

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master
professionnel en Génie Civil.

Option : Construction Civile et Industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+8) à usage commercial et
habitation, contreventé par des voiles porteurs, avec
l'application ETABS



Etudié par : Mr AIT MENGUELLET Kocela

Dirigé par : M^{me} HADDAD

SOMMAIRE

-Introduction générale	1
-Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	2
-Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	9
-Chapitre III : Calcul des éléments	
• Acrotère	22
• Plancher	30
• Balcon	48
• Salle machine	53
• Escalier	63
• Poutre palière	86
• Poutre de chainage	97
-Chapitre IV : Etude dynamique et sismique	106
-Chapitre V : Ferrailage des poteaux	121
-Chapitre VI : Ferrailage des poutres	136
-Chapitre VII : Ferrailage des voiles	146
-Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	157
-Conclusion générale	
-Bibliographie	

Introduction générale

De tous temps, le dimensionnement des ouvrages a constitué un élément important pour les concepteurs. Du temps des anciens, la sécurité et la stabilité ont toujours constitué le principal critère de construction et ce au détriment de l'économie. Ajouter à cela, l'immensité des ouvrages constituait un symbole de puissance.

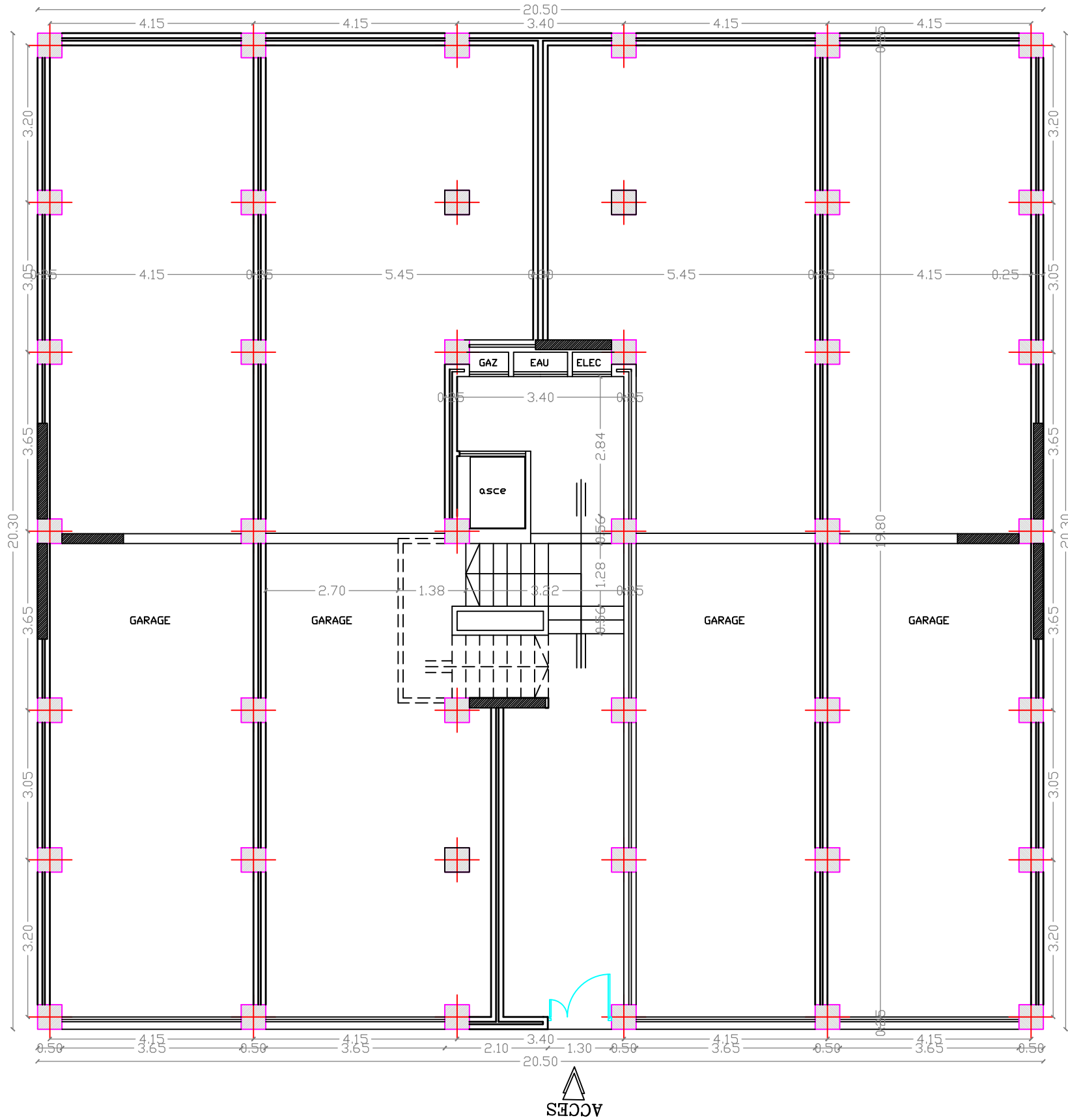
Actuellement, les données socioéconomiques ont changé, ainsi la société est passée du dimensionnement classique à l'optimisation des structures. Cette tendance ne cesse d'évoluer avec l'avènement des calculateurs puissants, qui permettent de modéliser les différents éléments des structures.

Dans ce présent travail, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le Règlement Parasismique Algérien RPA2003, le BAEL, et le DTR.BC-22. C'est dans cette optique, que nous allons mener nos calculs, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

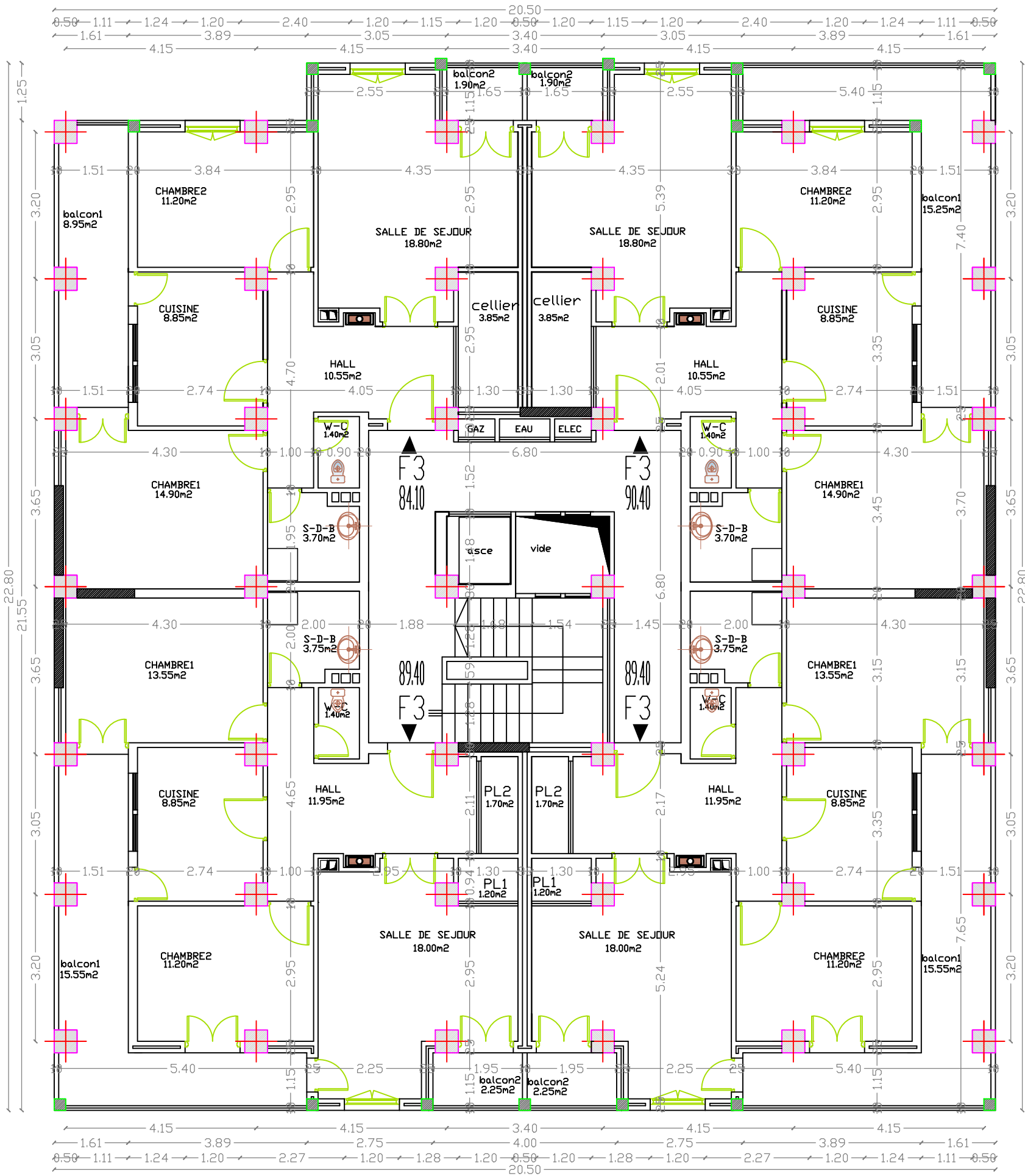
Ce projet de fin d'étude est consacré au calcul d'un bâtiment à usage d'habitations et commercial. En effet, nous allons illustrer les différentes étapes de calcul d'une structure en béton armé.

Cela débute par une présentation du projet, ainsi que de ses matériaux constitutifs. Puis, nous sommes amenés à effectuer une étude préliminaire du pré-dimensionnement des éléments horizontaux (poutres et planchers) et des éléments verticaux (poteaux et voiles). La troisième partie du projet, mène vers un calcul détaillé des différents éléments secondaires (acrotère, salle machine, escaliers...). La modélisation et l'analyse de la structure, en utilisant le logiciel de calcul ETABS est la partie la plus illustrative du travail.

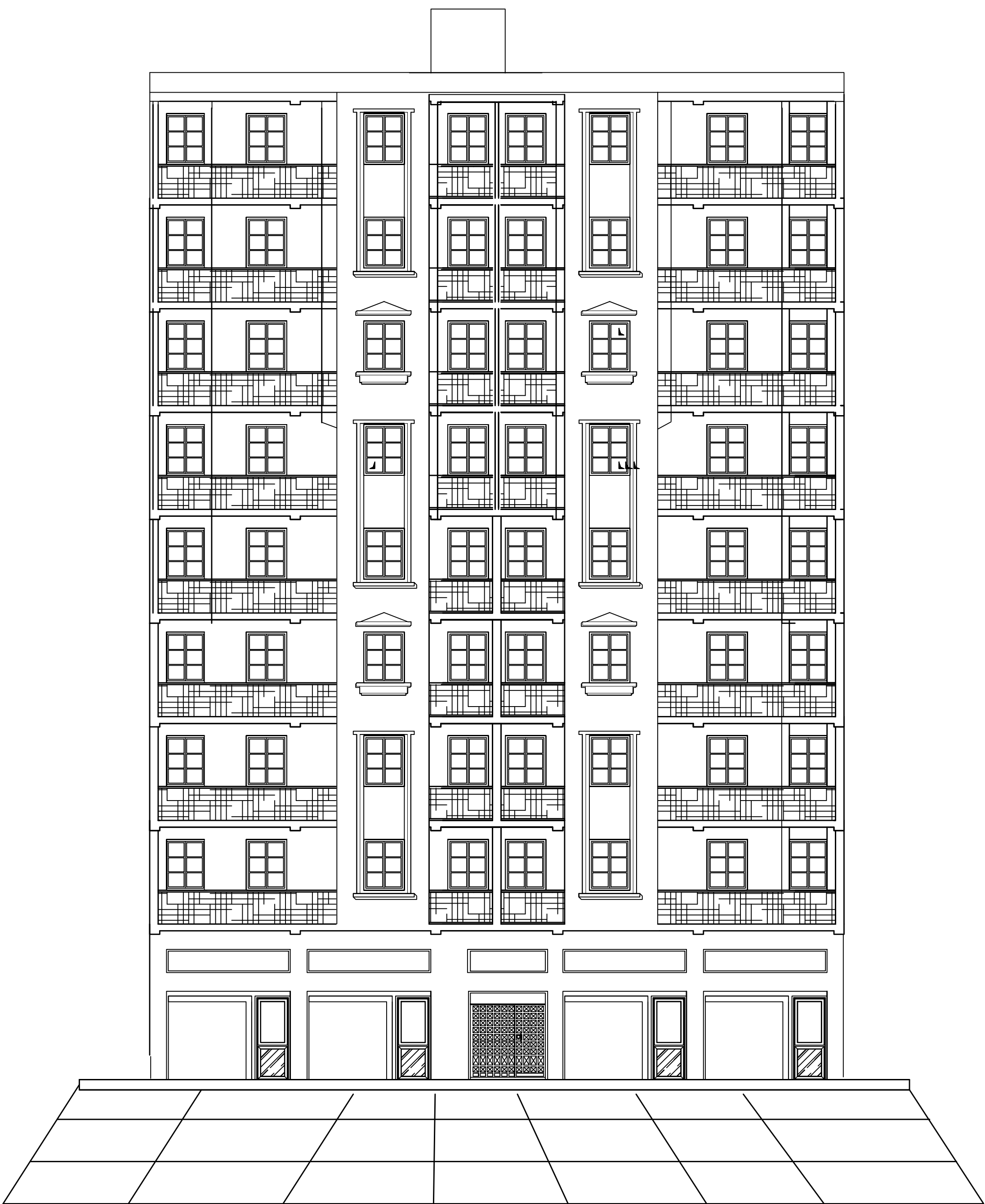
L'objectif, comme pour toute étude de calcul de bâtiment est d'aboutir aux différents plans de coffrages et de ferrailage, qui se font dans la dernière partie du travail.



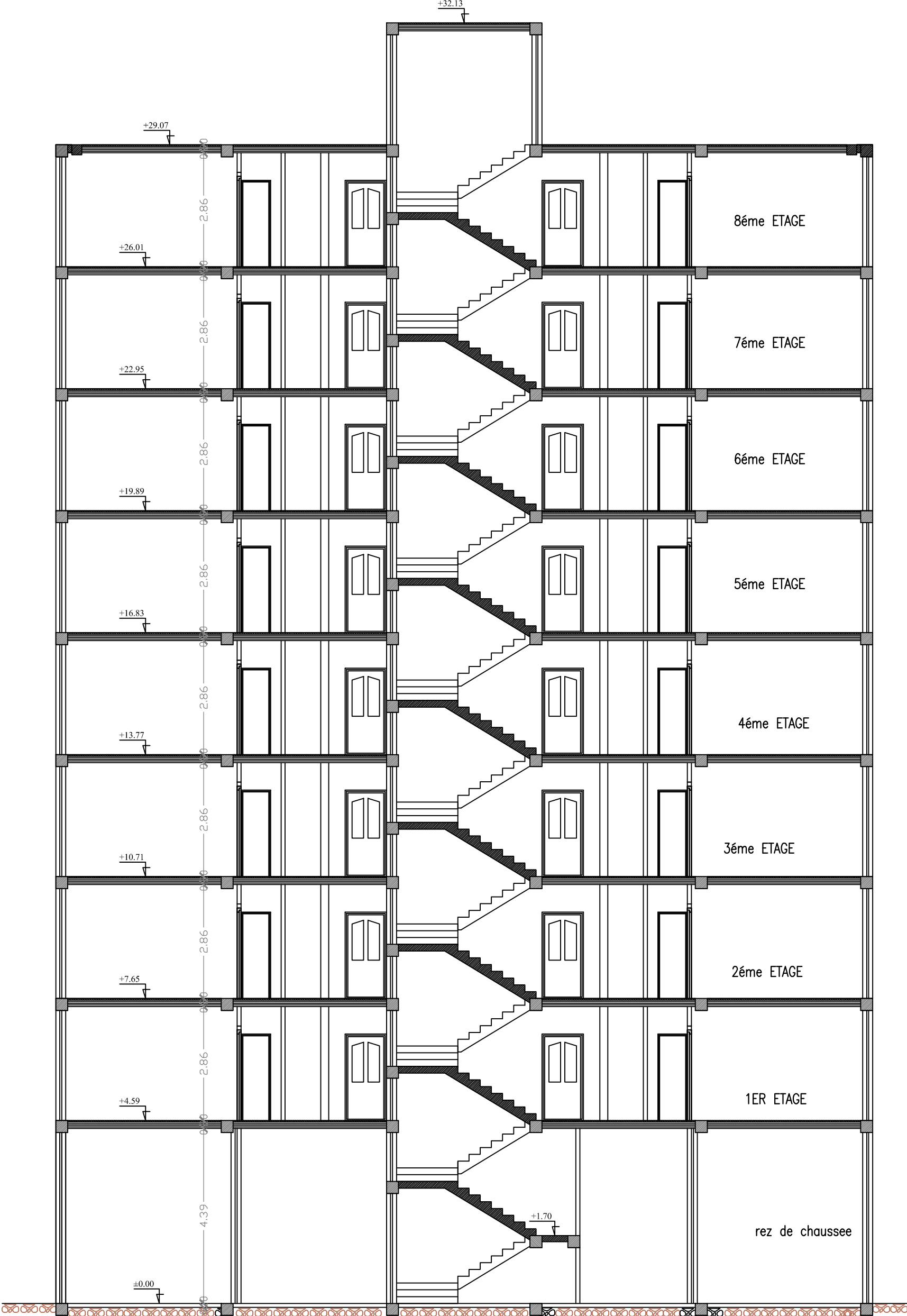
PLAN DU RDC



PLAN D'ETAGE COURANT



FACADE PRINCIPALE



VUE EN ELEVATION

I-Présentation de l'ouvrage

I-1) Introduction :

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût. Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (révisé 2003) et les règlements du béton aux états limites CBA92.

I-2) Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment (R+8) contreventé par des voiles porteurs, à usage d'habitation, qui sera implantée à Tizi ouzou (Boghni) classé selon le RPA99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

La présente étude va se porter sur un bâtiment composé de :

- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Les étages courants sont à usage d'habitation.

I-2-1) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur..... $L = 22,80 \text{ m}$.
- Largeur..... $l = 20,30 \text{ m}$.
- Hauteur de rez-de-chaussée..... $h = 04,59 \text{ m}$.
- Hauteur d'étage courant..... $h = 03,06 \text{ m}$.
- Hauteur totale (y compris l'acrotère)..... $h = 29,67 \text{ m}$.

I-2-2) Eléments de l'ouvrage :

L'ossature :

La structure est composée de :

- Les portiques sont en béton armé, constitués de poutres et poteaux, capables de reprendre les charges et les surcharges verticales.
- Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, dans les deux sens. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Plancher :

Les planchers de la structure à étudier sont en dalle pleine pour la dalle couvrant la cage d'ascenseur ainsi que pour une partie des balcons. En ce qui concerne les autres planchers, ils seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression de (4 cm) d'épaisseur coulée sur place.

Le plancher terrasse est inaccessible, et a une forme de pente de (1 %) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Maçonnerie :

Les murs extérieurs : sont en double cloisons de (25cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10cm pour les cloisons extérieures et 10cm pour les cloisons intérieures + une lame d'air de 5cm).

Les murs de séparation entre deux logements : sont en simple cloison (brique creuse de 20cm).

Les murs intérieurs : sont en simple cloison (brique creuse de 10cm).

Revêtements :

Ils seront en :

- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les faces extérieures.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

Escaliers :

Note ouvrage est munie d'une cage d'escalier coulée sur place, comportant 3 volées par étage, et assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment.

Cage d'ascenseur :

Notre structure comporte une seule cage d'ascenseur.

I-3) Etude de sol :

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 1,6bars.

I-4) Principe des justifications : (Art A 1.2 BAEL91)

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

Les différents états limites :

a) Etats limites ultimes (ELU) :

Qui correspond à la limite :

- Soit de l'équilibre statique.
- Soit de la résistance de l'un des matériaux : concerne le non rupture de différents éléments résistants de l'ouvrage.
- De déformation (instantanée) et l'ouverture des fissures.
- Soit à la stabilité de forme.

b) Etats limites de service (ELS) :

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- Etats limites d'ouverture des fissures.
- Etats limites de service de déformation.

I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-5-1) Le béton : est un mélange de :

- Pâte pure (ciment + eau).
- Granulats (sable, gravier).

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 Kg/m³ de ciment. Quand à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

À titre indicatif, pour 1m³ de béton armé :

- _ Granulats : Sable.....380 à 450 kg.
Gravillons.....750 à 850 kg.
- _ Ciment : 300 à 400 Kg.
- _ Eau : 150 à 200 l.

a) La résistance caractéristique du béton à la compression :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours (ou plus) est déterminée à partir des essais de compressions des éprouvettes normalisée dont le diamètre est la moitié de la hauteur (16/32).

