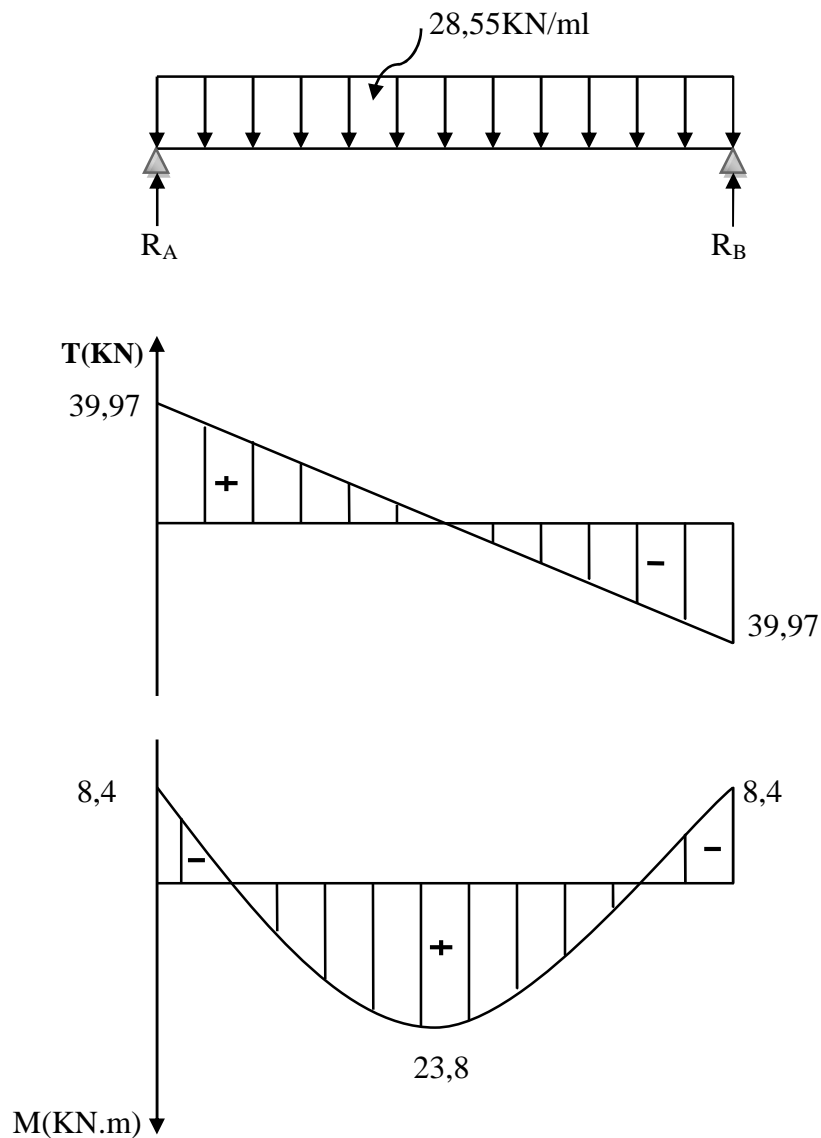


Fig.III.7.2: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III.7.4. Calcul des armatures

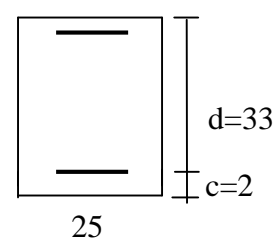
➤ Armature principale :

• En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28,3 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,073$$

$\mu_b = 0,073 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$\beta = 0,9625$



$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28,3 \times 10^3}{0,9625 \times 33 \times 348} = 2,56 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14 = 4,62 cm²**

• **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,4 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,022$$

$\mu_b = 0,022 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,4 \times 10^3}{0,989 \times 33 \times 348} = 0,74 \text{ cm}^2$$

On opte pour **2 HA12 = 2,26 cm²**.

III.7.5. Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,99 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{array}{l} A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,99 \text{ cm}^2 \\ A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,99 \text{ cm}^2 \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} \updownarrow \\ \longrightarrow \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 39,97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{39,97 \times 10}{25 \times 33} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{39,97 \times 10}{0,9 \times 33 \times 3(1,4) \times 3,14} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

d) Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)

$$\tau_s = 0.6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49,4 \text{ cm} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La longueur d'ancrage mesuré hors crochets : $L_C = 0.4 L_s$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_C = 0.4 \times 49,4 = 19,76 \text{ cm} \\ L_C = 0.4 \times 42 = 16,8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

e) L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

• **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_U^{\max} < \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b$$

$$T_U^{\max} < \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,33 \times 0,25 = 495 \text{ KN}$$

$$T_U^{\max} = 39,97 \text{ KN} < 495 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_U^{\max} - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(39,97 \times 10^3 - \frac{8,4 \times 10^6}{0.9 \times 330} \right) \times 10^{-2} = 0,336 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,336 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1,6 ; 1 ; 2,5 \} = 1 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre : $\varphi = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte **4HA8 = 2.01cm²** → (1 cadre + 1 étrier) φ8

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = \min \{29,7 ; 40\text{cm}\} = 29,7\text{cm} \text{ Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4\text{MPa} \quad ; \quad \frac{2,01 \times 400}{25 \times 25} = 1,344\text{MPa} \geq 0,4\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2.2) ; l'espacement doit vérifier

• **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 1,4 \right\} = 8,75\text{cm}$$

Soit $S_t = 7\text{cm}$

• **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm ou plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

III.7.6. Calcul à L'ELS :

• **Combinaison de charges :**

$$\text{l'ELS : } q_s = G + R_s = 2,19 + 18,48 = 20,67 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 20,67 \text{ KN/ml}$$

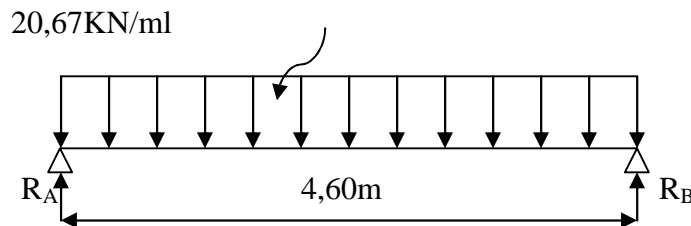


Fig. III.7.3 : Schéma statique de la poutre palière.' ELS.

a) **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{20,67 \times 4,60}{2} = 47,84 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{20,67 \times (2,80)^2}{8} = 20,26 \text{KN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{20,67 \times 2,80}{2} = 28,94 \text{KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 20,26 = -6,08 \text{KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 20,26 = 17,22 \text{KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

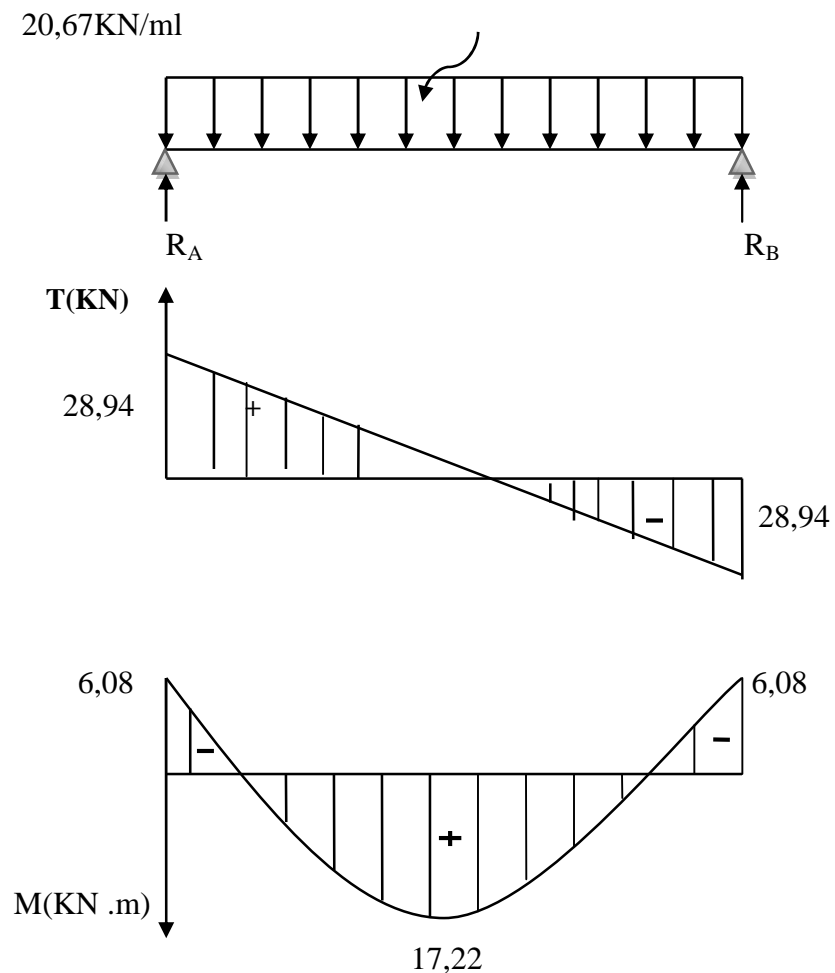


Fig. III.7.4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III.7.7 Vérifications à l'ELS :**a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)**

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 33} = 0,56 \beta_1 = 0,885 \rightarrow K_1 = 30 \rightarrow$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{17,22 \times 10^3}{0,885 \times 33 \times 4,62} = 127,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{127,63}{30} = 4,25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,25 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,26}{25 \times 33} = 0,275 \rightarrow \beta_1 = 0,917 \rightarrow K_1 = 45,24$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{6,08 \times 10^3}{0,917 \times 33 \times 2,26} = 88,9 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{88,9}{45,24} = 1,96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,96 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.8 .Vérification de la flèche(BAEL91/B.6.5.1) :

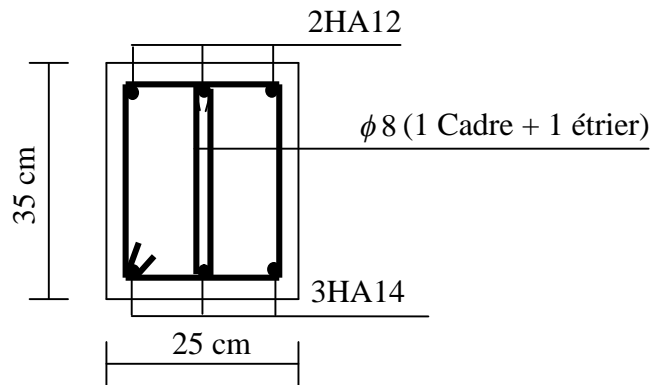
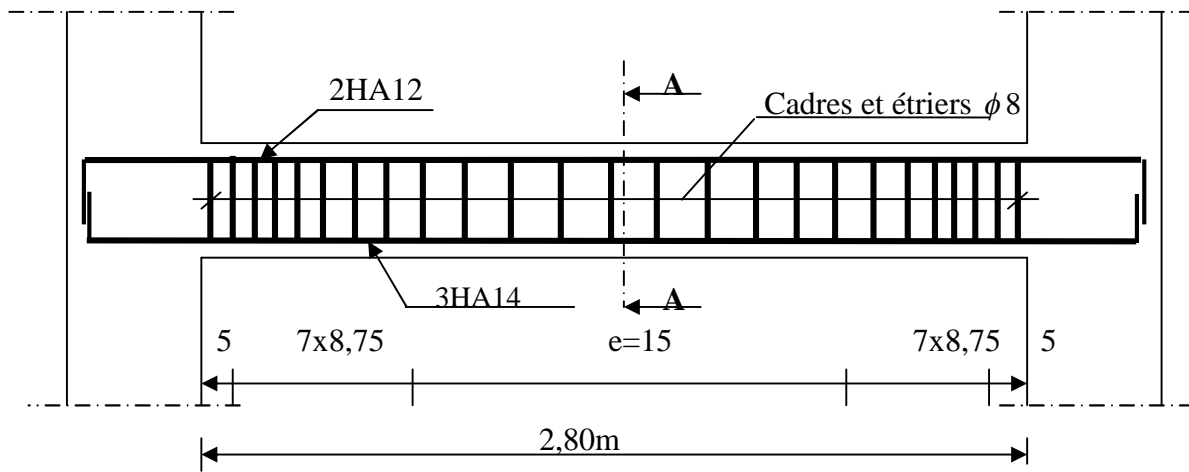
$$\frac{h}{L} = \frac{35}{280} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,125 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{17,22}{10 \times 20,26} = 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4,62}{25 \times 33} = 0,0056 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.



Coupe A-A

Fig.III.7.5 Ferrailage de la poutre palière

IV. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la stabilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel .

IV.1 .Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis).

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode des déformations pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, Un système d'équation algébrique

linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2.Description du logiciel ETABS :

➤ ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les modes de vibration.....etc.

➤ Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations. En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

❖ Rappel :(terminologie)

- Grid line : ligne de grille
- Joints : nœuds
- Frame : portique (cadre)
- Shell : voile
- Elément : élément
- Restraints : degrés de liberté bloqués (D.D.L)
- Loads : charge

- Uniformedloads : point d'application de la charge
- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier
- Frame section : coffrage
- Column : poteau
- Beam : poutre

IV.3.Choix de la Méthode de calcul :

✓ **Méthodes utilisables.**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.4.Présentation de la méthode modale spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

❖ **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché par chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de calcul ; ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

➤ **Hypothèses de calcul:**

Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.

- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).
- **Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique:**
- ✓ La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA99 version 2003/Art 3.2)**.
- ✓ Le sol est de catégorie **S3** (site meuble) (tableau 4.7)
- ✓ La structure se trouve dans une zone de forte sismicité Zone **III**.
- ✓ La structure à étudiée fait **27,54 m** de hauteur (RDC+8étages)

IV .5.Etapes de modélisation :

a) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

➤ **Choix des unités :**

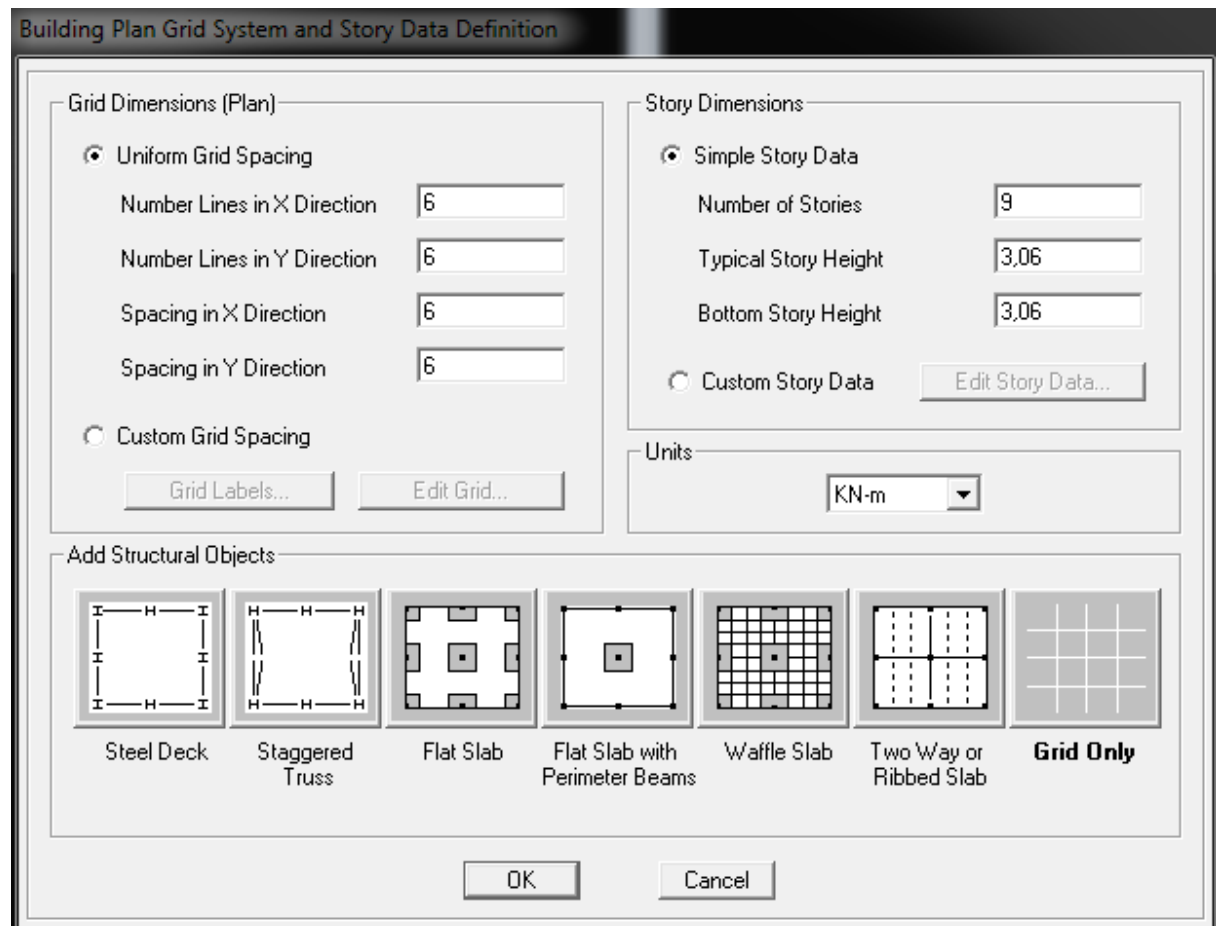
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements



➤ **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.

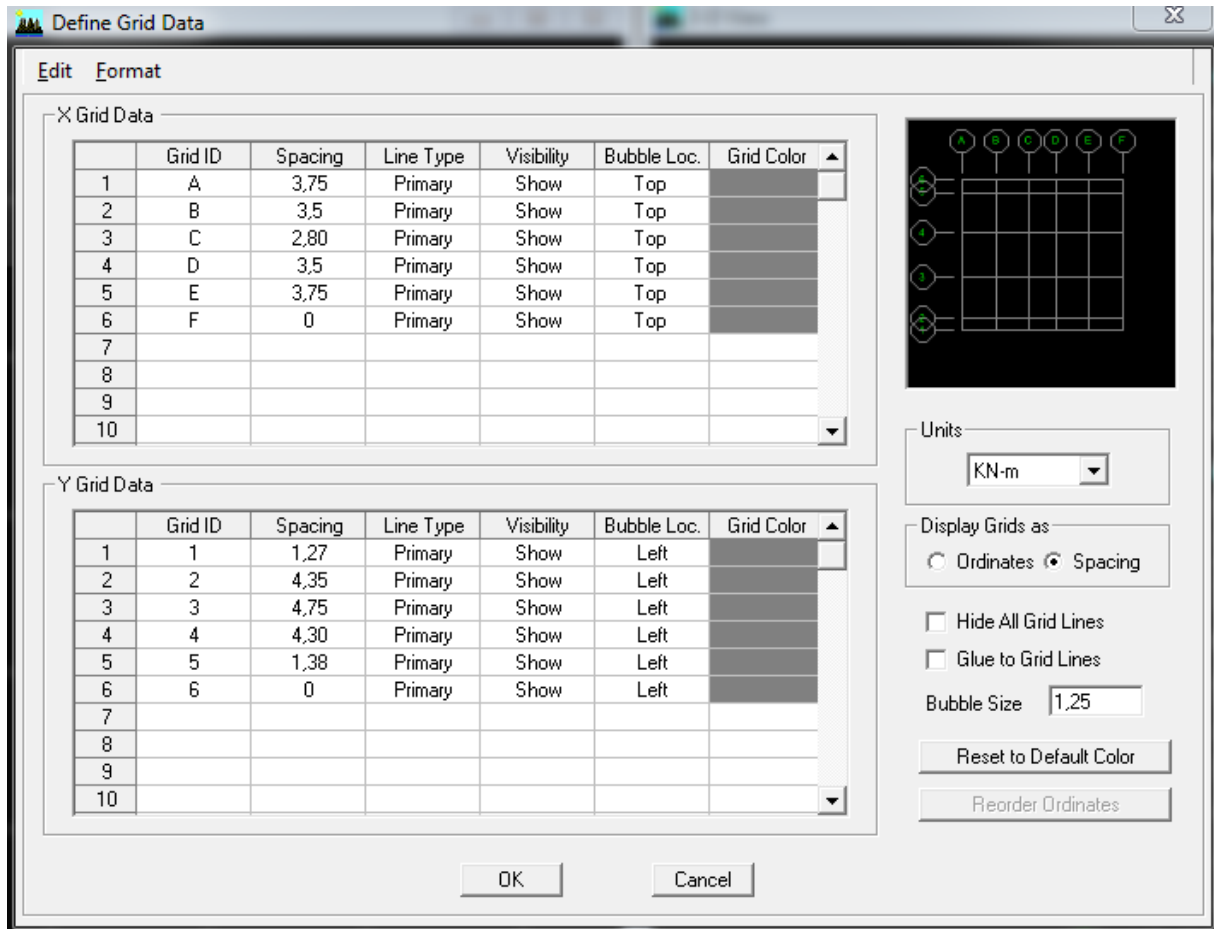


Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

➤ **Modification de la géométrie de base:**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

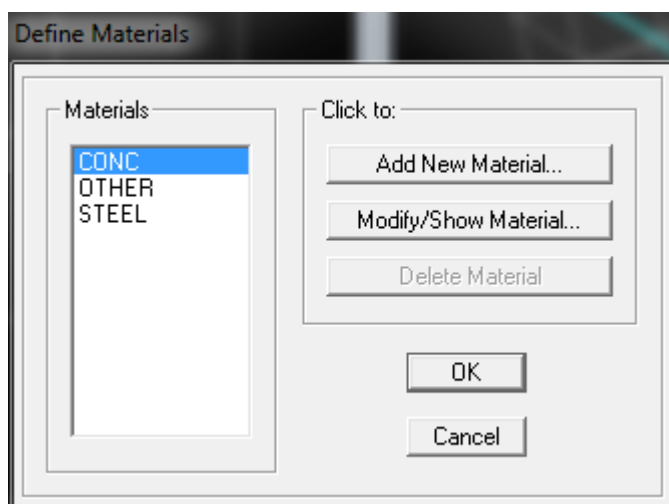
- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**
- Pour modifié les hauteurs d’étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**

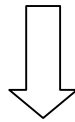


b)Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l’occurrence, l’acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** on sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :





Material Property Data

Material Name B25

Display Color
Color

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Type of Design
Design Concrete

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25.
Modulus of Elasticity	32164200.
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	13401750.

Design Property Data (Eurocode 2-2004)

Charact. Conc Cyl Strength, fck	25000.
Bending Reinf. Yield Stress, fyk	400000.
Shear Reinf. Yield Stress, fywk	400000.
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

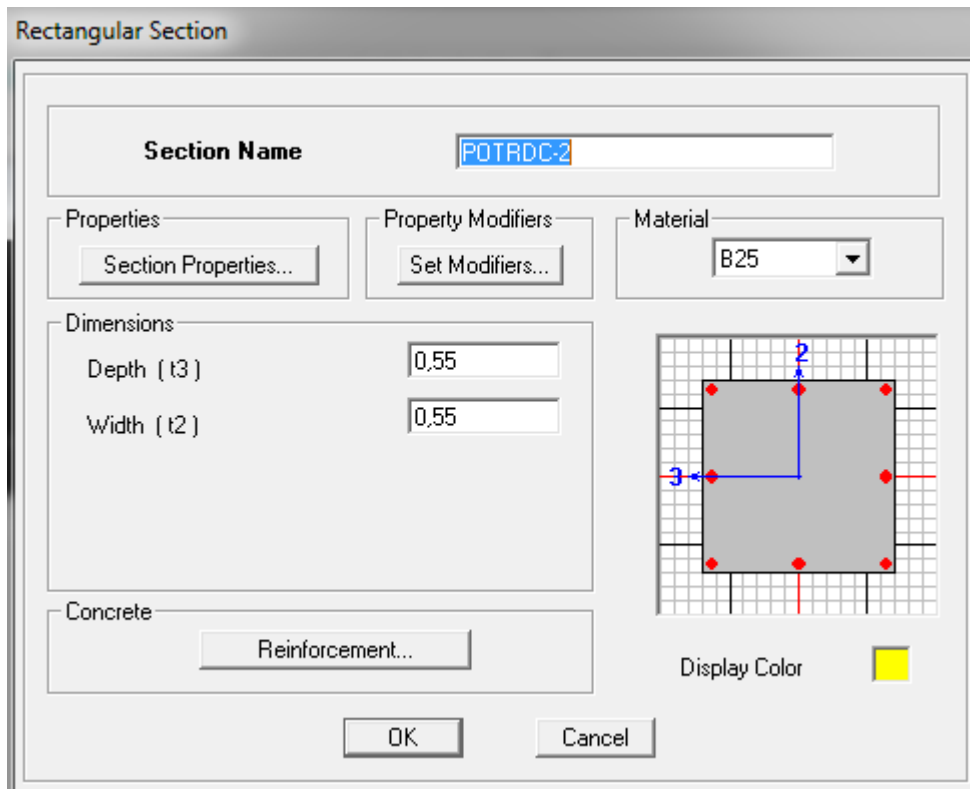
OK Cancel

c) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (dans notre cas les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



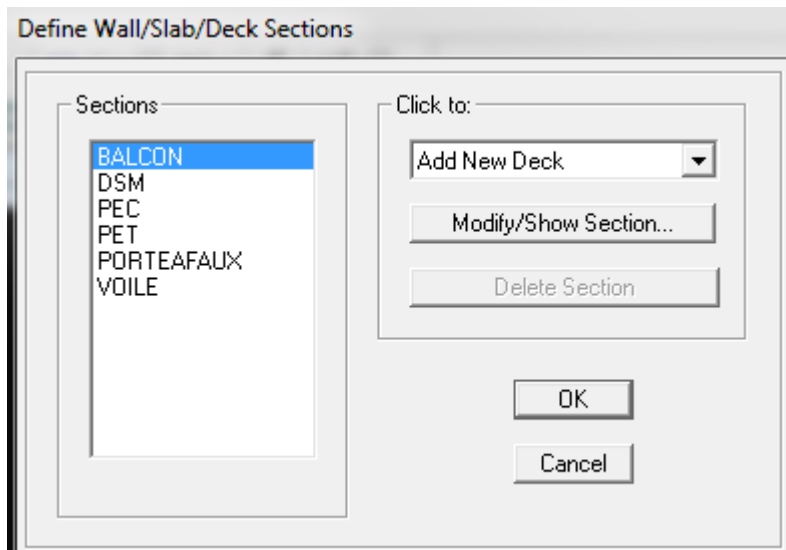
L'option **Reinforcement** permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

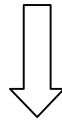
Si on clique sur le bouton **Section properties** de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu **Define Wall/slab**, on clique sur **Add new Wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.





Wall/Slab Section

Section Name: BALCON

Material: B25

Thickness

Membrane: 0,15

Bending: 0,15

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color [Blue]

OK Cancel

d) Quatrième étape : Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse.

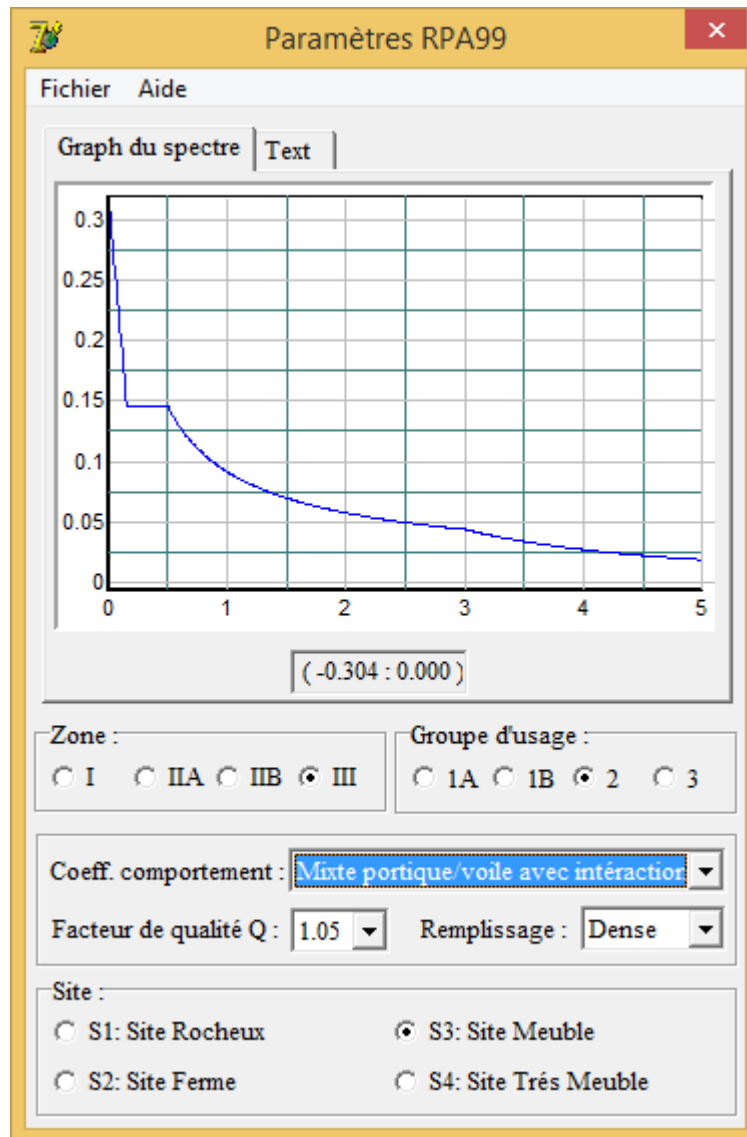
➤ On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône RPA99.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre): RPA.

➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping

Damping

Modal Combination

CQC SRSS ABS GMC

f1 f2

Directional Combination

SRSS

ABS Orthogonal SF

Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA \times	9,81
U2		
UZ		

Excitation angle

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping

Damping

Modal Combination

CQC SRSS ABS GMC

f1 f2

Directional Combination

SRSS

ABS Orthogonal SF

Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPA \times	9,81
UZ		

Excitation angle

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

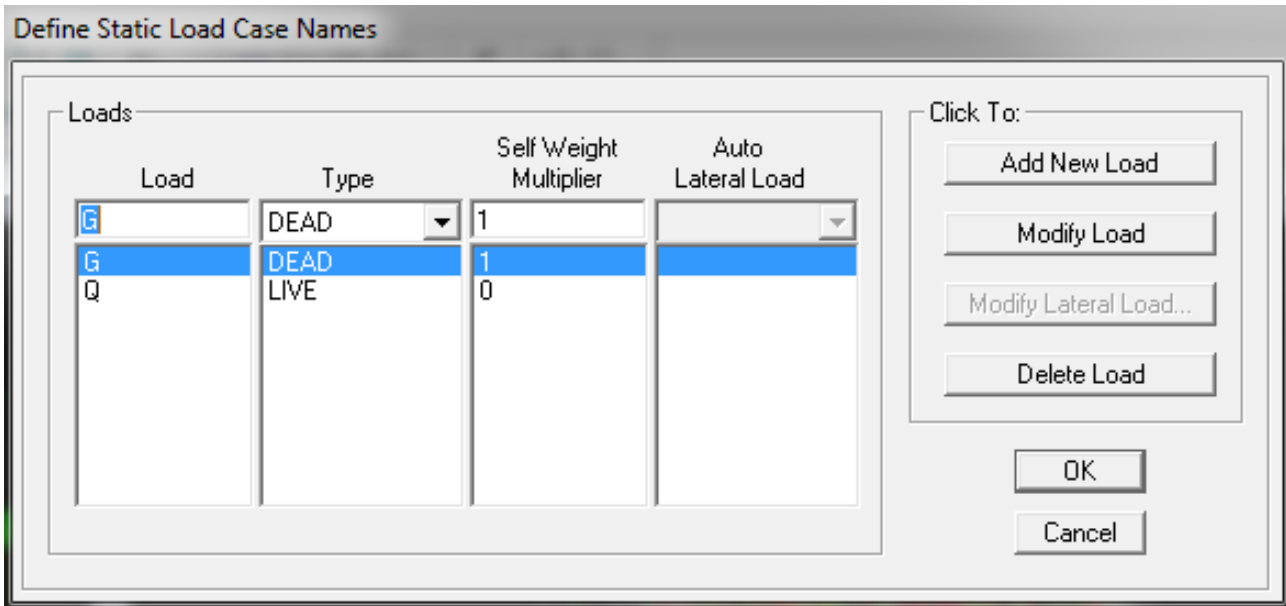
➤ **définir les charge :**

Avant de charger la structure il faut d’abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.


❖ **Charges statiques (G et Q)**

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges_d’exploitation

Q, pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases**

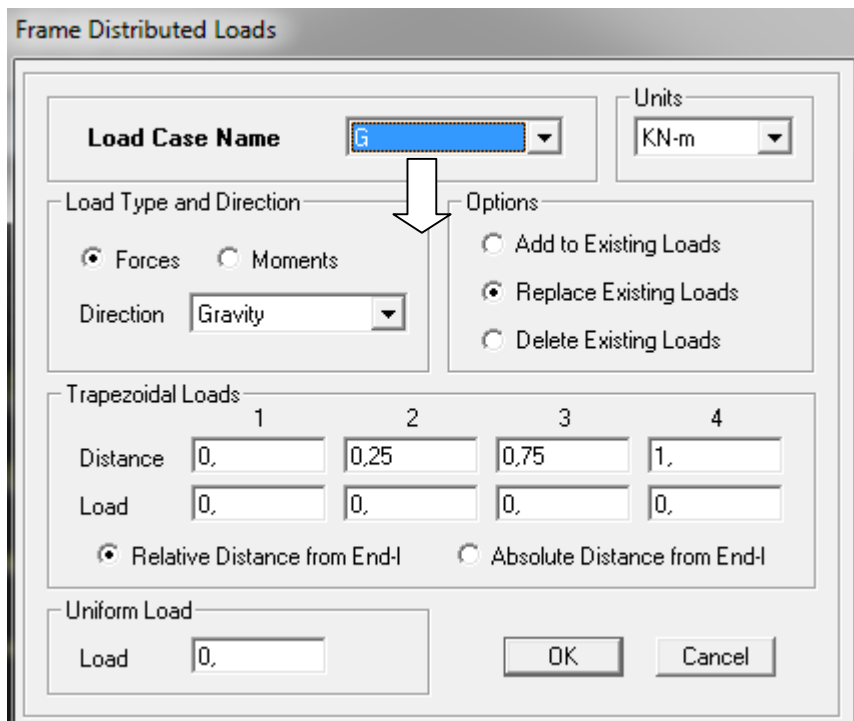


E) Cinquième étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on chargement linéaire qui lui revient introduit le  en cliquant sur

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed**

Dans la case Load Case Name on spécifie le type de chargement (G ouQ), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load



F) Sixième étape : Introduction des combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

❖ Combinaison aux états limites :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Combinaison d'actions accidentelles du RPA.

$G+Q+E_x$

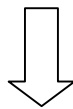
$G+Q+E_y$

$0.8G+E_x$

$0.8G+E_y$

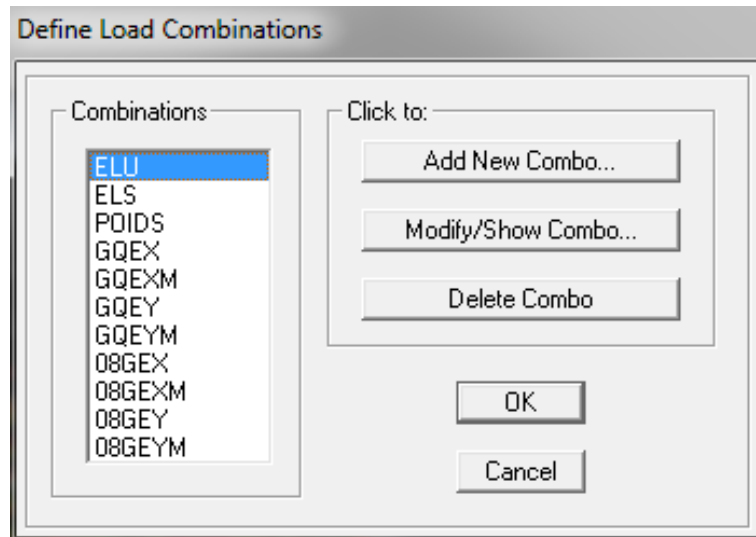
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load combination** → **add New combo.**



Case Name	Scale Factor
G Static Load	1,35
G Static Load	1,35
Q Static Load	1,5

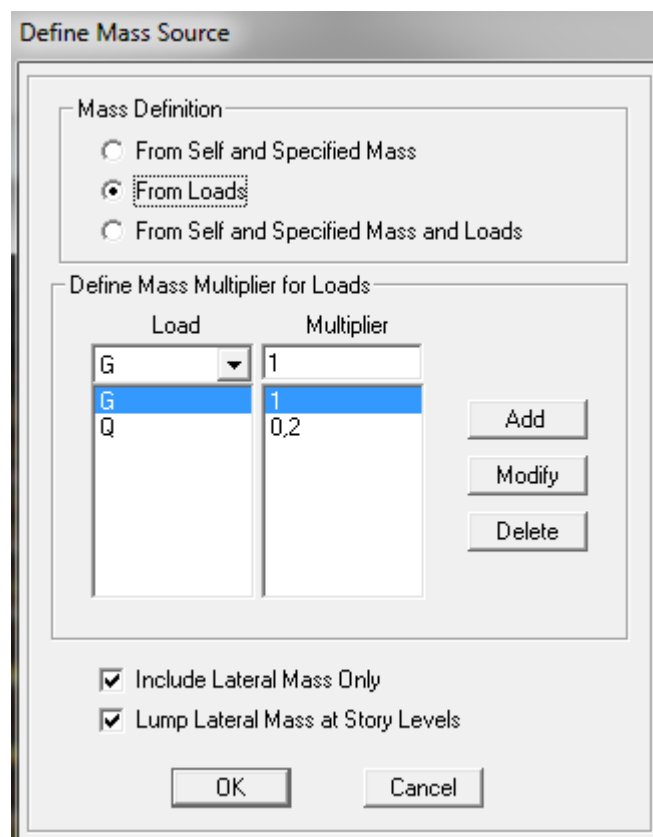
Pour reprendre les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.



❖ **Masse source :**

On donne la valeur 1 pour la charge permanente G.

On donne la valeur 0,2 pour la charge d'exploitation Q



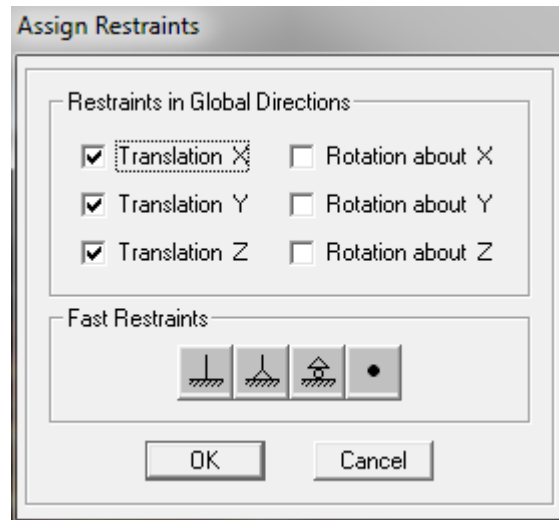
G) Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

❖ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la Base puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Restraints**

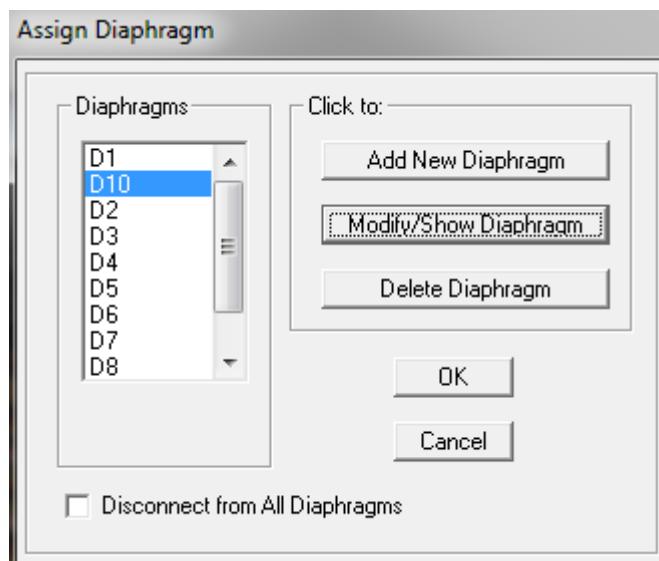


❖ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragme** → **Add New Diaphragm**.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

H) Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats

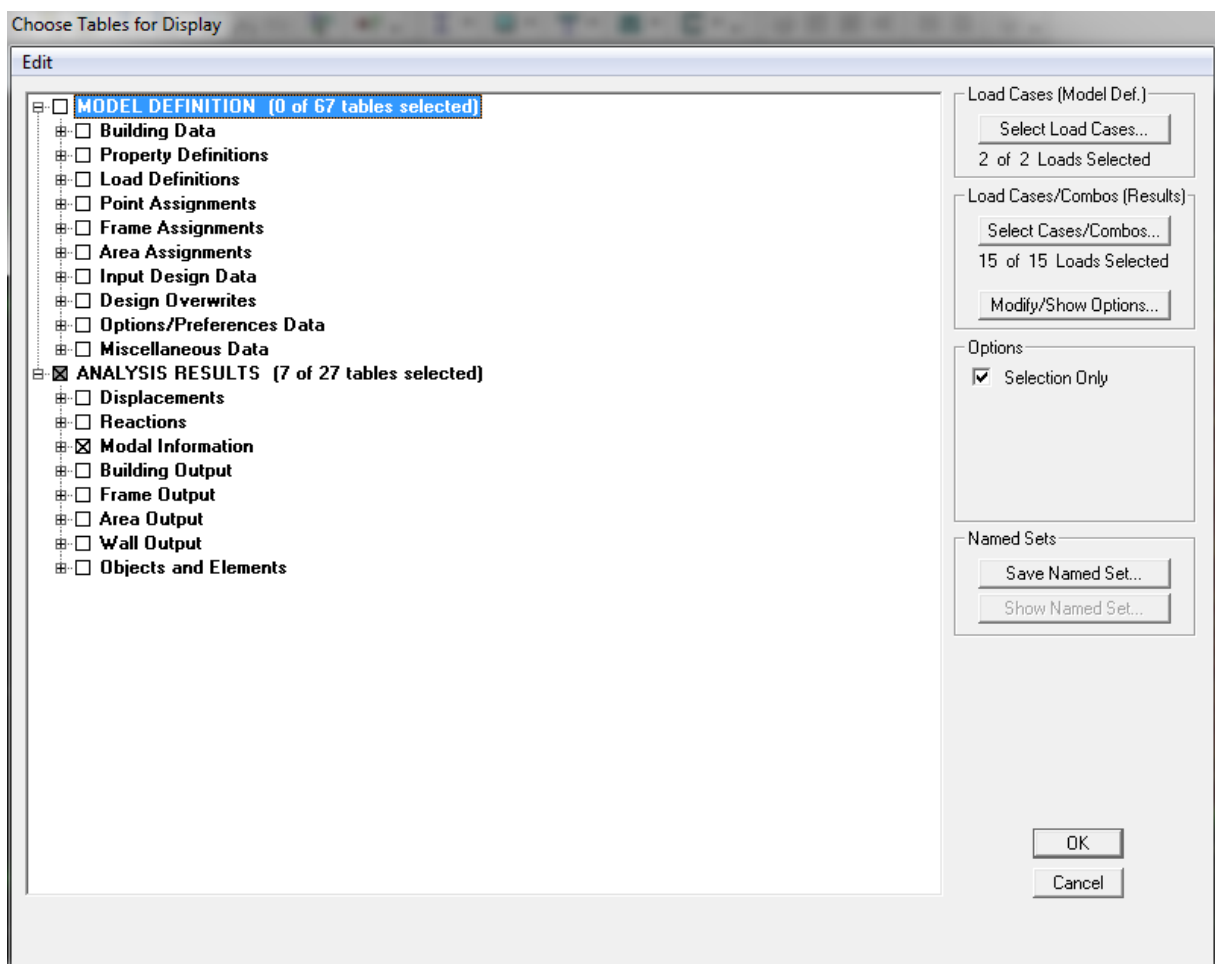
❖ Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**, ou bien on clique sur f5

IV. Visualisation des résultats :

❖ Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal participating ratios** ».



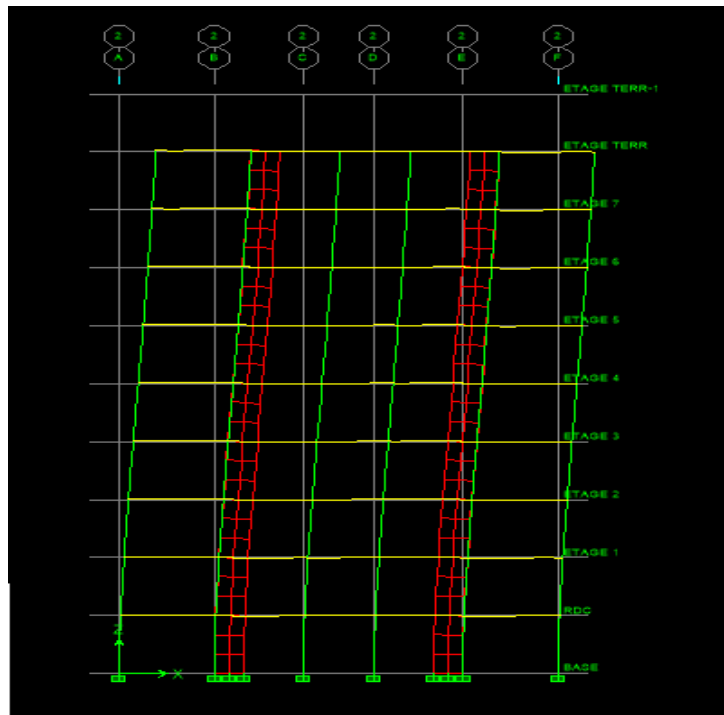


Modal Participating Mass Ratios

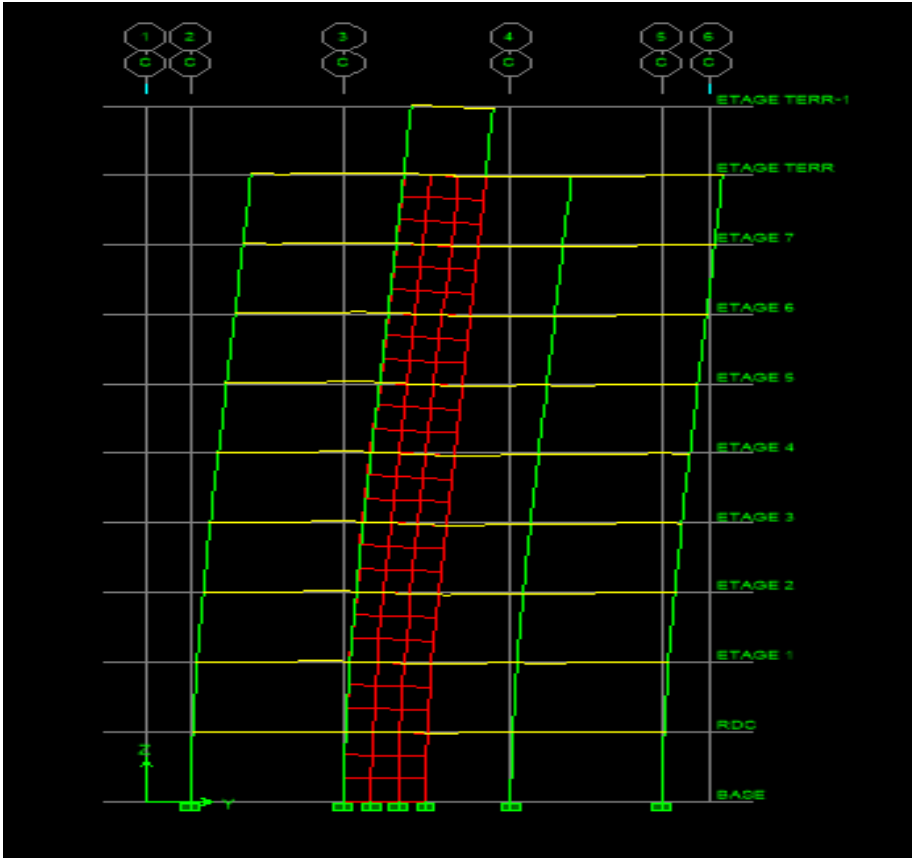
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,714937	70,8773	0,0000	0,0000	70,8773	0,0000	0,0000	0,000
2	0,531356	0,0000	68,5232	0,0000	70,8773	68,5232	0,0000	98,606
3	0,453799	0,8512	0,0000	0,0000	71,7285	68,5232	0,0000	0,000
4	0,198651	15,7137	0,0000	0,0000	87,4422	68,5232	0,0000	0,000
5	0,130457	0,0000	18,5732	0,0000	87,4422	87,0964	0,0000	1,105
6	0,112360	0,1390	0,0000	0,0000	87,5812	87,0964	0,0000	0,000
7	0,096754	5,5691	0,0000	0,0000	93,1503	87,0964	0,0000	0,000
8	0,075235	0,7079	0,0000	0,0000	93,8582	87,0964	0,0000	0,000
9	0,065336	0,0000	2,2866	0,0000	93,8582	89,3831	0,0000	0,094
10	0,058401	2,4119	0,0000	0,0000	96,2701	89,3831	0,0000	0,000
11	0,055927	0,2588	0,0000	0,0000	96,5289	89,3831	0,0000	0,000
12	0,055789	0,0000	4,7512	0,0000	96,5289	94,1343	0,0000	0,147
13	0,051041	0,0237	0,0000	0,0000	96,5526	94,1343	0,0000	0,000
14	0,041981	1,5465	0,0000	0,0000	98,0992	94,1343	0,0000	0,000
15	0,035730	0,0000	3,0115	0,0000	98,0992	97,1458	0,0000	0,030
16	0,032724	0,9185	0,0000	0,0000	99,0177	97,1458	0,0000	0,000
17	0,032066	0,0229	0,0000	0,0000	99,0406	97,1458	0,0000	0,000
18	0,027084	0,5340	0,0000	0,0000	99,5846	97,1458	0,0000	0,000

Modes des vibrations :

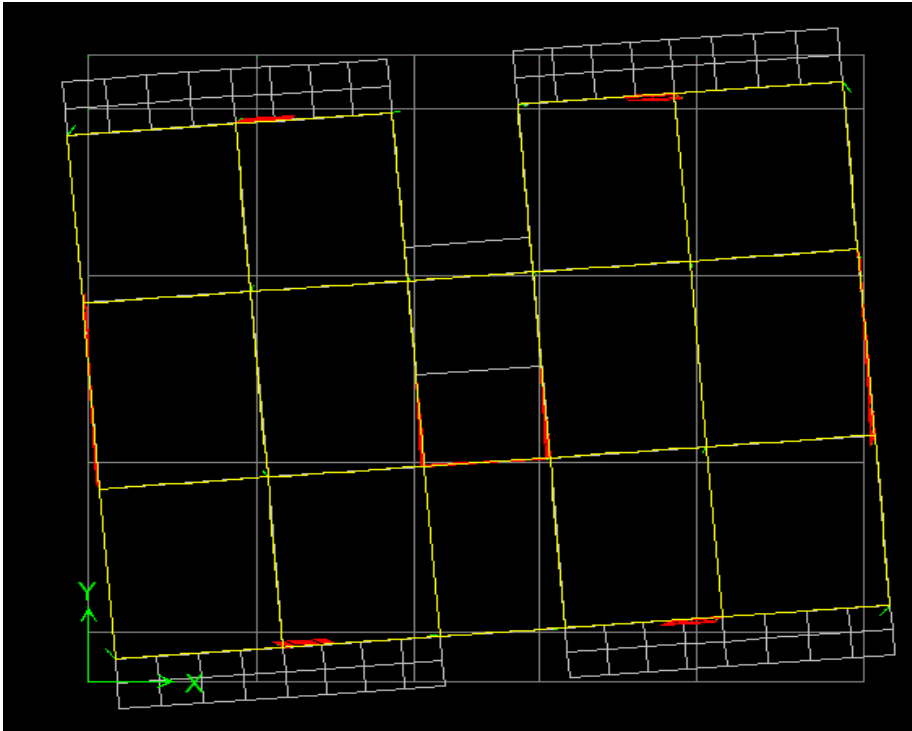
Mode 1 : translation x-x



Mode 2 : translation y-y



Mode 3 : torsion



◆ 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 **Element 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**

❖ Les poteaux :

Pour extraire les valeurs 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 **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ 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**.

❖ Effort tranchant à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

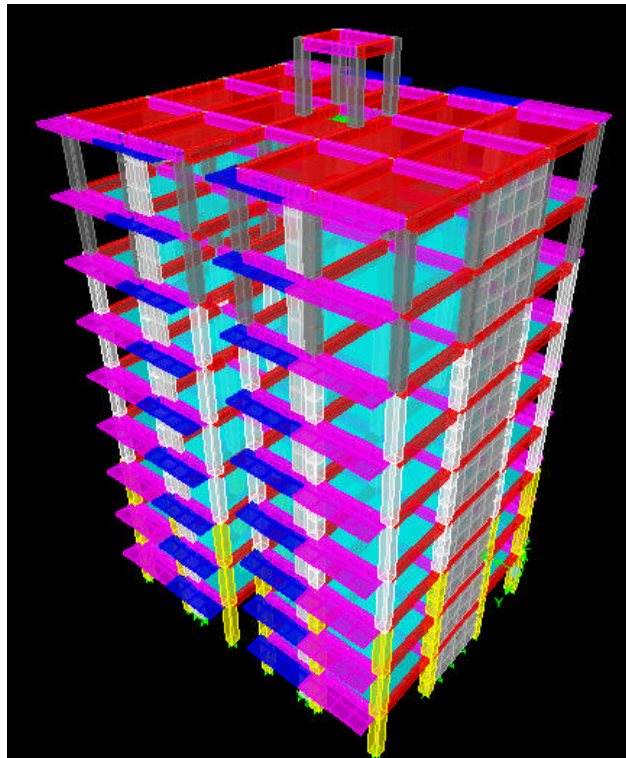


Figure VI.1 : Vue en 3 dimensions de la structure

➤ **Détermination des paramètres se spectre de réponse de calcul :**

a) **Le site :** d’après le rapport de sol de notre structure, on constate que le site meuble S3. (Article 3.3.1 de RPA).

b) **La zone :** zone III Boumerdes moyenne sismicité. (ANNEXE 1 de RPA).

c) **Le groupe d’usage :** groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).

e) **Calcul du facteur de qualité Q :**

Q : Facteur de qualité, défini par :

➤ **Sens longitudinal :**

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0,05) = 1,05.$$

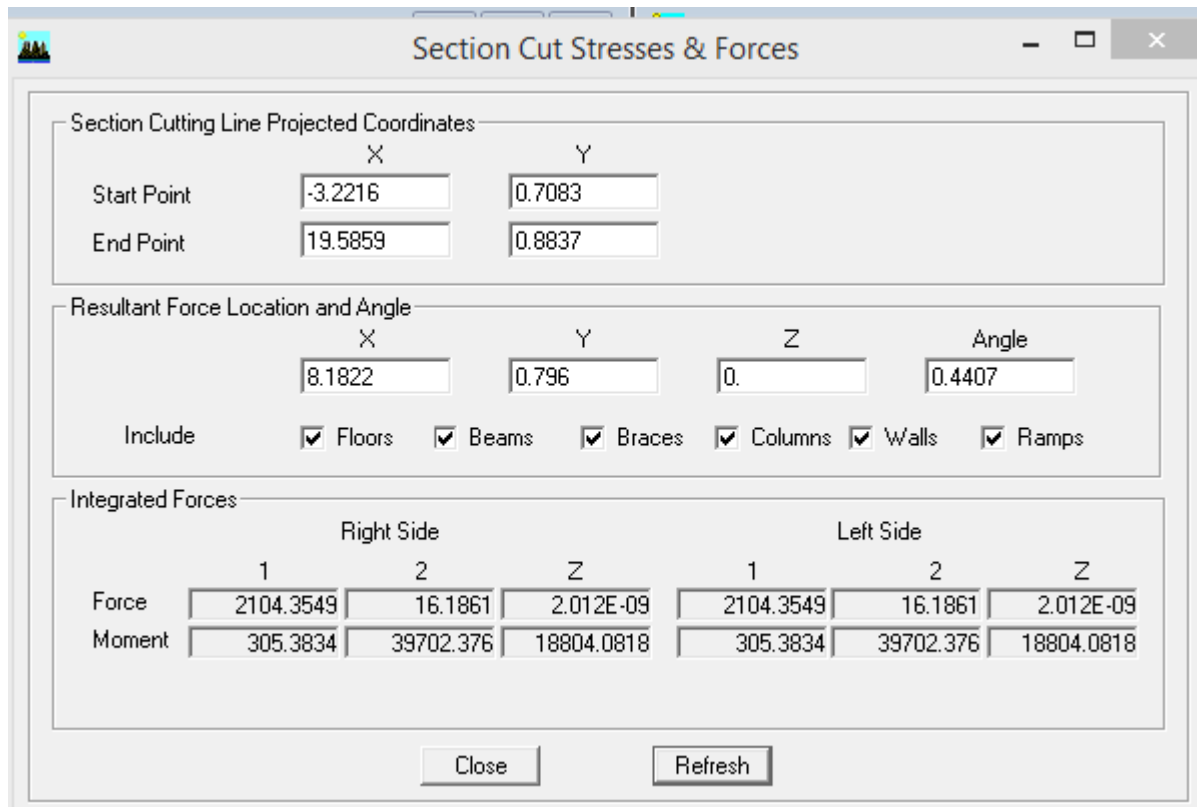
➤ **Sens transversal :**

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1.05.$$

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de Q a introduit la plus défavorable **Q =1.05**.

➤ **Etudes de contreventement et Calcul de coefficient de comportement R :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par l’ETABS version 9.7



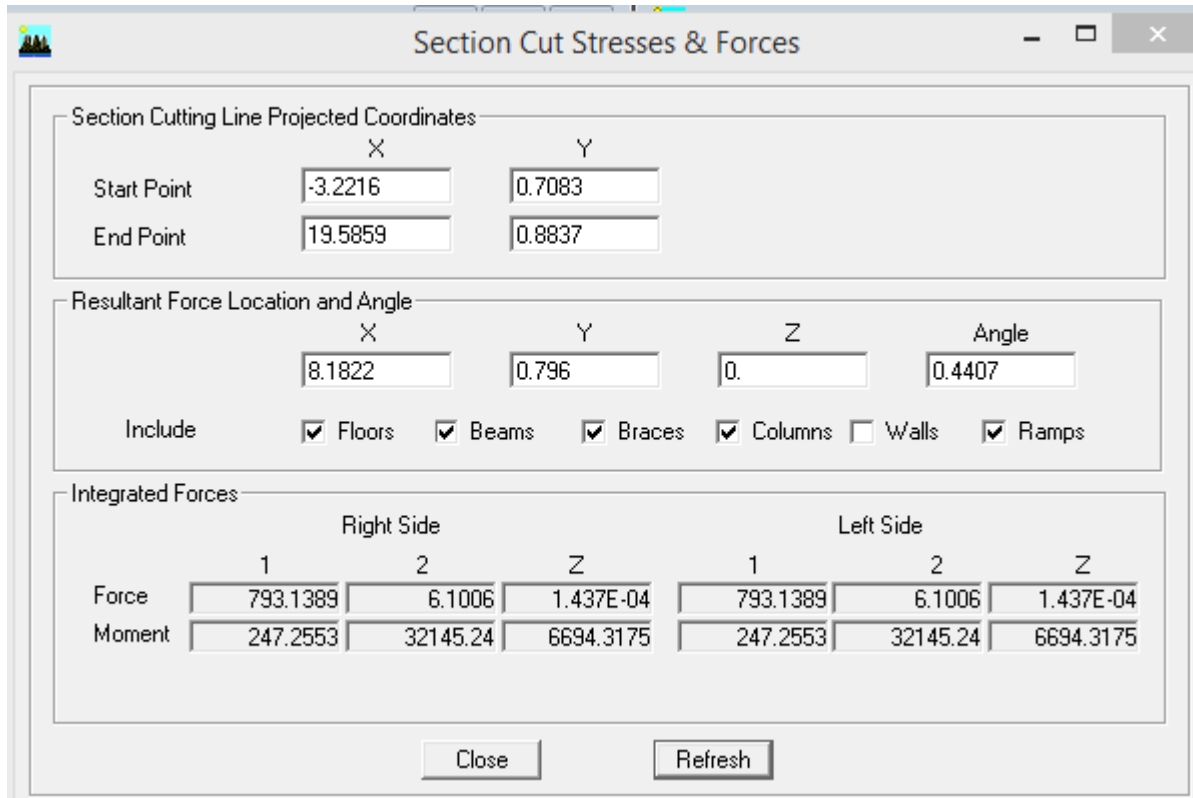


Fig IV.2.figure donnant l’effort tranchant à la base sous l’action de EX

➤ **Sens x-x :**

On a : 2104,3549 → 100%
 793,1389 → x

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{793,1389 \times 100}{2104,3549} = 37.7 \%$$

Donc : Effort repris par les voiles=37.70%

Effort repris par les portiques=62,3%

Hypothèse :

Vu que les portiques reprennent deux tiers des sollicitations on prend le facteur d’amortissement qui est égal à 7%