Nous prenons $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance de béton à la compression avant 28 jours est donnée par :

$$f_{cj} = 0,685 \log(j + 1) \quad (\text{Art.A2.1.11, BAEL91})$$

b) La résistance caractéristique du béton à la traction :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A2.1.12, BAEL 91})$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$$

c) La contrainte limite ultime à la compression :**ELU :**

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité ; $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{cases}$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\begin{cases} \theta = 1 \dots \dots \dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 \dots \dots \dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 \dots \dots \dots t \leq 1 \text{ h} \end{cases}$$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$$\text{À } j = 28 \text{ jours en situation courante ; } f_{bc} = \frac{0,85 \cdot (25)}{1 \cdot (1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$$

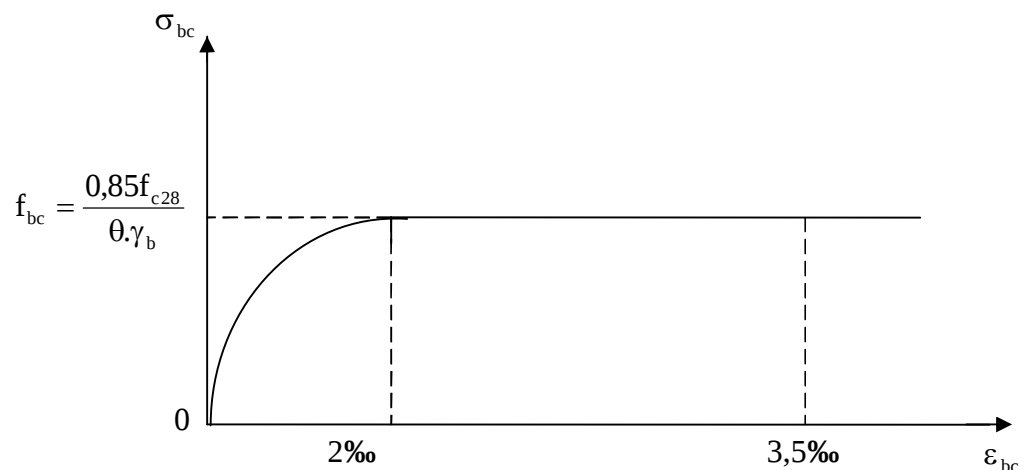
Diagramme Contrainte – Déformation :

Fig I.1- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

d) La contrainte limite de service à la compression :

ELS :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

A j = 28 jour : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Diagramme Contrainte – Déformation :

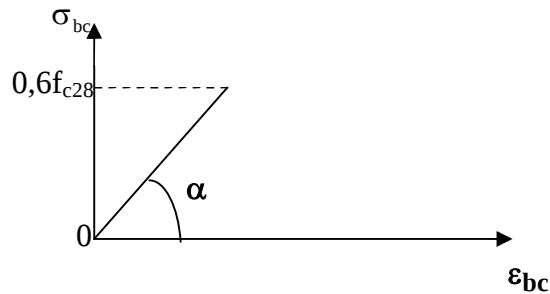


Fig I.2 - Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

e) Module de déformation longitudinale :

- **Instantané** $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ (BAEL 91.Art.2.1, 21)
- **Différé** $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ (BAEL 91.Art.2.1, 22)

$$\text{à } j = 28 \text{ jours} \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

f) Module de déformation transversale :

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

Avec : E : module de Young

$$\nu = \frac{\text{déformation trasversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\nu : \text{Coefficient de Poisson ; } \begin{cases} \nu = 0 \dots \dots \dots \text{ELU} \\ \nu = 0,2 \dots \dots \dots \text{ELS} \end{cases} \quad (\text{BAEL 91.Art.2.1, 3})$$

I-5-2) Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal. et l'acier résiste bien.

Le ferrailage se fera en utilisant les deux types d'aciers suivants :

- Aciers à haute adhérence H.A (feE400).....fe = 400 MPa
 - Treillis soudés (TL520).....fe = 520 MPa
- fe : limite d'élasticité.

a) Module de déformation longitudinale:

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91, Art A.2.2})$$

b) Les contraintes limites:**-Contrainte limite ultime :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91, Art A.2.1, 3})$$

Avec : σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa pour les H.A}$$

-Contrainte limite de service :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

3 cas de fissuration sont possibles :

***Fissuration peu nuisible :**

La contrainte n'est soumise à aucune limitation

$$\sigma_s \leq f_e \quad (\text{BAEL 91, Art A.4.5,32})$$

***Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{BAEL 91, Art A.4.5, 33})$$

***Fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{BAEL 91, Art A. 4.5.34})$$

$$\eta : \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{Pour les ronds lisses (R.L)} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{cases}$$

c) Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier :

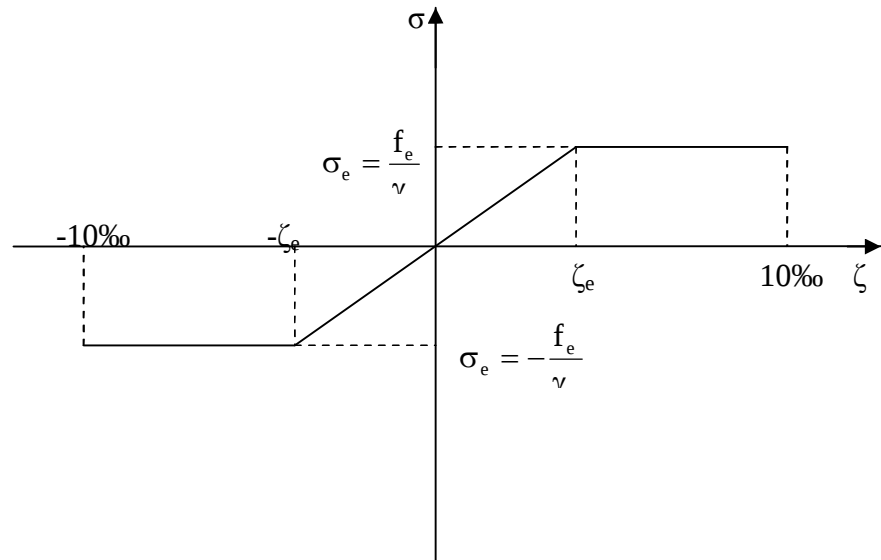


Fig.1.3-Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier

d) Protection des armatures :

(BAEL91.Art A.7.1)

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

- $c \geq 1$ cm : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- $c \geq 3$ cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- $c \geq 5$ cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

II-Pré-dimensionnement des éléments

II-1) Introduction :

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-2) Pré-dimensionnement des éléments :

II-2-1) les planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonctions :

- *Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leurs poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- *Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux, ainsi que l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- *Protéger contre les incendies.
- *Participer à la résistance des murs et des ossatures contre les efforts horizontaux.

Plancher à corps creux :

Il est constitué de corps creux, de poutrelles préfabriquées et d'une dalle de compression.

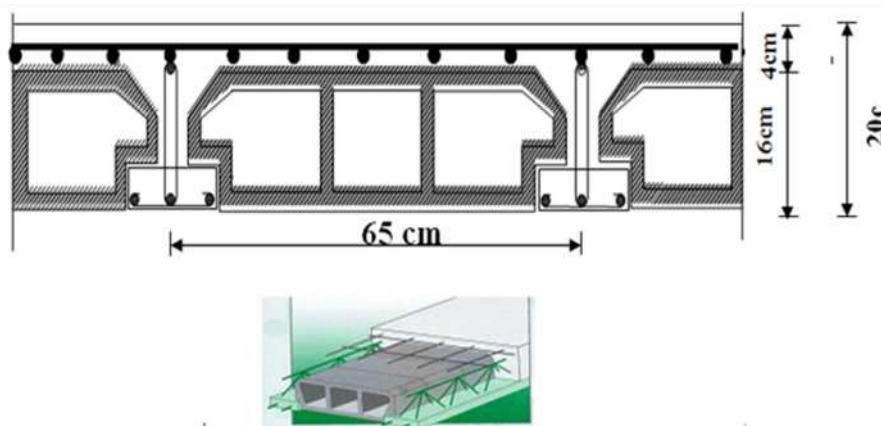


Fig II-1 : Coupe transversale des planchers.

La hauteur d'un plancher est déterminée par la relation suivante

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad \dots\dots\dots (\text{Art B6.8.424/ BAEL91})$$

Avec :

ht : hauteur totale du plancher

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

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

Dans notre cas :

$$L = 415 - 25 = 390 \text{ cm}$$

$$h_t = 390 / 22,5 = 17,33 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_t = 20 \text{ cm}$$

On prend un plancher (16+4)cm valable pour tout les niveaux.

-Epaisseur de corps creux : 16cm.

-Epaisseur de la dalle de compression : 4cm.

II-1-2) Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la Stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'**article 7.7.1 du RPA99**, et les éléments sont considérés comme voiles s'ils satisfont la condition suivante: $L \geq 4e$

Avec :

e: épaisseur des voiles

L: portée min des voiles.

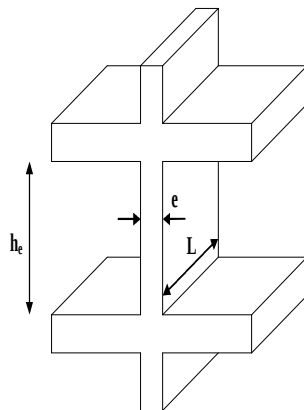


Fig. II.2 : coupe de voile en élévation.

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

$$e = \max = \frac{h_e}{20}$$

Dans notre cas, on prend :

$$\text{RCD: } h_e = H - e_p = 459 - 20 = 439 \text{ cm}$$

$$e = h_e / 20 = 439 / 20 = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Etages: } h_e = H - e_p = 306 - 20 = 286$$

$$e = h_e / 20 = 286 / 20 = 14,3 \text{ cm}$$

Conclusion:

On adoptera une épaisseur de **20cm** pour tous les voiles.

II-1-3) Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre ; à savoir la hauteur totale h_t et la longueur b doivent répondre aux conditions suivantes :

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

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

h_t : la hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article **7.5.2 du RPA** exige les conditions telles que :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right\}$$

A-POUTRES PRINCIPALES :

Sachant que $L_{\max} = 415\text{cm}$

$$415/15 \leq h_t \leq 415/10 \implies 27.66\text{cm} \leq h_t \leq 41.50\text{cm} \rightarrow \text{Nous prenons : } \boxed{h_t=40\text{cm}}$$

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \implies 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \rightarrow \text{Par mesure de sécurité nous prenons : } \boxed{b=30\text{cm}}$$

Elle vérifie les conditions de la RPA.

B- POUTRES SECONDAIRES :

Sachant que $L_{\max} = 365\text{cm}$

$$365/15 \leq h_t \leq 340/10 \implies 24.33\text{cm} \leq h_t \leq 36.50\text{cm} \rightarrow \text{Nous prenons : } \boxed{h_t=35\text{cm}}$$

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \implies 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm} \rightarrow \text{Par mesure de sécurité nous prenons : } \boxed{b=30\text{cm}}$$

Elle vérifie les conditions de la RPA.

Conclusion :

On remarque que les conditions imposées par RPA99 sont toutes vérifiées.

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Poutres principales : $(30,40) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(30,35) \text{ cm}^2$.

II-1-4) Les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera par la descente des charges pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal.

La combinaison des charges et surcharges est exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

Avec :

N : effort de compression repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

La section des poteaux est donnée par la formule suivante :

$$S = N_s / \sigma_{bc}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour un poteau rectangulaire en la zone IIa, on a :

$$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min(b, h) \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4$$

Remarque :

Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le (RPA 99) pour un poteau en (Zone IIa) qui est de (25 x 25) cm².

II-2) Détermination des charges et surcharges

II-2-1) Charges permanentes :

*Plancher terrasse corps creux : (DTR B.C.2.2)

- 1- Couche de gravillon ($e_p = 5\text{cm}$)..... 0,85 KN /m²
- 2- Etanchéité multiple ($e_p = 2\text{cm}$).....0,19 KN /m²
- 3- Forme de pente en béton ($e_p = 7\text{cm}$)..... 1,54 KN /m²
- 4- Feuille de polyane 0,01 KN/m²
- 5- Isolation thermique ($e_p = 5\text{cm}$) 0,16 KN /m²
- 6- Plancher corps creux (16 + 4 cm)..... 2,80 KN /m²
- 7- Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$) 0,20 KN /m²

$$G = 5,75 \text{ KN /m}^2$$

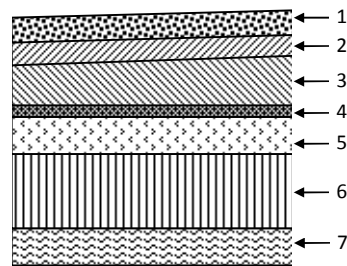


Fig II.3 coupe transversale du plancher de la terrasse

***Plancher étages courants (corps creux) :**

1-Revêtement en carrelage	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,44 KN /m ²
2-Mortier de pose	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,44 KN /m ²
3-Couche de sable	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,36 KN /m ²
4-Plancher corps creux	(16 +4 cm).....	2 ,80 KN /m ²
5-Enduit de plâtre	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,20 KN /m ²
6-Maçonnerie en brique creuse et enduit	($e_p = 10\text{cm}$)	1,10 KN /m ²

$$G = 5,34 \text{ KN /m}^2$$

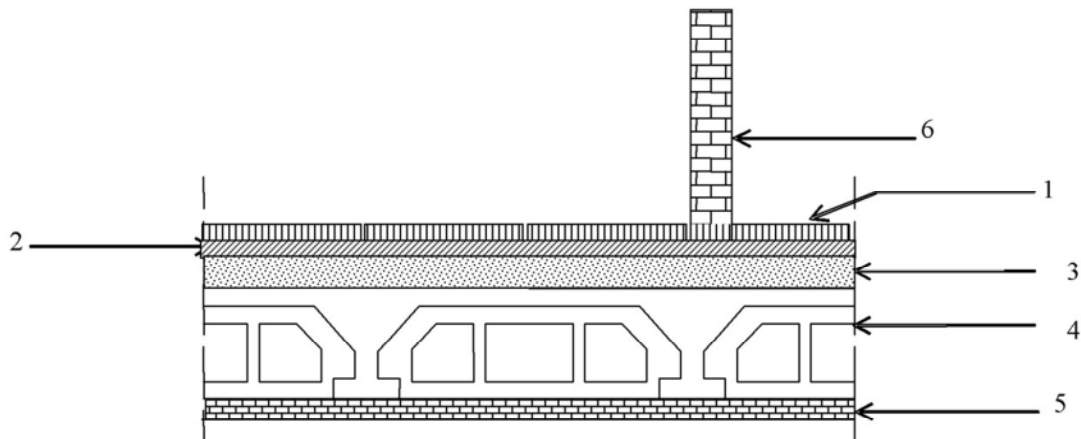


Fig II.4 Coupe transversale du plancher de l'étage courant

***Murs extérieurs :**

	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	2	18	0.36
2	Brique creuse	10	9	0.9
3	L'âme d'air	/		/
4	Brique creuse	9	9	0.9
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				2,36

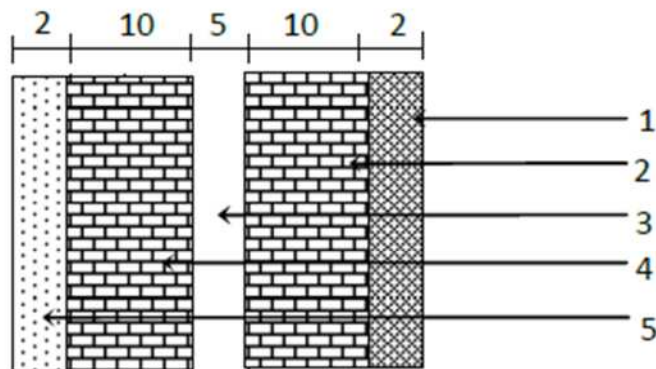


Fig II.5 coupe du mur extérieur

***Murs intérieurs :**

	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	2	10	0.2
2	Brique creuse	10	9	0.9
3	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				1,30

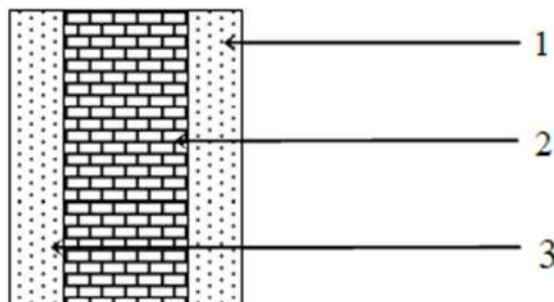


Fig II.6 coupe du mur intérieur

II-2-2) surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2.2 comme suit :

Plancher terrasse	$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$
Plancher étage courant: à usage d'habitation	$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
Plancher du RDC à usage commercial.....	$Q = 5 \text{ kN/m}^2$
L'acrotère.....	$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$
L'escalier.....	$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$
Balcons.....	$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

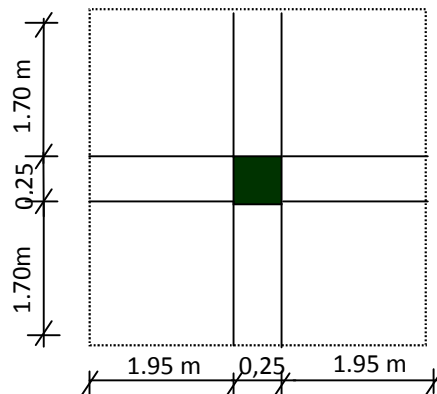
II-3) La descente des charges :

On appelle la descente des charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface d'influence.

*Descente de charges sur le poteau le plus sollicité :



Longueur :

$$4.15/2 - 0.25/2 = 2.30 - 0.125 = 1.95 \text{ m}$$

Hauteur :

$$3.65/2 - 0.25/2 = 1.70 \text{ m}$$

La section nette :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 4 \times (1.95 \times 1.70) = 13.26 \text{ m}^2$$

La section brute:

$$S_b = 4.15 \times 3.65 = 15.15 \text{ m}^2$$

II-3) Charges et surcharges revenant au poteau :

***Surface d'influence :**

$$S_n = 13.26 \text{ m}^2$$

***Poids revenant à chaque plancher :**

-Plancher terrasse : $P = 5.75 \times 13.26 = 76.25 \text{ kN}$.

-Plancher étage courant : $P = 5.34 \times 13.26 = 70.80 \text{ kN}$.

***Poids revenant à chaque poutre :**

-Poutre principale : $P = 0.40 \times 0.30 \times 3.9 \times 25 = 11.70 \text{ kN}$.

-Poutre secondaire : $P = 0.35 \times 0.30 \times 3.9 \times 25 = 10.23 \text{ kN}$.

Donc le poids total des poutres est :

$$P_t = P_p + P_s = 11.70 + 10.23 = 21.93 \text{ kN}$$

***Surcharges d'exploitation:**

-Surface d'influence: $S_q = S_b = 15.15 \text{ m}^2$.

-Plancher terrasse : $Q_0 = Q \times S_b = 1 \times 15.15 = 15.15 \text{ kN}$.

-Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = \dots\dots\dots = Q_8 = Q \times S_b = 1.5 \times 15.15 = 22.73 \text{ kN}$

La loi de dégression des charges :

En raison du nombre d'étage qui compose notre bâtisse étudiée, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitations différentes.

Les règles du BAEL91 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, la loi de dégression est :

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n} \right) \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$$

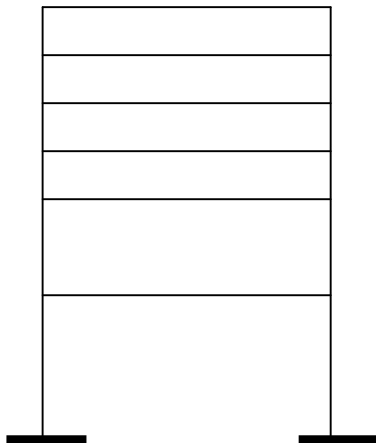
Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

n : numéro de l'étage ;

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

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5, ce qui est le cas de notre étude.



$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \left[\frac{3+n}{2n} \right] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

Pour $n \geq 5$

Coefficients de dégressions des surcharges :

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666

Tab II.1 : coefficients de dégression des surcharges.

a) Les surcharges cumulées :

b) Etage 8 $Q_9 = 15,15 \text{ kN}$ c) Etage 7 $Q_8 = 15,15 + 0,95 (22,73) = 36,74 \text{ kN}$ d) Etage 6 $Q_7 = 15,15 + 0,90 (22,73 \times 2) = 56,05 \text{ kN}$ e) Etage 5 $Q_6 = 15,15 + 0,85 (22,73 \times 3) = 73,10 \text{ kN}$ f) Etage 4 $Q_5 = 15,15 + 0,80 (22,73 \times 4) = 87,87 \text{ kN}$ g) Etage 3 $Q_4 = 15,15 + 0,75 (22,73 \times 5) = 100,37 \text{ kN}$ h) Etage 2 $Q_3 = 15,15 + 0,714 (22,73 \times 6) = 112,50 \text{ kN}$ i) Etage 1 $Q_2 = 15,15 + 0,687 (22,73 \times 7) = 124,43 \text{ kN}$ j) RDC $Q_1 = 15,15 + 0,666 (22,73 \times 8) = 136,23 \text{ kN}$

Tableau récapitulatif de la descente de charge :

Niv	Charges permanentes (kN)					Surcharges (kN)		N=Gc+Qc	Sections (cm ²)	
	Plancher	Poutre	Poteau	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}		S _{trouvée}	S _{adoptée}
8	76,25	21,93	4,78	102,96	102,96	15,15	15,15	118,11	78,74	40*40
7	70,80	21,93	4,78	97,51	200,47	22,73	36,74	237,21	158,14	40*40
6	70,80	21,93	4,78	97,51	297,98	22,73	56,05	354,03	236,02	40*40
5	70,80	21,93	4,78	97,51	395,49	22,73	73,10	468,59	312,39	45*45
4	70,80	21,93	4,78	97,51	493	22,73	87,87	580,87	387,24	45*45
3	70,80	21,93	4,78	97,51	590,51	22,73	100,37	690,88	460,58	45*45
2	70,80	21,93	4,78	97,51	688,02	22,73	112,50	800,52	533,68	50*50
1	70,80	21,93	4,78	97,51	785,53	22,73	124,43	909,96	606,64	50*50
RDC	70,80	21,93	4,78	99,90	885,43	22,73	136,23	1021,66	681,10	50*50

TabII.2 : Récapitulatif de la descente de charge

- **Les sections des poteaux adoptées :**

On adopte pour les poteaux les sections suivantes

Etages	Section des poteaux cm ²
Du RDC au 2 ^{eme}	50*50
Du 3 ^{eme} au 5 ^{eme}	45*45
Du 6 ^{eme} au 8 ^{eme}	40*40

Tab II-3 : Sections des poteaux adoptées

Vérification des conditions du RPA99/version 2003 art.7.4.1 :

A) Coffrage :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Et les décalages sont interdits. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

1) $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ [cm]}$

2) $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$

3) $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec :

b_1 et h_1 les dimensions des poteaux.

h_e : hauteur d'étage.

B) Poteaux

- **Pour les Poteaux (50*50) :**

1) $\text{Min}(50 ; 50) = 50 \text{ [cm]} \geq 25 \text{ [cm]}$ condition vérifiée

2) $\frac{h_e}{20} = \frac{459-50}{20} = 20,45 \text{ cm}$

$\text{Min}(50 ; 50) = 50 \text{ [cm]} \geq 20,45 \text{ [cm]}$ condition vérifiée

3) $\frac{50}{50} = 1 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$ condition vérifiée

- **Pour les Poteaux (45*45) :**

1) $\text{Min}(45 ; 45) = 45 \text{ [cm]} \geq 25 \text{ [cm]}$ condition vérifiée

2) $\frac{h_e}{20} = \frac{306-45}{20} = 13,05 \text{ cm}$

$\text{Min}(45 ; 45) = 45 \text{ [cm]} \geq 13,05 \text{ [cm]}$ condition vérifiée

$$3) \frac{45}{45} = 1 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Pour les Poteaux (40*40) :**

$$1) \text{Min (40 ; 40)} = 40 \text{ [cm]} \geq 25 \text{ [cm]} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h_e}{20} = \frac{306-40}{20} = 13,3 \text{ cm}$$

$$\text{Min (40 ; 40)} = 40 \text{ [cm]} \geq 13,3 \text{ [cm]} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{40}{40} = 1 \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ **Les conditions du RPA sont vérifiées**

Vérifications au flambement :

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

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Avec :

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.5L_0$)

L_0 : Hauteur libre du poteau

$i = \sqrt{\frac{I}{S}} \rightarrow$ Rayon de giration, avec S : section transversale du poteau ($b \times h$)

I : Moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{xx}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Les vérifications :

RDC : (50*50) cm² : $l_0 = 4.59 \text{ m} \rightarrow \lambda = 22,26 < 50$.

1er et 2^{ème} étage : (50*50) cm² : $l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 14,84 < 50$.

Du 3^{ème} au 5^{ème} étage : (45*45) cm² : $l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 16,48 < 50$.

Du 6^{ème} au 8^{ème} étage : (40 ; 40) cm² : $l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18,55 < 50$.

Conclusion :

Pour les poteaux, il n'y a aucun risque de flambement.

Acrotère

III-1) Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en Béton armé dont la réalisation est nécessaire pour des raisons d'étanchéité et de sécurité pour des terrasses inaccessibles. Il sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral q dû à la main courante provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

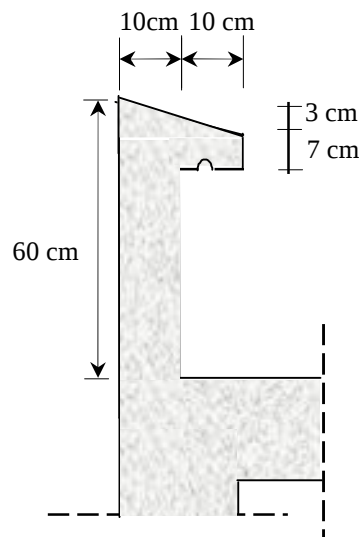


Fig .III.1. Coupe transversale de l'acrotère

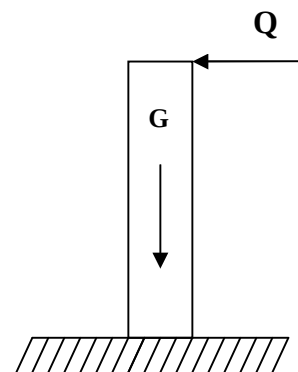


Fig .III.2. Schéma statique

III-2) Les sollicitations :

- Poids propre G :

$$G = \rho \cdot S \cdot 1m$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.5 \times 0.1 + 0.2 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.2}{2} \right] = 1.675 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Effort normal dû au poids propre : $N_G = G \times 1 = 1.675 \text{ KN}$
- Effort normal dû à la surcharge Q : $N_Q = 0$
- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN m}$

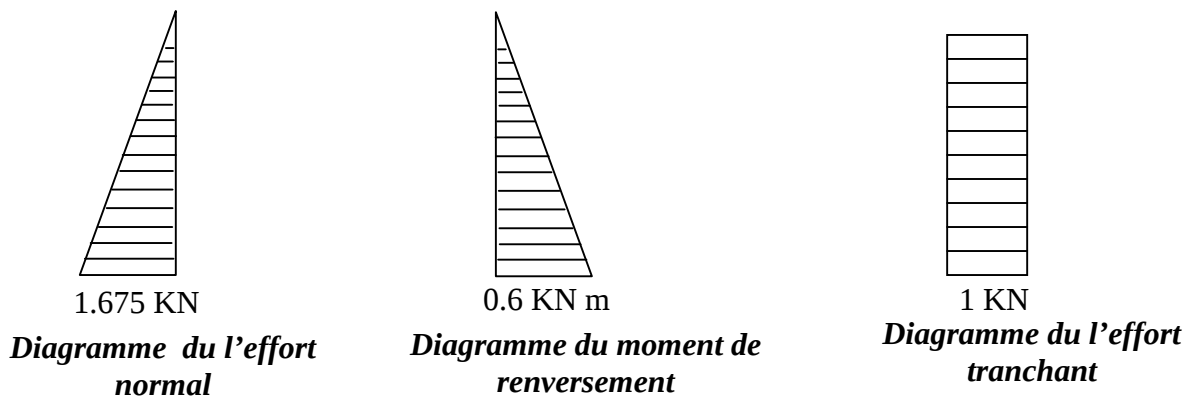


Fig.III.3. Diagrammes de moment fléchissant, de l'effort normal et de l'effort tranchant.

III-3) Les combinaisons de charges :

A L'ELU :

- Effort normal: $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.675 = 2.26 \text{ KN}$
- Moment de renversement: $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN m}$

A L'ELS :

- Effort normal: $N_s = N_G + N_Q = 1.675 \text{ KN}$
- Moment de renversement: $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.6 \text{ KN m}$

III-4) Ferrailage :

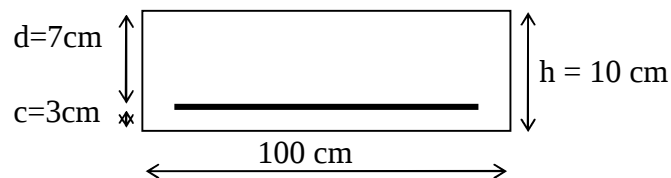
Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

Remarque :

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

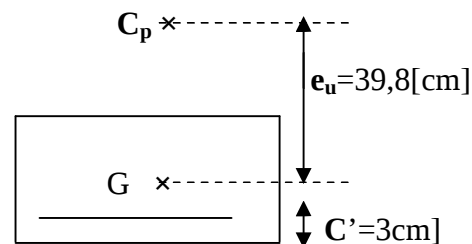
On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

**➤ Calcul à L'ELU :****Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.26} = 0.398 m$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 3 = 2 [cm]$$



$$e_u = 39,8 > 2 [cm]$$

Le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, N est un effort de compression neutre à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f ».

Armatures principales :

- **La section des armatures fictives (en flexion simple) :**

Moment fictif :

$M_f = N_u \times a$ avec a : distance entre le « C_p » et le centre de gravité « C_G » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 39,8 + 2 = 41,8 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2,26 \times 0,418 = 0,944 \text{ KN m.}$$

$$\tau_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

Moment réduit:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,944 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,013 \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,944 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

- **La section des armatures réelles** (en flexion composée) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ;$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0,39 - \frac{2,26 \times 10}{348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA6 = 1,13cm² avec S_t= 25cm.

A'_s = 0 (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

➤ Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :** [Art A-4.2.1/BAEL 91]

$$A \geq A_{\min}$$

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

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

$$A = 0,32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures A_{min}.

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

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 30 \text{ cm}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :** [Art A.5.2.1 / BAEL 91]

- La fissuration est **préjudiciable**, donc :

$$\tau \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{ct28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad V_u = 1,5 \times Q \quad \text{avec} \quad V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement $\Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

• **Vérification de l'adhérence :**

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

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,04} = 0,23 \text{ MPa.}$$

$$\sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres. } \sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,04 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risques d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

-Espacement des barres :

-Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$ **Soit $S_t = 25 \text{ cm.}$**

-Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$ **Soit $S_t = 30 \text{ cm.}$**

• **Ancrages des barres verticales** [Art A.6.1.2 / BAEL 91]

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

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,17 \text{ cm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul à l'ELS:**

$$M_s = 0,6 \text{ KN.m} ; N_s = 1,675 \text{ KN.} ; e_s = 39,8 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{d}{2} = 3,5 \text{ cm.}$$

$$e_s = 39,8 \text{ cm} > e_0 = 3,5 \text{ cm.}$$

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

- **La section des armatures fictives :**

$$M_f = N_s \times a = N_s (e_s + 0,5 h - c) = 1,675 \times (39,8 + 2) \times 10^{-2} = 0,63 \text{ KN m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,63 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0090 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu_1 = 0,0090 \Rightarrow \beta_1 = 0,9 \Rightarrow K_1 = 35,0 \Rightarrow K = 1/K_1 = 1/35 = 0,028.$$

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

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

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

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,63 \times 10^3}{0,9 \times 7 \times 201,63} = 0,49 \text{ cm}^2$$

- **La section des armatures réelles**

$$A_r = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0,49 - \frac{1,675 \times 10}{201,63} = 0,40 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_r = 0,40 \text{ cm}^2 < A = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ le ferrailage adopté à l'ELU est vérifié.

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification de contraintes dans le béton :** [Art A-4.5.2/ BAEL 91]

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

$$\sigma_{bc} = 0.028 \times 201.63 = 5.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans l'acier :** [Art A-5.3.2 / BAEL 91]

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{0.6 \times 10}{2.01 \times 0.9 \times 7} = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}.$$

- **Conclusion :**

Les conditions étant vérifiées; donc notre ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

Le Ferrailage adopté :

- Armatures principales : 4 HA8/ml = 2,01 cm² avec St = 25 cm
- Armatures de répartition : 4 HA8/ml = 2,01 cm² avec St = 30 cm

III-5) Vérification de l'acrotère au séisme : [Art 6.2.3 / RPA 99]

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale, et pour qu'il résiste à cette dernière, il doit être conçu de manière à ce que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q.

$$F_p = 4.A.C_p.w_p$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone.
dans notre cas : **A = 0.15** (Zone II_a, groupe d'usage 2)
- **C_p** : Facteur des forces horizontales pour les éléments en console → **C_p = 0.3**
- **w_p** : poids de l'élément → **w_p = 1.675 KN/ml**

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.675 = 0.804 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}.$$

III.1.6. Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

Le ferrailage adopté précédemment conviendra.

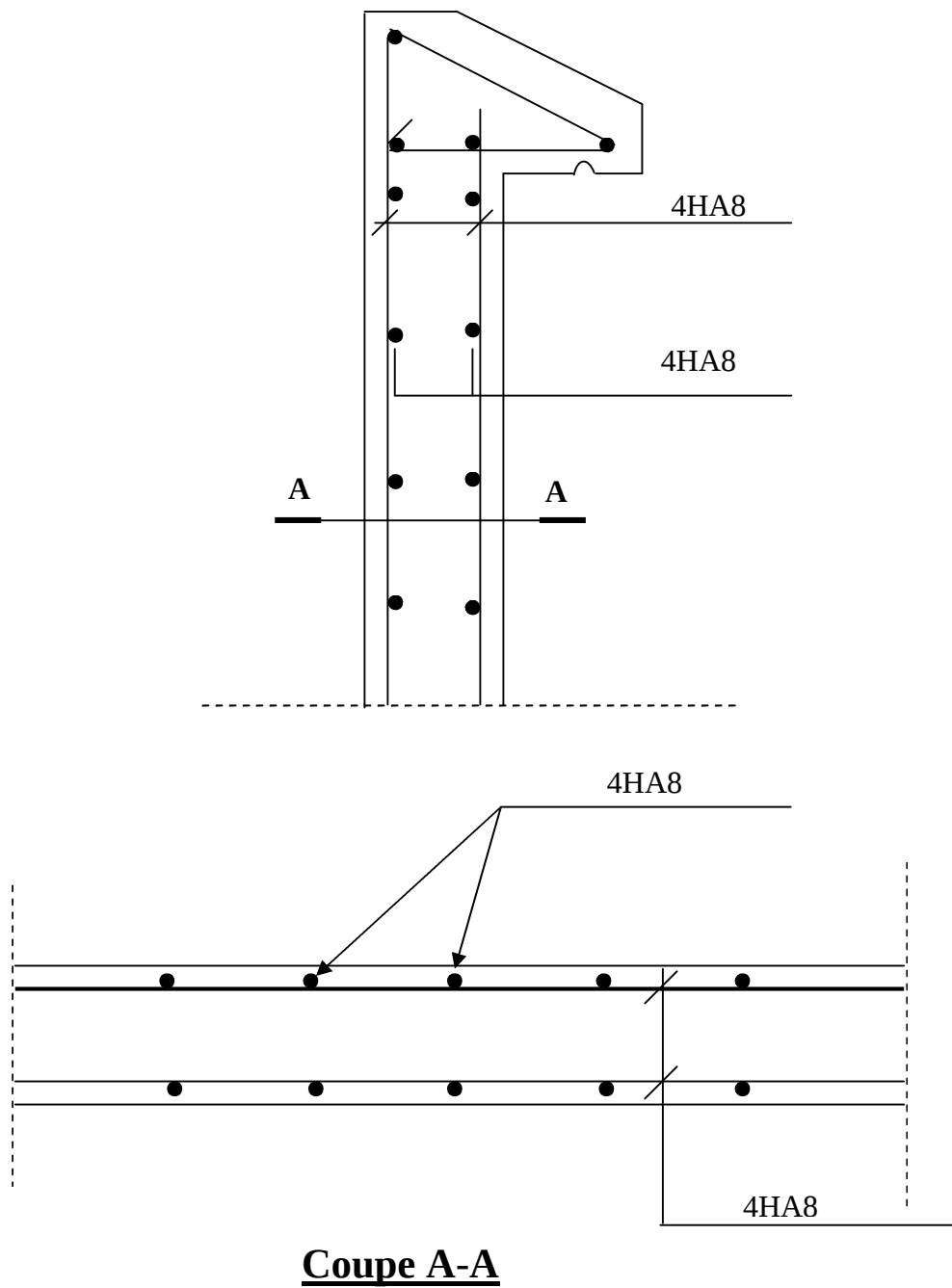


Fig -III-4 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Plancher

III-1) Définition :

Tous les planchers de notre structure sont en corps creux, d'épaisseur (16+4), et sont constitués d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée.

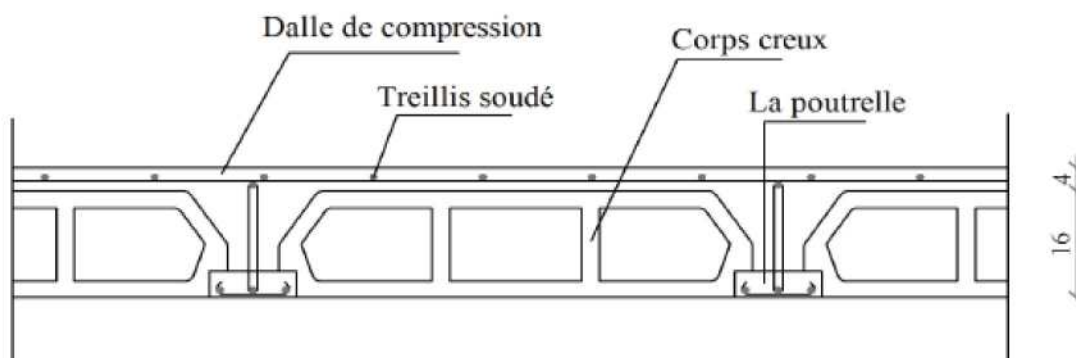


Fig III-1 Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

La hauteur d'un plancher est déterminée par la relation suivante

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad \dots\dots\dots (\text{Art B6.8.424/ BAEL91})$$

Avec :

ht : hauteur totale du plancher

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

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

Dans notre cas :

$$L = 415 - 25 = 390 \text{ cm}$$

$$h_t = 390 / 22,5 = 17,33 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \mathbf{ht = 20 \text{ cm}}$$

On prend un plancher (16+4)cm valable pour tout les niveaux.

-Epaisseur de corps creux : 16cm.

-Epaisseur de la dalle de compression : 4cm.

III-2) La dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) ayant pour but de :

- *Limiter les risques de fissurations par retrait.
- *Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- *Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL91 B.6.8, 423) :

-Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- *20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).
- *33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

III-2-1) Ferrailage :

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- 1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{Fe}$$

Avec :

- $A_{\perp}$: cm² par mètre linéaire
- L : distance entre axe des poutrelles (50cm<L<80cm), on prend L=65cm.
- Fe : limite de l'élasticité de l'acier (MPa).

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On optera pour 5T5ml = 0,98cm²/ml

- 2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A // \geq \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

On optera pour 5T5ml = 0,98cm²/ml

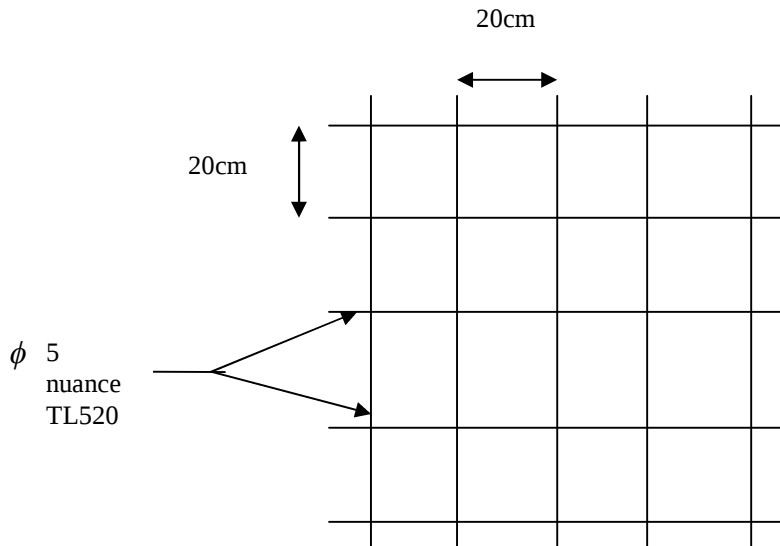


Fig III-2 Treillis soudé

Conclusion :

On adoptera un treillis soudés $\phi 5$ de nuance FeE250, dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens. (TLE 520 (5 x 200 x 5 x 200)).