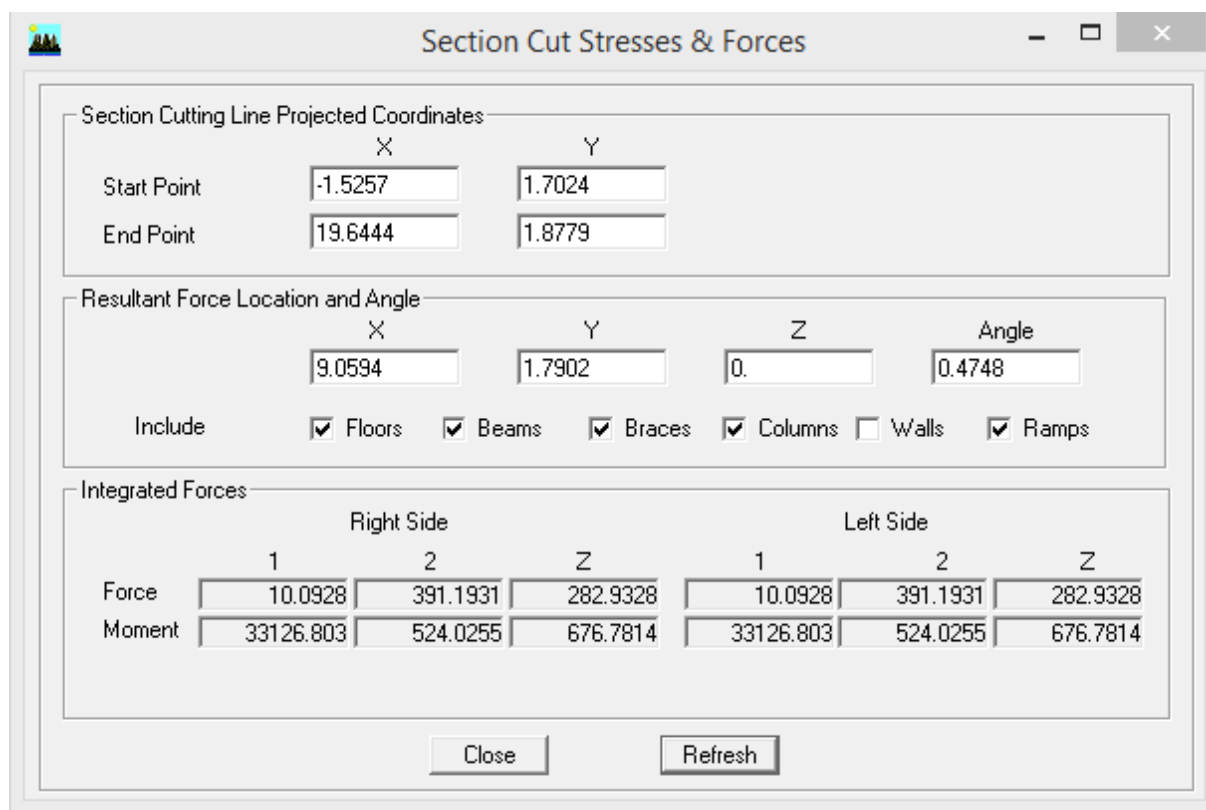
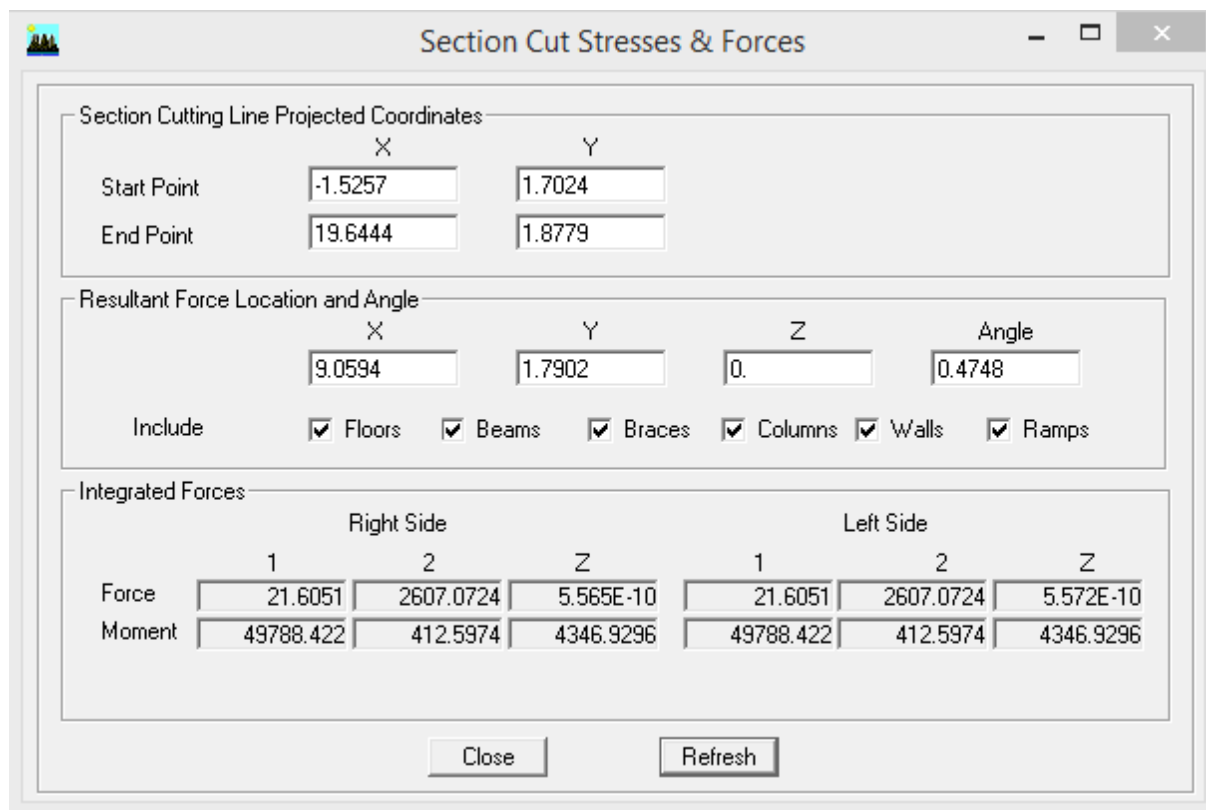


Fig. IV.3. Figure donnant l'effort tranchant à la base sous l'action de E_y

On a : 2607,0724 → 100%
391,1931 → x

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{391,1931 \times 100}{2607,0724} = 15,00 \%$$

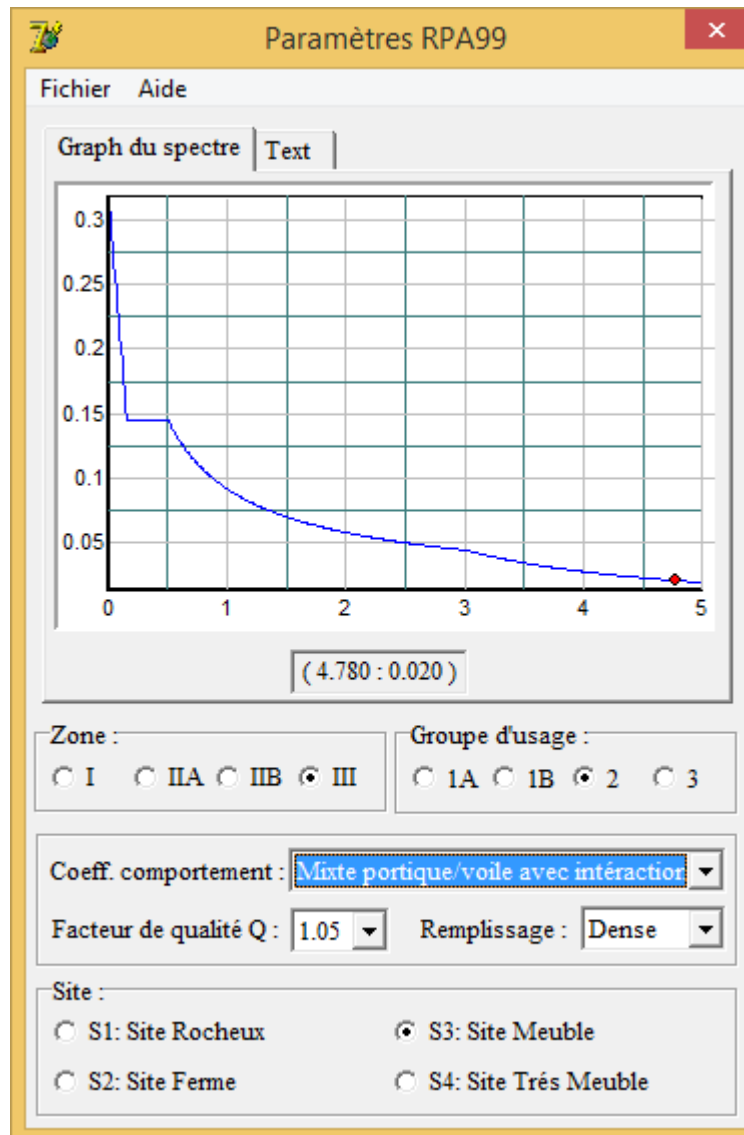
Hypothèse :

Vu que les portiques reprennent plus que deux tiers des sollicitations on prend le facteur d'amortissement qui est égal à 7%

Conclusion:

D'après les résultats ci-dessus, la structure est mixte portique voile avec interaction. Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumé dans le tableau suivant

<u>Caractéristique</u>	<u>désignation</u>	<u>Article de RPA</u>
Le site	S3	Tableau3.31
La zone	III	Anexe1
Le groupe d'usage	2	Article3.2
Facteur de qualité	1.05	Tableau 4.4
Coefficient de comportement	5	Tableau4.3



IV.6.) Vérification de l'effort tranchant à la base :(RPA version 2003 Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base, V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période, fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport $0.8V_t / V_D$

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

La vérification de la condition de l'effort tranchant à la base nous permet de faire un dimensionnement parasismique par la méthode statique spectrale.

dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique maximum est donnée sous la forme d'effort tranchant avec la méthode statique équivalente à la base de la structure :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \dots\dots\dots (\text{Art 4.2.3RPA99/version2003})$$

- ◆ **A** : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R.P .A en fonction de la zone sismique et du groupe d’usage.
- ◆ **R**: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,
- ◆ **D**: facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement et de la période fondamentale de la structure.
- ◆ **Q**: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan,en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).
- ◆ **W** : poids de la structure.

Application :

a) **A** : **coefficient d’accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment.

Tableau IV.1. : Coefficient d’accélération de zone A.

groupe/zone	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,3	0,4
1B	0,12	0,2	0,25	0,3
2	0,1	0,15	0,2	0,25
3	0,07	0,1	0,14	0,18

Donc : A=0.25

a) **D** : **facteur d’amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0sec \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}(3,0/T)^{5/3} \dots\dots 3,0 \geq T \end{cases}$$

T2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Tableau IV.2 : Valeurs de T1 et T2 (tableau 4.7rpa99/version2003)

site	s1	s2	s3	s4
T1(sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T1(sec)	0,3	0,4	0,5	0,7

T₁=0,15s ; T₂=0,5s

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7$$

ζ : Pourcentage d’amortissement critique donné par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans notre cas $\zeta = 7\%$

$$\eta = 0,88$$

D'où $\eta = 0,88 > 0,7$

✚ Estimation de la période fondamentale de la structure:

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

$$T = C_T h_N$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient du système de contreventement, en fonction du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version 2003. Dans notre cas $C_T = 0,05$

D'où $T = 1,377s$

D'où

$$D = 2,5 \cdot 0,88 (0,5 / 1,377)^{2/3} = 1,04$$

D = 1,11

R : coefficient de comportement global de la structure

Donc : $R = 5$. Pour une structure en béton armé à contreventement mixte avec interaction

b) Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum Pa$$

Sens longitudinal :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,05.$$

Sens transversal :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0,05 + 0 + 0) = 1,05.$$

c) W : poids de la structure.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = WGi + \beta WQi$ d'où $W_T = \sum_1^{10} W_i$

WGi : Le poids de niveau i revenant à la charge permanente.

WQi : Le poids de niveau i revenant à la charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas : pour bâtiment d'habitant **$\beta = 0,20$** .

Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans logiciel :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

$$W_T = 26228,98 \text{ kN}$$

ETAGES	Load	Loc	P	POIDS (KN)
ETAGE TERR-1	POIDS	Bottom	138,59	138,59
ETAGE TERR	POIDS	Bottom	3126,12	2987,53
ETAGE 7	POIDS	Bottom	5894,47	2768,35
ETAGE 6	POIDS	Bottom	8750,03	2855,56
ETAGE 5	POIDS	Bottom	11605,59	2855,56
ETAGE 4	POIDS	Bottom	14461,15	2855,56
ETAGE 3	POIDS	Bottom	17316,71	2855,56
ETAGE 2	POIDS	Bottom	20268,66	2951,95
ETAGE 1	POIDS	Bottom	23220,61	2951,95
RDC	POIDS	Bottom	26228,98	3008,37

TableauIV.3.Poids de chaque niveau.

$$V_L = \frac{0.25 \times 1.11 \times 1.05}{5} \times 26228,98 = 1528,49 \text{ Kn}$$

$$V_T = \frac{0.25 \times 1.11 \times 1.05}{5} \times 26228,98 = 1528,49 \text{ Kn}$$

🚧 **Vérification :**

-Sens x-x :

$$V_{\text{etabs}} = 2104,42 \text{ KN} > 0.8 \times 1528,49 = 1222,79 \text{ KN}$$

_Sens y-y :

$$V_{\text{etabs}} = 2607,16 \text{ KN} > 0.8 \times 1528,49 = 1222,79 \text{ KN}$$

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié.

IV.7.Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "**k**" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

Avec :

δ_k : déplacement du aux forces sismique. Fi (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Suivant E_x :

ETAGES	Diaphragm	δ_k	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	CONDITION
ETAGE TERR-1	D10	0,0212	0,0016	0,0303	VERIFIEE
ETAGE TERR	D9	0,0196	0,002	0,0303	VERIFIEE
ETAGE 7	D8	0,0176	0,0023	0,0303	VERIFIEE
ETAGE 6	D7	0,0153	0,0025	0,0303	VERIFIEE
ETAGE 5	D6	0,0128	0	0,0303	VERIFIEE
ETAGE 4	D5	0,0128	0,0052	0,0303	VERIFIEE
ETAGE 3	D4	0,0076	0,0026	0,0303	VERIFIEE
ETAGE 2	D3	0,005	0,0023	0,0303	VERIFIEE
ETAGE 1	D2	0,0027	0,0018	0,0303	VERIFIEE
RDC	D1	0,0009	0,0009	0,0303	VERIFIEE

Suivant E_y :

ETAGES	Diaphragm	δ_k	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1%h etage	CONDITION
ETAGE TERR-1	D10	0,0159	0,0018	0,0306	VERIFIEE
ETAGE TERR	D9	0,0141	0,0018	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 7	D8	0,0123	0,0019	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 6	D7	0,0104	0,0019	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 5	D6	0,0085	0,0019	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 4	D5	0,0066	0,0019	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 3	D4	0,0047	0,0017	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 2	D3	0,003	0,0014	0,0306	VERIFIEE
ETAGE 1	D2	0,0016	0,0011	0,0306	VERIFIEE
RDC	D1	0,0005	0,0005	0,0306	VERIFIEE

– **Remarque:**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

– **Conclusion :**

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

IV.8.Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht: La hauteur totale du bâtiment

- Sens l'action de Ex :

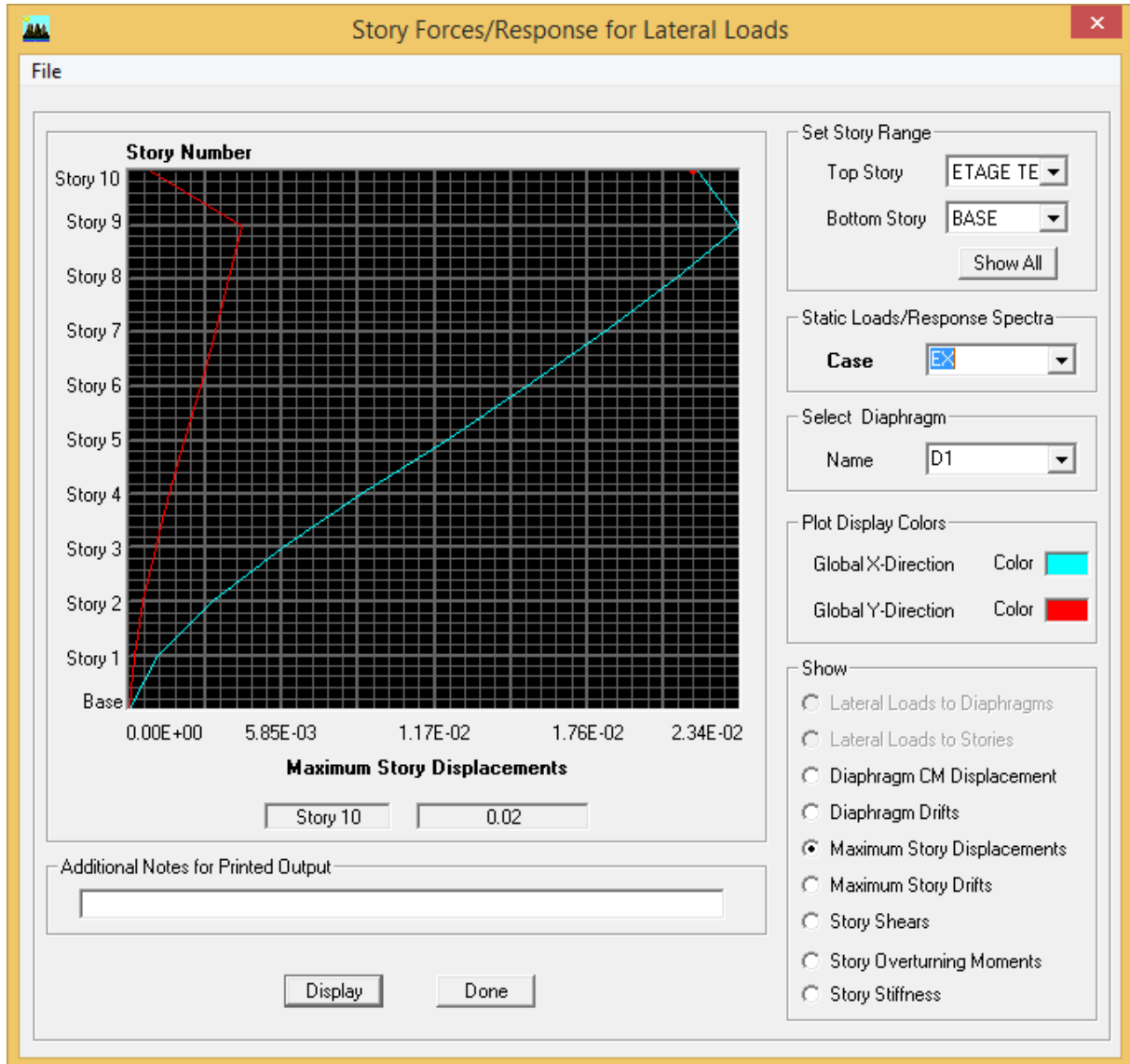


Fig IV.5.Vérification des déplacements selon Ex

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{25.96}{500} = 0.05$$

Condition vérifiée

- Sous l'action Ey :

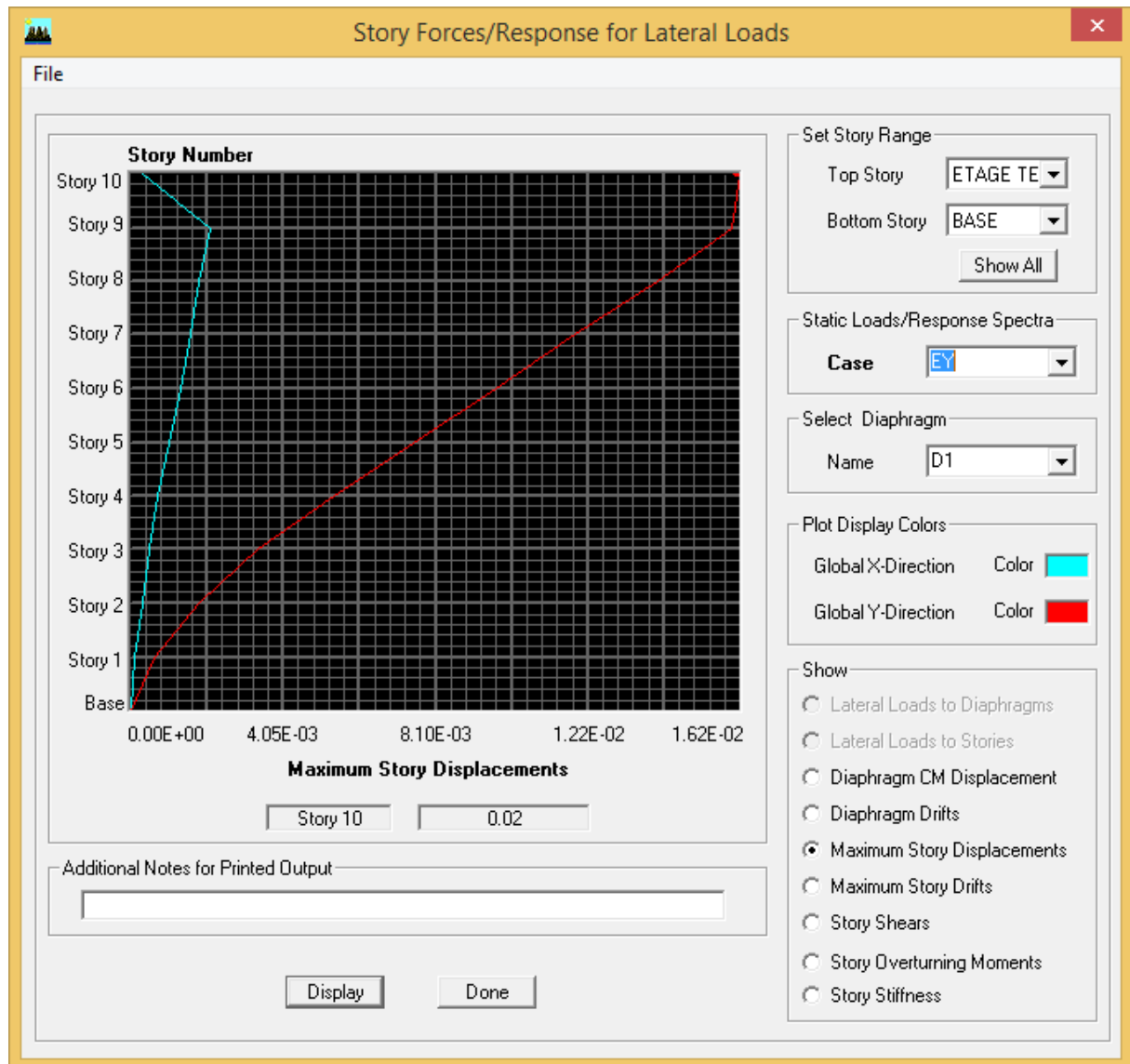


Fig.IV.6.Vérification des déplacements selon Ey

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{25.96}{500} = 0.05$$

Condition vérifiée

IV.9.Nombre de mode à considérer : (Art 4.3.4 / RPA2003)

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 la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

– Dans notre cas :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,714937	70,8773	0	0	70,8773	0	0
2	0,531356	0	68,5232	0	70,8773	68,5232	0
3	0,453799	0,8512	0	0	71,7285	68,5232	0
4	0,198651	15,7137	0	0	87,4422	68,5232	0
5	0,130457	0	18,5732	0	87,4422	87,0964	0
6	0,11236	0,139	0	0	87,5812	87,0964	0
7	0,096754	5,5691	0	0	93,1503	87,0964	0
8	0,075235	0,7079	0	0	93,8582	87,0964	0
9	0,065336	0	2,2866	0	93,8582	89,3831	0
10	0,058401	2,4119	0	0	96,2701	89,3831	0
11	0,055927	0,2588	0	0	96,5289	89,3831	0
12	0,055789	0	4,7512	0	96,5289	94,1343	0
13	0,051041	0,0237	0	0	96,5526	94,1343	0
14	0,041981	1,5465	0	0	98,0992	94,1343	0
15	0,03573	0	3,0115	0	98,0992	97,1458	0
16	0,032724	0,9185	0	0	99,0177	97,1458	0
17	0,032066	0,0229	0	0	99,0406	97,1458	0
18	0,027084	0,524	0	0	99,5646	97,1458	0

Remarque :

Ce modèle présente une période fondamentale **T=0,71sec.**

Les 12 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon l'article 4.34.a du RPA99 version 2003)

IV.1.3 l'excentricité accidentelle :

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 4.3.7**), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle - égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

{ CM : centre de masse.
 { CR : centre de rigidité.

♦ **Suivant le sens x-x** : $L_x = 23,05\text{m}$

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% L_x$

ETAGES	Diaphragm	XCM	XCR	CM-CR	5%Lx	CONDITION
RDC	D1	8,65	8,65	0	0,8925	VERIFIEE
ETAGE 1	D2	8,65	8,65	0	0,8925	VERIFIEE
ETAGE 2	D3	8,65	8,65	0	0,8925	VERIFIEE
ETAGE 3	D4	8,65	8,65	0	0,8925	VERIFIEE
ETAGE 4	D5	8,65	8,65	0	0,8925	VERIFIEE
ETAGE 5	D6	8,65	8,65	0	0,8925	VERIFIEE
ETAGE 6	D7	8,65	8,65	0	0,8925	VERIFIEE
ETAGE 7	D8	8,65	8,65	0	0,8925	VERIFIEE
ETAGE TERR	D9	8,65	8,65	0	0,8925	VERIFIEE
ETAGE TERR-1	D10	8,65	8,65	0	0,8925	VERIFIEE

♦ **Suivant le sens y-y** : $L_y = 19,46\text{m}$

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% L_y$

Story	Diaphragm	YCM	YCR	CM-CR	5%Ly	CONDITION
RDC	D1	7,832	7,723	0,109	0,8025	VERIFIEE
ETAGE 1	D2	7,834	7,367	0,467	0,8025	VERIFIEE
ETAGE 2	D3	7,831	7,338	0,493	0,8025	VERIFIEE
ETAGE 3	D4	7,828	7,396	0,432	0,8025	VERIFIEE
ETAGE 4	D5	7,828	7,477	0,351	0,8025	VERIFIEE
ETAGE 5	D6	7,828	7,555	0,273	0,8025	VERIFIEE
ETAGE 6	D7	7,826	7,625	0,201	0,8025	VERIFIEE
ETAGE 7	D8	7,823	7,684	0,139	0,8025	VERIFIEE
ETAGE TERR	D9	7,778	7,732	0,046	0,8025	VERIFIEE
ETAGE TERR-1	D10	6,785	7,463	-0,678	0,8025	VERIFIEE

IV.11. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ:

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta », la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- ✓ La valeur de la force axiale appliquée.
- ✓ La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- ✓ La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de la structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/v2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10$. RPA99 (Art 5,9)

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k »

ETAGES	P	Pk	VX	VY	he	UX	UY	θ_x	θ_y	$\theta < 0.1$
ETAGE TERR-1	138,59	138,59	37,54	54,02	3,06	0,0212	0,0159	0,0255771	0,0133307	cv
ETAGE TERR	3126,12	2987,53	509,99	657,63	3,06	0,0196	0,0141	0,0375219	0,0209328	cv
ETAGE 7	5894,47	2768,35	868,23	1120,72	3,06	0,0176	0,0123	0,0183391	0,009929	cv
ETAGE 6	8750,03	2855,56	1167,52	1488,07	3,06	0,0153	0,0104	0,0122292	0,006522	cv
ETAGE 5	11605,59	2855,56	1424,57	1798,97	3,06	0,0128	0,0085	0,0083849	0,0044093	cv
ETAGE 4	14461,15	2855,56	1636,75	2051,97	3,06	0,0102	0,0066	0,0058155	0,0030015	cv
ETAGE 3	17316,71	2855,56	1807,39	2257,53	3,06	0,0076	0,0047	0,003924	0,0019428	cv
ETAGE 2	20268,66	2951,95	1940,42	2414,01	3,06	0,005	0,003	0,0024858	0,0011989	cv
ETAGE 1	23220,61	2951,95	2038,78	2535,29	3,06	0,0027	0,0016	0,0012776	0,0006088	cv
RDC	26228,98	3008,37	2104,42	2607,16	3,06	0,0009	0,0005	0,0004205	0,0001885	cv

Tableau. IV.4. justification Vis-à-vis De l'effet P-Delta dans les deux Sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieur à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

Conclusion :

- D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure :
 - ✓ La structure est mixte portique voile avec interaction .
 - ✓ L'effort tranchant à la base est vérifiée.
 - ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
 - ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
 - ✓ L'excentricité est vérifiée.
 - ✓ L'effet P-Delta est vérifié.
- Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailés les différentes éléments structuraux.

V.Ferrailage des poteaux :

❖ **Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{lcl}
 1.35G + 1.5Q & \longrightarrow & ELU \\
 G + Q & \longrightarrow & ELS \\
 \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} & \longrightarrow & RPA99 révisé 2003
 \end{array}$$

Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

Situation :	F_e (MPa)	f_{c28} (Mpa)	γ_b	γ_s	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

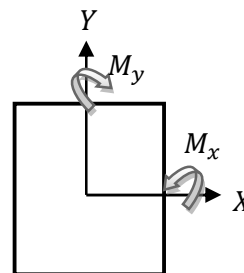
Tableau VI. 1

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.
-

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal

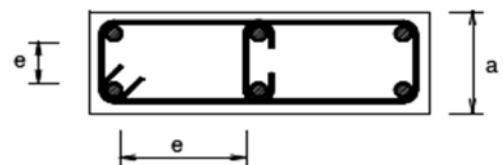
M_y : moment du poteau dans le sens transversal



Recommandation du RPA 2003

V-1 Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.



- Le diamètre minimal est de **14 mm**,

- La longueur minimale de recouvrement est de **50 \varnothing (zone III)**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm (zone III)**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.9%** de la section du béton

(zone III) :

poteaux (55 x 55): $A_{\min} = 0,9\%b \times h = 0,009 \times 55 \times 55 = 27,225\text{cm}^2$

poteaux (50 x 50): $A_{\min} = 0,9\%b \times h = 0,009 \times 50 \times 50 = 22,5\text{cm}^2$

poteaux (45 x 45): $A_{\min} = 0,9\%b \times h = 0,009 \times 45 \times 45 = 18,225\text{cm}^2$

❖ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zone III) :

➤ Zone courante :

poteaux (55 x 55): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 55 \times 55 = 121\text{cm}^2$

poteaux (50 x 50): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$

poteaux (45 x 45): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$

➤ Zone de recouvrement :

poteaux (55 x 55): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 55 \times 55 = 181,5\text{cm}^2$

poteaux (50 x 50): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2$

poteaux (45 x 45): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$

V-2 Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprenre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400$ [MPa].

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

S_t : Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15 \emptyset \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec \emptyset : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

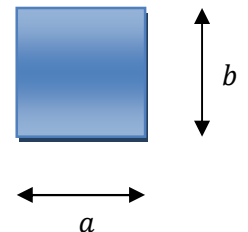
Calcul d'élancement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset$ minimum.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : « a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.