III-3) Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, et sont de section Té, la distance entre axe est de 65cm. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu (sa dimension est de 20cm). Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, et le calcul se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la dalle de compression.

Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée sur deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

*Charges permanentes et charges d'exploitations :

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

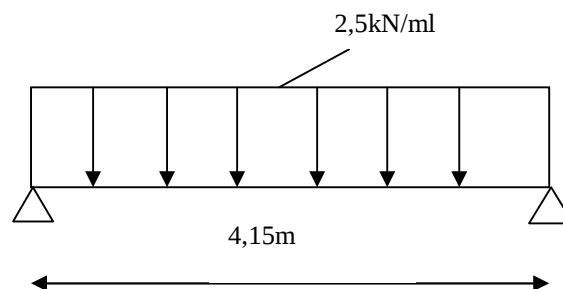
-Poids du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ kN/ml}$

D'où : $G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ kN/ml}$

-Surcharge due à la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

Combinaisons de charges à l'ELU :

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$

**Calcul du moment :**

$M_u = q_u \cdot L^2 / 8 = 2,5 \times 4,15^2 / 8 = 5,382 \text{ kN.m}$

Calcul de l'effort tranchant :

$T = q_u \cdot L / 2 = 2,5 \times 4,15 / 2 = 5,187 \text{ kN}$

Ferraillage :

Soit : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile est donc : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,382 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7,896.$$

$\mu = 7,896 > \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ La section est doublement armée.

Vu la faible hauteur de la poutrelle par rapport à sa portée, on doit prévoir des étais intermédiaires, afin d'aider les poutrelles à supporter les charges d'avant le coulage, ces étais sont généralement distant de 80 à 120 cm.

Après le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle travaille comme une poutre continue en T, encastrée partiellement à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, ainsi que le poids de la dalle de compression, en plus des charges et des surcharges éventuelles revenant au plancher.

*Charges permanentes et charges d'exploitations :

Charges permanentes :

-Etage courant : $G = 5,34 \times 0,65 = 3,471 \text{ kN/ml}$

-La terrasse : $G = 5,75 \times 0,65 = 3,78 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitations :

-Etage de service : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,626 \text{ kN/ml}$

-Etage courant à usage d'habitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$

-La terrasse inaccessible : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

Calcul de la largeur de la table de compression :

$$b_1 = \min (L/10 ; L' - b_0/2)$$

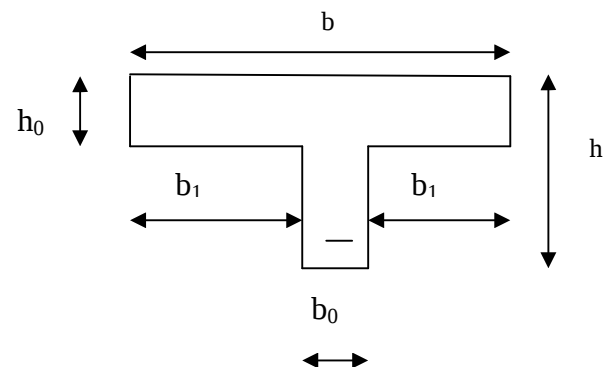
L : longueur libre entre nus d'appuis (415cm)

L' : longueur libre entre axe de poutrelles (65cm)

b_0 : largeur de la poutrelle (12cm)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression (4cm)

b : largeur de la table de compression.



$$b_1 = \min (415/10 ; 65 - 12/2) = \min (41,5 ; 26,5) = 26,5 \text{ cm}$$

d'où : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

Combinaisons de charges:

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,471 + 1,5 \times 1,625 = 7,55 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 3,471 + 1,625 = 5,4 \text{ kN/ml}$$

Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

-Méthode forfaitaire.

-Méthode des trois moments.

Méthode de Caquot.

Choix de la méthode de calcul :***Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes, comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux...

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL91, on peut appliquer la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

1- La valeur de la surcharge d'exploitation doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5kN/ml, c'est-à-dire :

$$Q \leq \min (2G ; 5\text{kN/ml})$$

$$- Q = 2,5 \text{ kN/ml}$$

$$- 2G = 2 \times 2,75 = 11,66 \text{ kN/ml}$$

$$Q \leq \min (11,66 \text{ kN/ml} ; 5 \text{ kN/ml})$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/ml} < 5 \text{ kN/ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable. $\rightarrow$ Condition confirmée.

3- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. $\rightarrow$ Condition vérifiée.

4- Les portées successives sont dans un rapport compris entre « 0,8 » et « 1,25 » :

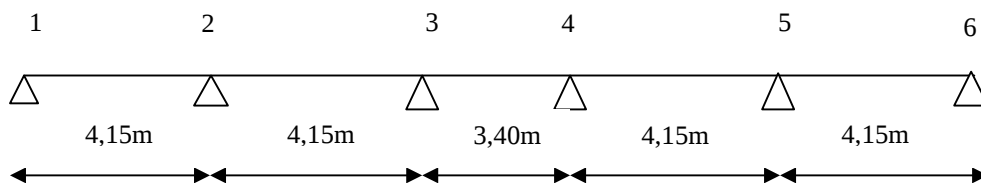
$$0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$$

- $0,8 \leq L_1/L_2 = 4,15/4,15 = 1 \leq 1,25 \rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $0,8 \leq L_2/L_3 = 3,40/4,15 = 0,819 \leq 1,25 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Conclusion :

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

Application de la méthode forfaitaire :



III - 4) Calcul des sollicitations à l'ELU :

***Moment isostatique :** $M_0 = q_u \cdot L^2 / 8$

$$M_{01} = 7,55 \times (4,15)^2 / 8 = 16,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = 7,55 \times (4,15)^2 / 8 = 16,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = 7,55 \times (3,40)^2 / 8 = 10,91 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = 7,55 \times (4,15)^2 / 8 = 16,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{05} = 7,55 \times (4,15)^2 / 8 = 16,25 \text{ kN.m}$$

***Moments sur appui :**

$$M_1 = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 16,25 = 4,875 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5 \max (16,25 ; 16,25) = 0,5 \times 16,25 = 8,125 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0,4 \max (16,25 ; 10,91) = 0,4 \times 16,25 = 6,5 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{04} ; M_{05}) = 0,4 \max (10,91 ; 16,25) = 0,4 \times 16,25 = 6,5 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = 0,5 \max (M_{04} ; M_{05}) = 0,5 \max (16,25 ; 16,25) = 0,5 \times 16,25 = 8,125 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0,3 \times M_{05} = 0,3 \times 16,25 = 4,875 \text{ kN.m}$$

Moments en travées:*Travée de rive :**

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.63M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.063M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.66M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65M_0$$

On prend : $M_t = 0,66 M_0$

Travée intermédiaire :

$$- M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.06M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.61M_0$$

$$- M_t + \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.6M_0$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.53M_0$$

On prend : $M_t = 0,61 M_0$

Les efforts tranchants :

$$T_i = (M_{i+1} - M_i / M_i) + q_u \cdot L_i / 2$$

$$T_{i+1} = (M_{i+1} - M_i / M_i) - q_u \cdot L_i / 2$$

travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_i (kN.m)	4,875	8,125	6,5	6,5	8,125
M_{i+1} (kN.m)	8,125	6,5	6,5	8,125	4,875
T_i (kN)	16,333	15,466	12,835	15,916	15,266
T_{i+1} (kN)	-14,999	-15,866	-12,835	-15,416	-16,066
M_t (kN.m)	10,725	9,912	6,655	9,912	10,725

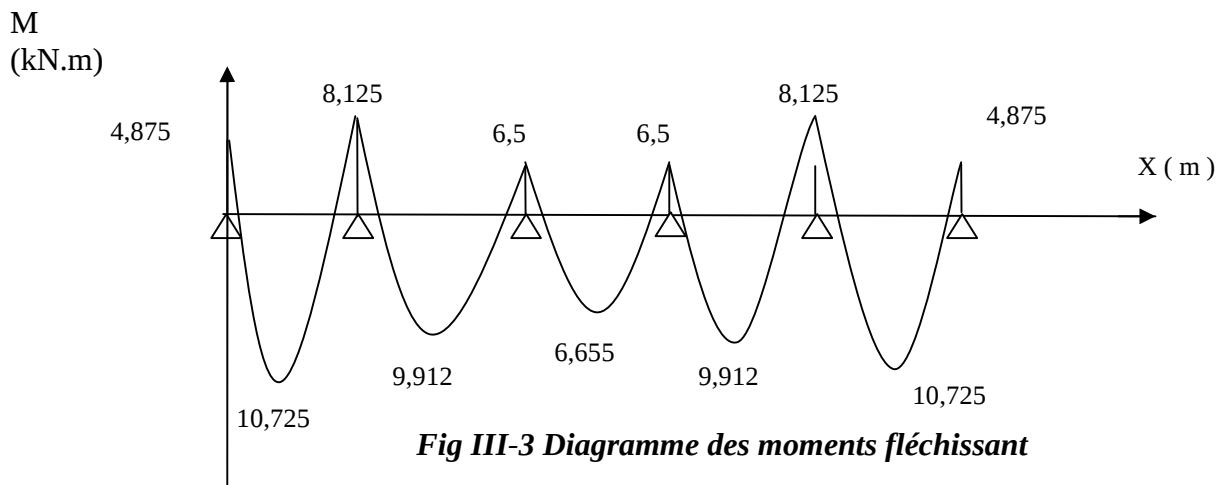


Fig III-3 Diagramme des moments fléchissant

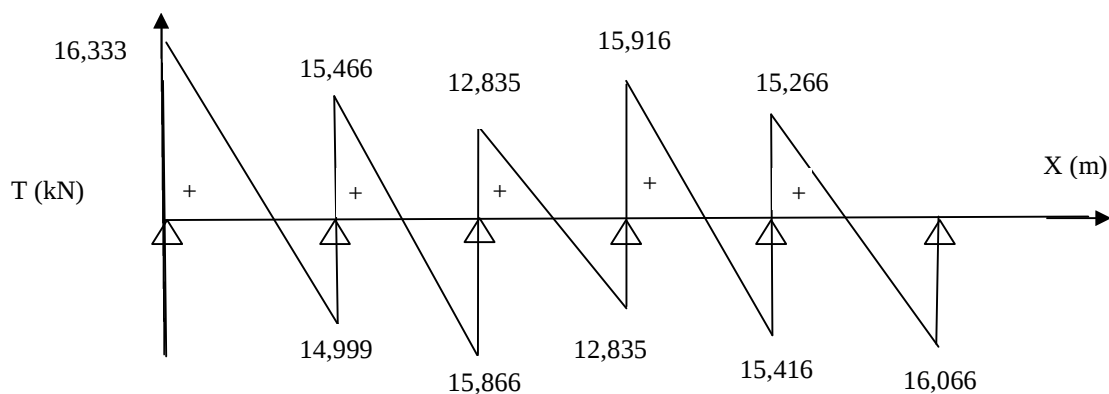


Fig III-4 Diagramme des efforts tranchants.

Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera avec les moments à l'ELU.

Les poutrelles seront calculées comme sections en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$b_1 = 26,5\text{cm}$ (la largeur de l'hourdis)

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

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

$h = 20\text{cm}$ (hauteur totale du plancher)

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

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

$d = h - c = 20 - 2 = 18\text{cm}$ (distance du CDG des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).

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

-En travées : $M_t = 10,725 \text{ kN.m}$

-Aux appuis : $M_a = 8,125 \text{ kN.m}$

Armatures longitudinales :

a) En travées :

Position de l'axe neutre :

-Si $M_t > M_0$: (l'axe neutre est dans la nervure).

-Si $M_t < M_0$: (l'axe neutre est dans la table de compression).

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

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

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \cdot 10^3 (0.18 - 0.04/2) = 59,072 \text{ kN.m}$$

$M_t = 10,725 \text{ kN.m} < M_0 = 59,072 \text{ kN.m} \rightarrow$ l'axe neutre est la table de compression.

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 x 20).

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

Avec :

-En travée :

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,725 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.035.$$

$$\mu = 0.035 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \beta = 0.982$$

⇒ La section est simplement armée.

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,725 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 1,74 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 2HA12 = 2,26 cm². Avec : S_t = 20 cm

-Aux appuis :

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile d = 18cm et de la largeur b₀ = 12cm.

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,125 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.147.$$

$$\mu_a = 0.147 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \beta = 0.919.$$

⇒ La section est simplement armée.

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,125 \times 10^3}{0.919 \times 18 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 1HA14 = 1,54 cm².

Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par le (BAEL91, ART.A.7.2.12)

$$\phi_t \leq \min (b_0/10 ; h/35 ; \phi_1^{\max})$$

Avec :

$\phi_1^{\max}$: le diamètre maximal des armatures longitudinales.

h : hauteur de la poutrelle (h= 20cm).

b₀ : longueur de l'âme (b₀ = 12cm).

$$\phi_t \leq \min (b_0/10 ; h/35 ; \phi_1^{\max}) = \min (12/10 ; 20/35 ; 1,2) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte: 2 ϕ 8 → A_t = 01,01 cm²

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de ϕ 8

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0,9d \cdot 40\text{cm}) = \min(16,2 \cdot 40) = 16,2\text{cm}$$

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

Vérifications à l'ELU :**1-Condition de non fragilité :**

(BAEL 91/ Art A.4.2.2)

Par définition, une section rectangulaire tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leurs limites d'élasticités garanties. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchie, de largeur b , armée d'une section A , cette condition s'exprime par :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b o d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{\text{ap}} = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \\ \text{En travées : } A_{\text{tr}} = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

Condition vérifiée

2-Vérification à l'effort tranchant :

(BAEL 91/ Art A.5.22)

Avec : $T_u = 16,33\text{kN}$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{16,33 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,756 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

3-Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des armatures.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times 3.14 \times 1.2 = 7.536 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{16.33 \times 10}{0.9 \times 18 \times 7.536} = 2.67 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 2.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4-Influence de l'effort tranchant aux appuis :

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

$$T_u \leq 0.4 b_0 \cdot 0.9 d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 16.33 \leq 0.4 \times 12 \times 0.9 \times 18 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 16.33 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.15}{f_e} \Rightarrow 2.26 \geq (16.33 + \frac{4.875}{0.9 \times 1.8}) \frac{1.15}{400}$$

$$A_s = 1.50 \text{ cm}^2 \geq 0.05 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

5-Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée à $0.4l_s = 16.93$ soit 17cm.

6- Vérification de la contrainte de cisaillement :***Au niveau de la jonction table nervure :**

$$\tau = \frac{T_u.(b - b_o)}{1,8.b.d.h_o} = \frac{16,33(0,65 - 0,12)}{1,8 \times 0,65 \times 0,18 \times 0,04} \times 10^{-3} = 1,027 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

***Au niveau des appuis :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{2T_u}{b_o.0,9d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{2T_u}{b_o.0,9d} = 1,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III- 5) Calcul à l'ELS :***Moment isostatique : $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8$**

$$M_{01} = 5,40 \times (4,15)^2 / 8 = 11,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = 5,40 \times (4,15)^2 / 8 = 11,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = 5,40 \times (3,40)^2 / 8 = 7,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = 5,40 \times (4,15)^2 / 8 = 11,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{05} = 5,40 \times (4,15)^2 / 8 = 11,62 \text{ kN.m}$$

***Moments sur appuis :**

$$M_1 = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 11,62 = 3,48 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5 \max (11,62 ; 11,62) = 0,5 \times 11,62 = 5,81 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0,4 \max (11,62 ; 7,80) = 0,4 \times 11,62 = 4,64 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{04} ; M_{05}) = 0,4 \max (7,80 ; 11,62) = 0,4 \times 11,62 = 4,64 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = 0,5 \max (M_{04} ; M_{05}) = 0,5 \max (11,62 ; 11,62) = 0,5 \times 11,62 = 5,81 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0,3 \times M_{05} = 0,3 \times 11,62 = 3,48 \text{ kN.m}$$

Moments en travées:*Travée de rive :**

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.63M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.063M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.66M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65M_0$$

On prend : $M_t = 0,66 M_0$

Travée intermédiaire :

$$- M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.06M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.61M_0$$

$$- M_t + \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.6M_0$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.53M_0$$

On prend : $M_t = 0,61 M_0$

Les efforts tranchants :

$$T_i = (M_{i+1} - M_i / M_i) + q_u \cdot L_i / 2$$

$$T_{i+1} = (M_{i+1} - M_i / M_i) - q_u \cdot L_i / 2$$

travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_i (kN.m)	3,48	5,81	4,64	4,64	5,81
M_{i+1} (kN.m)	5,81	4,64	4,64	5,81	3,48
T_i (kN)	11,87	11,00	9,18	11,45	10,80
T_{i+1} (kN)	-10,53	-11,40	-9,18	-10,95	-11,60
M_t (kN.m)	7,66	7,08	4,75	7,08	7,66

Avec :

-En travée : $M_t^{\max} = 7,66 \text{ kN.m}$

-Aux appuis : $M_a^{\max} = 5,81 \text{ kN.m}$

Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

*Etat limite d'ouverture des fissures.

*Etat limite de résistance de béton en compression.

*Etat limite de déformation.

Etat limite d'ouverture des fissures :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, et de ce fait, aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de résistance de béton en compression :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

-Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_o.d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,858 \text{ et } K=0,049$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_a} = \frac{5,81 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2,26} = 166,45 \text{ MPa} \quad \leq \bar{\sigma}_b = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,049 \times 166,45 = 8,19 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_o.d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,858 \text{ et } K=0,049$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A_t} = \frac{7,66 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2,26} = 219,46 \text{ MPa} \quad \leq \bar{\sigma}_b = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,049 \times 219,46 = 10,80 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Etat limite de déformation :

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

Les règles du BAEL91 A.6.5.2 précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{415} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.06 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée, nous devons procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche

(BAEL91 Art. B6.5.2/)

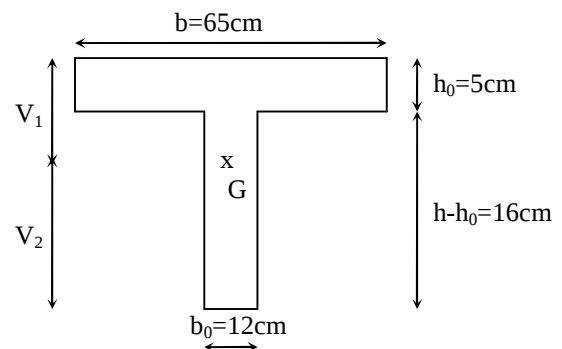
$$\text{a) } f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I_{f_v}} < \frac{L}{500}$$

$$\text{b) } f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{f_i}} < \frac{L}{500}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 2,26 = 538.9 \text{ cm}^2$$



Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{ho^2}{2} + 15A_t.d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15 \times 2,26 \times 18 = 5442,89 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{5442,89}{538,9} = 10,1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,1 = 9,9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3}(10,1^3 + 9,9^3) + (65 - 12) \times 5 \left[\frac{5^2}{12} + (10,1 - \frac{5}{2})^2 \right] + 15 \times 2,26(9,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 25978,58 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,01$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,01 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 4,11$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 3,28$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 219,46 + 2,1} = 0,33$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 25978,58}{1 + 4,11 \times 0,33} = 12127,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 25978,58}{1 + 1,644 \times 0,33} = 18525,81 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{7,66 \times (4,15)^2 10^7}{10 \times 32164,2 \times 12127,67} = 0,33 < \frac{L}{500} = \frac{415}{500} = 0,83 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$f_v = \frac{7,66 \times (4,15)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 18525,81} = 0,65 < \frac{L}{500} = \frac{415}{500} = 0,83 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

Ainsi les poutrelles seront ferrillées comme suit :

-Armatures longitudinales :

*Le lit inférieur : 2HA12

*Le lit supérieur : 1HA14

-Armatures transversales :

1 étrier en HA8 chaque 20cm.

Etude du balcon

III-1) Introduction :

- Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.
- Le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la

flexion, par la formule suivante: $e_p \geq \frac{L}{10}$

L : largeur de la console.

$$e_p \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm} \quad \text{Soit : } e_p = 15 \text{ cm}$$

Le balcon à calculer est en dalle pleine, dont les dimensions suivantes :

Largeur = 1,40m

Longueur = 2,95m

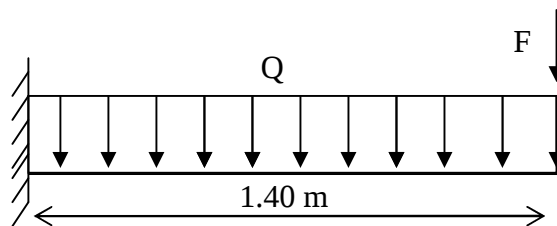


Figure III.1 : Schéma statique du balcon

III-2) Détermination des charges et des surcharges :

Les charges permanentes sont résumées dans le tableau suivant :

Désignation	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de Sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit de ciment	20	0,02	0,40

Tableau : Charges sur le balcon.