VI-3 Calcul du ferraillage à L'ELU :

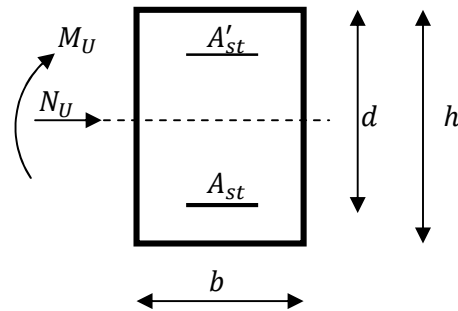
VI-3-1 Les armatures longitudinales :

VI-3-1-1 Exposé de la méthode de calcul 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 deux cas suivants :

- ↳ Section partiellement comprimée (SPC).
- ↳ Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



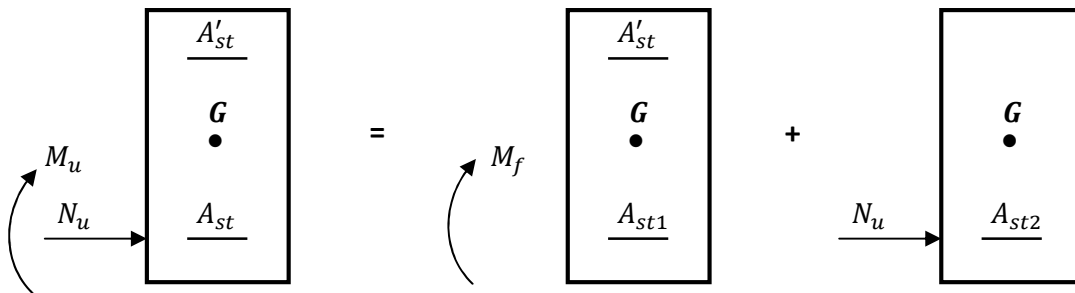
a) Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d-c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$\mu \leq \mu_l = 0.392 \implies$ la section est simplement armée (SSA) $\implies \beta$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

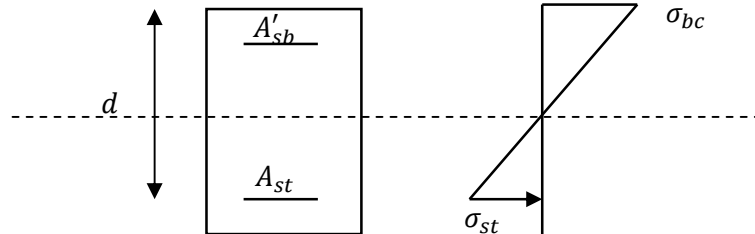
Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \max(\frac{bh}{1000}, 0, 23bh \frac{f_{t28}}{f_e})$

- Si : $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}} \text{ avec } : \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$, $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

b) Section entièrement comprimée : (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{cases}$$

Il y a deux cas possible de ferraillage, après vérification de la condition ci-dessus :

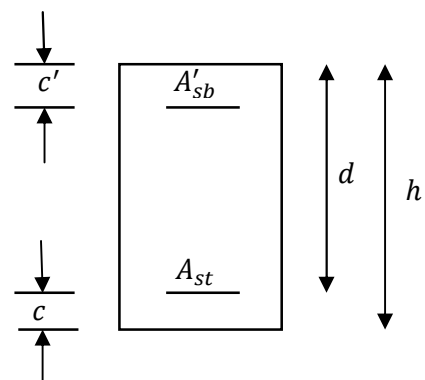
1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

➤ Si : $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0$; $A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

Avec : $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$



2^{eme} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

➤ Si : $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bhf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

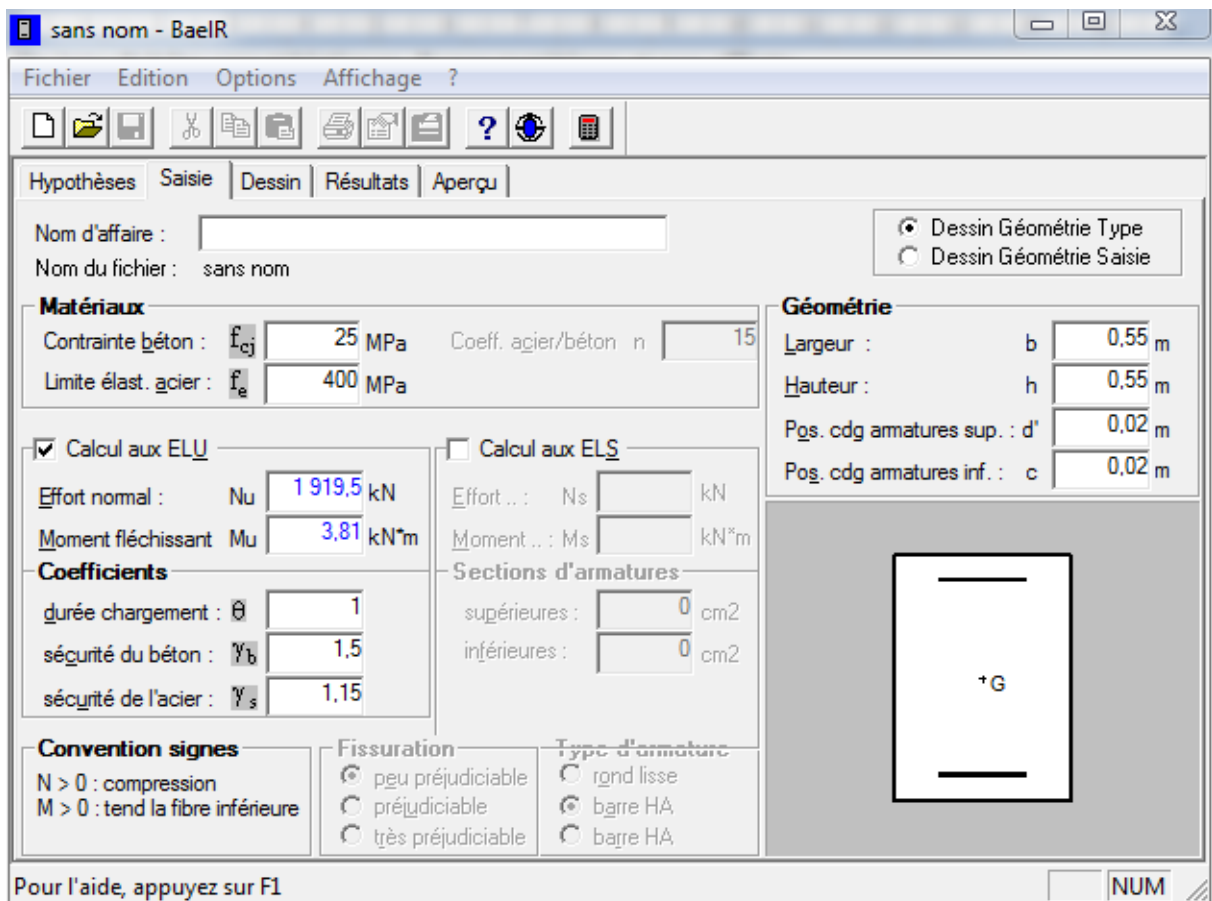
➤ Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$

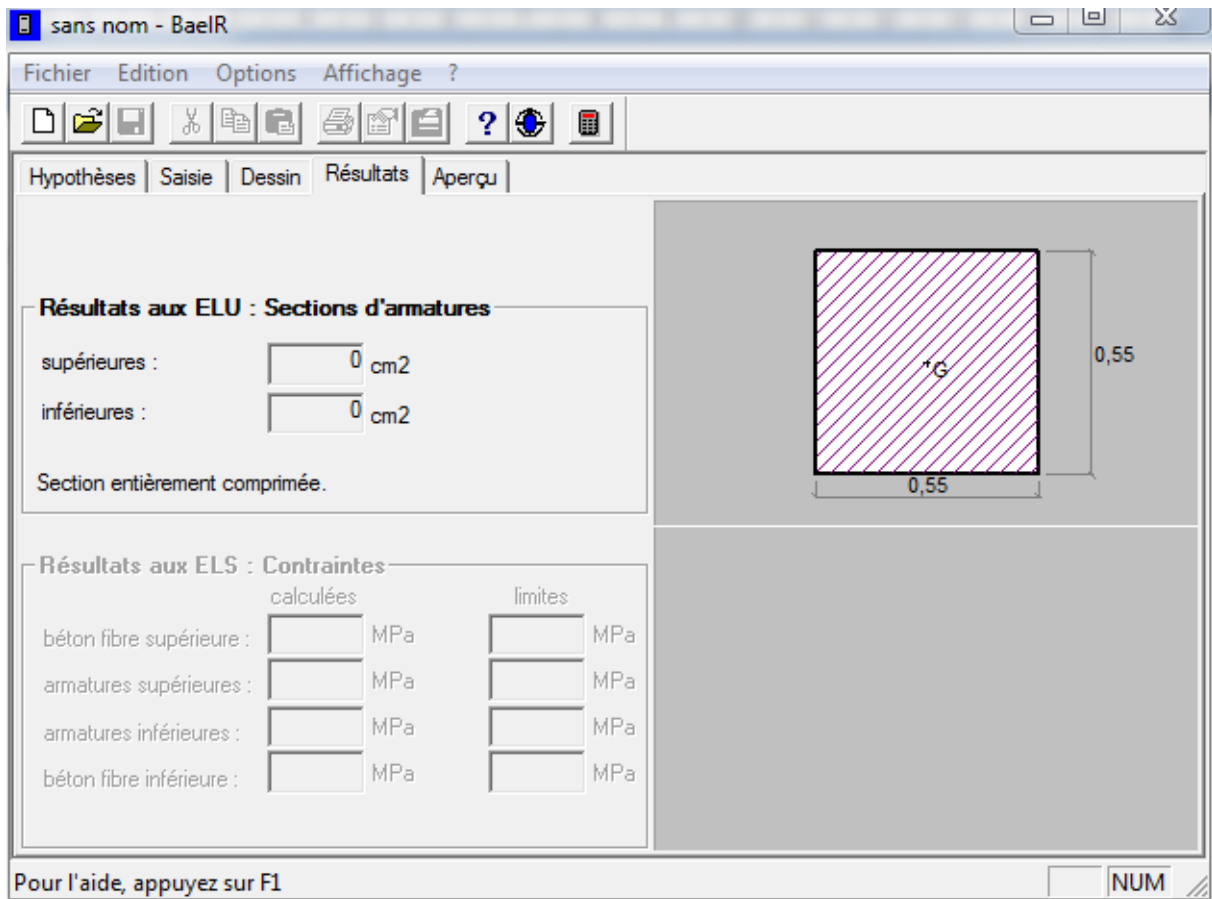
Avec B : Aire de la section du béton seul

σ_{st} : Contrainte de l'acier

b) Exemple de calcul avec SOCOTEC:

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.





V.1.3 Ferraillage des poteaux

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel <ETABS>

. Et leurs ferraillage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel <SOCOTEC>

Remarque : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferraillés avec les sections minimales réglementaires

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillages (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
(55x55)	27,225	4HA20+8HA16	28,64
(50x50)	22,5	12HA16	24,12
(45x45)	18,225	4HA16+8HA14	20,35

Tableau VI.3.Choix des armatures longitudinales

V.1.4 Vérification à l'ELU

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

-En zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\phi_1 \right\}$$

$$\checkmark \text{ Poteaux } 55 \times 55: S_t \leq \min \left\{ \frac{55}{2} ; \frac{55}{2} ; 10 \times 1,4 \right\} = 14 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Poteaux } 50 \times 50: S_t \leq \min \left\{ \frac{50}{2} ; \frac{50}{2} ; 10 \times 1,4 \right\} = 14 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Poteaux } 45 \times 45: S_t \leq \min \left\{ \frac{45}{2} ; \frac{45}{2} ; 10 \times 1,4 \right\} = 14 \text{ cm}$$

L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$l_0 = 3,06 \text{ m pour le RDC} \longrightarrow L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m.}$$

$$l_0 = 306 \text{ cm pour étages courants} \longrightarrow L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m.}$$

❖ **Vérification de la quantité d'armatures :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} l_f = 0,7 h_e$$

➤ **Poteaux (55x55) : $V_u = -34,54 \text{ KN}$**

$$L = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,14}{0,55} = 3,89$$

$$\lambda_g < 5 \text{ d'ou } \rho = 3,75$$

– **la zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} S_t = \left(\frac{3,75 \times 34,54}{0,55 \times 400} \right) \times 0,1 \times 10 = 0,59 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8 A_t = 1,00 \text{ cm}^2$. (2 brins $\emptyset 8$)

– **la zone courante:**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} S_t = \left(\frac{3,75 \times 34,54}{0,55 \times 400} \right) \times 0,14 \times 10 = 0,82 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8 A_t = 2,01 \text{ cm}^2$. (4 brins $\emptyset 8$)

➤ **Poteaux (50x50) : $V_u = -23,59$ KN**

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.14}{0.5} = 4.28$$

$$3 < \lambda_g = 4.28 < 5$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\%bst$$

$$\lambda_g < 3 \rightarrow 0,8\%bst$$

$$5-3 \rightarrow 0,3\% - 0,8\%$$

$$2 \rightarrow 0,005$$

$$4.28-3=1.28 \rightarrow x = 0.0048 = \mathbf{0.48\%}$$

– **la zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_{1f_e}} s_t = \left(\frac{3.75 \times 23.59}{0.48 \times 400} \right) \times 0.1 \times 10 = 0.46 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8$ $A_t = 1.00 \text{ cm}^2$. (2 brins $\Phi 8$)

– **la zone courante:**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_{1f_e}} s_t = \left(\frac{3.75 \times 23.59}{0.45 \times 400} \right) \times 0.14 \times 10 = 0.69 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8$ $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$. (4 brins $\Phi 8$)

➤ **Poteaux (45x45) : $V_u = -23,14$ KN**

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.14}{0.45} = 4.75$$

$$3 < \lambda_g = 4.75 < 5$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\%bst$$

$$\lambda_g < 3 \rightarrow 0,8\%bst$$

$$5-3 \rightarrow 0,3\% - 0,8\%$$

$$2 \rightarrow 0,005$$

$$4.75-3=1.75 \rightarrow x = 0.0048 = \mathbf{0.36\%}$$

– **la zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_{1f_e}} s_t = \left(\frac{3.75 \times 23.14}{0.36 \times 400} \right) \times 0.1 \times 10 = 0.602 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8$ $A_t = 1.00 \text{ cm}^2$. (2 brins $\Phi 8$)

– la zone courante:

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} s_t = \left(\frac{3,75 \times 23,14}{0,36 \times 400} \right) \times 0,14 \times 10 = 0,84 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8 A_t = 2,01 \text{ cm}^2$. (4 brins $\emptyset 8$)

▪ Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50\Phi = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$$

- D'après nos calcul les armatures longitudinales des poteaux seront encadrée avec un cadre et un étrier de HA8 de section transversal $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\emptyset t_{\min} = 8 \text{ cm}$

▪ Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} ; \tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$$

$\Psi = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence

$$\text{Pour les HA 20: } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = 70,54 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16: } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = 56,43 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14: } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = 49,38 \text{ cm}$$

✚ Longueur de recouvrement :

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est : $L = 50 \times \phi$

➤ Pour les HA14 :

$$L = 50 \times \phi = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$$

➤ Pour les HA16:

$$L = 50 \times \phi = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$$

➤ Pour les HA20:

$$L = 50 \times \phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

✚ Vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\text{Et: } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

✓ Poteaux 55x55:

$$\lambda_g = 3,89 \rightarrow \rho_b = 0,04$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{34,54 \times 10^3}{550 \times 530} = 0,14 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,14 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1,00 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition est vérifiée

✓ **Poteaux 50x50:**

$$\lambda_g = 4.28 \rightarrow \rho_b = 0.04$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{23,59 \times 10^3}{500 \times 480} = 0,055 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \mathbf{0,055 \text{ MPa}} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,04 \times 25 = \mathbf{1,00 \text{ MPa}} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

✓ **Poteaux 45x45:**

$$\lambda_g = 4.75 \rightarrow \rho_b = 0.04$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{23,14 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,06 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \mathbf{0,06 \text{ MPa}} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,04 \times 25 = \mathbf{1,00 \text{ MPa}} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

La section minimale de RPA est :

-En zone nodale :

$$A_{t \min} = 0.003 \cdot b \cdot St = 0.003 \times 55 \times 10 = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0.003 \cdot b \cdot St = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0.003 \cdot b \cdot St = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{t \min} = 0.003 \cdot b \cdot St = 0.003 \times 55 \times 14 = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0.003 \cdot b \cdot St = 0.003 \times 50 \times 14 = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0.003 \cdot b \cdot St = 0.003 \times 45 \times 14 = 1.89 \text{ cm}^2$$

- ✓ D'après nos calcul $A_{t \min} > A_t$ donc les armatures longitudinales des poteaux seront encadrée avec un cadre et un losange de HA8 de section transversal $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$
- ✓ Les cadres et les losanges doivent être fermés par crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{t \min} = 8 \text{ cm}$
- ✓ La zone nodale est sensible au séisme ; on introduit les armatures en U superposées avec alternance dans l'orientation à fin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

 **Délimitation de la zone nodale :**

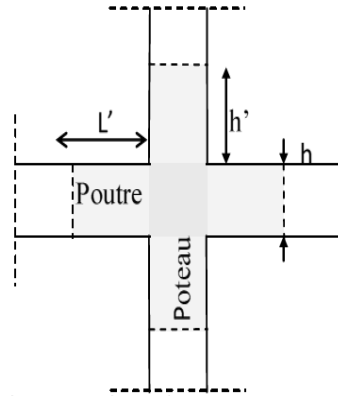


FIG. VI 1 : zone nodale

Remarque :

La zone nodale est importante par rapport à la hauteur de poteau donc on adopte le ferrailage de la zone nodale le long de ces poteaux avec un espacement de 10 cm

Au niveau des poutres $h' = 2 \times h$

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

h: Hauteur de la poutre.

b₁; h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nœuds des poutres.

$$h_e = 306 - 45 = 261 / 6 = 43,5$$

cm : hauteur de la poutre principale

$$h' = \text{max} (43,5 ; 50 ; 50 ; 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

V.6.Vérification à L'ELS :

Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0,23b.d.f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185d} \right]$$

					e_s	A_{smin}	$A_{adopté}$	OBS
Zone1	N_{max}	−1394.49	M_{cor}	2.746	0.00196	8.65	28,64	vérifiée
	N_{min}	−363.82	M_{cor}	3.897	0,0107	8.66		
	N_{cor}	757.1	M_{max}	15.35	0,0202	8.67		
Zone2	N_{max}	−875.35	M_{cor}	8.186	0,00935	0.71	24 ,12	vérifiée
	N_{min}	−129.49	M_{cor}	−4.463	0,0344	0.7		
	N_{cor}	−252.11	M_{max}	17.804	0,0706	0.69		
Zone3	N_{max}	−282.06	M_{cor}	10.141	0,0359	5.76	20,35	vérifiée
	N_{min}	−24.06	M_{cor}	2.801	0,116	5.79		
	N_{cor}	−68.09	M_{max}	19.362	0,284	5.87		

Remarque :

D'après les résultats trouvés sur le tableau, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée car $A_{adopté} \geq A_{min}$

➤ **Etat limite d'ouverture de fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_s et N_s , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

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

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivants :

○ **Pour le béton :**

Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	A _s =A' _s (cm ²)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bi} (MPA)	σ̄ _{bc} (MPA)	OBS
Zone1	-1394,49	2,746	8,65	4,33	4,16	15	Vérifiée
Zone2	-875,35	8,196	0,71	3,86	3,06	15	Vérifiée
Zone3	-282,06	10,141	5,76	1,83	0,73	15	Vérifiée

○ **Pour les aciers**

Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	A _s =A' _s (cm ²)	σ _{sup} (MPA)	σ _{inf} (MPA)	σ̄ _s (MPA)	OBS
Zone1	-1394,49	2,746	8,65	64,8	62,6	348	Vérifiée
Zone2	-875,35	8,196	0,71	57,4	46,8	348	Vérifiée
Zone3	-282,06	10,141	5,76	26,8	11,7	348	Vérifiée

VI- les poutres

VI-1-Introduction:

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime(ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service(ELS).

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui sera données par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{matrix} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \end{matrix} \right\} \longrightarrow \text{Combinaison RPA}$$

$$\left. \begin{matrix} G+Q \text{ (ELS)} \\ 1,35G + 1,5G \text{ (ELU)} \end{matrix} \right\} \longrightarrow \text{Combinaison RPA}$$

VI-2-Calcul des armatures à l'ELU :

Armatures longitudinales : elles seront déterminer en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme sui :

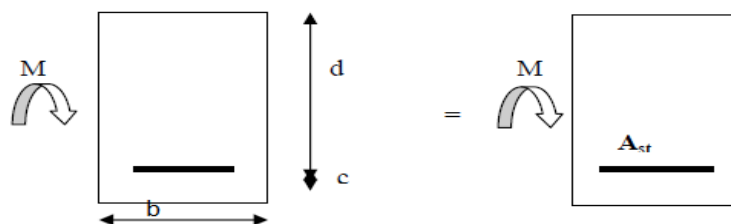
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2MPa$

Pour le FeE400 on à : $\mu_1 = 0,392$

1^{er} cas

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \implies$ les armatures comprimée se sont pas nécessaire $\implies A_{sc} = 0$



$$A_{sc} = \frac{M_y}{\beta d \sigma_s}$$

Avec $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$

$\gamma_s = 1,5 \implies$ Cas générale

$\gamma_s = 1,15 \implies$ Cas accidentelle

Fe=400MPa

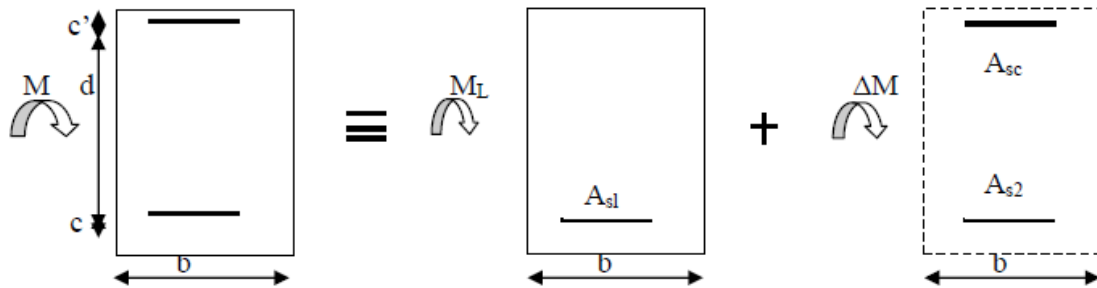
A_{st} :Section d'acier tendu

d :La distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus

2^{eme} cas

$\mu \geq \mu_l = 0,392 \implies$ la section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta L \times d} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{sc}}$$

Remarque :

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b(MPa)$	$f_{c28}(MPa)$	$F_{bu}(MPa)$	$\gamma_s(MPa)$	$f_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Situation durable	1,5	25	14,16	1,15	400	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

VI-2- Recommandation du RPA :

1) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

$A_{min}=0,5\% b h$ dans la section.

-Poutres principales de (30×45) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (30×40) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

4% $b h$: en zone courante

6% $b h$: en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90.

- **Poutres principales de (30×45) :**

En zone courante :

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

✚ **En zone de recouvrement :**

$$A_{max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires de (30×40) :**

En zone courante :

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

✚ **En zone de recouvrement :**

$$A_{max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

2) Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \times st \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$s_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, HA12\right) \text{ En zone nodale et en travée}$$

$$s_t \leq \frac{l}{2} \text{ En zone de recouvrement}$$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Remarque :

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI.3.Ferrailages des poutres à l'ELU :

• Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

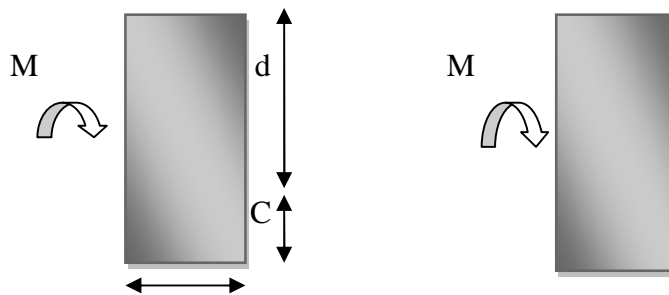


Figure.VI.1 : Schéma de calcul en flexion simple d'une SSA

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule : $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

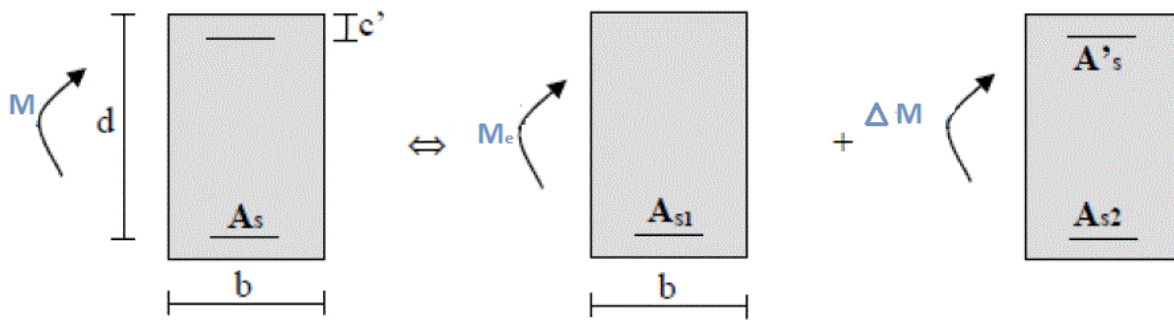
$\Delta M = M_u - M_r$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{s1} = \frac{M_r}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}; A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives



FigVI.2 : Schéma de calcul en flexion simple d'une SDA.

VI.4.Ferraillage :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

Poutres principales : $A_{min}=0.005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min}=0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

➤ **Ferraillage des poutres principales :**

- **Aux appuis:**

Niveau	$M_t(\text{KN. m})$	μ	obs.	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	ferraillage	$A_{adopté}$
RDC au 2^{eme} étage	-111,699	0,108	SSA	0,943	6,88	6,75	3HA16+ Chap (3HA16)	12,06
3^{ème} au 6^{ème} étage:	-131,078	0,128	SSA	0,931	8,18	6,75	3HA16+ Chap (3HA16)	12,06
7^{ème} et 8^{ème} étage	-119,755	0,116	SSA	0,938	7,42	6,75	3HA16+ Chap (3HA16)	12,06

- En travée:

Niveau	M_t (KN. m)	μ	obs	β	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	ferrailage	$A_{adopté}$
RDC au 2 ^{ème} étage	-54,674	0,07	SSA	0,964	3,79	6,75	3HA16+ Chap (3HA14)	10,65
3 ^{ème} au 6 ^{ème} étage:	-58,019	0,074	SSA	0,962	4,03	6,75	3HA16+ Chap (3HA14)	10,65
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	-61,639	0,060	SSA	0,969	4,25	6,75	3HA16+ Chap (3HA14)	10,65

➤ Ferrailage des poutres secondaire :

- Aux appuis :

Niveau	M_t (KN. m)	μ	obs	β	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	ferrailage	$A_{adopté}$
RDC au 2 ^{ème} étage	-95,954	0,120	SSA	0,936	6,74	6	3HA14+ Chap (3HA14)	9,23
3 ^{ème} au 6 ^{ème} étage:	-98,172	0,122	SSA	0,935	6,90	6	3HA14+ Chap (3HA14)	9,23
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	-86,552	0,108	SSA	0,943	6,04	6	3HA14+ Chap (3HA14)	9,23

Aux travées:

Niveau	$M_t(KN.m)$	μ	obs	β	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	ferraillage	$A_{adopté}$
RDC au 2 ^{ème} étage	-23,197	0,038	SSA	0,981	1,8	6	3HA14+ Chap (3HA14)	9,23
3 ^{ème} au 6 ^{ème} étage:	-37,358	0,06	SSA	0,982	2,88	6	3HA14+ Chap (3HA14)	9,23
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	-40,578	0,066	SSA	0,9805	3,13	6	3HA14+ Chap (3HA14)	9,23

VI.5.Vérification a l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes ;

a) Condition de non fragilité : (BEAL 91 ;Art 4.2.1)

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

• Poutres principales (30x45) cm²

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = 1.56cm^2$$

• Poutre secondaire (30x40) cm²

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.38cm^2$$

D'où : pp \longrightarrow $A_s=10,65 > 1.56cm^2$
 Ps \longrightarrow $A_s=10,65 > 1,38cm^2$

\implies Condition vérifiée

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant:(BAEL91.Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette Justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b.d}$$

T_{max}^u : Effort tranchant max à l'ELU

➤ Poutres principales : $\tau_u = \frac{126.74 \times 10^3}{300 \times 430} = 0.976MPa$

➤ Poutre secondaire : $\tau_u = \frac{110 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.96MPa$

Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b.d} \leq \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 3.33$$

- ❖ Poutres principales : $0.97MPa \leq 3.33 MPa$condition vérifiée
- ❖ Poutres secondaires $0.96MPa \leq 3.33 MPa$condition vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

◆ Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

❖ Poutres principales : $T_u = 126,74 \text{ kN} \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,43 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 774 \text{ kN}$

❖ Poutres secondaires : $T_u = 110 \text{ kN} \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,38 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 684 \text{ kN}$

◆ Influence sur les armatures :

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$.

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u - \frac{M_u}{0,9d})$

Poutres principales :	{	$111,68 - \frac{111,699}{0,9 \times 0,43} = -176,94 < 0 \implies \text{CV}$	
		$126,74 - \frac{131,078}{0,9 \times 0,43} = -211,96 \implies \text{CV}$	CV
		$115,39 - \frac{119,755}{0,9 \times 0,43} = -194,05 < 0 \implies \text{CV}$	
Poutres secondaires :	{	$109 - \frac{95,954}{0,9 \times 0,38} = -171,57 < 0 \implies \text{CV}$	
		$110 - \frac{98,172}{0,9 \times 0,38} = -177,05 < 0 \implies \text{CV}$	CV
		$75,97 - \frac{86,552}{0,9 \times 0,38} = -177,02 < 0 \implies \text{CV}$	

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier - béton (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit a la section droite des barres

-Poutres principales :

$$\Sigma u_i = n\phi\pi = (3 \times 16 + 3 \times 16) \times 3,14 = 301,44 \text{ mm}$$

$$3\text{HA}14+3\text{HA}16 \implies \sum U_i=301,44\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{111,68 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 301,44} = 0,96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (sous sol 2,1,RDC,étage 1)}$$

$$\tau_{se} = \frac{126,74 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 301,44} = 1,09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (étage 2,3,4,5)}$$

$$\tau_{se} = \frac{115,39 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 301,44} = 0,99 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (étage 2,3,4,5)}$$

-Poutres secondaires :

$$\Sigma u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 3 \times 14) \times 3,14 = 263,76 \text{ mm}$$

$$3\text{HA}14+3\text{HA}14 \implies \sum U_i=263,76\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{109 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 263,76} = 1,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (sous sol 2,1,RDC,étage 1)}$$

$$\tau_{se} = \frac{110 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 263,76} = 1,22 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (sous sol 2,1,RDC,étage 1)}$$

$$\tau_{se} = \frac{75,97 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 263,76} = 0,84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{CV (sous sol 2,1,RDC,étage 1)}$$

d) Calcul de la longueur d'ancrage :

$$\text{La longueur de scellement droit des barres : } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{pour les } T_{14} \text{ } l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm}$$

$$\text{pour les } T_{16} \text{ } l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 56,34 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes se terminant par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4l_s$ » (Pour les barres à haute adhérence).

Pour les T14 $L_a=0,4 \times 49,29=19,71$ cm $\rightarrow L_a = 20$ cm

Pour les T16 $L_a=0,4 \times 56,34=22,54$ cm $\rightarrow L_a = 25$ cm

g) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35} \right); \phi_l; \left(\frac{b}{10} \right) \right\} = \min \{ 1,28; 1,6; 3 \} = 1,28 \text{ cm.}$$

On prend : $\phi_t = 8$ mm

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t=4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

h) Calcul des espacements :

1) Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

- Poutre principales de (30x45) : $S_t=11,25$ cm

Soit $S_t = 10$ cm

-Poutre secondaire de (30x40) : $S_t=10$ cm

Soit $S_t = 8$ cm

2) Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

-Poutre principales de (30x45) : $S_t=22,5$ cm

Soit $S_t = 15$ cm

-Poutre secondaire de (30x40) : $S_t=20$ cm

Soit $S_t=15$ cm

Selon l'RPA 99 : la section d'armatures transversale doit vérifier :

***Poutres principale :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

***poutres secondaire :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01 > 1,35\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

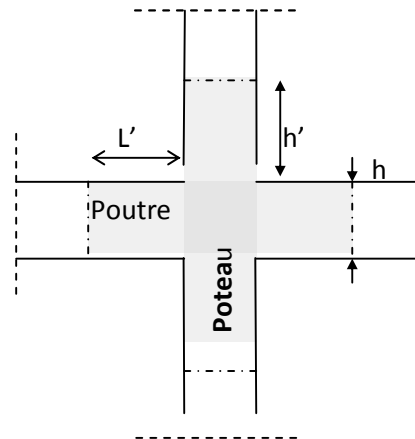
h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$- h' = 65 \text{ cm}$$

$$- L' = 2 \times 45 = 90[\text{cm}] : \text{poutre principale de (30x45)} :$$

$$- L' = 2 \times 40 = 80[\text{cm}] : \text{poutre secondaire de (30x40)} :$$



VI-1-4) Vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

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

Poutres principale (30x45) :

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 1,55$$

Poutres secondaire (30x40) :

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) Vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

β_1 et k_1 en fonction de

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS										
Niveaux	M_{smax}	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	
RDC- 2eme étage	39,236	10,65	0,826	0,8703	23,548	98,45	4,18	15	vérifiée	Appuis
	28,995	12,06	0,935	0,8641	21,791	64,70	2,97	15	vérifiée	travée
3- 6 ème étages	42,142	10,65	0,826	0,8703	23,548	105,74	4,49	15	vérifiée	Appuis
	26,502	12,06	0,935	0,8641	21,791	59,14	2,72	15	vérifiée	travée
7et 8eme étage	44,807	10,65	0,826	0,8703	23,548	112,42	4,77	15	vérifiée	Appuis
	28,12	12,06	0,935	0,8641	21,791	62,75	2,88	15	vérifiée	travée

Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS										
Niveaux	M_{smax}	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	
RDC- 2eme étage	16,812	9,23	0,810	0,871	23,765	55,03	2,31	15	vérifiée	Appuis
	8,645	9,23	0,810	0,871	23,765	28,3	1,19	15	vérifiée	travée
3- 6ème étage	27,09	9,23	0,810	0,871	23,765	88,67	3,73	15	vérifiée	Appuis
	17,264	9,23	0,810	0,871	23,765	56,51	2,38	15	vérifiée	travée
7et 8eme étage	29,433	9,23	0,810	0,871	23,765	96,35	4,05	15	vérifiée	Appuis
	18,838	9,23	0,810	0,871	23,765	61,66	2,59	15	vérifiée	travée

c) Etat limite de déformation du béton: (Article B.6.5-3 du BAEL 91)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} »,

d) Valeurs limites de la flèche :

Pour $L \leq 5m \implies \bar{f} = \frac{L}{500}$

- **Sens des poutres principale :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0,95$

- **Sens des poutres secondaire**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0,75$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

✓ **La plus grande flèche tirée par le logiciel ETABS est :**

Poutres principales : $f = 0,287 \text{ cm} < \bar{f} = 0,95$

Poutres secondaire : $f = 0,230 \text{ cm} < \bar{f} = 0,75$

⇒ **Donc la flèche est 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 porté

	Armature longitudinale		Armature transversale	
	Travée	Appuis	Zone courante	Zone nodal
Poutres principales	3HA16+3chap HA14	Sup=3HA16+3chap HA16	Cad+etr T8	Cad+etr T8
		Inf.=3HA16+3chap HA16		
Poutres secondaires	3HA14+3chap HA14	Sup=3HA14+3chap HA14	Cad+etr T8	Cad+etr T8
		Inf.=3HA14+3chap HA14		

[Tapez le titre du document]

VII.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi 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.

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : RDC+1^{er}+2^{eme} étage
- **Zone II** : 3^{eme}+4^{eme}+5^{eme}+6^{em} étage
- **Zone III** : 7^{eme} et 8^{eme} étage

VII.1. 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 :

ELU : 1.35 G +1.5 Q

ELS : G + Q

RPA.99/modifié 2003 :

0.8 G + E

G + Q + E

VII.2.Ferraillage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

➤ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V': bras de levier, **V=V' = L voile / 2**

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$= d \leq \min \left(\frac{h_e}{6} ; \frac{2}{3} l_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot l$$

L_t : longueur tendue = L - L_c

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

➤ **Section entièrement comprimée : (SEC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile.

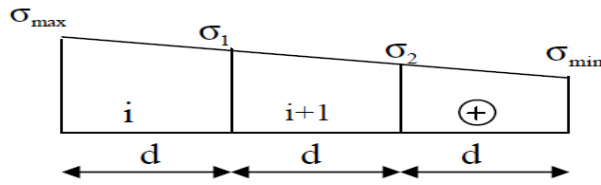


Figure VII.1 : Section extérieurement comprimé

➤ Section partiellement comprimée : (SPC)

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

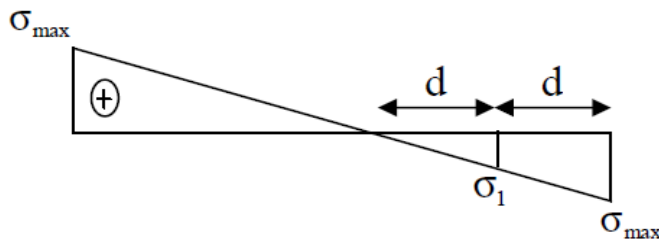


Figure VII. 2 : Section partiellement comprimé

➤ Section entièrement tendue : (SET)

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

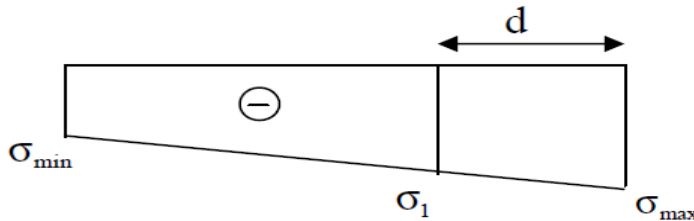


Figure VII.3 : Section entièrement tendue

a) Armatures verticales :

➤ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s10}}$$

B : section du voile.

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

➤ Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

b) Armatures minimales :

➤ Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

➤ Pour une Section entièrement tendue:

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\%B \right\}$$

➤ Section partiellement comprimée :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.002B \right\}$$

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.

c) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

$\left\{ \begin{array}{l} A_h \geq 0.15\%B \\ A_h \geq 0.10\%B \end{array} \right.$ Globalement dans la section du voile.

En zone courante.

B : Section du béton

AV: Section d'armature verticale.

d) Armatures de montages :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA 2003**. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles au mètre carré.

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage(en cas de reprise de bétonnage), l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec: $T=1.4V_u$

Vu : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30cm\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).}$$

Avec :

e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la longueur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

❖ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

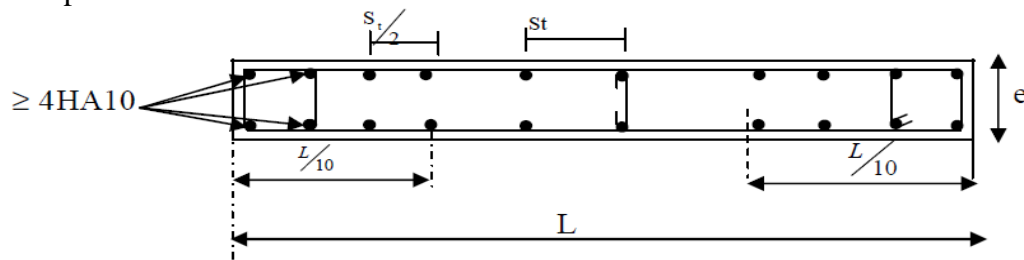


Figure VII.4 : disposition des armatures verticales

VII.3.Vérification :

a) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_B$$

$$\bar{\sigma}_B = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0.d}$$

$$V = 1.4V_{u.calcul}$$

Avec :

b0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

❖ **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \quad \text{Pour la fissuration très préjudiciable.}$$

❖ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferraillage du voile longitudinal **VT1** de la zone I :

➤ **Caractéristiques géométrique :**

$L = 4,20 \text{ m}$, $e = 0,20 \text{ m}$, $B = 0,840 \text{ m}^2$, $I = 1,235 \text{ m}^4$, $V = V' = 2,1 \text{ m}$

$$\sigma_{max} = 5339,15 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{min} = -8485,84 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de Lc:

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times l = \frac{5339,15}{5339,15 + 8485,84} \times 4,2 = 1,62 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4,2 - 1,62 = 2,58 \text{ m.}$$

$$\text{Soit } d_1 = \frac{L_t}{2} = \frac{2,58}{2} = 1,289 \text{ m}$$

Longueur d'extrémité.

$$L/10 = 4,20/10 = 0,42 \text{ m} = 42 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = (L_t - d) \frac{\sigma_{min}}{L_t} = (2,58 - 1,289) \frac{8485,84}{2,58} = 4242,92 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \cdot e = \frac{8485,84 + 4242,92}{2} \times 1,289 \times 0,20 = 1640,72 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_1 \cdot e = \frac{4242,92}{2} \times 1,289 \times 0,20 = 546,908 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des armatures :**

– **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1640,72}{400} \times 10 = 41,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{546,908}{400} \times 10 = 13,67 \text{ cm}^2$$

– **Armatures minimales:**

$$A_{min} \geq \max(0.20\%B, \frac{B f_{t28}}{f_e})$$

$$\text{Avec : } B = d \times e = 128,9 \times 20 = 2578 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq \max(0.20\% \times 2578 = 5,156, \frac{2578 \times 2.1}{400} = 70,28)$$

$$A_{min} = 70,28 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 1825,38 \times 10}{400} = 70,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 41,02 + \frac{70,28}{4} = 58,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 13,67 + \frac{70,28}{4} = 31,24 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté:

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique :

✓ **1^{ère} bande** : 20HA20 = 62,82 cm²/d1 **soit**: 10HA20 /nappe .avec espacement de **10cm**.

✓ **2^{ième} bande** : 10HA20 = 31,41 cm²/d2 **soit**: 5HA20/nappe avec espacement de **25cm**

❖ Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (05) épingle au mètre carré.

Soit : 05 épingles de HA8 / m²

❖ Vérification des contraintes de cisaillement:

Selon le RPA99 : (Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1825,38 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4200} = 2,415 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

RPA :

$$\bar{V}_u = 1,4 V_u$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b.d} = \frac{1,4 \times 1825,38 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4200} = 3,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

6) Vérification à l'ELS:

$$\sigma_s = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{5621,22 \times 10^3}{840000 + 15 \times 9423} = 5,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée**

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,875	0,9	0,925	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,175	0,18	0,185	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4696,51	2263,44	1959,79	
	σ_{min} [KN/m ²]	-9600,34	-5670,5	-4439	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	581,92	425,1	297,33	
	L _t (m)	0,59	0,64	0,64	
	L _c (m)	0,29	0,26	0,28	
	d (m)	0,294	0,322	0,321	
	σ_1 [KN/m ²]	4800,170	2835,250	2219,500	
	N (kN)	N ₁	423,06	273,56	213,64
		N ₂	141,020	91,188	71,212
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10,58	6,84	5,34
		A _{v2}	3,53	2,28	1,78
	A _{vj} (cm ²)		22,40	16,37	11,45
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	16,18	10,93	8,20
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	9,13	6,37	4,64
	A _{min} (cm ²)		3,08	3,38	3,37
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24,12	18,48	13,56
		Bonde 2	16,08	9,23	6,78
Ferrailage des voil	Choix des barres	Bonde1	2 X 6HA16	2 X 6HA14	2 X 6HA12
		Bonde 2	2 X 4HA16	2 X 3HA14	2 X 3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	15cm	15cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1,76	1,93	1,93
	A _H /nappe (cm ²)		6,03	4,62	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12/nap	4HA12/nap	4HA12/nappe
ep =20cm		(A=6.78cm ²)	(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m2		
	contrainte	τ_u (MPa)	3,695	2,624	1,786
		τ_b (MPa)	5,173	3,674	2,500
	ELS	N _s (kN)	1827,01	1025,07	804,06
σ_b (MPa)		7,76	4,63	3,73	

Tableau : Ferrailage des voiles longitudineaux (VL1).

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,25	2,3	2,35		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,45	0,46	0,47		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3932,2	540,1	402,9		
	σ_{min} [KN/m ²]	-7906,34	-3434,09	-1818,42		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	847,74	722,97	189,32		
	L _t (m)	1,50	1,99	1,92		
	L _c (m)	0,75	0,31	0,43		
	d (m)	0,751	0,994	0,962		
	σ_1 [KN/m ²]	3953,170	1717,045	909,210		
	N (kN)	N ₁	891,04	511,87	262,37	
		N ₂	297,013	170,625	87,455	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22,28	12,80	6,56	
		A _{v2}	7,43	4,27	2,19	
	A _{vj} (cm ²)		32,64	27,83	7,29	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	30,44	19,76	8,38	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	15,58	11,22	4,01	
	A _{min} (cm ²)		7,89	10,43	10,10	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	37,68	24,12	18,48	
		Bonde 2	25,13	16,08	12,31	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 X 6HA20	2 X 6HA16	2 X 6HA14
			Bonde 2	2 X 4HA20	2 X 4HA16	2 X 4HA14
S _t (cm)		Bonde1	10cm	15cm	15cm	
		Bonde 2	15cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,51	5,96	5,77		
A _H /nappe (cm ²)		9,42	6,03	4,62		
Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe		
ep =20cm		A=11.31cm ²	(A=6.78cm ²)	(A=6.78cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	2,093	1,746	0,448	
		τ_b (MPa)	2,930	2,445	0,627	
	ELS	N _s (kN)	4230,67	2911,84	1385,32	
		σ_b (MPa)	7,77	5,60	2,68	

Tableau : Ferrailage du voile longitudinal (VLA).

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,055	2,08	2,105	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,411	0,416	0,421	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5795,48	1730,68	950,87	
	σ_{min} [KN/m ²]	-10012,75	-4647,64	-2814,38	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	531,41	363,72	269,24	
	L _t (m)	1,30	1,52	1,57	
	L _c (m)	0,75	0,56	0,53	
	d (m)	0,651	0,758	0,787	
	σ_1 [KN/m ²]	5006,375	2323,820	1407,190	
	N (kN)	N ₁	977,45	528,30	332,11
		N ₂	325,818	176,101	110,704
	A _v (cm ²)	A _{v1}	24,44	13,21	8,30
		A _{v2}	8,15	4,40	2,77
	A _{vj} (cm ²)		20,46	14,00	10,37
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /	29,55	16,71	10,89
		A2=A _{v2} +A _{vj} /	13,26	7,90	5,36
	A _{min} (cm ²)		6,83	7,96	8,26
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	31,41	20,1	15,39
		Bonde 2	18,84	12,06	9,23
errailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 X 5HA20	2 X 5HA16	2 X 5HA14
		Bonde 2	2 X 3HA20	2 X 3HA16	2 X 3HA14
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	15cm	15cm
		Bonde 2	20cm	25cm	25cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3,90	4,55	4,72
	A _H /nappe (cm ²)		7,85	5,03	3,85
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nap	6HA12/nap	4HA12/napp
ep =20cm		(A=9.05cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=6.78cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m2		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,437	0,971	0,711
		τ_b (MPa)	2,011	1,360	0,995
	ELS	N _s (kN)	3444,7	2326,32	877,05
σ_b (MPa)		7,08	5,01	1,92	

Tableau : Ferrailage des voiles transversaux d'ascenseur (VTA).

e

)

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,2	4,25	4,3
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,84	0,85	0,86
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		5339,15	2468,66	828,69
	σ_{min} [KN/m ²]		-8485,84	-4404,79	-2188,08
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		1825,38	1547,35	571,53
	L _t (m)		2,58	2,72	3,12
	L _c (m)		1,62	1,53	1,18
	d (m)		1,289	1,362	1,559
	σ_1 [KN/m ²]		4242,920	2202,395	1094,040
	N (kN)	N ₁	1640,72	899,76	511,82
		N ₂	546,908	299,919	170,605
	A _v (cm ²)	A _{v1}	41,02	22,49	12,80
		A _{v2}	13,67	7,50	4,27
	A _{vj} (cm ²)		70,28	59,57	22,00
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	58,59	37,39	18,30
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	31,24	22,39	9,77
	A _{min} (cm ²)		13,53	14,30	16,37
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	62,82	40,2	33,86
Bonde 2		31,41	31,41	15,39	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 X 10HA20	2 x 10HA16	2 X 10HA14
		Bonde 2	2 x 5HA20	2 x 5HA16	2 X 6HA14
	S _t (cm)	Bonde1	15cm	15cm	15cm
		Bonde 2	25cm	25cm	25cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		7,73	8,17	9,36
	A _H /nappe (cm ²)		15,71	10,05	8,47
	Choix des barres/nappe (cm ²)		14HA12/nap	10HA12/nap	9HA12/nappe
ep =20cm		(A=15.82cm ²)	(A=11.31cm ²)	(A=10.18cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m2		
	contrainte	τ_u (MPa)	2,415	2,023	0,738
		τ_b (MPa)	3,380	2,832	1,034
	ELS	N _s (kN)	8821,22	6587,69	4558,3
σ_b (MPa)		8,99	6,88	4,88	

Tableau : Ferrailage des voiles transversaux (VT1).

VIII. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant un rôle de transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas d'un radier), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal:** charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale :** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment :** qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

1- Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles isolées ;
- ✓ Les semelles continues sous mur ;
- ✓ Les semelles continues sous poteaux ;
- ✓ Les radiers.

2- Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ✓ Les pieux ;
- ✓ Les puits ;

VIII.1) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de 2m.

VIII.2) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- ✓ La nature de l'ouvrage à fonder ;
- ✓ La nature du terrain et sa résistance ;
- ✓ Profondeur du bon sol ;
- ✓ Le tassement du sol.

VIII.3) Dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC .

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{55}{55} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (Poteau carré).}$$

D'où $B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

Exemple : $N_{ser} = 1394,49 \text{ kN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN / m}^2 \Rightarrow$

$$B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1394,49}{200}} = 2,64 \text{ m}$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

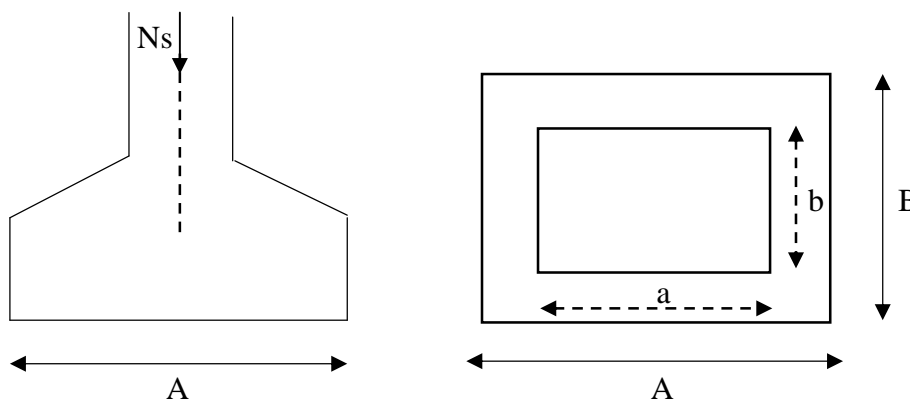


Figure VIII-1 : Semelle isolée.

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement ,donc on opte pour des semelles filantes.

VIII.4) Semelles filantes :

VIII.4.1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles:

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B.L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voile	N _{ser} (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	6122,35	1,15	5,16	5,93
VLA	1230,67	2,8	1,48	4,15
				S _t = 10,08

Tableau VIII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voile	N _{ser} (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VT1	5621,22	4,75	2,43	11,54
VTA	3444,7	2,33	2,72	6,34
				S _t = 17,88

Tableau VIII-2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

La surface des semelles filantes sous les voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 10,08 + 17,88 = 27,96 \text{ m}^2.$$

VIII.4.2) Dimensionnement des Semelles filantes sous poteaux :

❖ Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

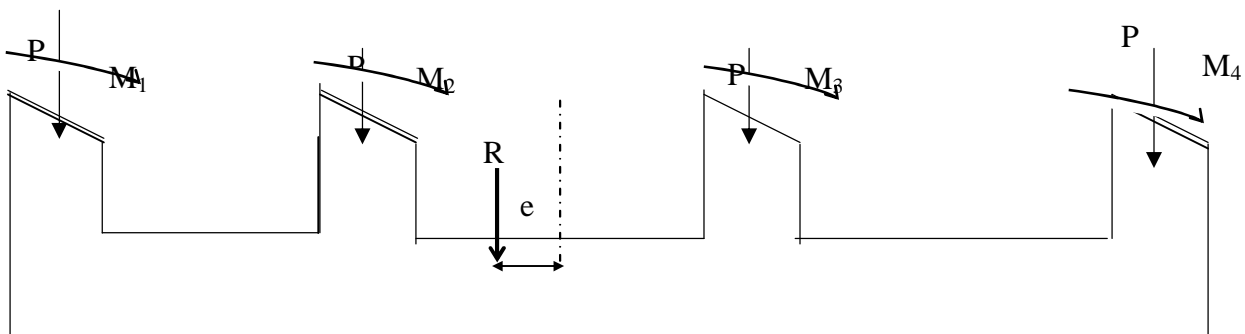


Figure VIII-2: Semelles filante sous poteaux.

❖ Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Application :

On fera le calcul sur le portique transversal (B-B)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :


Poteaux	N _s (kN)	e _i (m)	N _s x e _i (kN.m)	M _i
A4	1121,82	-8,65	-9703,74	16,281
B4	1919,51	-4,9	-9405,56	3,812
C4	1345,72	-1,4	-1884,01	-3,044
D4	1345,72	1,4	1884,01	-3,044
E4	1919,51	4,9	9405,56	3,812
F4	1121,82	8,65	9703,74	16,281
	$R = \sum N_i = 8774,1$		$\Sigma = 0$	$\Sigma = 34,098$

Tableau VIII-3 : Tableau des efforts normaux sous les poteaux

- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
On a :

$$R = \sum N_i = 8774,1 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{0 + 34,098}{8774,1} = 0,004 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17,30}{6} = 2,88 \text{ m}$$

 Nous avons une répartition trapézoïdale.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{8774,1}{17,30} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,004}{17,30}\right) = 506,47 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{8774,1}{17,30} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,004}{17,30}\right) = 507,88 \text{ kN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{8774,1}{17,30} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,004}{17,30}\right) = 507,52 \text{ kN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{507,52}{200} = 2,54 \text{ m} \text{ on prend } B = 2,6 \text{ m}$$

Nous aurons donc : $S = B \times L = 2,60 \times 17,30 = 44,98 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 44,98 \times 6 = 269,88 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 269,88 + 27,96 = 297,84 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 13,4 \times 17,30 = 231,82 \text{ m}^2$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{297,84}{231,82} = 1,28$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente plus que 50% de la surface totale

Conclusion :

Les semelles filantes présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII.5) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution.

VIII.5.1) Pré dimensionnement du Radier :**✚ Sous voile :****1) La condition minimale d'épaisseur :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

2) Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,54m \leq h \leq 0,86m$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs (**L_{max} = 4,30m**) ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h = 90cm**.

✚ Sous poteaux :

❖ **La dalle** : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{430}{20} = 21,5 \text{ cm}$$

Soit: **h_d = 45 cm**

❖ **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm}$$

Soit: **h_n = 80 cm**

La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 56 \text{ cm} \quad \text{On prend } \mathbf{b_n = 50 \text{ cm}}$$

VIII.5.2) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40MPa$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (pour une bande de **1m**) égal a $I =bh^3/12$.

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86MPa$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'o\grave{u} : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4,3\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,856m$$

h = 100cm

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 100 = 40cm \leq b_n \leq 0,7 \times 100 = 70cm \quad \text{On prend } \mathbf{b_n=60cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100cm$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 45cm$Hauteur de la dalle.

$b_n = 60 cm$Largeur de la nervure.

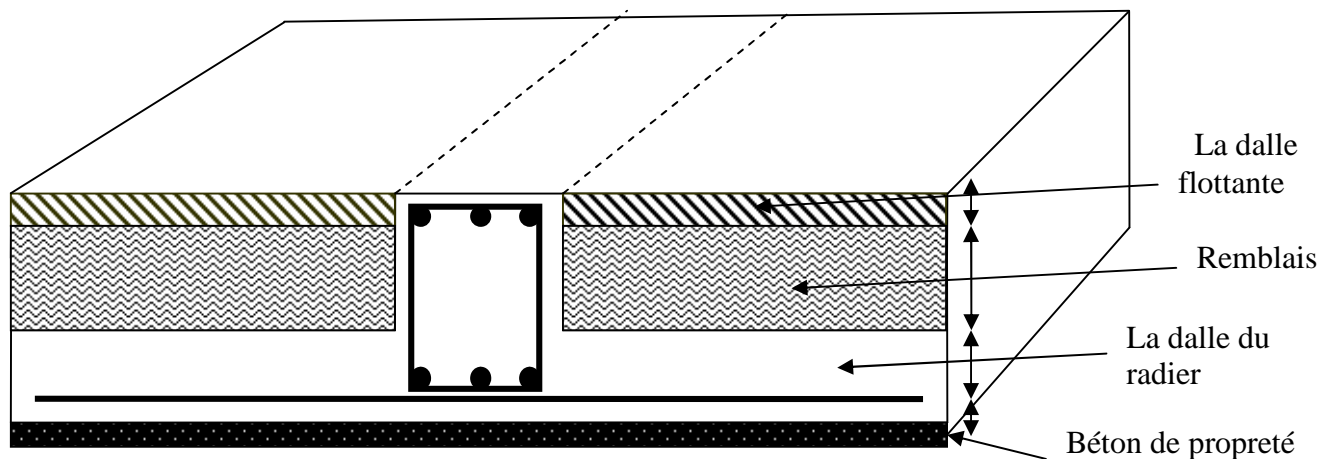


Figure VIII-3 : La coupe verticale d'un radier générale

VIII.5.3) Détermination des sollicitations de calcul :**Poids de la structure :**Charges permanentes $G = 26228.98\text{KN}$ d'après ETABSCharges d'exploitation $Q = 4820.80 \text{ KN}$ **Combinaisons d'actions :****à l'ELU:** $N_u = 1,35 G + 1,5Q$

$$N_u = 1,35 \times 26228,98 + 1,5 \times 4820,80 = 42640,323 \text{ KN}$$

à l'ELS: $N_s = G+Q$

$$N_s = 26228,98 + 4820,80 = 31049,78 \text{ KN}$$

VIII.5.4) Détermination de la surface nécessaire du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{42640,323}{1,33 \times 200} = 160,3 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{31049,78}{200} = 155,25 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 231,82 \text{ m}^2 \geq S_{\text{rad}} = \max(160,3 ; 155,25) \text{ m}^2 = 160,3 \text{ m}^2$$

Remarque :

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

★ Nous ajoutons au radier un débord de 60cm dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale de radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{déb}} = (17,3 \times 0,6 \times 2) + (13,4 \times 0,6 \times 2) = 36,84 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 231,82 + 36,84 = 268,66 \text{ cm}^2$$

VIII.5.5) Détermination des efforts à la base du radier :**1) Charges permanentes :**

Poids du bâtiment $G_{\text{bat}} = 26228,98 \text{ kN}$

a- poids du radier :**Remarque:**

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord

✚ Poids de la dalle :

$$P_1 = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 268,66 \times 0,45 \times 25 = 3022,425 \text{ kN}$$

✚ Poids des nervures :

$$P_2 = b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_2 = 0,6 \times (1 - 0,45) \times 17,3 \times 6 + 0,6 \times (1 - 0,45) \times 13,4 \times 4 \times 25 = 1298,55 \text{ kN}$$

✚ Poids du remblai :

$$P_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = (1 \times 17,3 \times 6) + (1 \times 13,4 \times 4) = 157,4 \text{ m}^2$$

$$P_3 = (268,66 - 157,4) \times (1 - 0,45) \times 17 = 1040,28 \text{ kN}$$

➤ Poids de la dalle flottante :

$$P_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_4 = (268,66 - 157,4) \times 0,1 \times 25 = 278,15 \text{ kN}$$

D'où :

$$G_{\text{rad}} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$G_{\text{rad}} = 3022,42 + 1298,55 + 1040,28 + 278,15$$

$$G_{\text{rad}} = 5639,4 \text{ kN}$$

2) Surcharge d'exploitation :

$$\text{➤ Surcharge du bâtiment } Q_{\text{bat}} = 4820,80 \text{ kN}$$

$$\text{➤ Surcharge du radier } Q_{\text{rad}} = 268,66 \times 2,5 = 671,65 \text{ kN}$$

3) Poids total de la structure :

$$\text{➤ } G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 5639,4 + 26228,98 = 31868,38 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{radier}} = 4820,80 + 671,65 = 5492,45 \text{ kN}$$

4) Combinaisons d'action :

$$\text{à l'ELU : } N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$= 1,35 \times 31868,38 + 1,5 \times 5492,45 = 51260,99 \text{ kN}$$

$$\text{à l'ELS : } N_s = G + Q$$

$$= 31868,38 + 5492,45 = 37360,83 \text{ kN}$$

VIII.5.6) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :▪ **Centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont données par :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8,65m \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6,7m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum_1^n \left(I_{xi} + S_i (X_i - X_G)^2 \right) \quad \text{et} \quad I_{yy} = \sum_1^n \left(I_{yi} + S_i (Y_i - Y_G)^2 \right)$$

$$I_{xx} = \frac{17,3 \times 13,4^3}{12} = 3468,8m^4$$

$$I_{yy} = \frac{13,4 \times 17,3^3}{12} = 5781,78m^4$$

VIII.5.7) Vérification :• **Vérification de contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

Avec :

$$b=100\text{cm} ; d=0,9h_d=0,9 \times 45=40,5\text{cm}$$

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{2S_{\text{radier}}} = \frac{86099,54 \times 1 \times 4,30}{2 \times 268,66} = 689,03 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{689,03 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 400} = 1,91 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **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.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \times h$$

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:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

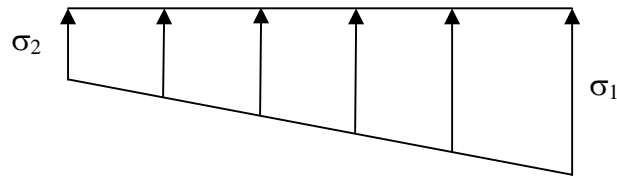


Figure VIII-4 : Diagramme des contraintes.

a) Calcul des moments :

$$M_{xx} = 49790.131 + 2607.16 \times 1 = 52397,29 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = 39703.55 + 2104.42 \times 1 = 41807,97 \text{ kN.m}$$

❖ ELU :

Sens longitudinal (X-X) :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{51260,99}{268,66} + \frac{52397,29}{5781,78} \times 8,65 = 269,19 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{51260,99}{268,66} - \frac{52397,29}{5781,78} \times 8,65 = 112,41 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 269,19 + 112,41}{4} = 229,99 \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN} / \text{m}^2$$

➡ Condition vérifiée.

Sens transversal (Y-Y) :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{51260,99}{268,66} + \frac{41807,97}{3468,8} \times 6,7 = 271,55 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{51260,99}{268,66} - \frac{41807,97}{3468,8} \times 6,7 = 110,05 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 271,55 + 110,05}{4} = 231,17 \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN} / \text{m}^2$$

➡ Condition vérifiée.