Charges permanentes : $G=5,35 \text{ KN/m}^2$

Les surcharges d'exploitations de la dalle est donnée par le DTR : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

La surcharge due à la main courante : $F = 1 \text{ KN/m}^2$

La charge de concentration due au poids du garde-corps : $g = 0,9 \text{ KN/m}^2$.

III-3) Combinaisons de charges :

E.L.U :

La dalle : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = 12,47 \text{ KN/m}$

Main courante : $q_{ul} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$

Garde-corps : $g_u = 1,35 \times 0,9 = 1,22 \text{ KN/m}$

E.L.S :

La dalle : $q_s = Q + G = 8,85 \text{ KN/m}$

Main courante : $q_{1s} = 1 \text{ KN/m}$

Garde-corps : $g_s = 0,9 \text{ KN/m}$

Moment provoqué par la surcharge q_u est :

$$M_{qu} = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{12,47 \times 1,4^2}{2} = 12,22 \text{ kN} / \text{ml}$$

Moment provoqué par la main courante:

$$M_q = q_{ul} \times 1\text{m} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN/ml}$$

Moment provoqué par la surcharge g_u :

$$M_{gu} = g_u \times L = 1,22 \times 1,4 = 1,708 \text{ kN/ml}$$

Le moment total est $M_u = M_{qu} + M_q + M_{gu} = 15,43 \text{ kN.m}$

III-4) Ferrailage :

- Les armatures principales :

$$e_u = \frac{M_u}{q l_u} = \frac{15,43}{1,5} = 10,28 \text{ m}$$

$$e_u = \frac{h_c}{2} - c = \frac{15}{2} - 3 = 4,5 \text{ cm} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

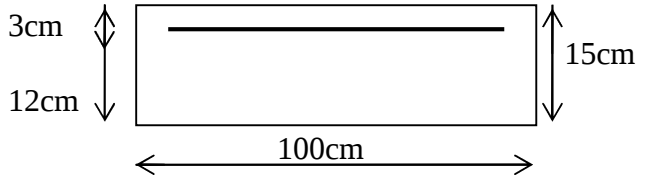
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,43 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.07 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.07 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,43 \times 10^3}{0.964 \times 12 \times 348} = 3,83 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4,52 cm² Avec : St = 25cm



- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte 4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

III-5) Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité** (Art 4.21/BAEL 91)

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

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres :** [B.A.E.L. 91/Art.5.1.42]

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > S_t = 25\text{cm}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'ancrage :** [B.A.E.L. 91/Art.6.1.253]

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,3 \text{ cm} > e = 30 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets.

$$L_r = 0,4 \times L_s = 16,9 \text{ cm}$$

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres :**

(Art6.13/BAEL 91)

$$V_u = q_u + g_u = 12.47 + 1.4 \times 1.22 = 14.18 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 4 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{14.18 \times 10}{0.9 \times 12 \times 15.07} = 0.871 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement :**

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

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

$$\tau_u = \frac{14.18 \times 10}{100 \times 12} = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-6) Vérification à l'E.L.S. :

$$M_s = q_s \times L^2 / 2 + q_{1s} \times l + g_s \times L$$

$$M_s = 8.85 \times (1.40)^2 / 2 + 1 \times 1 + 0.9 \times 1.40 = 10.93 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10.93 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14.2} =$$

$$\mu_b = 0.053 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{Le ferraillage adopté à l'E.L.U. est vérifié.}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Section rectangulaire ;
- Nuance des aciers FEE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15,43}{10,93} = 1,41$$

$$\mu = 0,07 \Rightarrow \alpha = 0,0907 < \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

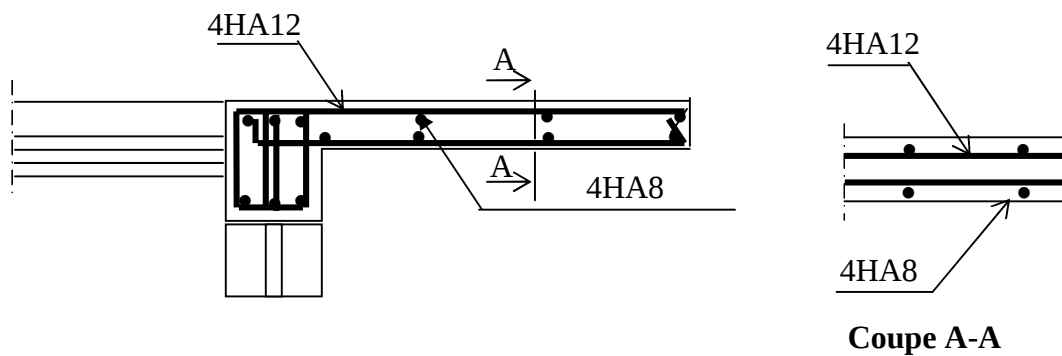


Figure : Plan de ferrailage du balcon.

Salle machine

III-1) Définition :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès aux personnes, se déplaçant le long de guide verticaux.

Notre immeuble comporte une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, pouvant charger 8 personnes de $6,3\text{KN}$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 10 tonnes.

La cage d'ascenseur est composée d'une dalle pleine de dimensions $(1,60 \times 1,60) \text{ m}^2$. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 90kN , répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ et est transmise par le système de levage de l'ascenseur. L'étude du panneau de dalle donne lieu à des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées suivant les deux portées.

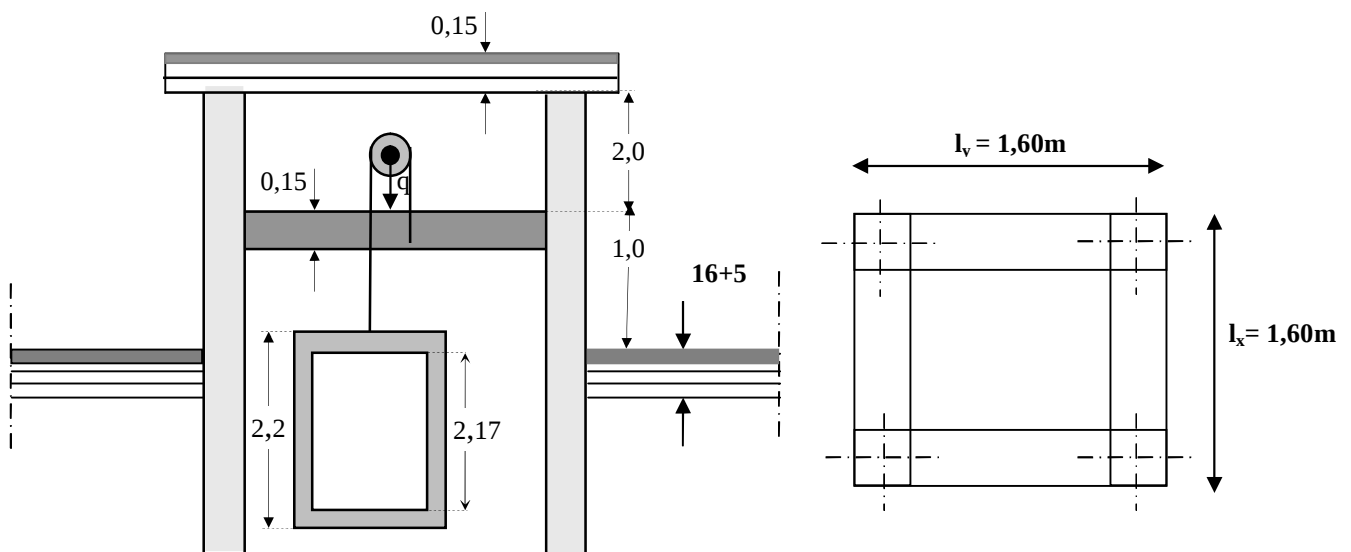


Fig III.1 Salle machine

III-2) Pré-dimensionnement :

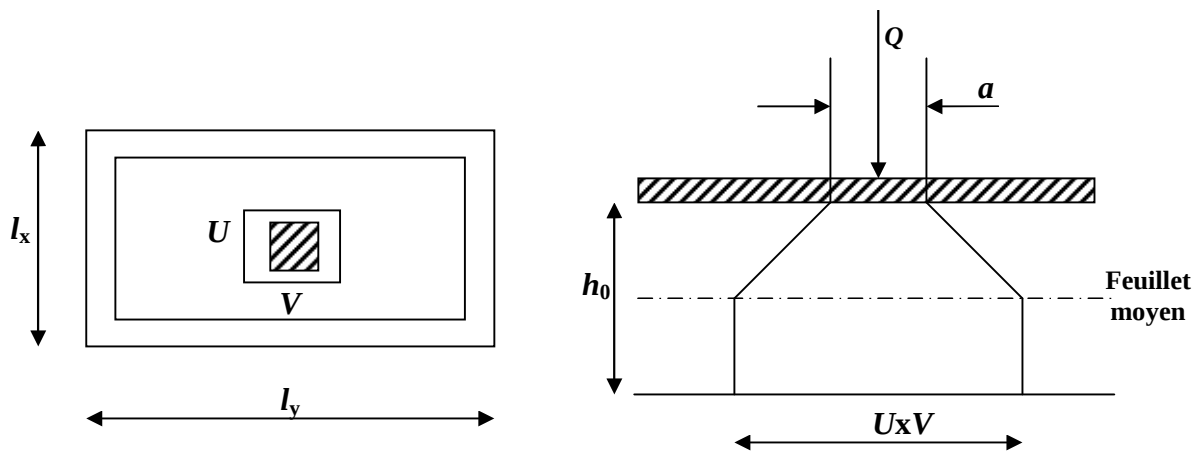
-Hauteur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{160}{30} = 5,33 \text{ cm}$$

h_t : doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

On optera pour une hauteur : $h_t = 15\text{cm}$

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.



-Calcul de U et V:

On a: $U = U_0 + e.K + h_t$

$$V = U_0 + e.K + h_t$$

Avec :

h_t : épaisseur de la dalle ($h_t = 15\text{cm}$)

e : épaisseur du revêtement ($e = 5\text{cm}$)

K : Revêtement aussi solide que le béton (coefficient donné par les abaques de PIGEAUD $K = 2$).

$U_0 = V_0 = 0,80 \text{ m}$ (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\Rightarrow U = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

$$V = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

III-3) Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu M_1)q \end{cases}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \nu = 0$ à : l'ELU

$\nu = 0,2$ à : l'ELS

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{1,60} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens. Le calcul se fera en flexion en}$$

considérant deux bandes de 1m de longueur au milieu de chaque portée.

Après l'interpolation

$$\left. \begin{aligned} \rho = \frac{l_x}{l_y} &= 1 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{160} = 0,65 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{160} = 0,65 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,076 \text{ et } M_2 = 0,076$$

A l'ELU: $M_{x1} = q M_1$
 $M_{y1} = q M_2$

Avec

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 100 + 1,5 \times 0 = 135 \text{ kN}$$

$$M_{x1} = 135 \times 0,076 = 10,26,7 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 135 \times 0,076 = 10,26,7 \text{ KN/m}$$

III-4) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}; M_{y2}$:

$\rho = 1 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,036 \quad \mu_y = 1$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

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

Avec:

$$G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ kN/ml et } Q = 1 \text{ kN/ml}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,035 \times 6,563 \times (1,6)^2 = 0,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0,58 = 0,58 \text{ kN.m}$$

III-5) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,26 + 0,58 = 10,84 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,26 + 0,58 = 10,84 \text{ kN.m}$$

Remarque :

En tenant compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront de $M_t = 0,85m$ en travée et de $M_a = -0,3m$ aux appuis.

-Moments en travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,84 = 9,214 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 10,84 = 9,214 \text{ kN.m}$$

-Moments aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 10,84 = -3,252 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 10,84 = -3,252 \text{ kN.m}$$

III-6) Ferrailage:

Sens X-X

-Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,252 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,252 \cdot 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,72 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm²

Avec : St = 25 cm

-En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,124 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,214 \cdot 10^3}{0,981 \times 13 \times 348} = 2,07 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm²

Avec : St = 25 cm

Sens Y-Y :

-Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,252 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,252 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm² avec St = 25cm.

-En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9,214 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{9,214 \times 10^3}{0,981 \times 13 \times 348} = 2,07 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA10 = 3,14cm² avec St = 25 cm.

III-7) Vérification à l'ELU :**1-Condition de non fragilité**

Armatures principales

$$A \geq \frac{b h \varphi_0}{2 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)} = \frac{100 \times 15 \times 0,0008}{2 \left(3 - \frac{1,60}{1,60} \right)} = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée dans les deux sens.}$$

2-Ecartement des barres

(Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Sens x-x

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

3- Condition de non poinçonnement :

$$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée}).$$

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

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}.$$

$$P = 10 \text{ t} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 47,25 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

4-Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{100}{2 \times 1,05 + 1,05} = 42,85 \text{ kN} .$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{100}{2 \times 1,05 + 1,05} = 42,85 \text{ kN} .$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{42,85}{1000 \times 130} = 0,32 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-8) Vérification de l'E.L.S :**1) Les moments à l'E.L.S****a) Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} engendré par le système de levage :**

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 100 + 0 = 100 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = (0,076 + 0,2 \times 0,076) \times 100 = 9,12 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = (0,076 + 0,2 \times 0,076) \times 100 = 9,12 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des moments M_{x2} et M_{y2} engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\rho = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0442 \times 4,75 \times (1,60)^2 = 0,537 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0,537 = 0,537 \text{ kN.m.}$$

c) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,12 + 0,537 = 9,65 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,12 + 0,537 = 9,65 \text{ kN.m.}$$

Remarque :

En tenant compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront de $M_t = 0,85m$ en travée et de $M_a = -0,3m$ aux appuis.

-Moments en travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9,65 = 8,2 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9,65 = 8,2 \text{ kN.m}$$

-Moments aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 9,65 = -2,89 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 9,65 = -2,89 \text{ kN.m}$$

2) Etat limite de fissuration:

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

3) Etat limite de compression du béton :

Notre section n'est pas rectangulaire, donc on doit procéder au calcul de la contrainte de compression du béton :

-Sens x-x :

-Aux appuis

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,160 \text{ et } \beta = 0,936 \text{ et } K=0,016$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_a} = \frac{2,89 \times 10^3}{0,936 \times 13 \times 2,01} = 118,16 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_b = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 118,16 = 1,89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 2,07}{100 \times 13} = 0,159 \quad \alpha = 0.154 \text{ et } \beta = 0.931 \text{ et } K=0,012$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta d At} = \frac{8,2 \times 10^3}{0,931 \times 13 \times 2,07} = 327 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma_b} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.012 \times 327 = 3,92 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

4) Etat limite de déformation :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1- \quad \frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{15}{160} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,06 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2- \quad \frac{h}{Lx} \geq \frac{Mtx}{20Mx}$$

$$\frac{15}{160} = 0,09 > \frac{0,85 \times 8,2}{20 \times 9,65} = 0,03 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$3- \quad \frac{Ax}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{2,07}{100 \times 13} = 0,001 < \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on peut se dispenser du calcul de la flèche. Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferraillée comme suit :

Sens longitudinal X-X :

-En travée : $A_t = 4HA10$ avec $S_t = 25\text{cm}$.

-Aux appuis : $A_a = 4HA8$ avec $S_t = 25\text{cm}$.

Sens transversal Y-Y :

-En travée : $A_t = 4HA10$ avec $S_t = 25\text{cm}$.

-Aux appuis : $A_a = 4HA8$ avec $S_t = 25\text{cm}$.

Les escaliers

III-1) Définition :

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

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

Dans notre cas, il est conçu en béton armé coulé sur place et il est partagé en trois types :

Type 1 : une volée constituée de paillasse, palier de repos et sans palier de départ.

Type 2 : un palier de repos, et volée constituée de paillasse, et un palier de repos.

Type 3 : un palier de repos et une volée constituée de paillasse.

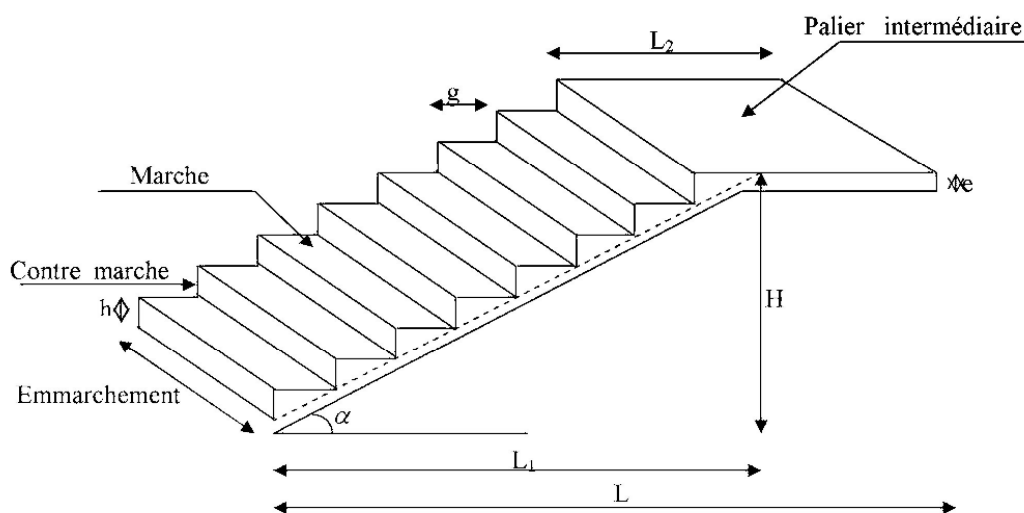


Fig III-1 Principaux termes relatifs à un escalier

g : giron

h : hauteur de la contre marche

e : épaisseur de la paillasse et du palier

H : hauteur d'une volée

L_1 : portée projetée de la paillasse

L_2 : largeur du palier

L : somme de la longueur de la paillasse et du palier

III-2) Pré-dimensionnement :

a) Pré-dimensionnement de l'escalier de l'étage courant (type 1) :

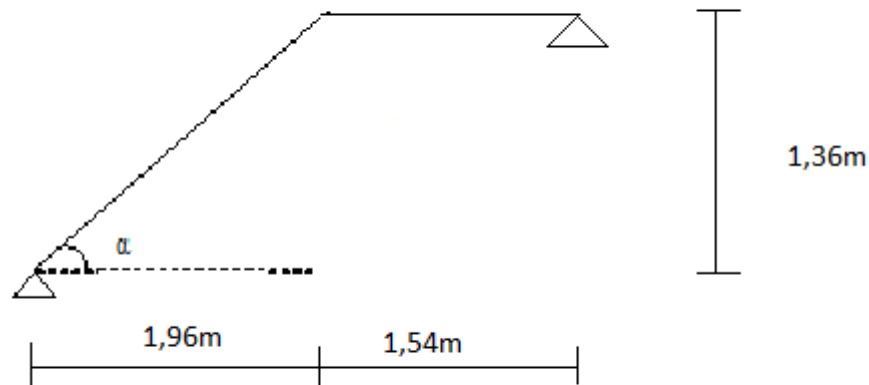


Fig III-2-1 schéma statique de l'escalier type 1

Les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur les plans.

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

On a les conditions suivantes :

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

- $14\text{cm} < h < 18\text{cm}$
- $60\text{cm} < g + 2h < 64\text{cm}$

Le nombre de contre marches (n) est: $n = H/h$

Le nombre de marche (m) est : $m = n - 1$

Le rapport ($r = h/g$) est appelé raideur d'escalier.

En habitation collective, l'emmarchement doit être supérieur ou égal à 120cm.

La profondeur du palier de repos est :

$$L_2 > 3g \text{ ou } L_2 > 110\text{cm}$$

III-2-1) Application :

Soit : $g=30\text{cm}$ $h=17\text{cm}$ (la hauteur idéale)

$$n = H/h = 136/17 = 8 \rightarrow m = n - 1 = 7$$

$$60\text{cm} < g+2h = 28+2(17)=62 < 64\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-L'emmarchement est $L_2 = 154\text{cm}$

-La longueur de ligne de foulée : $L_1 = g(n-1) = 28(8-1) = 196\text{cm}$

b) Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier :

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L : \text{la portée de l'escalier.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{196} = 0.6938 \quad \rightarrow \quad \alpha = 34,75^\circ \quad \rightarrow \quad \cos \alpha = 0,821$$

$$\cos \alpha = L_1/L \rightarrow L = L_1 / \cos \alpha = 196/0,821 = 238,73\text{cm}$$

$$L_0 = 238,73 + 154 = 392,73\text{cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{392,73}{30} \leq e_p \leq \frac{392,73}{20} \rightarrow 10,991 \leq e_p \leq 16,486$$

On adopte: $e_p = 15\text{cm}$

c) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement et 1 ml de projection horizontale, et on va considérer que la paillasse est semi encastrée au niveau des paliers.