❖ ELS :

Sens longitudinal (X-X) :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{37360,83}{268,66} + \frac{52397,29}{5781,78} \times 8,65 = 217,45 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{37360,83}{268,66} - \frac{52397,29}{5781,78} \times 8,65 = 60,67 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 217,45 + 60,67}{4} = 178,25 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ kN} / \text{m}^2$$


 Condition vérifiée

Sens transversal (Y-Y) :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{37360,83}{268,66} + \frac{41807,97}{3468,8} \times 6,7 = 219,81 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{37360,83}{268,66} - \frac{41807,97}{3468,8} \times 6,7 = 58,31 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 219,81 + 58,31}{4} = 179,42 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ kN} / \text{m}^2$$

 Condition vérifiée.
Remarque :

Du fait que les contraintes à la base du radier soient positives et représentent une répartition trapézoïdale, donc il n'y a pas risque de renversement du radier

• **Vérification au poinçonnement :(Art A.5.2, 42 /BAEL91)**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{(0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28})}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

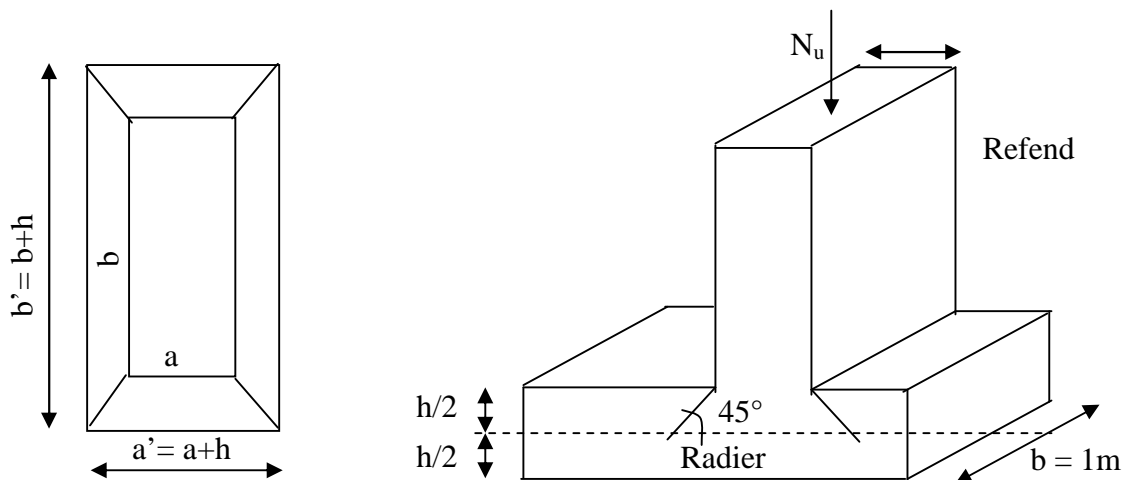


Figure VIII-5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

✓ Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,55 + 0,55 + 2 \times 1) = 4,4 \text{ m}$$

$$N_u = 1919,51 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{(0,07 \times 4,4 \times 1 \times 25 \cdot 10^3)}{1,5} = 5133,33 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

VIII.5.8) Ferrailage du radier :

Pour le calcul de ce radier, nous utilisons les méthodes exposées dans le BAEL.91/modifiée99.

A) Ferrailage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre côtés nous distinguons deux cas :

* 1^{er} Cas :

Si : $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

* 2^{eme} Cas :

Si : $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

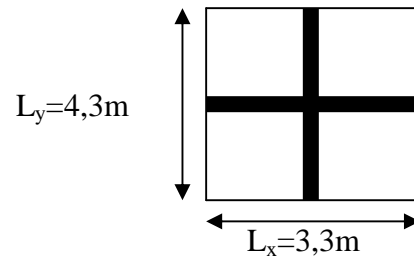
Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1) Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3,3 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4,3 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,3}{4,3} = 0,76$$

$0,4 < \rho \leq 1 \iff$ La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte σ_m^{\max} la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$ELU \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(229,99; 231,17) = 231,17 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(178,25; 179,42) = 179,42 \text{ kN} / \text{m}^2$$

L'ELU :

$$q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (231,17 - \frac{5639,4}{268,66}) \times 1\text{m} = 210,18 \text{ kN} / \text{ml}$$

L'ELS :

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (179,42 - \frac{5639,4}{268,66}) \times 1\text{m} = 158,43 \text{ kN} / \text{ml}$$

2) Calcul a' L'ELU :

$$q_u = 210,18 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0,76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0610 \\ \mu_y = 0,525 \end{cases}$$

a) Calcul des moments M_{ox} et M_{oy} :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0610 \times 210,18 \times (3,3^2) = 139,62 \text{ kN}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,525 \times 139,62 = 73,30 \text{ kN}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75M_{oy}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement

Partiel alors :

- Moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$

- Moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

b) Ferrailage dans le sens x - x :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5M_{ox} = 0,50 \times 139,62 = 69,81 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{69,81 \times 10^3}{100 \times 43^2 \times 14,2} = 0,026 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{stt}} = \frac{69,81 \times 10^3}{0,987 \times 43 \times 348} = 4,73 \text{ cm}^2$$

Soit : **8 HA 14 = 12,31 cm² / ml**

Avec : **S_t = 12,5 cm** < min (3h, 33 cm) ; Sens de la petite portée.

- En travée :

$$M_t = 0,75 \times 139,62 = 104,71 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{104,71 \times 10^3}{100 \times 43^2 \times 14,2} = 0,004 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,004 \rightarrow \beta = 0,998 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{104,71 \times 10^3}{0,998 \times 43 \times 348} = 7,01 \text{ cm}^2$$

Soit : **8 HA 14 = 12,31 cm² / ml**

Avec : **S_t = 12,5 cm** < min (3h, 33 cm) ; Sens de la petite portée

c) Ferrailage dans le sens y - y :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5M_{oy} = 0,50 \times 73,3 = 36,65 \text{ kN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36,65 \times 10^3}{100 \times 43^2 \times 14,2} = 0,014 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$u_u = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{36,65 \times 10^3}{0,993 \times 43 \times 348} = 2,47 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA 14 = 9,24 cm² / ml**

Avec : $S_t = 15\text{cm} < \min(4h, 45\text{ cm})$; Sens de la grande portée.

- *En travée :*

$$M_t = 0,75 \times 73,3 = 54,97 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{54,97 \times 10^3}{100 \times 43^2 \times 14,2} = 0,021 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,021 \rightarrow \beta = 0,9895 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{54,97 \times 10^3}{0,9895 \times 43 \times 348} = 3,71 \text{ cm}^2$$

Soit : $6 \text{ HA } 14 = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $S_t = 15\text{ cm} < \min(4h, 45\text{ cm})$; Sens de la grande portée.

3) Calcul a LELS :

a) Calcul des moments M_{ox} et M_{oy} :

$$q_s = 158,43 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0,76 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0610 \\ \mu_y = 0,525 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{ox} , M_{oy} :

$$M_{ox} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0610 \times 158,43 \times (3,30)^2 = 105,24 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_u = 0,75 \times 105,24 = 78,93 \text{ kN.m}$$

Calcul des moments aux appuis et en travées dans les deux sens :

Sens xx :

$$M_a = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 105,24 = 52,62 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 105,24 = 78,93 \text{ kN.m}$$

Sens yy :

$$M_a = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 78,93 = 39,45 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{oy} = 0,75 \times 78,93 = 59,2 \text{ kN.m}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	69,81	52,62	1,33	0,026	0,033	0,415	CV
	Travée	104,71	78,93	1,33	0,004	0,005	0,415	CV
Y- Y	Appuis	36,65	39,45	0,93	0,014	0,0176	0,215	CV
	Travée	54,97	59,2	0,93	0,021	0,02655	0,215	CV

Tableau VIII-4 : Vérification des contraintes dans le béton.

c) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec : $\omega_0 = 0,0008$ pour HA Fe E400 et $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,76$

Sens x – x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 45 \times \frac{3 - 0,76}{2} = 4,03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y – y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 45 = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $\begin{cases} A_{ua}^x = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,03 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} A_{ut}^x = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,03 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

VIII.6) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

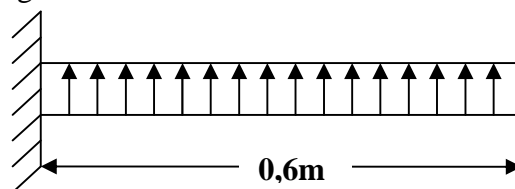


Figure VIII-6 : schéma statique de débord

1) Sollicitations de calcul :

a L'ELU : $q_u = 210,18 \text{ kN/ml}$

$$M_u = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{210,18 \times 0,6^2}{2} = -37,83 \text{ KN.m}$$

a L'ELS : $q_s = 158,43 \text{ KN/ml}$

$$M_s = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} = -\frac{158,43 \times 0,6^2}{2} = -28,51 \text{ KN.m}$$

2) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 43 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{37,83 \times 10^3}{100 \times 43^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,014 \rightarrow \beta_u = 0,993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{37,83 \times 10^3}{0,993 \times 43 \times 348} = 2,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}14 / \text{ml} = 6,15 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

3) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,15}{4} = 1,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

4) Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 43 \times 2,1}{400} = 5,19 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débord}$

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII.7) Ferrailage de la nervure :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées

$h = 100 \text{ cm} ; b = 60 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

VIII.7.1) Détermination des efforts et calcul des armatures:

A- Sens longitudinal (X-X) :

ELU: $q_u = 210,18 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_s = 158,43 \text{ kN/ml}$

1- ELU :

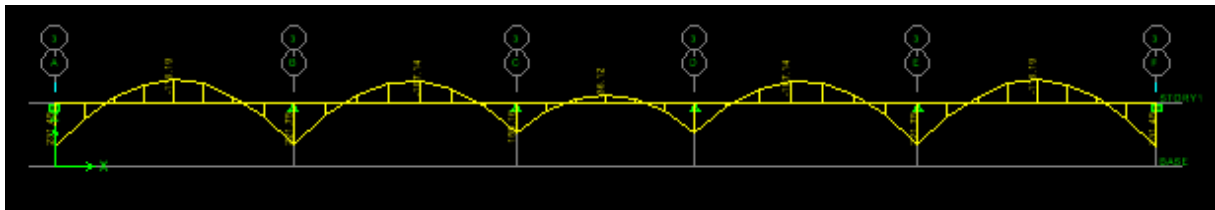


Figure VIII-8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

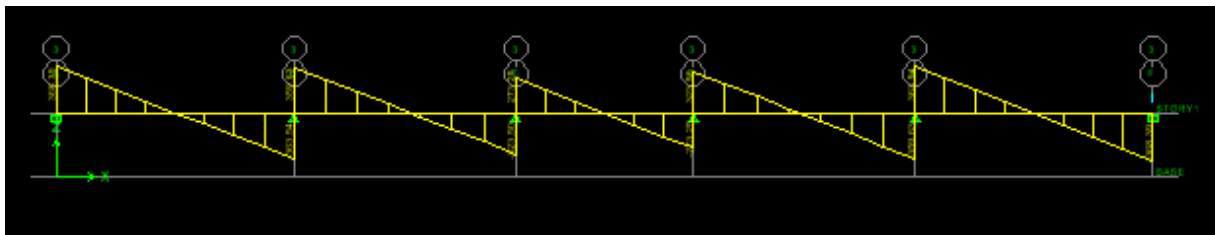


Figure VIII-9 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Le ferrailage se fera avec les moments M_{max} aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Calcul des armatures:

$$M_t^{max} = -116,19 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{max} = 231,45 \text{ kN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- *Aux appuis :*

$$M_a = 231,45 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{231,45 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 = \mu_1 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{231,45 \times 10^3}{0,985 \times 95 \times 348} = 7,11 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14+4HA14= 12,32 cm²/ml.

- *En travée :*

$$M_t = -116,19 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{116,19 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14,2} = 0,015 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,0145 \rightarrow \beta = 0,9925$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{116,19 \times 10^3}{0,9925 \times 95 \times 348} = 3,54 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14+4HA12= 10,67 cm²/ml.

2- ELS :

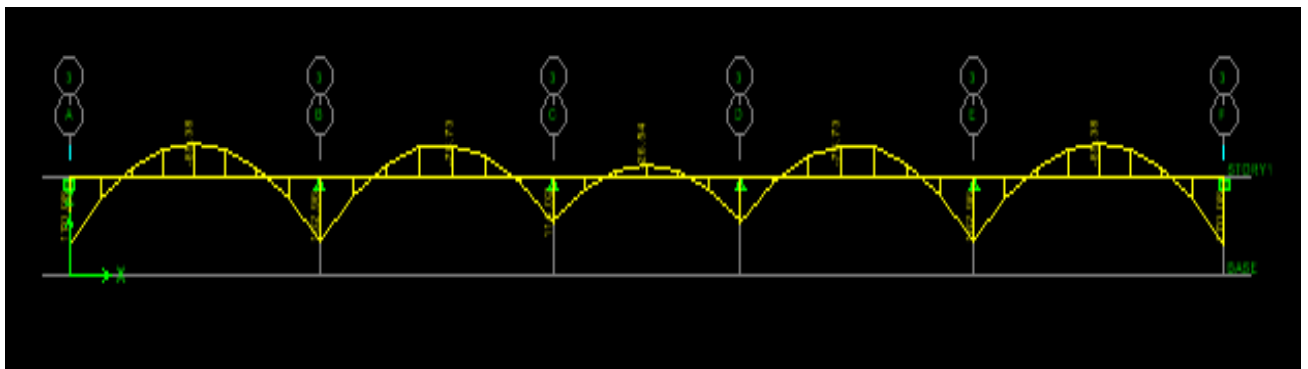


Figure VIII-11 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

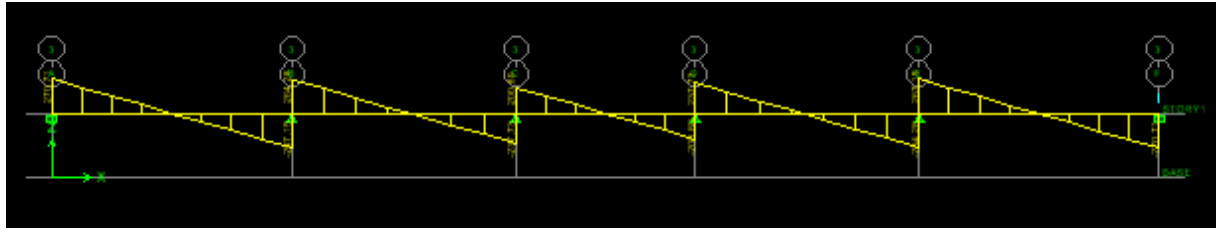


Figure VIII-12 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	231,45	170,08	1,36	0,03	0,0381	0,41	Vérifiée
	Travée	116,19	85,38	1,36	0,015	0,01885	0,41	Vérifiée

Tableau VIII-5 : Vérifications à l'ELS dans le sens longitudinal.

B- Sens transversale :

ELU : q_u = 242,39 kN/m

ELS : q_s = 175,56 kN/m

1- ELU :

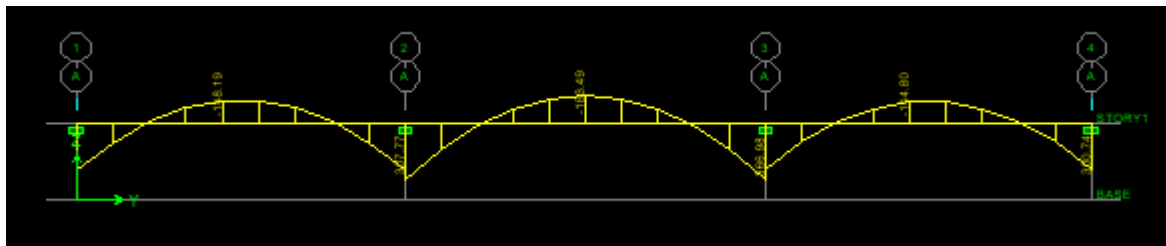


Figure VIII-14 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

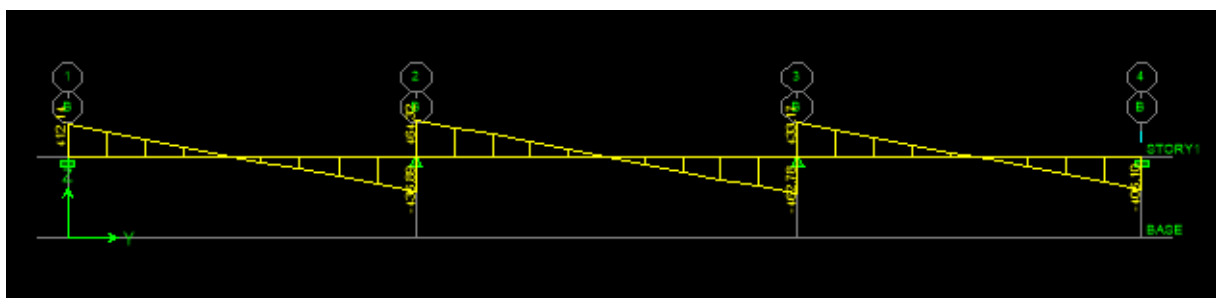


Figure VIII-15 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = -183,49 \text{ kN.}$$

$$M_a^{\max} = 366,98 \text{ kN.m}$$

$$b = 60\text{cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm} , f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} , \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• Aux appuis :

$$M_a = 366,98\text{kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{366,98 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14,2} = 0,048 < 0,392 = \mu_1 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{366,98 \times 10^3}{0,975 \times 95 \times 348} = 11,38\text{cm}^2$$

Soit : 4HA14+4chap14 = 12,31cm²/ml.

• En travée :

$$M_t = -183,49\text{kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{183,49 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14,2} = 0,023 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,023 \rightarrow \beta = 0,9885$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{183,49 \times 10^3}{0,9885 \times 95 \times 348} = 5,61 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14+4chap12 = 10,68 cm²/ml.

2-ELS :

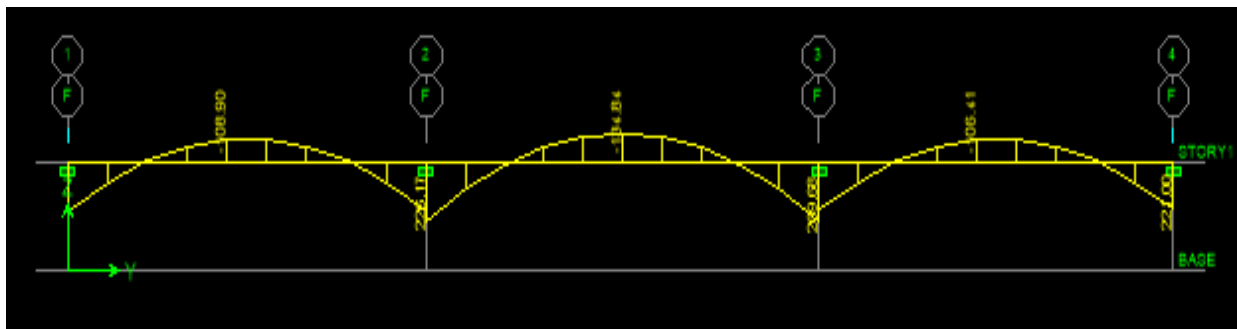


Figure VIII-17 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

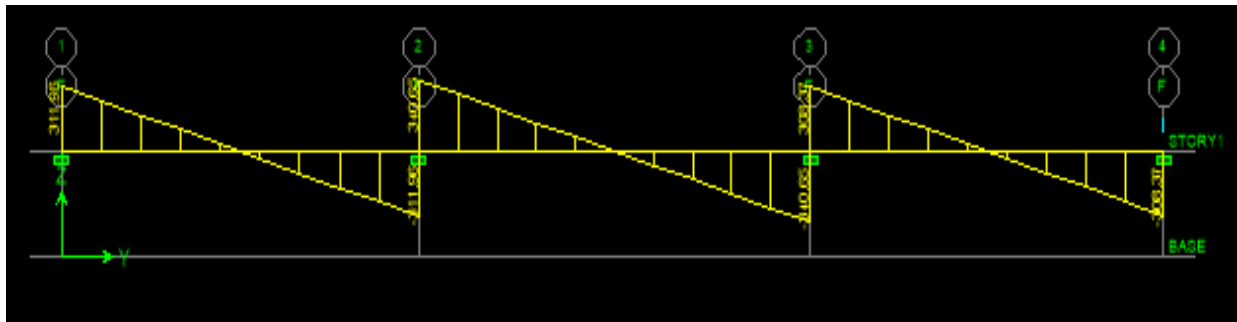


Figure VIII-18 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
Y- Y	Appuis	366,98	269,68	1,36	0,048	0,0615	0,39	Vérifiée
	Travée	183,49	134,84	1,36	0,023	0,02915	0,39	Vérifiée

Tableau VIII-6 : Vérifications à l'ELS dans le sens transversal.

VIII.8) Vérification à l'ELU :

• **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm}$$

soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures :**

• En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25 ; 16,8\} \quad \text{Soit : } \mathbf{St = 15 \text{ cm.}}$$

• En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50 \text{ cm.}$$

Soit : **St = 20 cm.**

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 20 \times 60 = 3,6 \text{ cm}^2.$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{1000}{35} ; \frac{600}{10} ; 14 \right\} = \min \{28,57 \text{ mm} ; 60 \text{ mm} ; 14 \text{ mm}\} = 10 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 10 \text{ mm}$

Soit : $A_t = 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2$ (2 cadre et un étrier)

➤ **Condition de non fragilité (BAEL.91.art :A.4.2)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 95 \times 2,1}{400} = 6,88 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.art :A.5.1, 211):**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$T_{u \max} = 368,39 \text{ kN}$ dans le sens longitudinal

$T_{u \max} = 463,55 \text{ kN}$ dans le sens transversal

$$\text{Sens X - X : } \tau_u = \frac{368,39 \times 10^3}{600 \times 950} = 0,65 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens Y - Y : } \tau_u = \frac{463,55 \times 10^3}{600 \times 950} = 0,81 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.9) Vérifications à l'ELS :