1- Les charges permanentes

La paillasse :

- Poids propre de la paillasse : $25 \times \frac{0.15}{\cos 34,75} = 4,5 \text{ KN / ml} .$
- Poids propre de la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN / m}^2 .$
- Poids de revêtements :
 - carrelage : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN / ml} .$
 - mortier de pose : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN / ml} .$
 - lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/ml}$
 - enduit plâtre : $10 \times 0,02 = 0.2 \text{ KN/ml}.$
- Poids du garde corps : $\frac{0.2 \text{ KN/ml}}{\quad}$
 $G_{\text{tot}} = 8,42 \text{ KN/ml}.$

Le palier :

- Poids propre du palier: $25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN / ml} .$
- Poids de revêtements :
 - carrelage : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN / ml} .$
 - mortier de pose : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN / ml} .$
 - lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/ml}$
 - enduit plâtre : $10 \times 0,02 = 0.2 \text{ KN/ml}.$
- Poids du garde corps : $\frac{0.2 \text{ KN/ml}}{\quad}$
 $G_{\text{tot}} = 5,51 \text{ KN/ml}.$

2- Les surcharges d'exploitation

- Paillasse : $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$
- Palier : $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

Combinaisons de charges :

ELU :

-Paillasse : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(8,42) + 1,5(2,5) = 15,11 \text{ KN/ml}$

-Palier : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5,51) + 1,5(2,5) = 11,18 \text{ KN/ml}$

ELS :

-Paillasse : $q_s = G+Q = 8,42 + 2,5 = 10,92 \text{ KN/ml}$

-Palier : $q_s = G+Q = 5,51 + 2,5 = 8,01 \text{ KN/ml}$

III-3) Calcul à l'ELU :

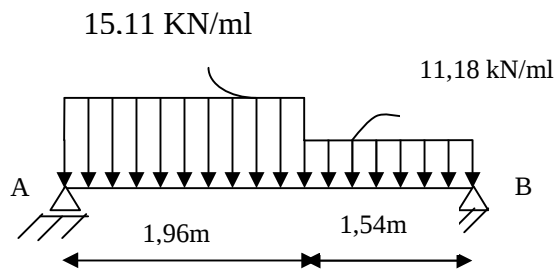


Fig.III-2-2 Schéma statique de l'escalier à l'ELU

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F / yy' = 0 \rightarrow R_A + R_B = 46,83 \text{ kN}$$

$$\sum M / B = 0 \rightarrow R_A = 25,11 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad R_B = 21,71 \text{ kN}$$

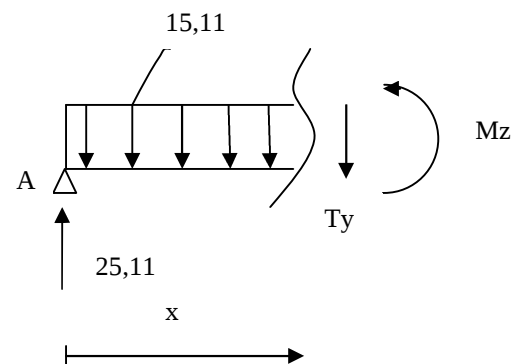
Calcul des efforts internes :

Tronçon 1 : $0 < x < 1,96\text{m}$

$$\sum F / yy' = 0 \rightarrow T_y = -15,11x + 25,11$$

$$\sum M / G = 0 \rightarrow M_z = 25,11x - 15,11 x^2/2$$

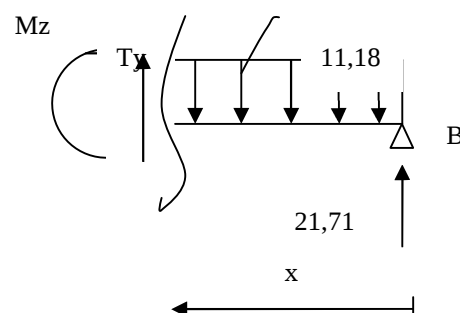
x (m)	T_y (kN)	M_z (kN.m)
0	25,11	0
1,96	-4,5	20,18



Tronçon 2 : $0 < x < 1,54\text{m}$

$$\sum F / yy' = 0 \rightarrow T_y = -21,71 + 11,18x$$

$$\sum M / G = 0 \rightarrow M_z = 21,71x - 11,18 x^2/2$$



x (m)	T _y (kN)	M _z (kN.m)
0	-21,71	0
1,54	-4,5	20,18

Calcul de M_{max} :

$$dM_z(x)/dx = -T_y \quad \text{donc} \quad T_y=0 \rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y=0 \rightarrow T_y = -15,11x + 25,11 = 0 \rightarrow x = 1,66\text{m}$$

$$M_z(1,66) = 25,11(1,66) - 15,11(1,66)^2/2 = 20,86 \text{ kN.m}$$

$$T_y(1,66) = 0$$

Remarque

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u_{\max}}$ au niveau des appuis et en travée.

$$M_{u_{\text{ap}}} = (-0.3) M_{u_{\max}} = (-0.3) \times 20,86 = -6,258 \text{ KN.m}$$

$$M_{u_{\text{tra}}} = (0.85) M_{u_{\max}} = (0.85) \times 20,86 = 17,731 \text{ KN.m}$$

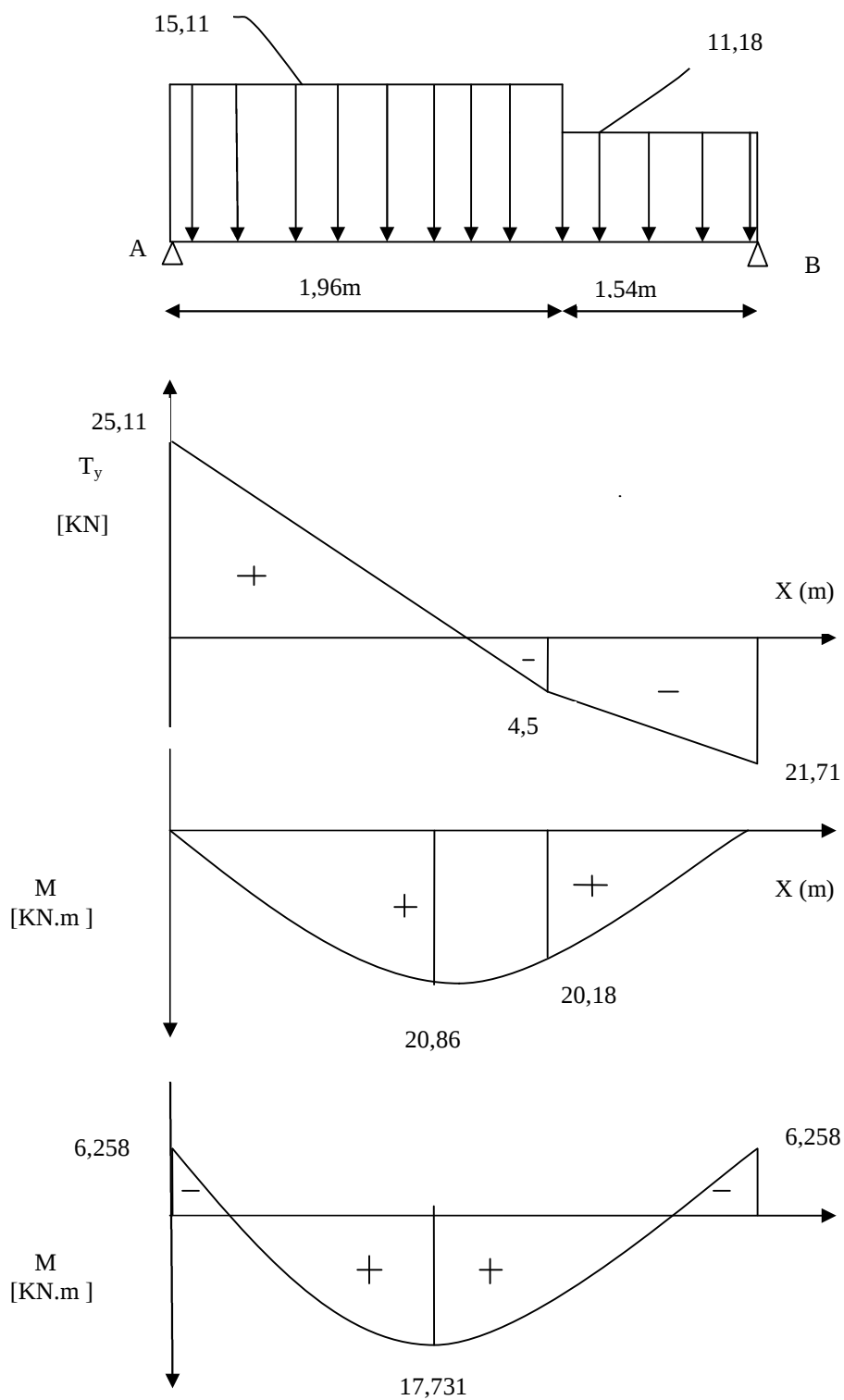


Fig. III-2-3 Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

III-4) Ferrailage :

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

-a) Armatures principales :**-Aux appuis :**

$$d = 13\text{cm} \quad b = 100\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$$

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

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,258 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.026 .$$

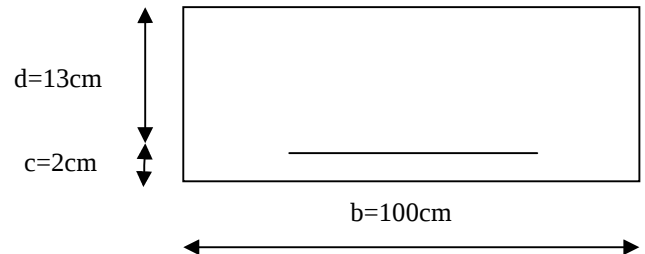
$$\mu_a = 0.026 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \beta = 0.987 .$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,258 \times 10^3}{0.987 \times 13 \times 348} = 1,4 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour : 5HA8 = 2.01cm².

Avec $S_t = 25\text{cm}$.

**-En travée :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17,731 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.07 .$$

$$\mu = 0.07 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \beta = 0.964$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,731 \times 10^3}{0.964 \times 13 \times 348} = 4,06 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour : 4HA12 = 4,52cm².

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

-b) Armatures de répartition :**-Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour : 4HA8 = 2,01cm².

Avec $S_t = 25\text{cm}$.

-En travée :

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 4HA8 = 2,01 cm².

Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-5) Vérifications à l'ELU :

1-Condition de non fragilité :

(BAEL 91/ Art A.4.2.2)

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{ap} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2$

En travées : $A_{tr} = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

2-Espacement des armatures :

(BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

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

-Armatures principales :

$$S_t \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

Aux appuis : $S_t = 25 \leq 33 \text{ cm}$

En travée : $S_t = 25 \leq 33 \text{ cm}$

Condition vérifiée

-Armatures secondaires :

$$S_t \leq \text{Min} (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

Aux appuis : $S_t = 25 \leq 45 \text{ cm}$

En travée : $S_t = 25 \leq 45 \text{ cm}$

Condition vérifiée

3-Vérification à l'effort tranchant :

(BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

(BAEL 91/ Art.A.5.2.1, 211)

$$\tau_u = \frac{25,11 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

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

Condition vérifiée

4-Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des armatures.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{25.11 \times 10}{0.9 \times 13 \times 100.5} = 2.13 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 2.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5-Influence de l'effort tranchant aux appuis :

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

$$T_u \leq 0.4b \cdot 0.9d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 25.11 \leq 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 13 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 25.11 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.15}{f_e} \Rightarrow 2.01 \geq (25.11 + \frac{6.258}{0.9 \times 1.3}) \frac{1.15}{400}$$

$$A_s = 2.51 \text{ cm}^2 \geq 0.81 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

6-Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée à $0.4l_s = 16.93$ soit 17cm.

III-6) Calcul à l'ELS :

Après avoir fait tous les calculs comme à l'ELU, on obtient les résultats suivants :

$$R_a = 18,12 \text{ kN} \quad R_b = 15,60$$

$$M_{\max} = M(1,66) = 15,03 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 18,12 \text{ kN}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 12,77 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0,3 \times M_{\max} = 4,5 \text{ kN.m}$$

a-Etat limite de compression de béton :

(Art A.4.5.2/BAEL 91).

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

-Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,163 \text{ et } \beta = 0,936 \text{ et } K = 0,016$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_a} = \frac{4,5 \times 10^3}{0,936 \times 13 \times 2,01} = 184,20 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 184,20 = 2,76 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \quad \alpha = 0,282 \text{ et } \beta = 0,906 \text{ et } K = 0,026$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A_t} = \frac{12,77 \times 10^3}{0,906 \times 13 \times 4,52} = 239,87 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,026 \times 239,87 = 6,28 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b-Etat limite d'ouverture des fissures :

(BAEL 91/Art A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert contre les intempéries et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

c-Etat limite de déformation :

(BAEL 91/Art B.6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.**L** : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.**A** : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.**M₀** : Moment max isostatique.

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.06 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

-Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5.q L^2}{384E_v If_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0,7 \text{ cm} \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

Avec :

E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

If_v : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$\bar{f}$: Flèche admissible pour L étant plus ou égal à 5m. (BAEL.Art.b.6.5.3)

$$q = \max (q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}}) = 10,92 \text{ kN/ml}$$

$$If_v = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$\text{Avec : } V_1 = \frac{b.h^2/2 + 15 A_t.d}{b.h + 15 A_t}$$

$$V_1 = 7,74 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7,74 = 7,26 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = 30027,43 \text{ cm}^4 \rightarrow f = 0,65 \text{ cm}$$

$$f = 0,65 \text{ cm} < \bar{f} = 0,7 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III-3) Pré-dimensionnement :

d) Pré-dimensionnement de l'escalier de l'étage courant (type 2) :

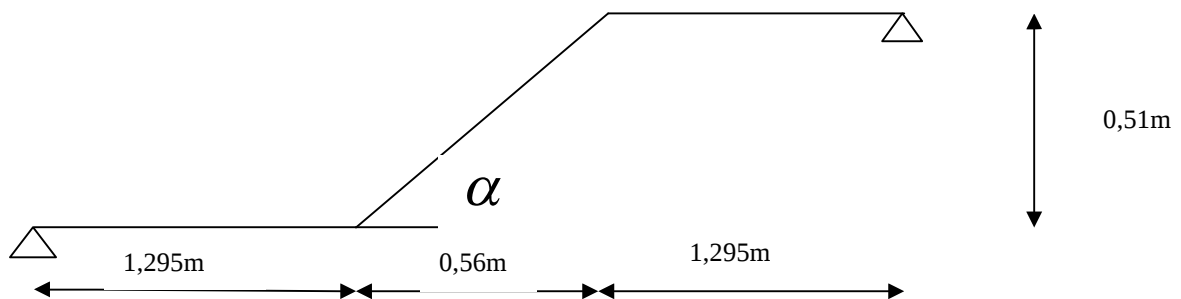


Fig III-3-1 schéma statique de l'escalier type 2

Les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur les plans.

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

On a les conditions suivantes :

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

- $14 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$
- $60 \text{ cm} < g + 2h < 64 \text{ cm}$

Le nombre de contre marches (n) est: $n = H/h$

Le nombre de marche (m) est : $m = n - 1$

Le rapport ($r = h/g$) est appelé raideur d'escalier.

En habitation collective, l'emmarchement doit être supérieur ou égal à 120cm.

La profondeur du palier de repos est :

$$L_2 > 3g \text{ ou } L_2 > 110\text{cm}$$

III-2-1) Application :

Soit : $g=30\text{cm}$ $h=17\text{cm}$ (la hauteur idéale)

$$n = H/h = 51/17 = 3 \rightarrow m = n - 1 = 2$$

$$60\text{cm} < g+2h = 28+2(17)=62 < 64\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-L'emmarchement est $L_2 = 129,5\text{cm}$

-La longueur de ligne de foulée : $L_1 = g(n-1) = 28(3-1) = 56\text{cm}$

e) Pré-dimensionnement de la paille et du palier :

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L : \text{la portée de l'escalier.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{51}{56} = 0.910 \quad \rightarrow \quad \alpha = 42,32^\circ \quad \rightarrow \quad \cos \alpha = 0,739$$

$$\cos \alpha = L_1/L \rightarrow L = L_1 / \cos \alpha = 56/0,739 = 75,77\text{cm}$$

$$L_0 = 128 + 75,77 + 128 = 331,77\text{cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{331,77}{30} \leq e_p \leq \frac{331,77}{20} \rightarrow 11,06 \leq e_p \leq 16,59$$

On adopte: $e_p = 15\text{cm}$

f) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement et 1 ml de projection horizontale, et on va considérer que la paille est semi encastrée au niveau des paliers.

1- Les charges permanentes**La paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $25 \times \frac{0.15}{\cos 42,32} = 5,08 \text{ KN / ml}$.
- Poids propre de la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN / m}^2$.
- Poids de revêtements :
 - carrelage : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN / ml}$.
 - mortier de pose : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN / ml}$.
 - lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/ml}$
 - enduit plâtre : $10 \times 0,02 = 0.2 \text{ KN/ml}$.
- Poids du garde corps : $\frac{0.2 \text{ KN/ml.}}{\quad}$
 $G_{\text{tot}} = 9 \text{ KN/ml.}$

Le palier :

- Poids propre du palier: $25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN / ml}$.
- Poids de revêtements :
 - carrelage : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN / ml}$.
 - mortier de pose : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN / ml}$.
 - lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/ml}$
 - enduit plâtre : $10 \times 0,02 = 0.2 \text{ KN/ml}$.
- Poids du garde corps : $\frac{0.2 \text{ KN/ml.}}{\quad}$
 $G_{\text{tot}} = 5,51 \text{ KN/ml.}$

2- Les surcharges d'exploitation

- Paillasse : $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$
- Palier : $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

Combinaisons de charges :

ELU :

-Paillasse : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(9) + 1,5(2,5) = 15,9 \text{ KN/ml}$ -Palier : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5,51) + 1,5(2,5) = 11,18 \text{ KN/ml}$

ELS :

-Paillasse : $q_s = G + Q = 9 + 2,5 = 11,5 \text{ KN/ml}$ -Palier : $q_s = G + Q = 5,51 + 2,5 = 8,01 \text{ KN/ml}$

III-3) Calcul à l'ELU :

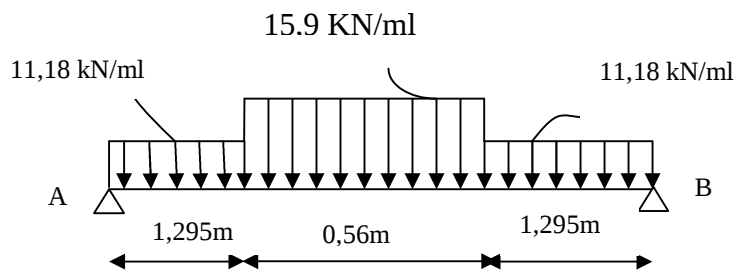


Fig.III.3.2 Schéma statique de l'escalier à l'ELU

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F / yy' = 0 \rightarrow R_A + R_B = 37,88 \text{ kN}$$

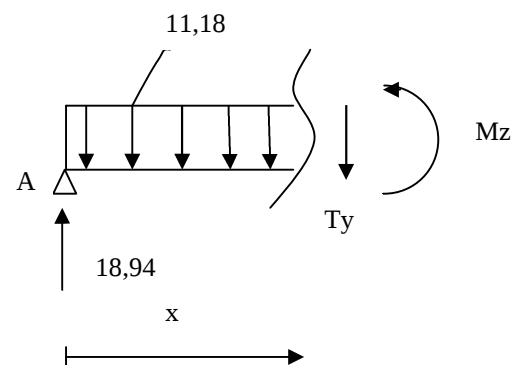
$$\sum M / B = 0 \rightarrow R_A = R_B = 18,94 \text{ kN}$$

Calcul des efforts internes :

Tronçon 1 : $0 < x < 1,295\text{m}$

$$\sum F / yy' = 0 \rightarrow T_y = -11,18x + 18,94$$

$$\sum M / G = 0 \rightarrow M_z = 18,94x - 11,18 x^2/2$$

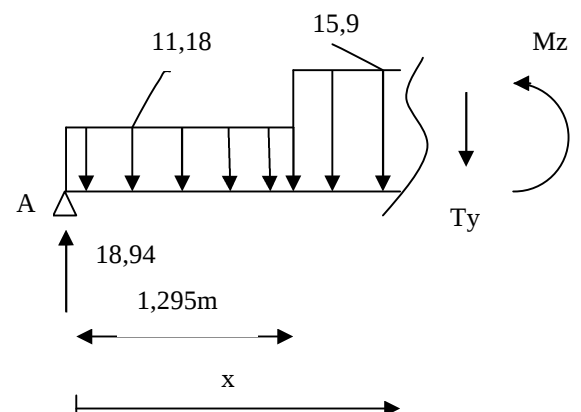


x (m)	Ty (kN)	Mz (kN.m)
0	18,94	0
1,295	4,5	15,14

Tronçon 2 : $1,295 < x < 1,855\text{m}$

$$\sum F / yy' = 0 \rightarrow T_y = 25,03 - 15,9x$$

$$\sum M / G = 0 \rightarrow M_z = -7,95x^2 + 25,04x - 3,95$$



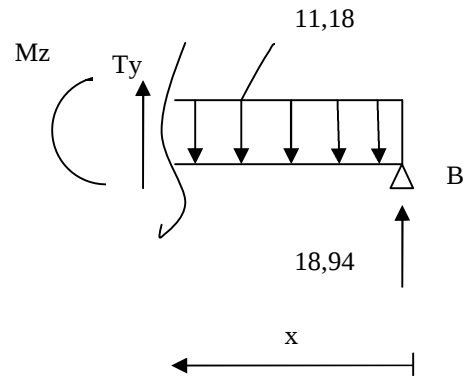
x (m)	Ty (kN)	Mz (kN.m)
1,295	4,5	15,14
1,855	-4,5	15,14

Tronçon 3 : $0 < x < 1,295\text{m}$

$$\sum F / yy' = 0 \rightarrow T_y = -18,94 + 11,18x$$

$$\sum M / G = 0 \rightarrow M_z = 18,94x - 11,18 x^2/2$$

x (m)	T _y (kN)	M _z (kN.m)
0	-18,94	0
1,295	-4,5	15,14



Calcul de $M_{\max}$:

$$dM_z(x)/dx = -T_y \text{ donc } T_y=0 \rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y=0 \rightarrow T_y = -11,18x + 18,94 = 0 \rightarrow x = 1,66\text{m}$$

$$M_z(1,66) = 18,94(1,66) - 11,18(1,66)^2/2 = 16,59 \text{ kN.m}$$

$$T_y(1,66) = 0$$

Remarque

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u_{\max}}$ au niveau des appuis et en travée.

$$M_{u_{\text{ap}}} = (-0.3) M_{u_{\max}} = (-0.3) \times 16,59 = -4,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{u_{\text{tra}}} = (0.85) M_{u_{\max}} = (0.85) \times 16,59 = 14,10 \text{ kN.m}$$

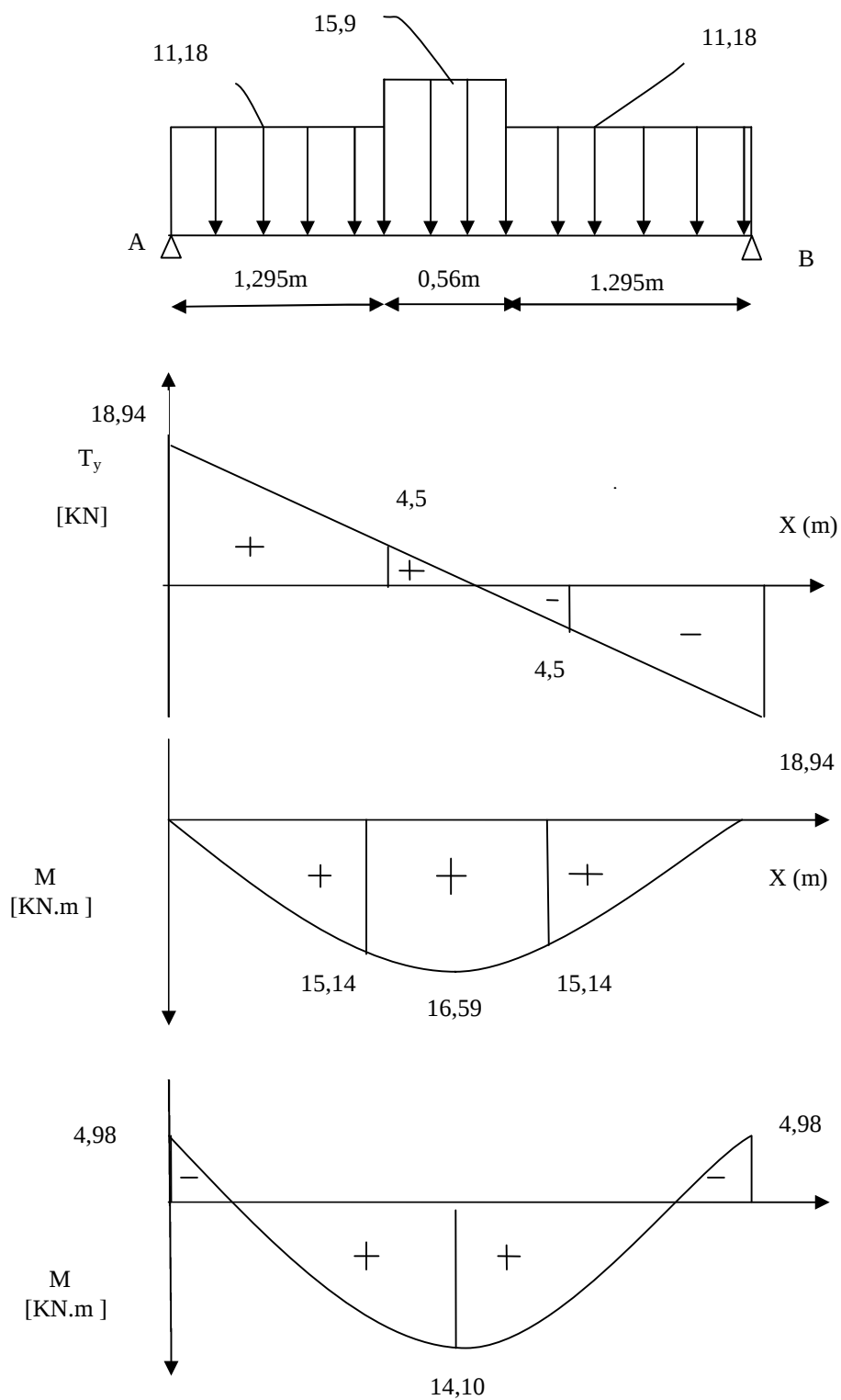


Fig. III.3-3. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

III-4) Ferrailage :

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

-a) Armatures principales :**-Aux appuis :**

$$d = 13\text{cm} \quad b = 100\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$$

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

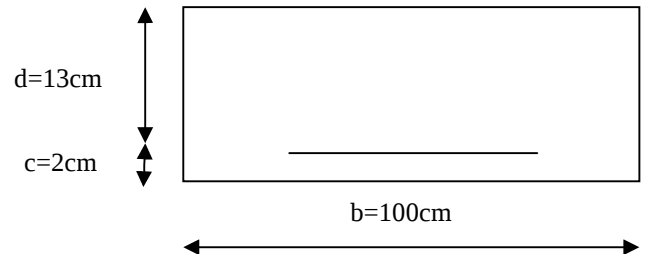
$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.98 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02.$$

$$\mu_a = 0.02 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \beta = 0.990.$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.98 \times 10^3}{0.987 \times 13 \times 348} = 1.11 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

**-En travée :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14.10 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.05.$$

$$\mu = 0.05 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \beta = 0.997$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.10 \times 10^3}{0.964 \times 13 \times 348} = 3.12 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$. Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

-b) Armatures de répartition :**-Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

-En travée :

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 4HA8 = 2,01 cm².

Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-5) Vérifications à l'ELU :

1-Condition de non fragilité :

(BAEL 91/ Art A.4.2.2)

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{ap} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2$

En travées : $A_{tr} = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

2-Espacement des armatures :

(BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

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

-Armatures principales :

$$S_t \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

Aux appuis : $S_t = 25 \leq 33 \text{ cm}$

En travée : $S_t = 25 \leq 33 \text{ cm}$

Condition vérifiée

-Armatures secondaires :

$$S_t \leq \text{Min} (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

Aux appuis : $S_t = 25 \leq 45 \text{ cm}$

En travée : $S_t = 25 \leq 45 \text{ cm}$

Condition vérifiée

3-Vérification à l'effort tranchant :

(BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

(BAEL 91/ Art.A.5.2.1, 211)

$$\tau_u = \frac{18.94 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

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

Condition vérifiée

4-Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des armatures.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{18.94 \times 10}{0.9 \times 13 \times 100.5} = 1.6 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 1.6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5-Influence de l'effort tranchant aux appuis :

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

$$T_u \leq 0.4b \cdot 0.9d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 18.94 \leq 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 13 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 18.94 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.15}{f_e} \Rightarrow 2.01 \geq (18.94 + \frac{4.98}{0.9 \times 1.3}) \frac{1.15}{400}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.76 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

6-Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée à $0.4l_s = 16.93$ soit 17cm.

III-6) Calcul à l'ELS :

Après avoir fait tous les calculs comme à l'ELU, on obtient les résultats suivants :

$$R_a = R_b = 13,59 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = M(1,66) = 11,52 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 13,59 \text{ kN}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 9,79 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0,3 \times M_{\max} = -3,45 \text{ kN.m}$$

a-Etat limite de compression de béton :

(Art A.4.5.2/BAEL 91).

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

-Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,163 \text{ et } \beta = 0,936 \text{ et } K=0,016$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta d A_a} = \frac{3,45 \times 10^3}{0,936 \times 13 \times 2,01} = 140,9 \text{ MPa} \quad \leq \bar{\sigma}_b = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,016 \times 140,9 = 2,11 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \quad \alpha = 0,282 \text{ et } \beta = 0,906 \text{ et } K=0,026$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta d A_t} = \frac{9,79 \times 10^3}{0,906 \times 13 \times 4,52} = 183,93 \text{ MPa} \quad \leq \bar{\sigma}_b = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,026 \times 183,93 = 4,78 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b-Etat limite d'ouverture des fissures :

(BAEL 91/Art A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert contre les intempéries et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

c-Etat limite de déformation :

(BAEL 91/Art B.6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.06 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

-Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5.q L^2}{384E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{315}{500} = 0,63 \text{ cm} \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

Avec :

E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

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

$\bar{f}$: Flèche admissible pour L étant plus ou égal à 5m. (BAEL.Art.b.6.5.3)

$$q = \max (q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}}) = 11,5 \text{ kN/ml}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$\text{Avec : } V_1 = \frac{b.h^2/2 + 15 A_t.d}{b.h + 15 A_t}$$

$$V_1 = 7,74 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7,74 = 7,26 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = 30027,43 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \quad f = 0,45 \text{ cm}$$

$$f = 0,45 \text{ cm} < \bar{f} = 0,63 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

La poutre palière

III-1 Définition :

C'est une poutre de section rectangulaire. Elle supporte son poids propre, la réaction de la paillasse et du palier ainsi que le poids du mur. Cette poutre est considérée comme étant semi-encastree dans les deux poteaux de la cage d'escalier et sa portée est $L = 3.65 \text{ m}$.

III-2 pré-dimensionnement :

-La hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24,33 \text{ cm} \leq h \leq 36,5 \text{ cm}.$$

Selon RPA99 modifié 2003 $h_t \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ on opte : pour $h_t = 35 \text{ cm}$

-La largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

$$\text{Selon le RPA99} \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

Donc le dimensionnement de notre poutre palière est de $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

III-3) Détermination des charges et surcharges :

• Poids propre de la poutre

$$\text{Paillasse : } G_{vA} = \frac{0.25 \times 0.35}{\cos(42,32^\circ)} \times 25 = 2,95 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Palier : } G_{pA} = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2,18 \text{ KN / ml}$$

• Poids du mur de façade :

$$G_m = (3,06 - 0,35) \times 2,4 = 6,5 \text{ kN/ml}$$

➤ Poids total :

$$\text{Paillasse : } G = 2,95 + 6,5 = 9,45 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Palier : } G = 2,18 + 6,5 = 8,68 \text{ KN / ml}$$

La réaction de l'escalier sur la poutre :

à l'ELU : $R = 18,94 \text{ KN}$

à l'ELS : $R = 13,59 \text{ KN}$

Combinaison de charges :

A l'ELU :

$$q_s = \left(1.35 \times G + 2 \times \frac{R}{L} \right)$$

$$\text{Paillasse : } q_u = \left(1.35 \times 9,45 + 2 \times \frac{18,94}{3,65} \right) = 23,28 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Palier : } q_u = \left(1.35 \times 8,68 + 2 \times \frac{18,94}{3,65} \right) = 22,09 \text{ N / ml.}$$

III-4) Calcul à l'ELU:

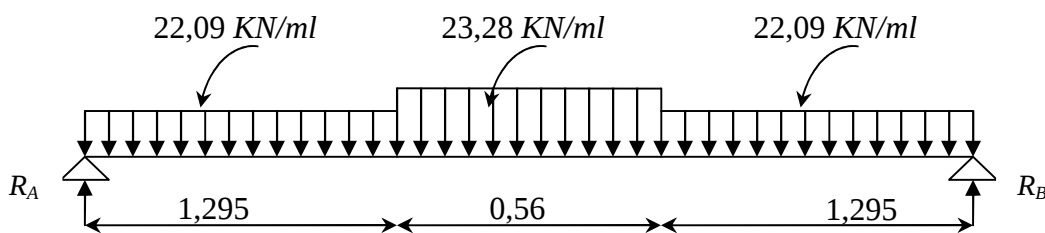


Figure III-1 Schéma statique du calcul de la poutre palière

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F / yy' = 0 \rightarrow R_A + R_B = 70,24 \text{ kN}$$

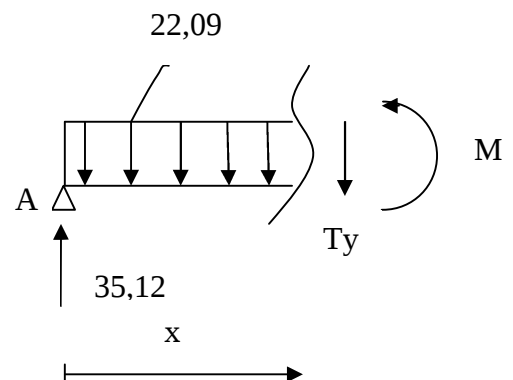
$$\sum M / B = 0 \rightarrow R_A = R_B = 35,12 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes :

Tronçon 1 : $0 < x < 1,295 \text{ m}$

$$\sum F / yy' = 0 \rightarrow T_y = -22,09x + 35,12$$

$$\sum M / G = 0 \rightarrow M_z = 35,12x - 22,09 \frac{x^2}{2}$$



x (m)	T _y (kN)	M _z (kN.m)
0	35,12	0
1,295	6,51	26,95

Tronçon 2 : $1,295 < x < 1,855$ m

$$\sum F / yy' = 0 \rightarrow T_y = 36,66 - 23,28x$$

$$\sum M / G = 0 \rightarrow M_z = -11,64x^2 + 36,66x - 1$$

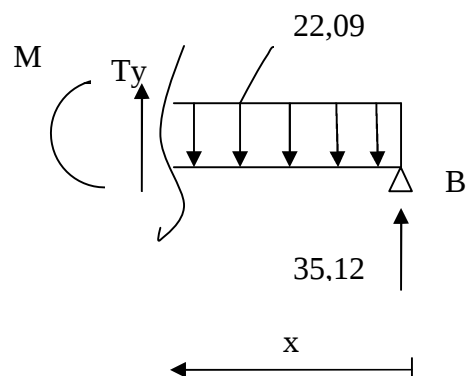
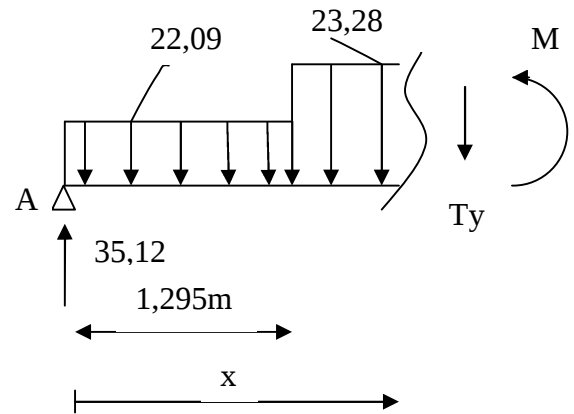
x (m)	T _y (kN)	M _z (kN.m)
1,295	6,51	26,95
1,855	-6,51	26,95

Tronçon 3 : $0 < x < 1,295$ m

$$\sum F / yy' = 0 \rightarrow T_y = -35,12 + 22,09x$$

$$\sum M / G = 0 \rightarrow M_z = 35,12x - 22,09 x^2/2$$

x (m)	T _y (kN)	M _z (kN.m)
0	-35,12	0
1,295	-6,51	26,95



Calcul de $M_{\max}$:

$$dM_z(x)/dx = -T_y \text{ donc } T_y=0 \rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y=0 \rightarrow T_y = -22,09x + 35,12 = 0 \rightarrow x = 1,59\text{m}$$

$$M_z(1,59) = 35,12(1,59) - 22,09 (1,59)^2/2 = 27,91 \text{ kN.m}$$

$$T_y(1,59) = 0$$

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

$$M_{u_{ap}} = (-0.3) M_{u_{max}} = (-0.3) \times 27,91 = - 8,373 \text{KN.m}$$

$$M_{u_{tra}} = (0.85) M_{u_{max}} = (0.85) \times 27,91 = 23,72 \text{ KN.m}$$

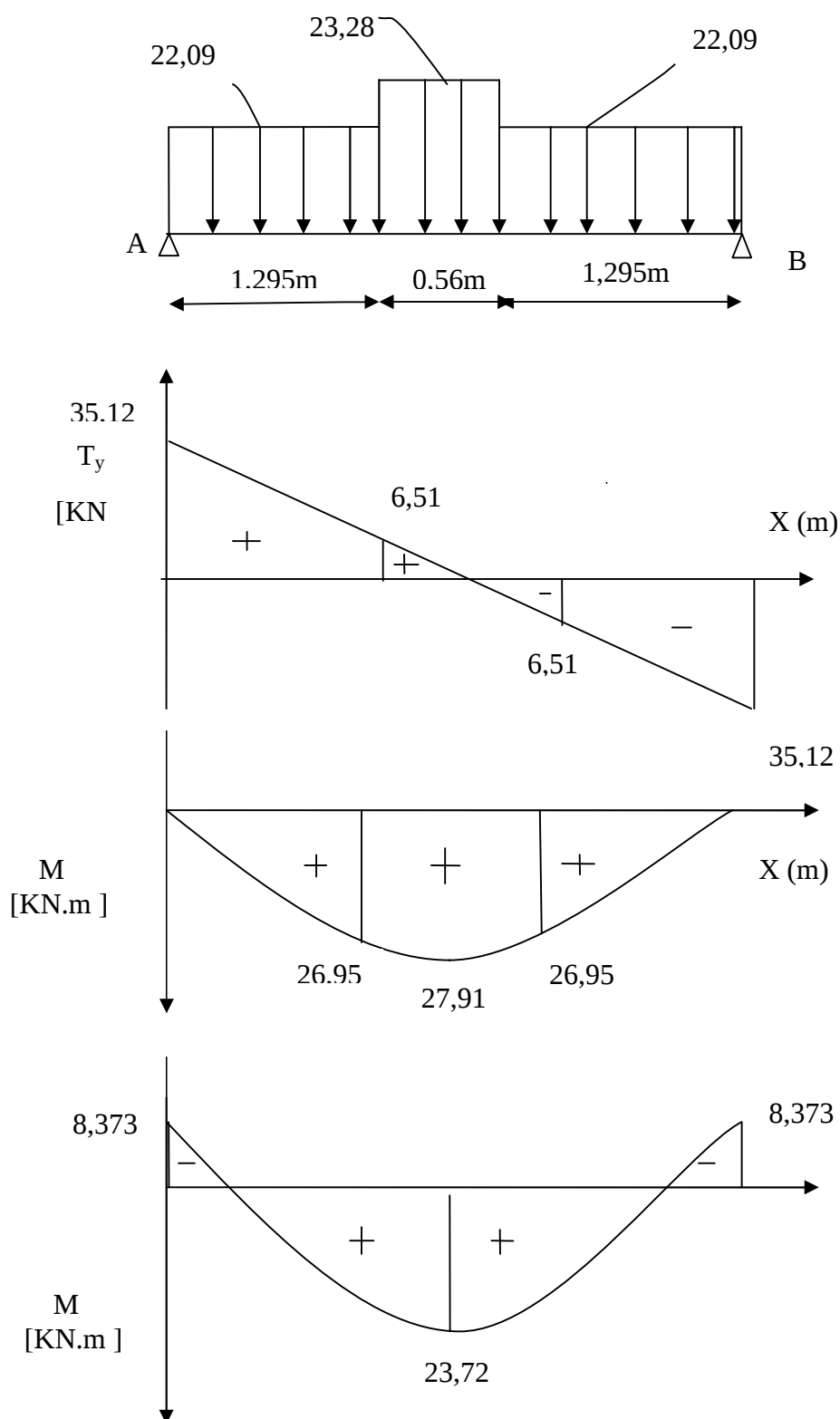


Fig. III-2 Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

III-4) Ferrailage :

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

-a) Armatures principales :**-Aux appuis :**

$$d = 33\text{cm} \quad b = 25\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$$

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

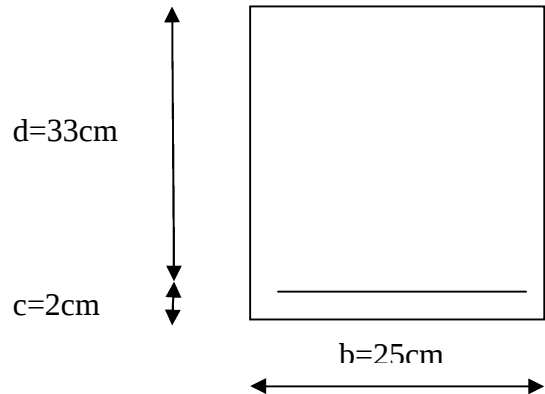
$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,373 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.021.$$

$$\mu_a = 0.021 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \beta = 0.989.$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,373 \times 10^3}{0.989 \times 33 \times 348} = 0,74 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 3HA12 = 3,39cm². Avec S_t = 25cm.