✚ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{231,45}{170,08} = 1,36$$

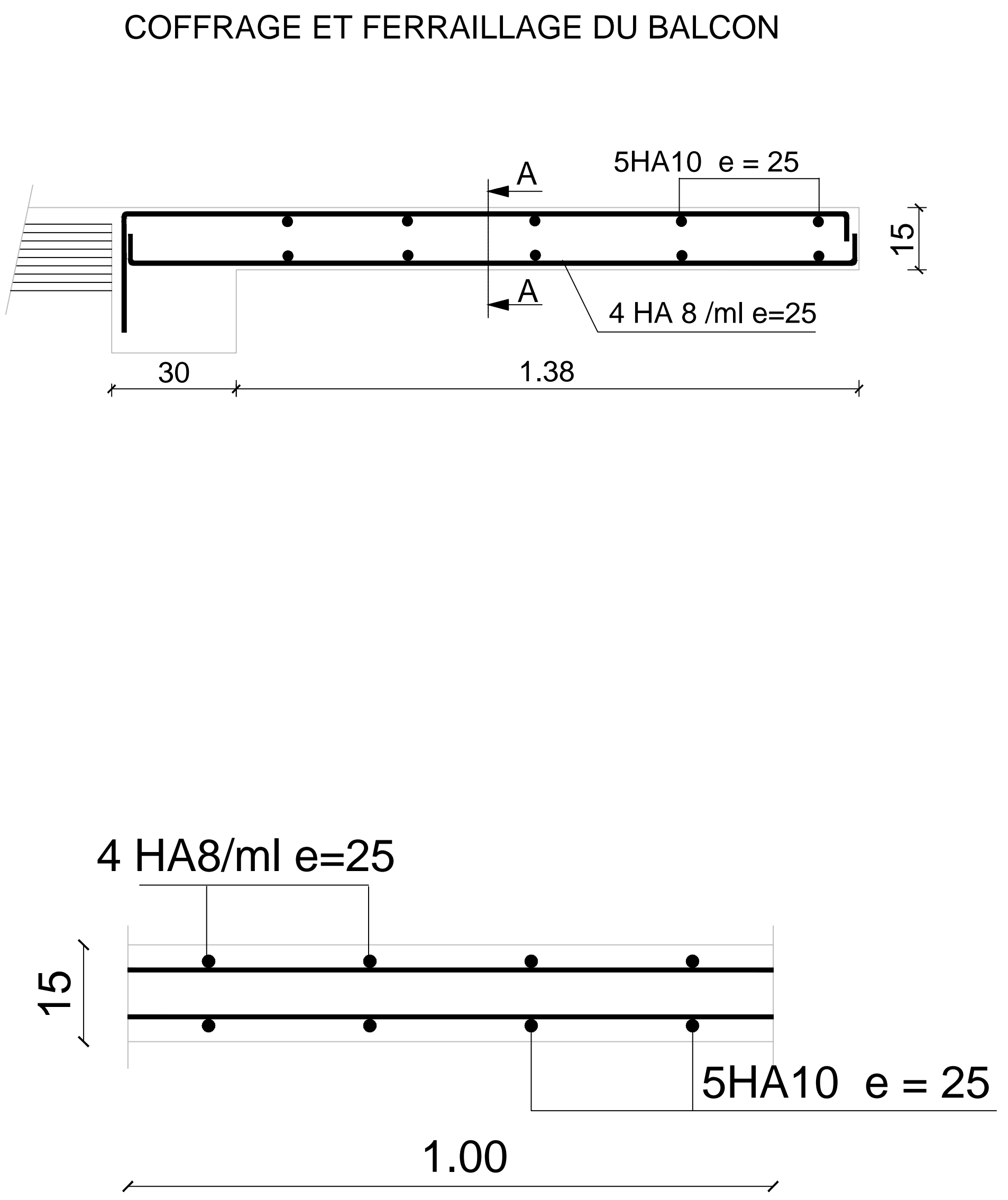
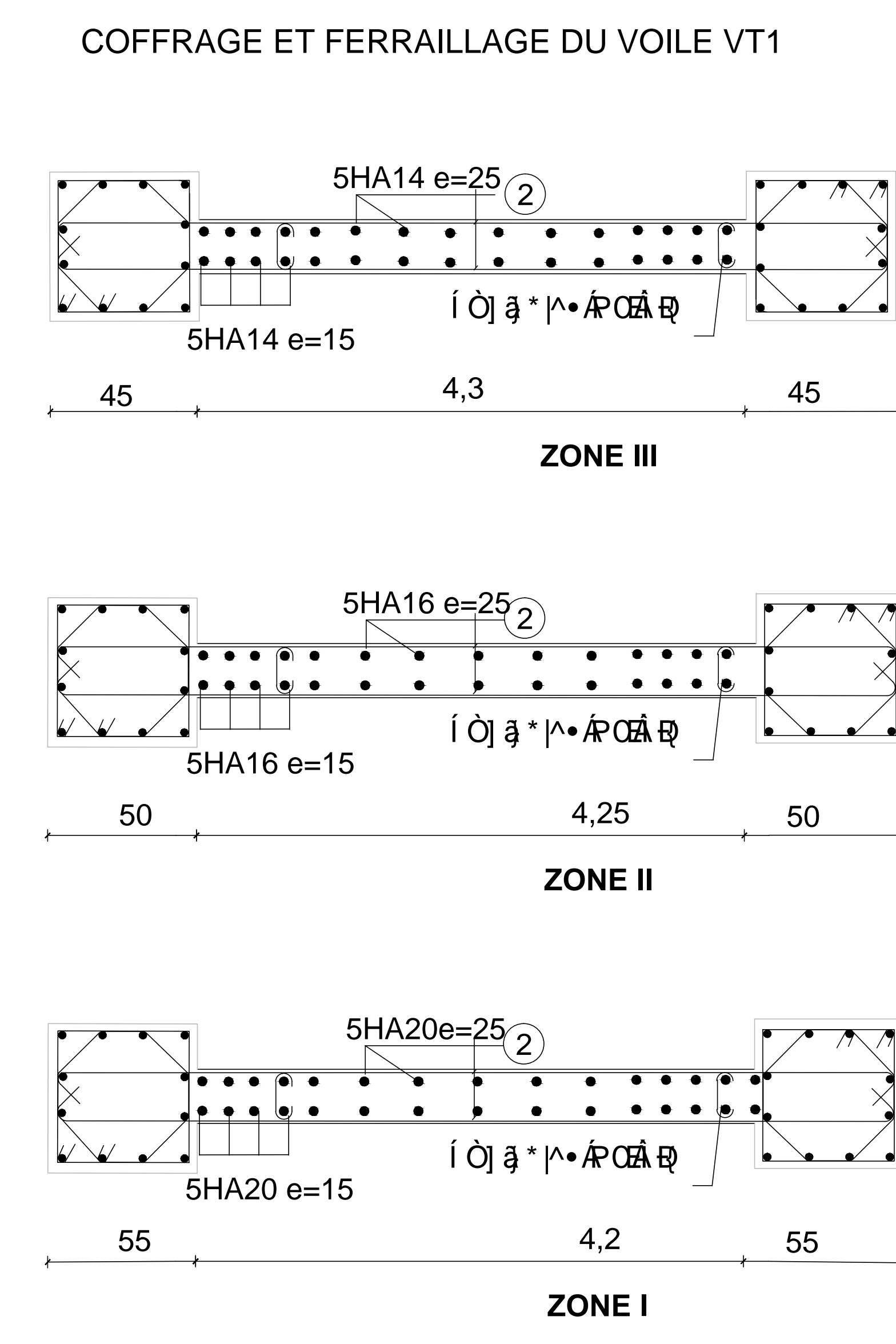
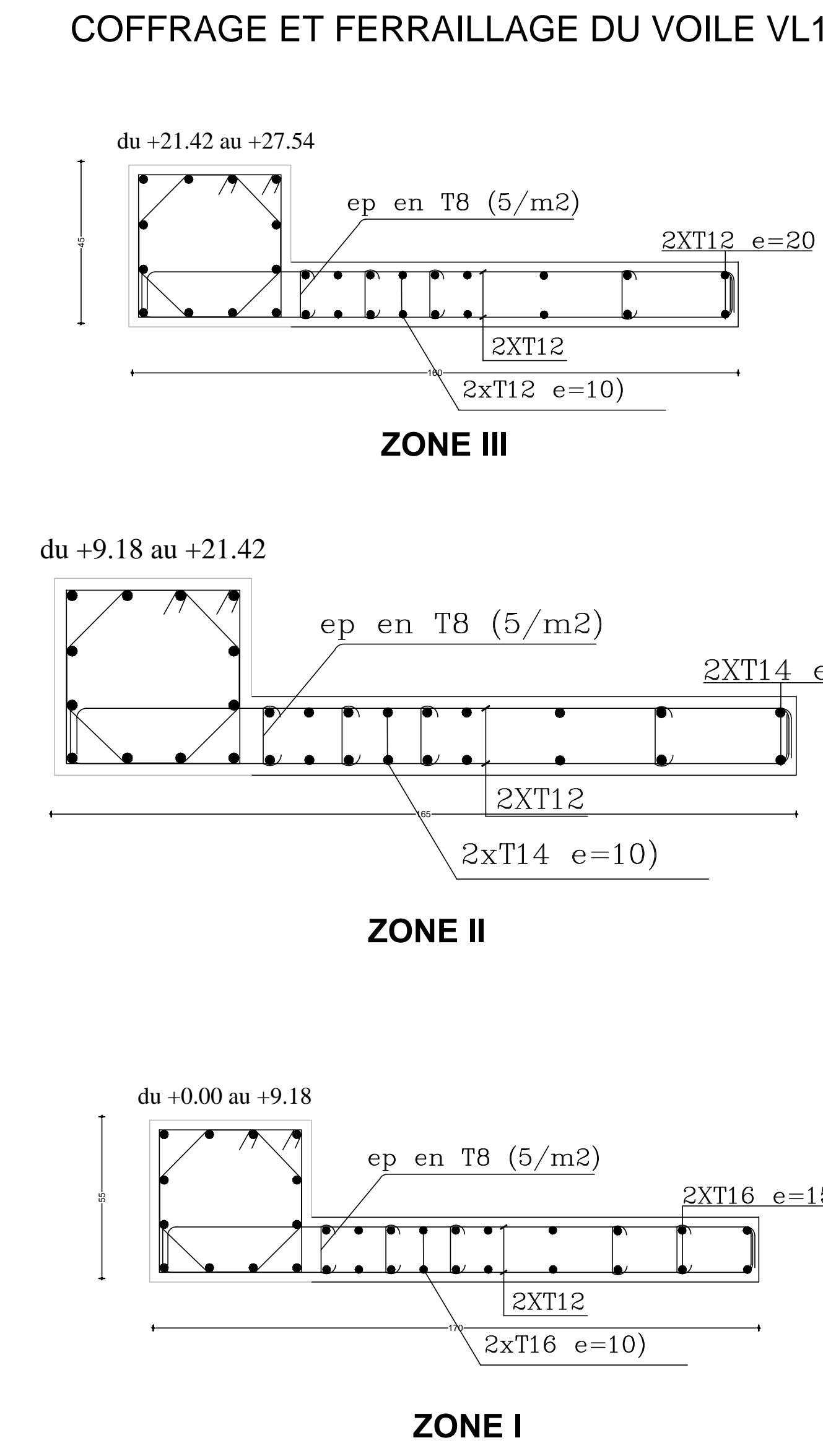
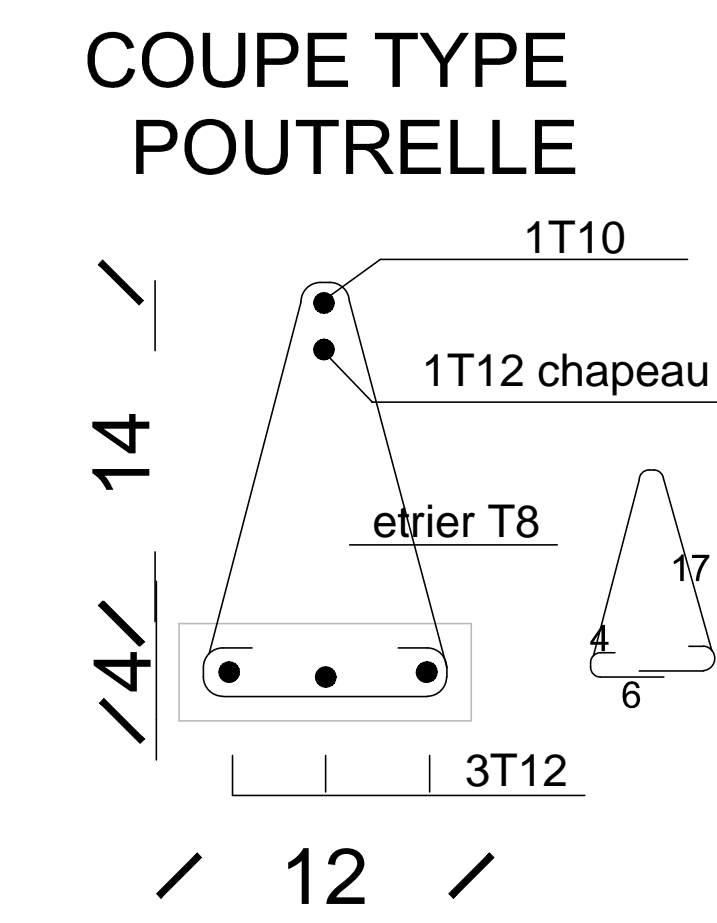
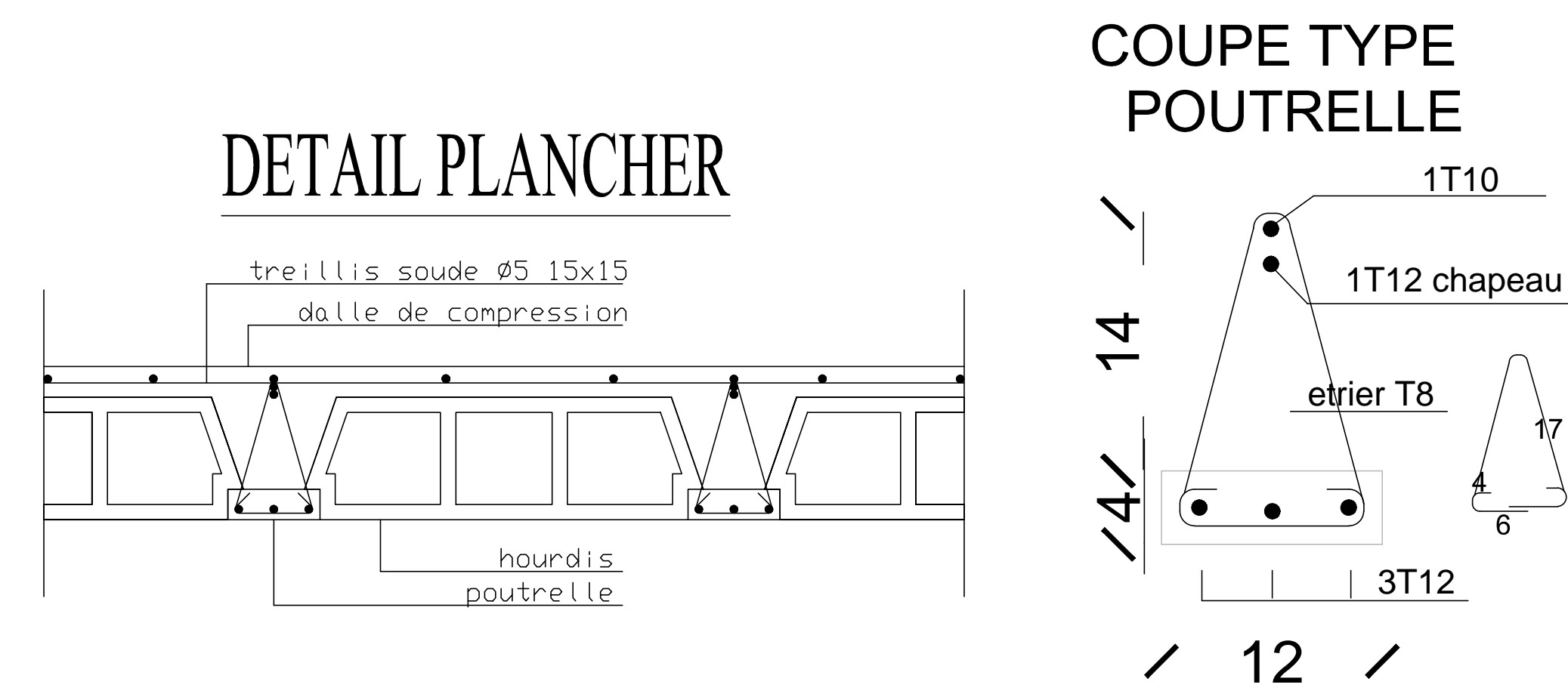
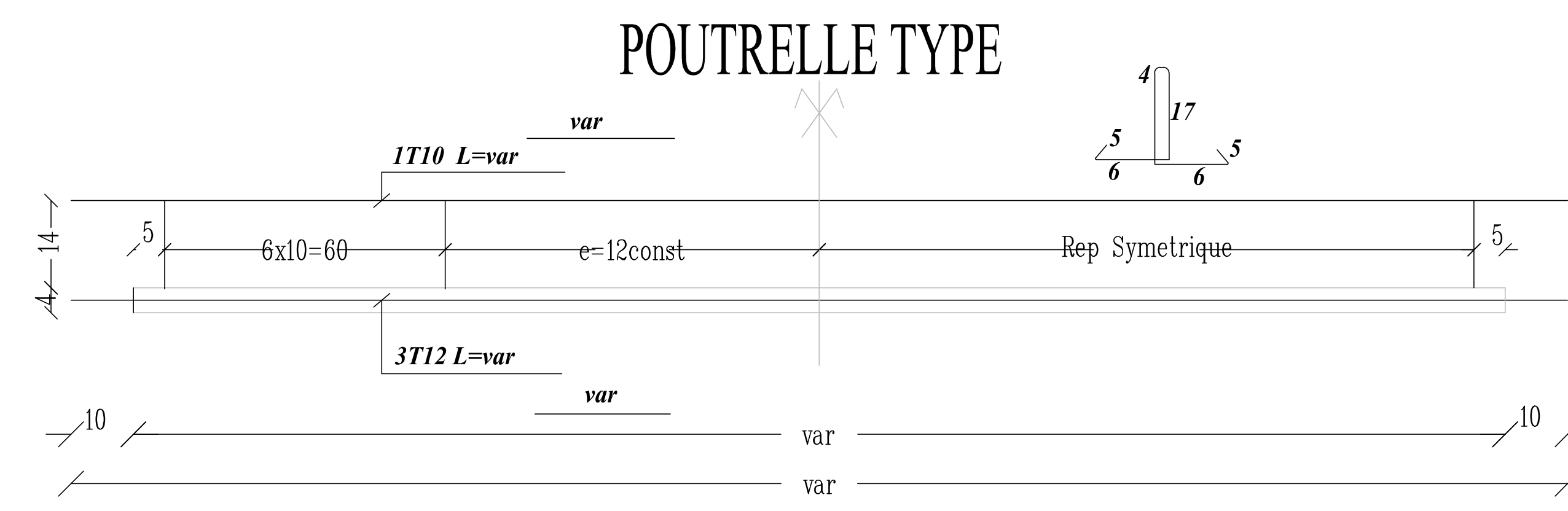
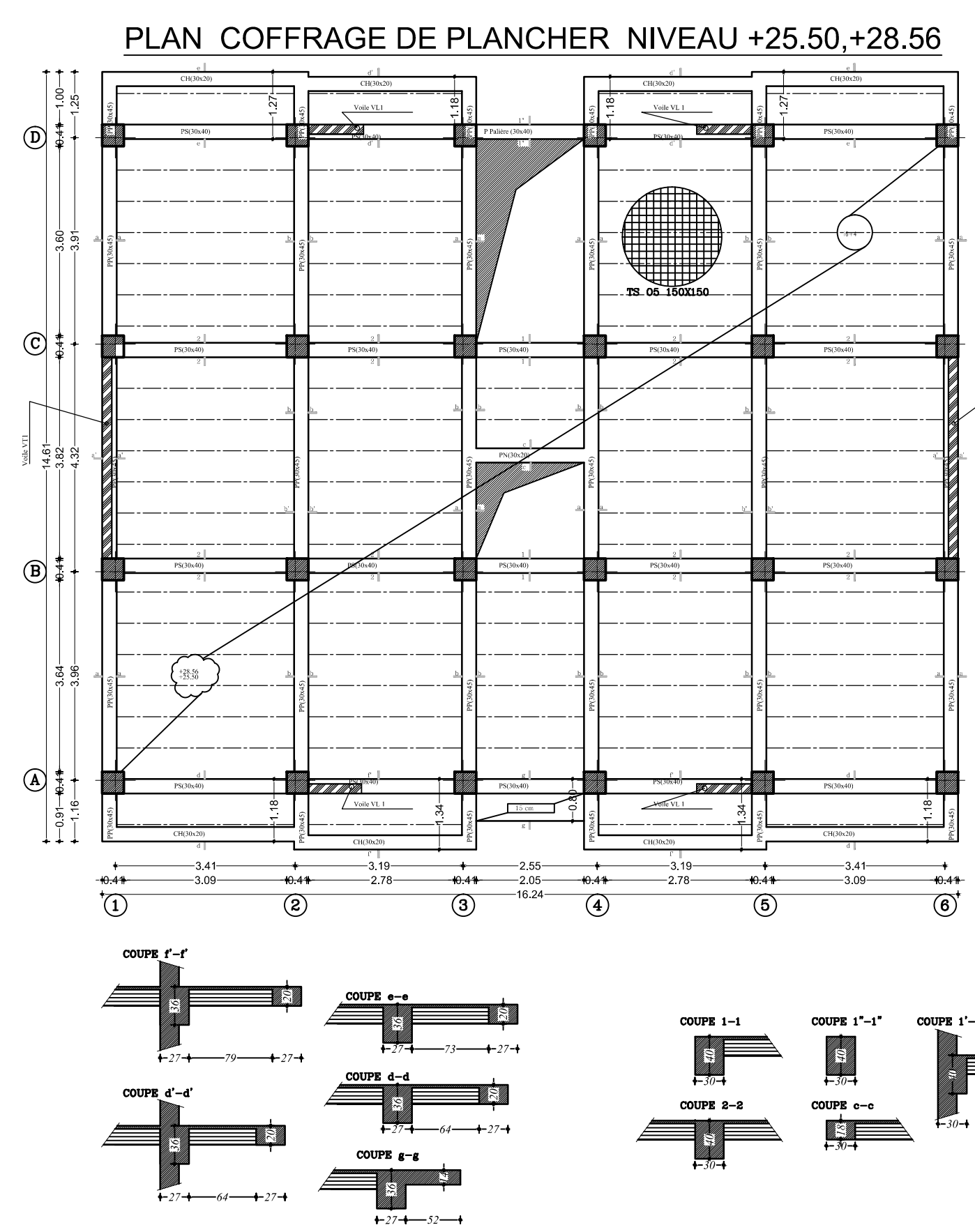
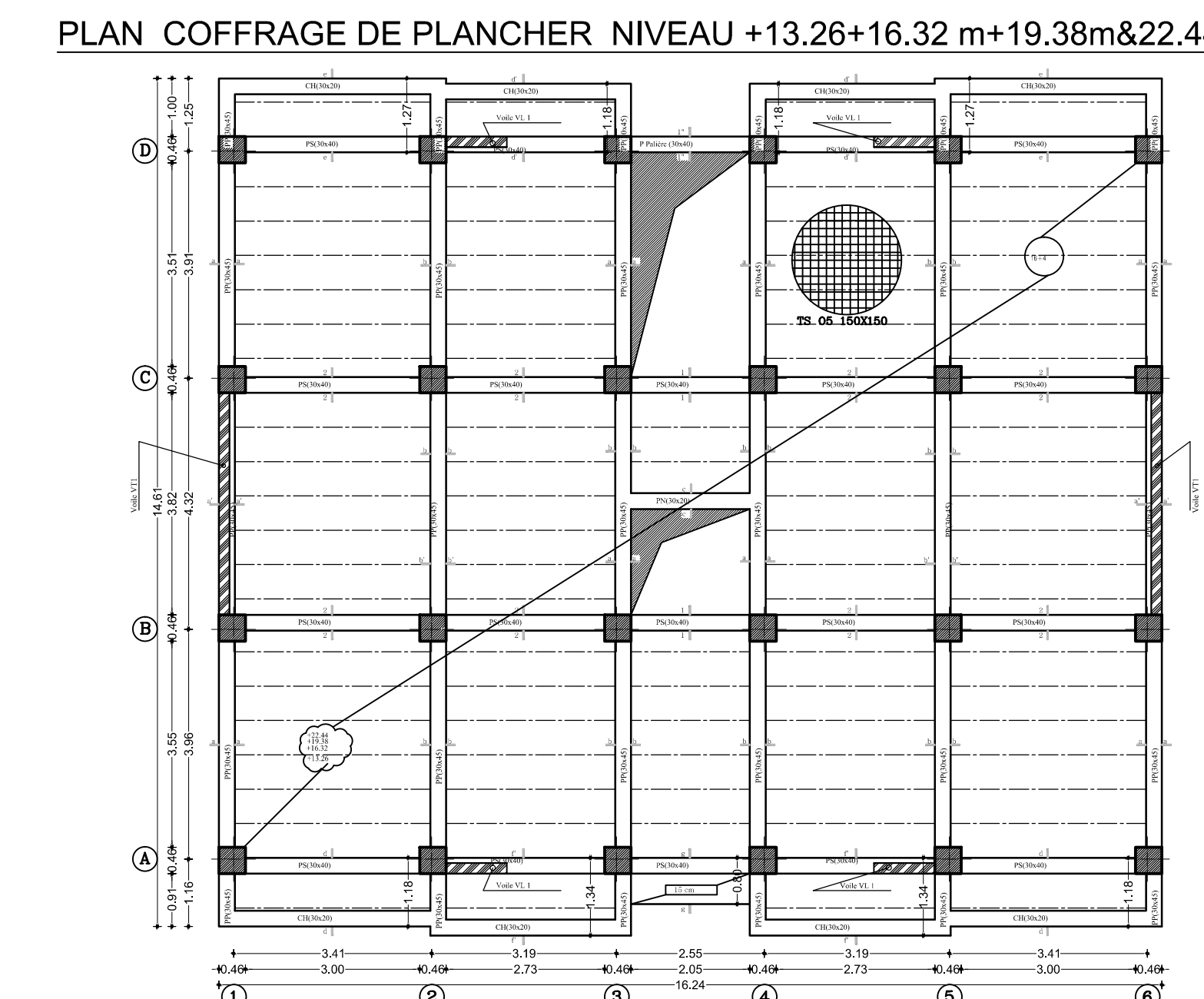
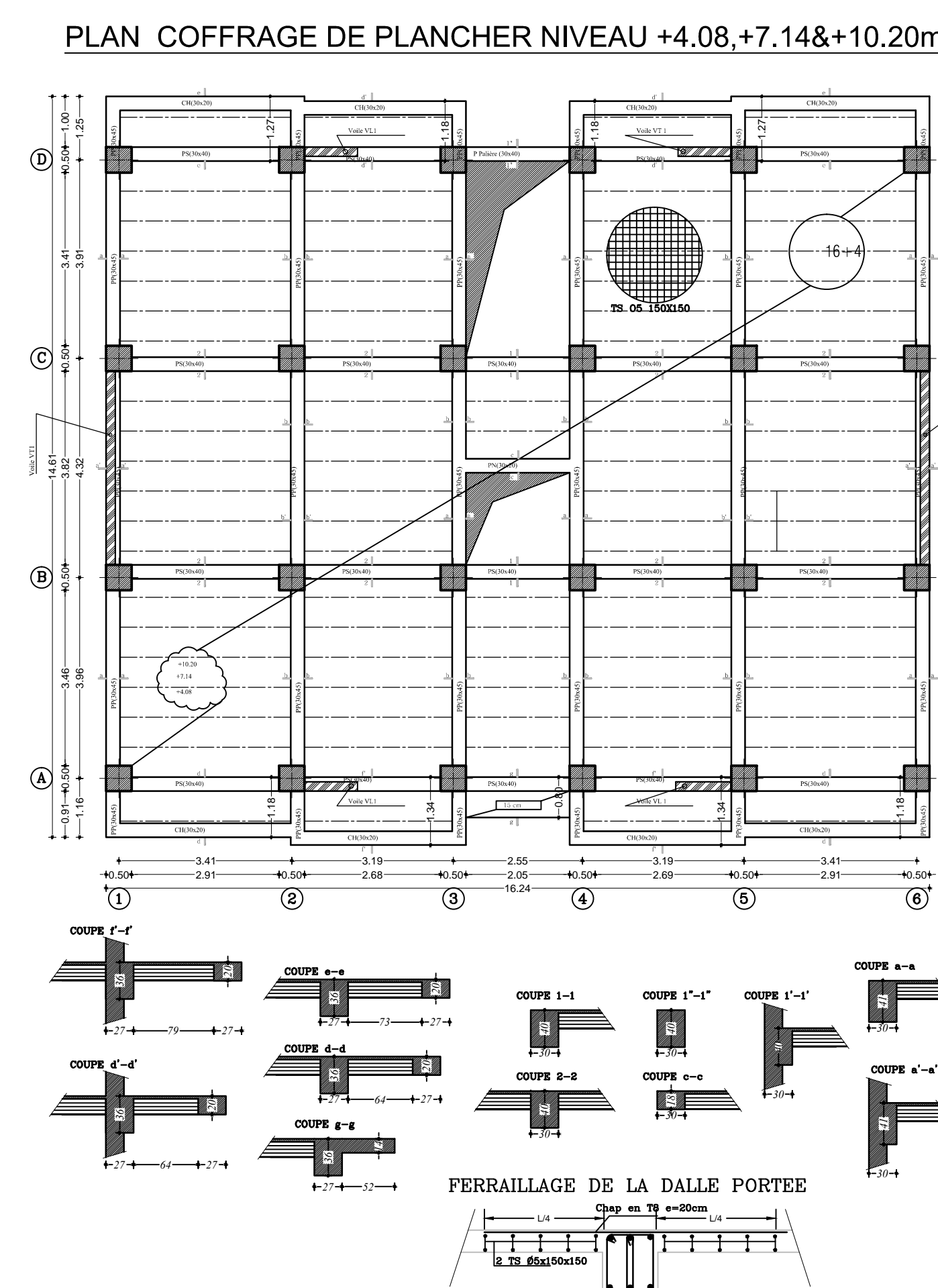
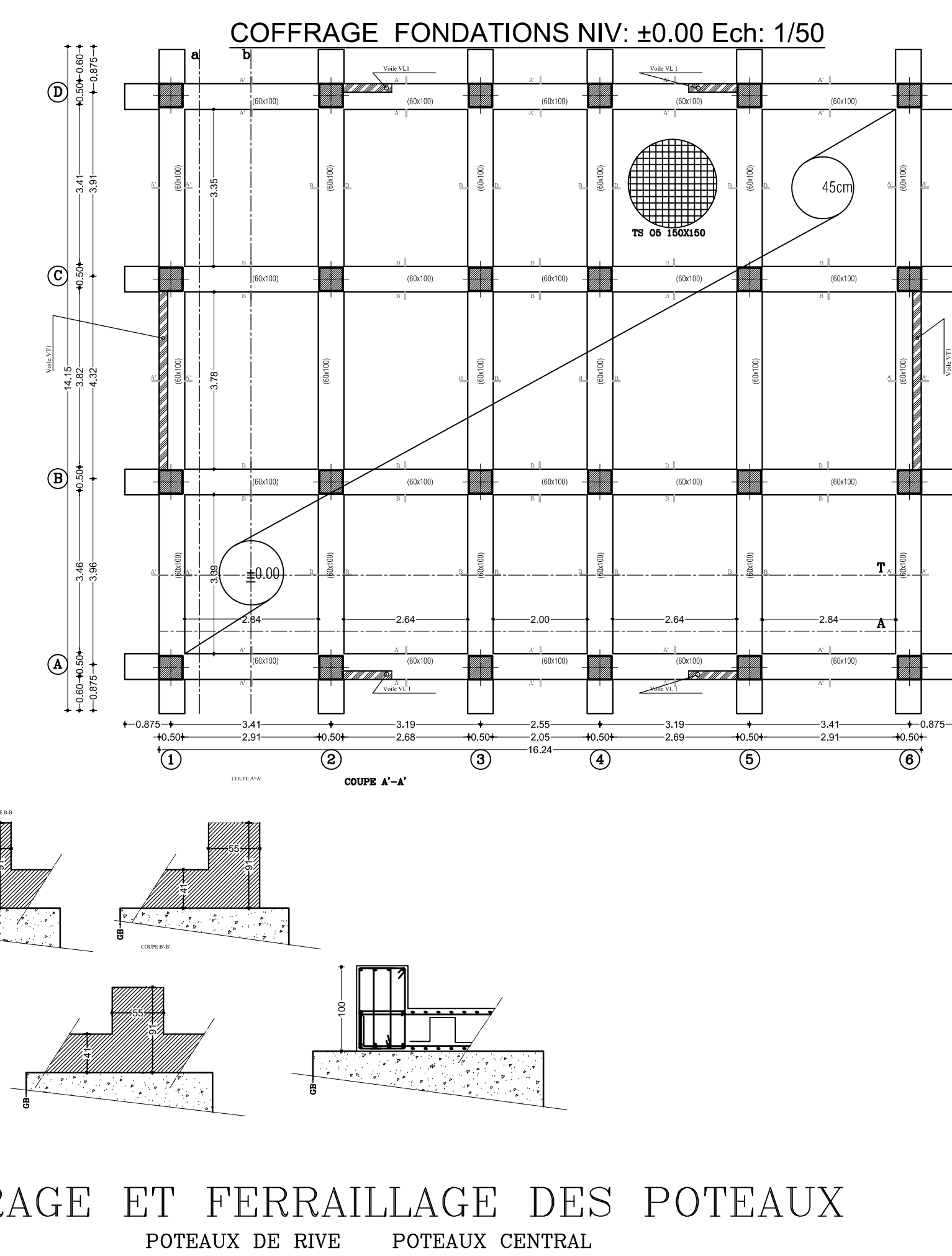
$$\alpha = 0,0381 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{116,19}{85,38} = 1,36$$

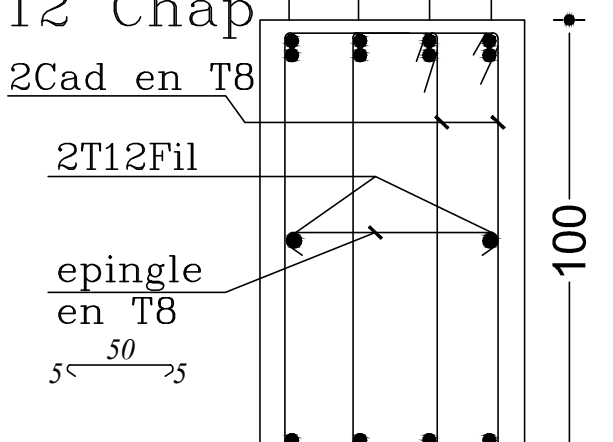
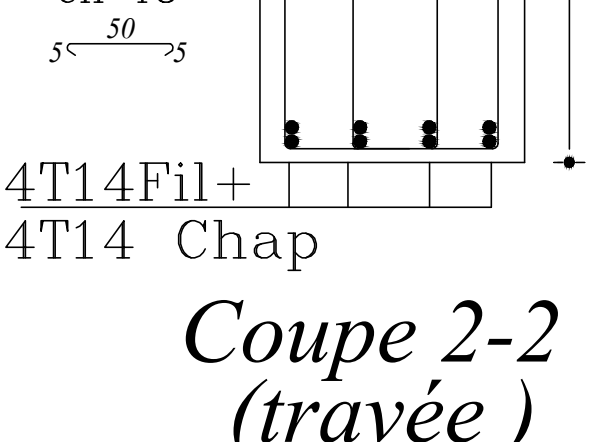
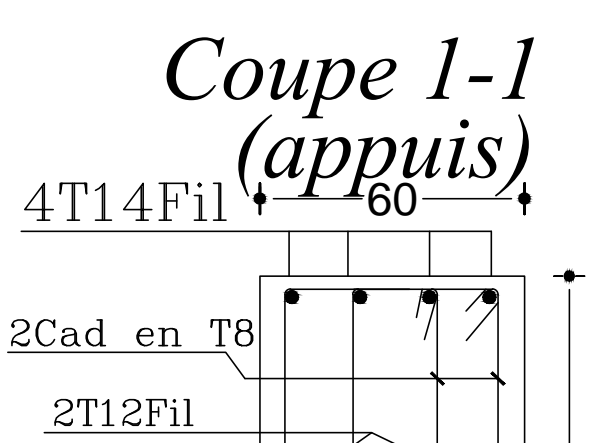
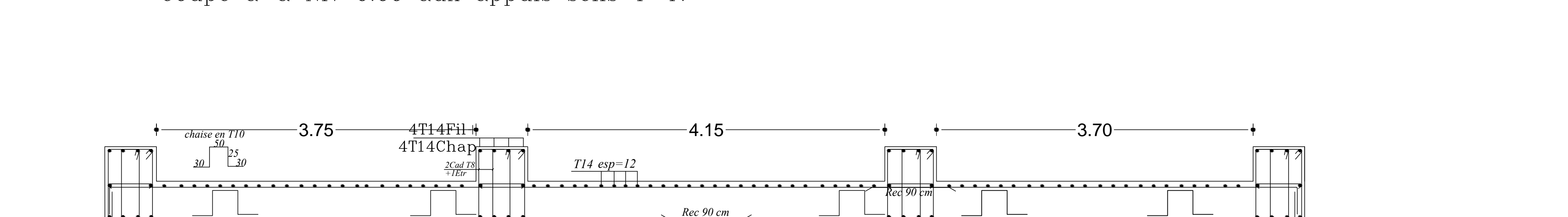
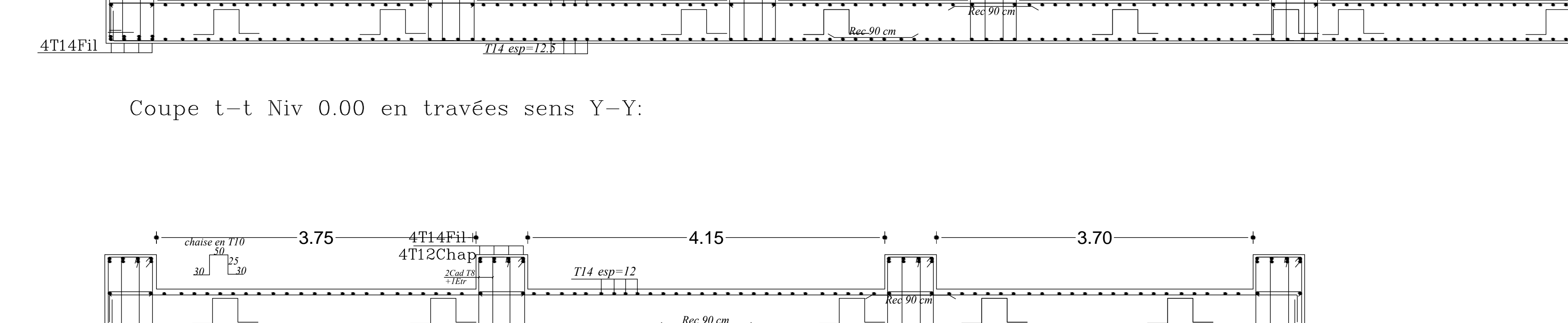
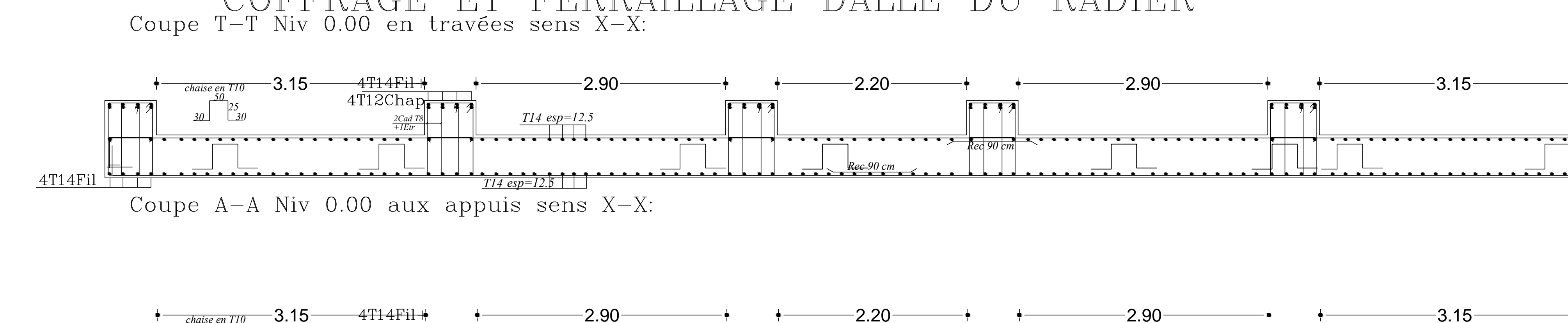
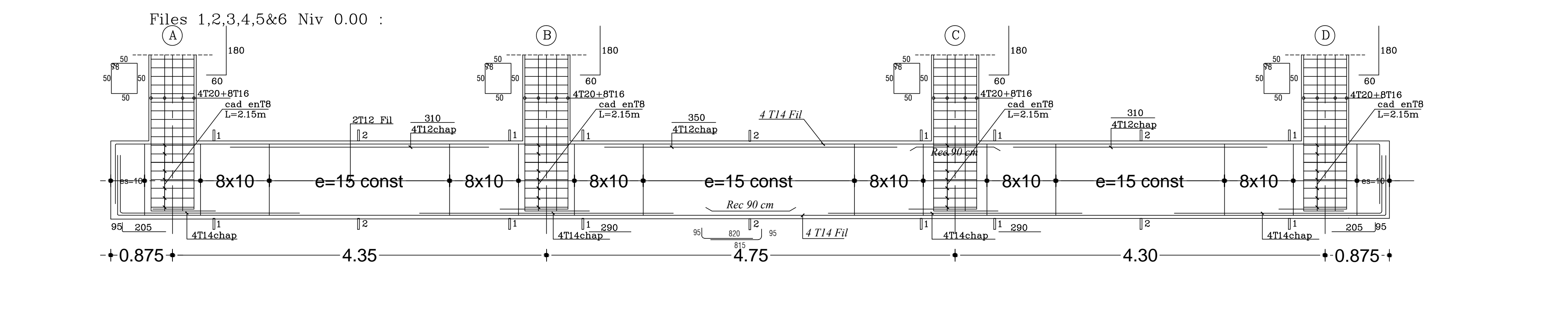
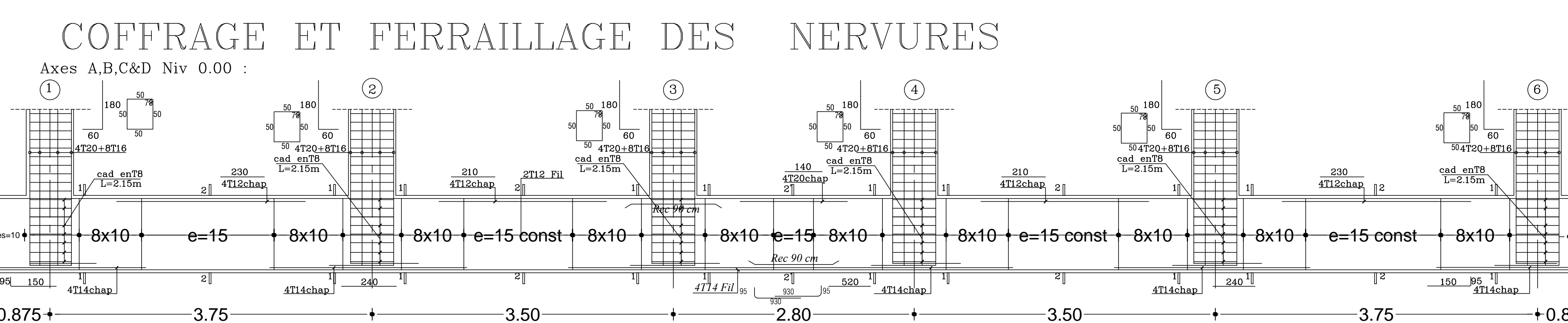
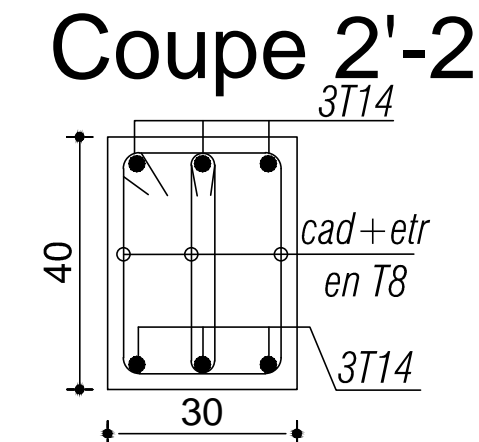
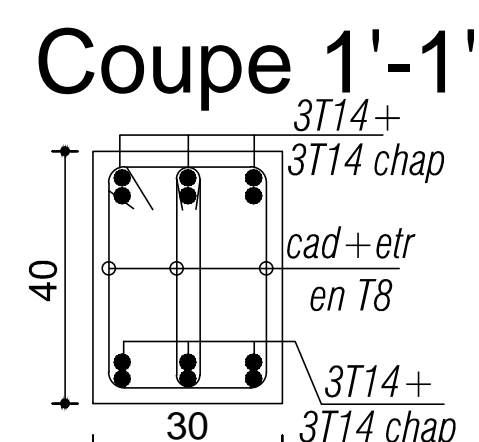
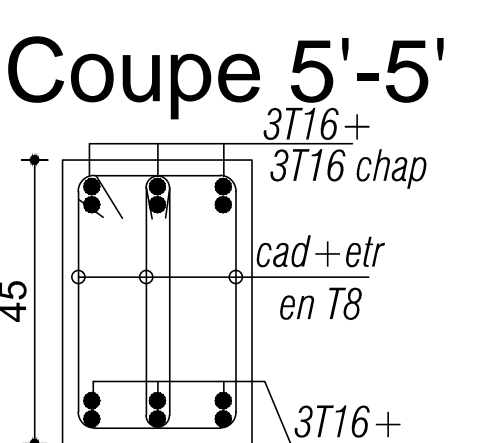
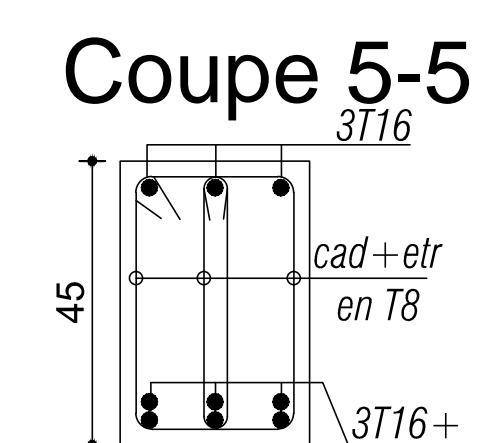
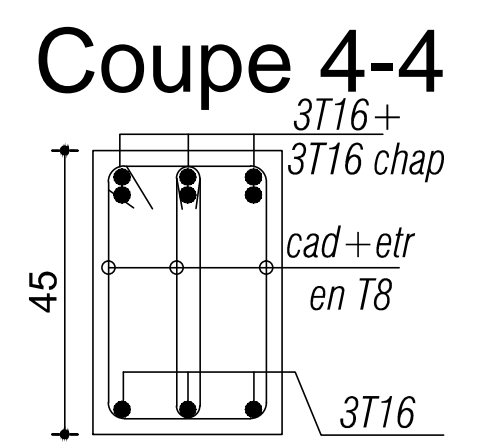
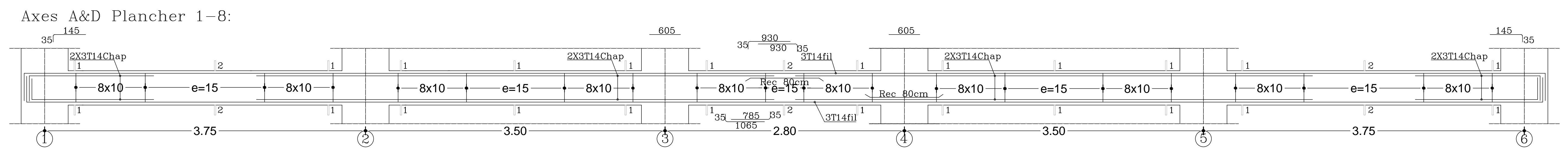
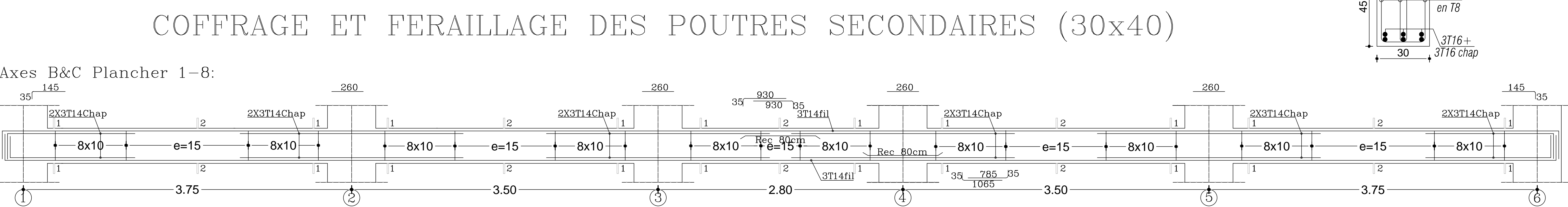
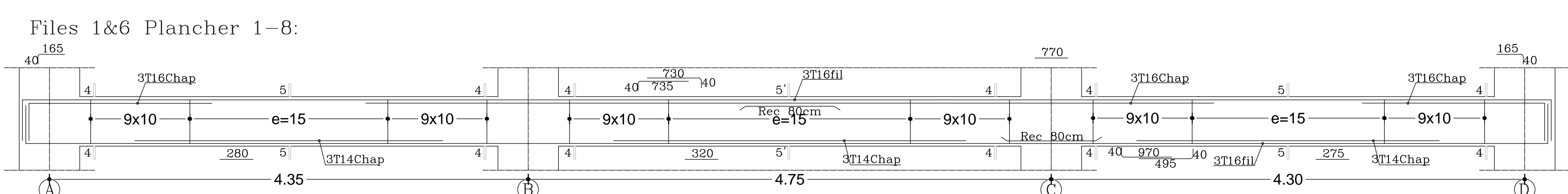
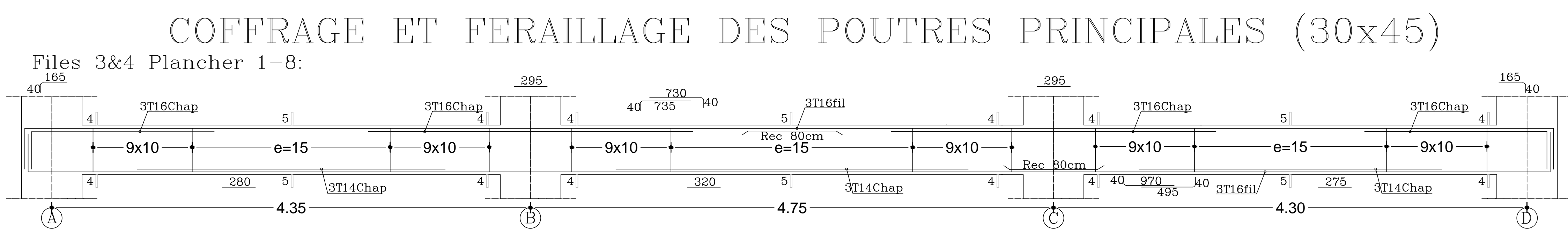
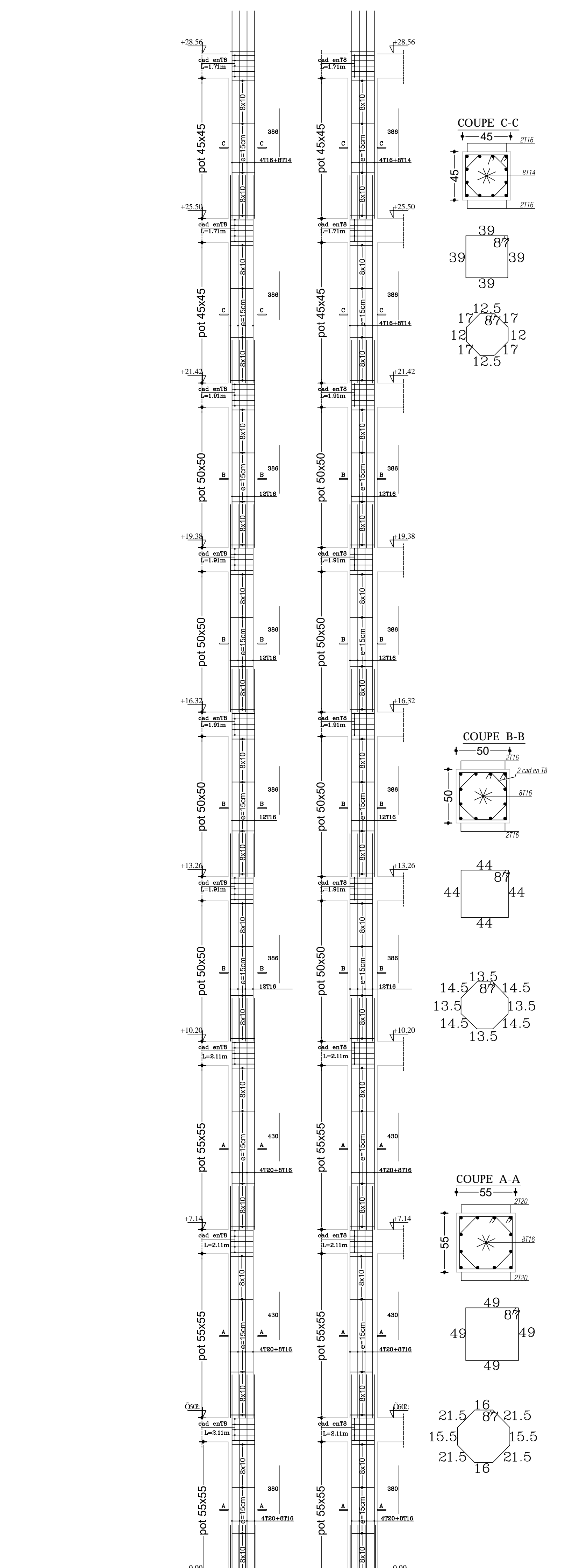
$$\alpha = 0,01885 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,41 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas lieu de faire les vérifications à l'ELS.

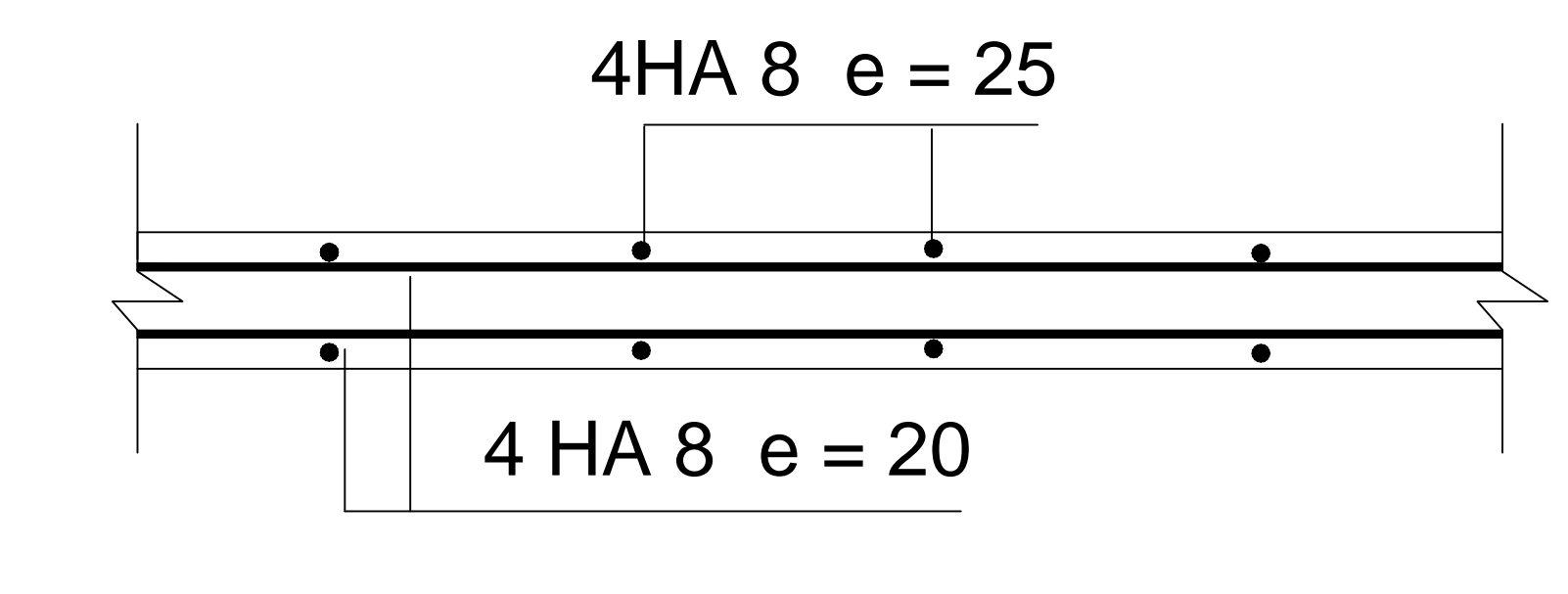
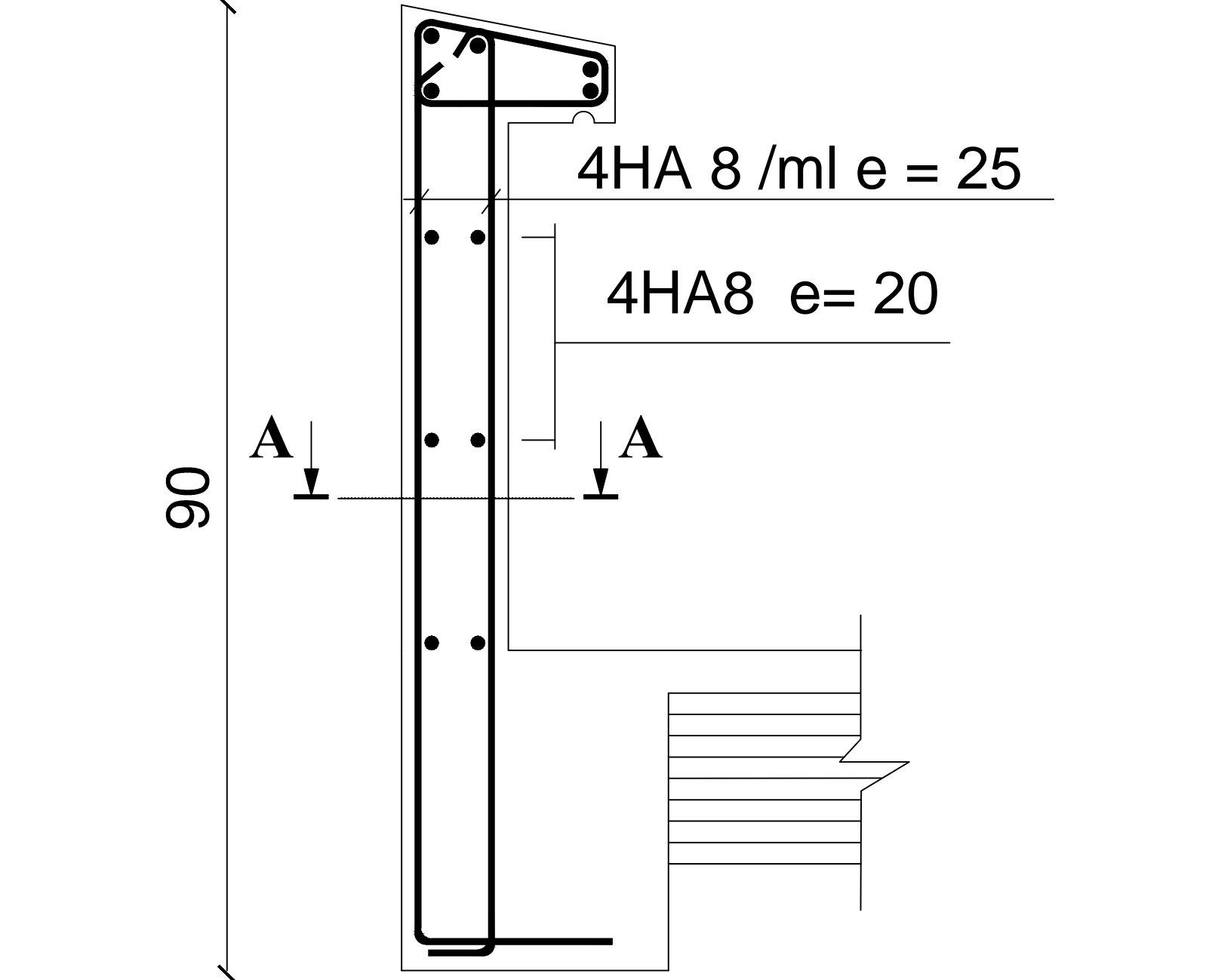
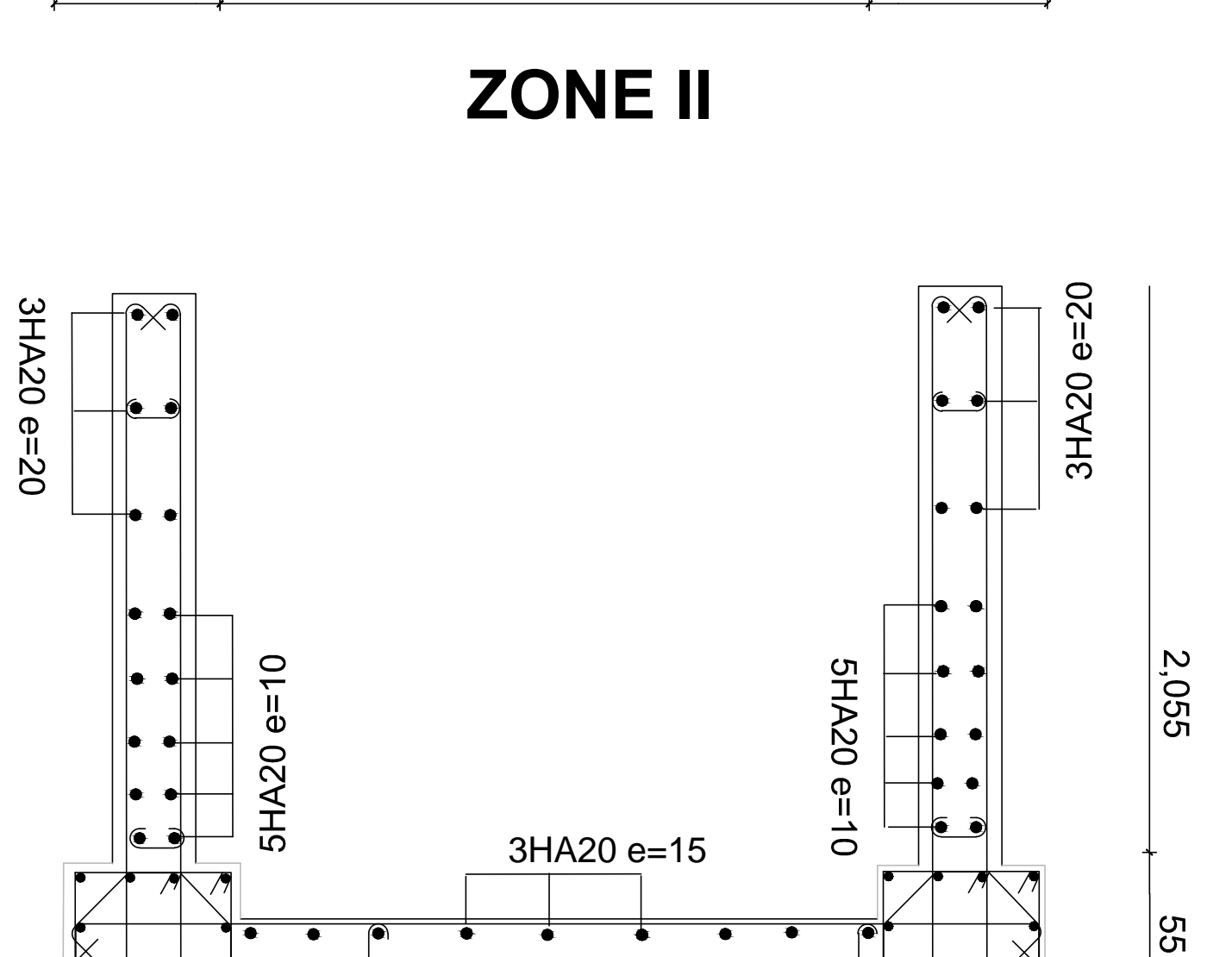
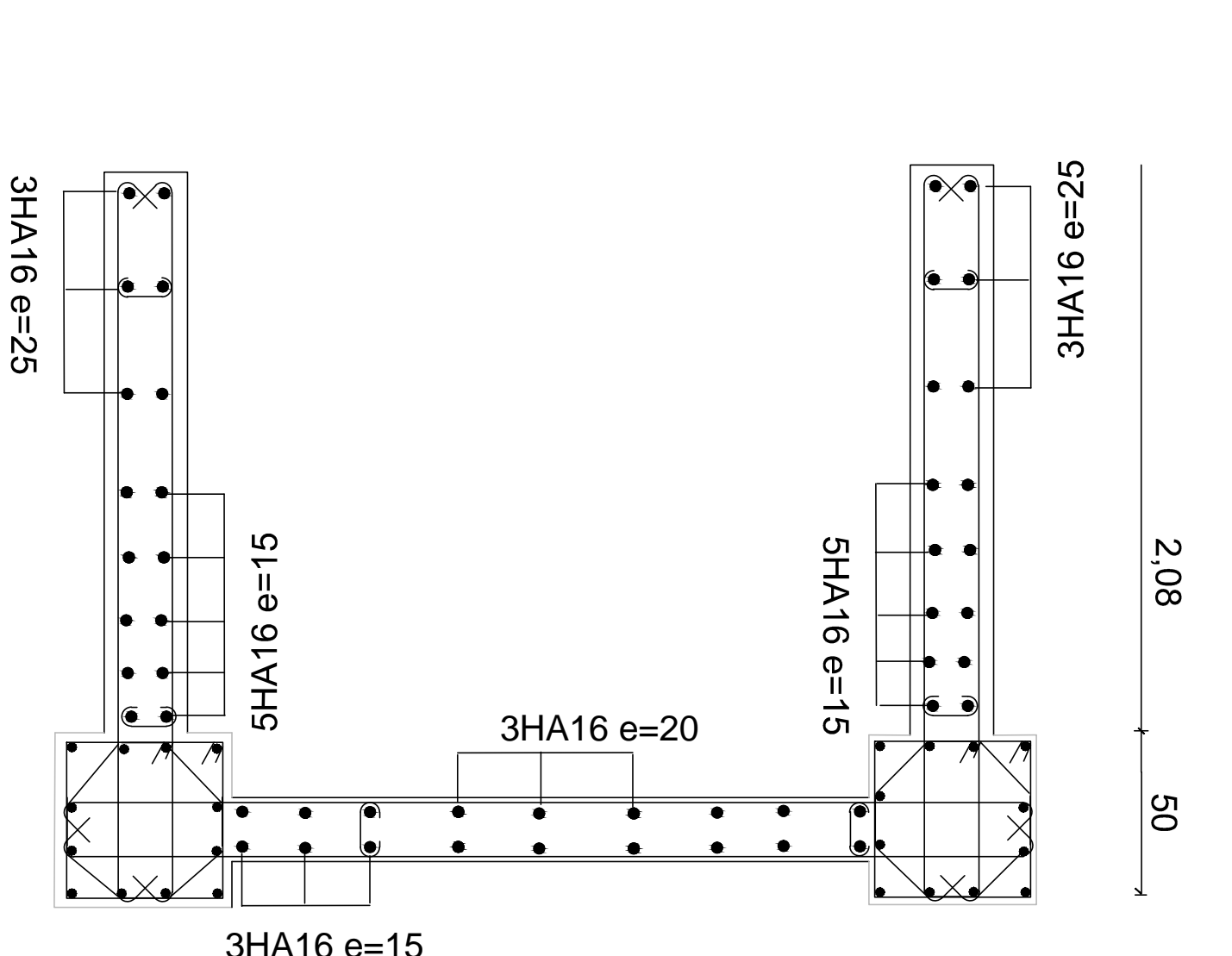
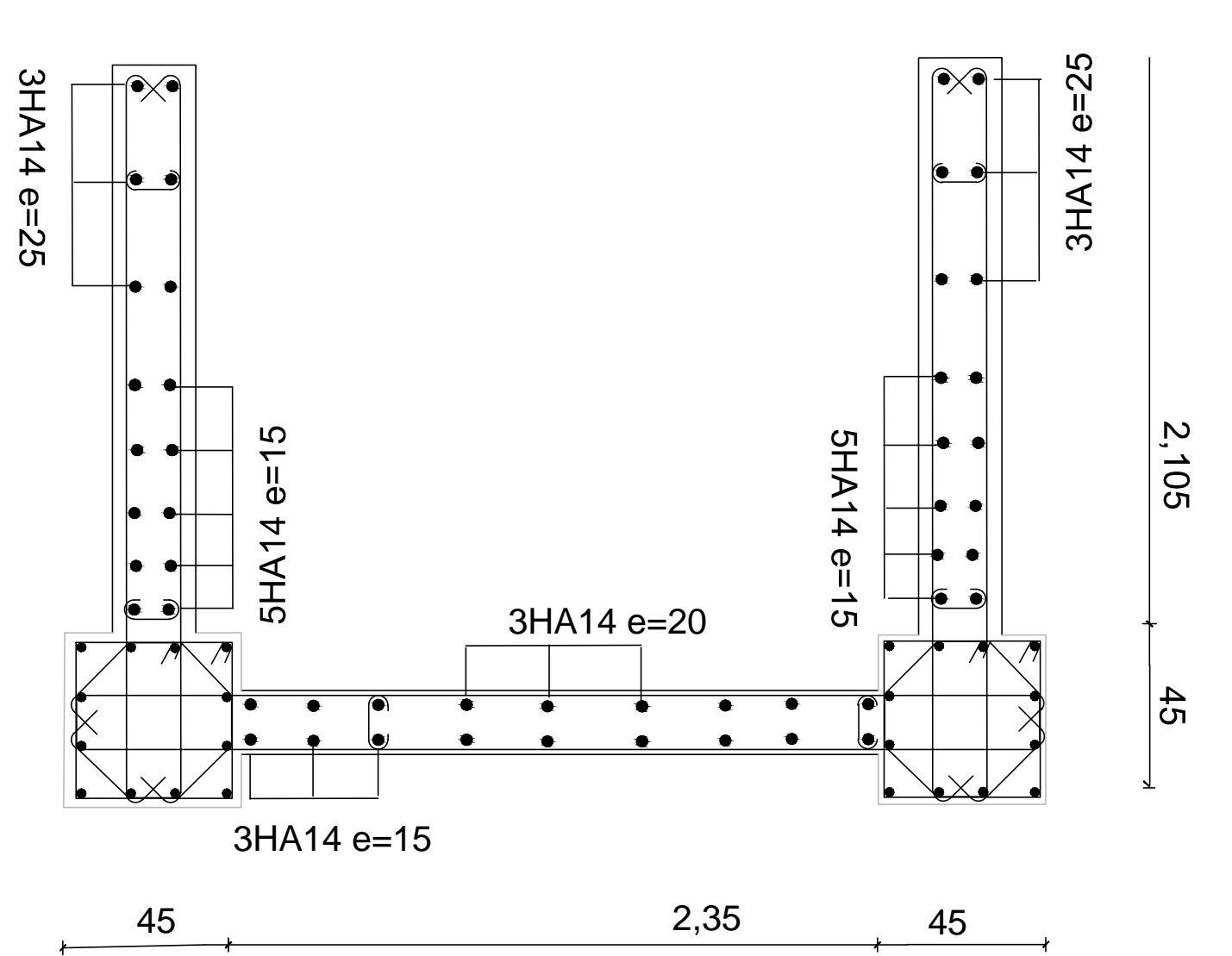


ferrailage de l'infrastructure

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POTEAUX



COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES VLA+VTA



TITRE: ferrailage du balcon

CONCLUSION.

Ce projet consiste en l'étude d'un bâtiment (R+8) est la première expérience qui nous à permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le coté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie.
- La sécurité

Nous souhaitons que ce modeste travail sera d'un grand apport pour les prochaines promotions.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL99 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

Cours :

- Résistance des matériaux.
- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment.

Thèses :

- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2016 (Dessin)
- ETABS V9.6.0 (Analyse des structures)
- Office 2013 (Traitement de texte, calcul...etc.).