**-En travée :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,72 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.06.$$

$$\mu = 0.06 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \beta = 0.969$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23,72 \times 10^3}{0.969 \times 33 \times 348} = 2,13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 3HA12 = 3,39cm². Avec : S_t = 25 cm

III-5) Vérifications à l'ELU :**1-Condition de non fragilité :**

(BAEL 91/ Art A.4.2.2)

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{\text{ap}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,99 \text{ cm}^2 \\ \text{En travées : } A_{\text{tr}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,99 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2-Espacement des armatures :

(BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

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

-Armatures principales :

$$S_t \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25 \leq 33 \text{ cm} \\ \text{En travée : } S_t = 25 \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Armatures secondaires :

$$S_t \leq \text{Min} (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25 \leq 45 \text{ cm} \\ \text{En travée : } S_t = 25 \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3-Vérification à l'effort tranchant :

(BAEL 91/ Art A.5.22)

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{35,12 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.42 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

4-Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres :

(Art A6.1.3, BAEL 91).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0.9 d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des armatures.}$$

$$\sum u_i = n.\pi.\phi = 3 \times 3.14 \times 0,8 = 7,536 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{35,12 \times 10}{0,9 \times 33 \times 7,536} = 1,56 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 1,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5-Influence de l'effort tranchant aux appuis :

-Influence sur le béton :

(BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$T_u \leq 0.4b \cdot 0,9 d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 35,12 \leq 0.4 \times 25 \times 0,9 \times 33 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 35,12 \text{ KN} < 499 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Influence sur les aciers :

(BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0.9d} \right) \frac{1.15}{f_e} \Rightarrow 1,50 \geq \left(35,12 + \frac{4,98}{0.9 \times 3,3} \right) \frac{1.15}{400}$$

$$A_s = 1,50 \text{ cm}^2 \geq 0,10 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

6-Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,32 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée à $0.4l_s = 16,93$ soit 17cm.

III-6) Calcul à l'ELS :

Après avoir fait tous les calculs comme à l'ELU, on obtient les résultats suivants :

$$R_a = R_b = 25,6 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = M(1,59) = 20,32 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 25,6 \text{ kN}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 17,27 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0,3 \times M_{\max} = -6,1 \text{ kN.m}$$

a-Etat limite de compression de béton :

(ArtA.4.5.2/BAEL 91).

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

-Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{25 \times 33} = 0,24 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,210 \text{ et } \beta = 0,921 \text{ et } K=0,017$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_a} = \frac{6,1 \times 10^3}{0,930 \times 33 \times 1,5} = 132,5 \text{ MPa} \quad \leq \bar{\sigma}_b = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,017 \times 132,5 = 2,25 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,410 \quad \alpha = 0,237 \text{ et } \beta = 0,921 \text{ et } K=0,020$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A_t} = \frac{17,27 \times 10^3}{0,921 \times 33 \times 3,39} = 167,61 \text{ MPa} \quad \leq \bar{\sigma}_b = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,020 \times 167,61 = 3,35 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b-Etat limite d'ouverture des fissures :

(BAEL 91/Art A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert contre les intempéries et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

c-Etat limite de déformation :

(BAEL 91/Art B.6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.**L** : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.**A** : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.**M₀** : Moment max isostatique.

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{365} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.06 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{35}{365} = 0.09 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{17,27}{10 \times 20,32} = 0,08 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

-Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5.q L^2}{384E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{365}{500} = 0,73cm \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

Avec :

E_v : Module de déformation longitudinal déformée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

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

$\bar{f}$: Flèche admissible pour L étant plus ou égal à 5m. (BAEL.Art.b.6.5.3)

$$q = \max (q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}}) = 16,89 \text{ kN/ml}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$\text{Avec : } V_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t}$$

$$V_1 = 18,35 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad V_2 = h - V_1 = 35 - 18,35 = 16,65 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = 100868,65 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \quad f = 0,35 \text{ cm}$$

$$f = 0,35 \text{ cm} < \bar{f} = 0,73 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

La poutre de chaînage

III-1) Définition :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, et le poids des cloisons extérieures. Et pour le ferrailage, nous prenons le cas le plus défavorable dans les deux sens.

III-2) Pré-dimensionnement :

-La hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \Rightarrow 27,66\text{cm} \leq h \leq 41,5 \text{ cm.}$$

Avec :

L : la portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Selon RPA99 modifié 2003 $h_t \geq 30\text{cm} \Rightarrow$ on opte : pour $h_t = 35\text{cm}$

-La largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

$$\text{Selon le RPA99} \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25\text{cm}$$

Donc le dimensionnement de notre poutre de chaînage est de $(25 \times 35)\text{cm}^2$

III-3) Détermination des charges et surcharges :

-Charges permanentes :

- **Poids propre de la poutre :**

$$G = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,187 \text{ kN/ml}$$

- **Poids du mur:**

$$G_m = (3,06 - 0,35) \times 2,4 = 6,5 \text{ kN/ml}$$

- **Poids du plancher :**

$$G = 5,34 \times 0,65/2 = 1,735 \text{ kN/ml}$$

- **Poids total :**

$$G = 2,187 + 6,95 + 1,735 = 10,87 \text{ kN/ml}$$

-Surcharges d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65/2 = 0,487 \text{ kN/ml}$$

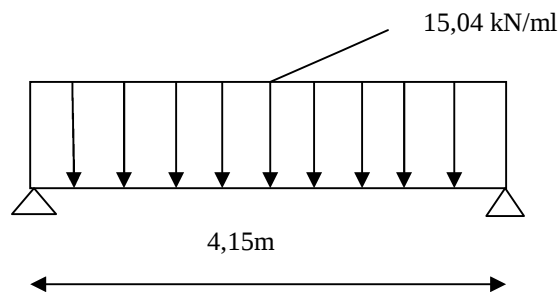
Combinaison de charges :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,87 + 1,5 \times 0,487 = 15,40 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q = 10,87 + 0,487 = 11,35 \text{ kN/ml.}$$

III-4) Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

**Calcul des efforts :**

- Calcul des moments :**

Afin de tenir compte des semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

-En travée :

$$M_t = 0,85 \times 15,40 \times (4,15)^2/8 = 28,18 \text{ kN.m}$$

-Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 15,40 \times (4,15)^2/8 = -9,94 \text{ kN.m}$$

- Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = q_u \times L / 2 = 15,40 \times 4,15 / 2 = 31,95 \text{ kN}$$

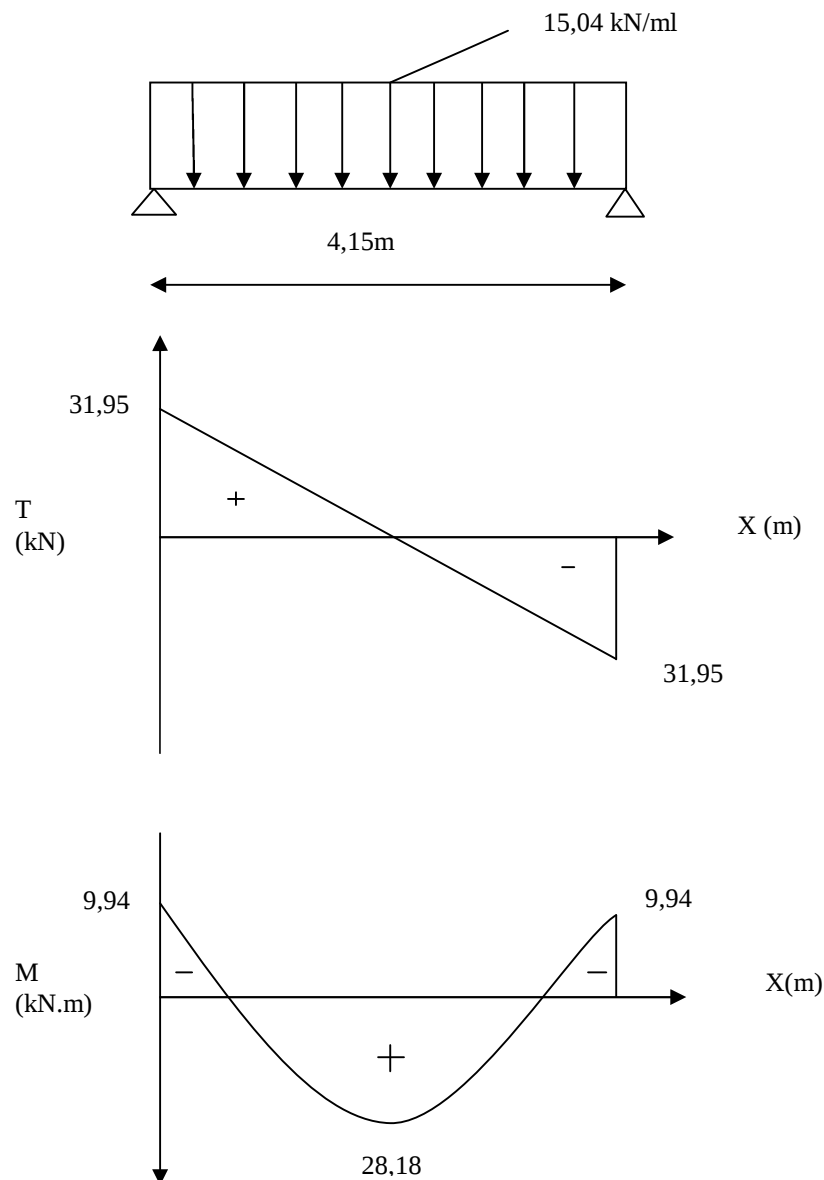


Fig III-1 Diagramme des efforts internes à l'ELU

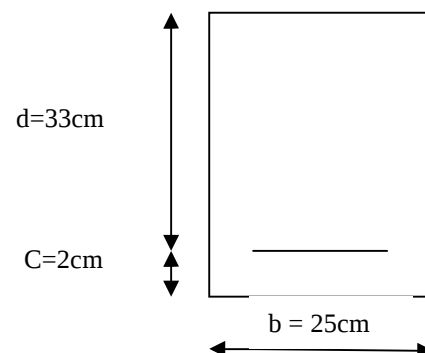
Ferraillage :**-En travée :**

$$d = 33\text{cm} \quad b = 25\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$$

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

$$\mu_a = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28,18 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.07$$

$$\mu_a = 0.07 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \beta = 0.964$$



⇒ La section est simplement armée.

$$A_a = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28,18 \times 10^3}{0,964 \times 33 \times 348} = 2,54 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 3HA12 = 3,39 cm².

-Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,94 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,025.$$

$$\mu = 0,025 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \beta = 0,987$$

⇒ La section est simplement armée.

$$A_{tr} = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,94 \times 10^3}{0,987 \times 33 \times 348} = 0,87 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 3HA12 = 3,39 cm².

III-5) Vérification à l'ELU :

1-Condition de non fragilité :

(BAEL 91/ Art A.4.2.2)

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ap} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,99 \text{ cm}^2 \\ \text{En travées : } A_{tr} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,99 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

Condition vérifiée

2-Vérification à l'effort tranchant :

(BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art.A.5.2.1, 211})$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{35,12 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,42 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

3-Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des armatures.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{31.95 \times 10}{0.9 \times 33 \times 9.42} = 1.14 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4-Influence de l'effort tranchant aux appuis :

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

$$T_u \leq 0.4b \cdot 0.9d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 31.95 \leq 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 33 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 31.95 \text{ KN} < 499 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$$A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.15}{f_e} \Rightarrow 4.52 \geq (31.95 + \frac{9.94}{0.9 \times 3.3}) \frac{1.15}{400}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 0.10 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

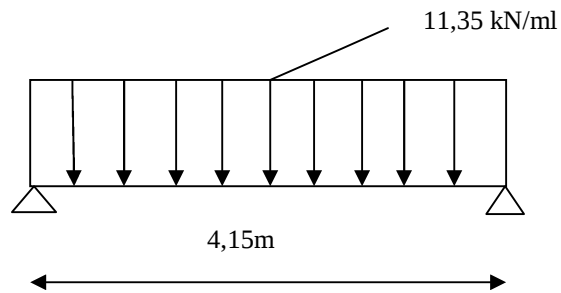
5-Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

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

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée à $0.4l_s = 14.10$ soit 15cm.

III-6) Calcul à l'ELS :**Calcul des efforts :**

- **Calcul des moments :**

Afin de tenir compte des semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

-En travée :

$$M_t = 0,85 \times 11,35 \times (4,15)^2 / 8 = 20,76 \text{ kN.m}$$

-Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 11,35 \times (4,15)^2 / 8 = -7,33 \text{ kN.m}$$

- **Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times L / 2 = 11,35 \times 4,15 / 2 = 23,55 \text{ kN}$$

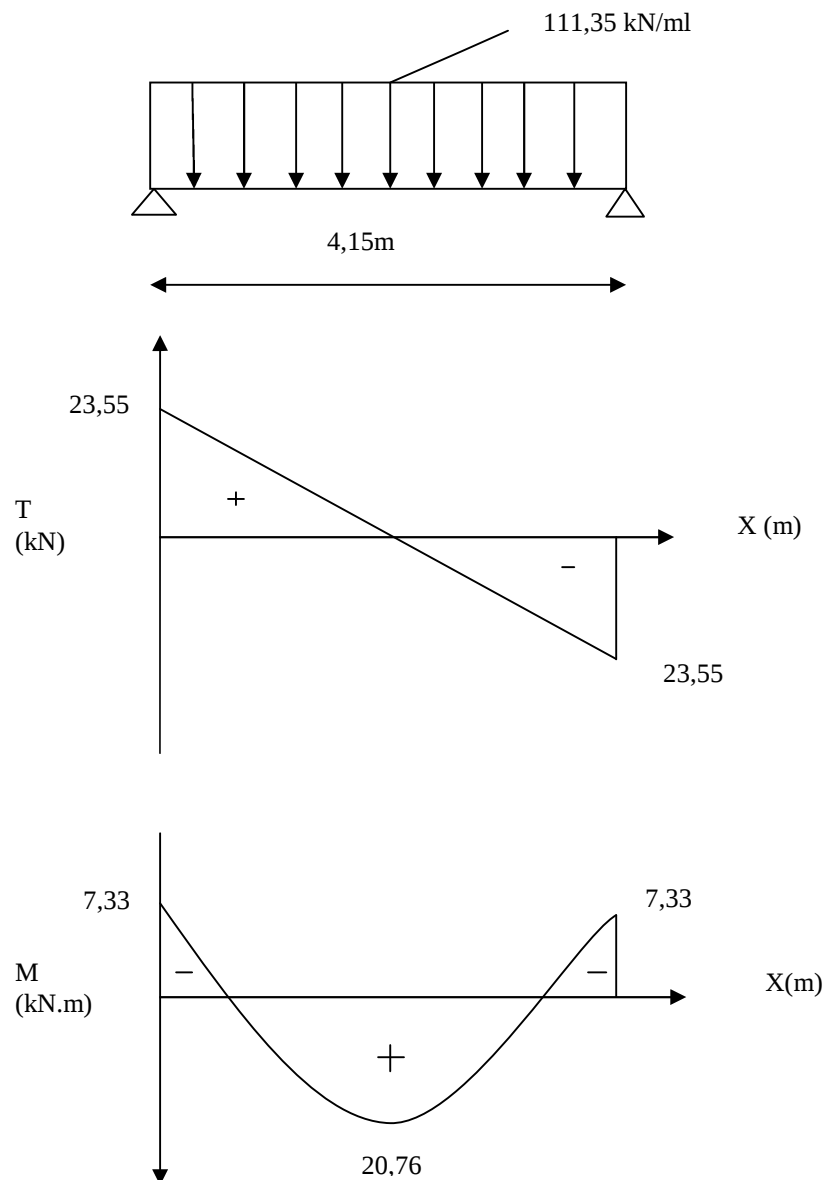


Fig III-2 Diagramme des efforts internes à l'ELS

a-Etat limite de compression de béton :

(ArtA.4.5.2/BAEL 91).

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

-Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{25 \times 33} = 0,54 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,366 \text{ et } \beta = 0,878 \text{ et } K=0,09$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta d A_a} = \frac{7,33 \times 10^3}{0,878 \times 33 \times 4,52} = 55,97 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,09 \times 55,97 = 5,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,410 \quad \alpha = 0,237 \text{ et } \beta = 0,921 \text{ et } K=0,020$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta d A_t} = \frac{7,33 \times 10^3}{0,921 \times 33 \times 3,39} = 71,14 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,020 \times 71,14 = 1,42 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b-Etat limite d'ouverture des fissures :

(BAEL 91/Art A.4.5.3)

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_t 28} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{25 \times 33} = 0,54 \rightarrow \beta = 0,878$$

$$\sigma_{st} = \frac{7,33}{0,878 \times 33 \times 4,52} \cdot 10^3 = 55,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 55,97 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c-Etat limite de déformation :

(BAEL 91/Art B.6.5.2)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{h}{L} = \frac{35}{415} = 0.084 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \quad \rightarrow \quad \frac{h}{L} = \frac{35}{415} = 0.084 = \frac{M_t}{10M_0} = \frac{20,76}{10 \times 24,43} = 0,084 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{A}{b.d} = \frac{2,01}{25 \times 33} = 0,002 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

IV-Etude dynamique et sismique

IV-1) Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effet destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions sismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV-2) Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux, voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV-3) Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D D L) infini, par un modèle ayant un nombre de D D L fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité, l'amortissement).

Par ailleurs, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible des masses et rigidités des éléments de la structure.

IV- 4) Modélisation de la structure :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes, dans les éléments structuraux, le calcul par éléments finis ETABS est utilisé.

IV- 4-1) Description du logiciel ETABS (Extended Three dimensions Analyses Bulding Systems) :

C'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.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

Par ailleurs, de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ses 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 d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau...).

IV- 4-2) Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poteaux-poutres) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D D L), par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV-4-3) Modélisation des masses :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5\text{t/m}^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

IV-5) Calcul dynamique du bâtiment :

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 temporelle par accélérographes.

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). Ici 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.

IV-5-1) Méthode modale spectrale :

a) 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).

c) Justification d'un système contreventé par des voiles porteurs :

La présente étude a pour but de déterminer les éléments de contreventement de notre structure afin d'assurer sa sécurité.

La méthode est de constituer 2 groupes dans le logiciel ETABS, le premier groupe assemble tous les voiles de notre structure V_{voiles} , et le second groupe assemble tous les voiles ainsi que tous les poteaux de notre structure V_{total} .

L'étape suivante est d'observer la valeur des charges verticales que subissent chacun de ces 2 groupes, et le résultat de cette étape se résume ainsi :

$$V_{voiles} = 5506,33 \text{ kN}$$

$$V_{total} = 11061,79 \text{ kN}$$

Remarque :

Les charges verticales reprises par les voiles sont pratiquement la moitié des charges reprises par toute la structure

Conclusion :

Le système est constitué de voiles et de portiques. Et dans notre cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

c) Analyse de la structure :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une la structure est sa modélisation adéquate. La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par des voiles porteurs. En ce qui concerne le choix du positionnement des voiles, il doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- Les voiles doivent être positionnés symétriquement et doivent être le plus loin possible du centre de gravité.

En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus, on a opté pour la distribution schématisée ci-dessous :

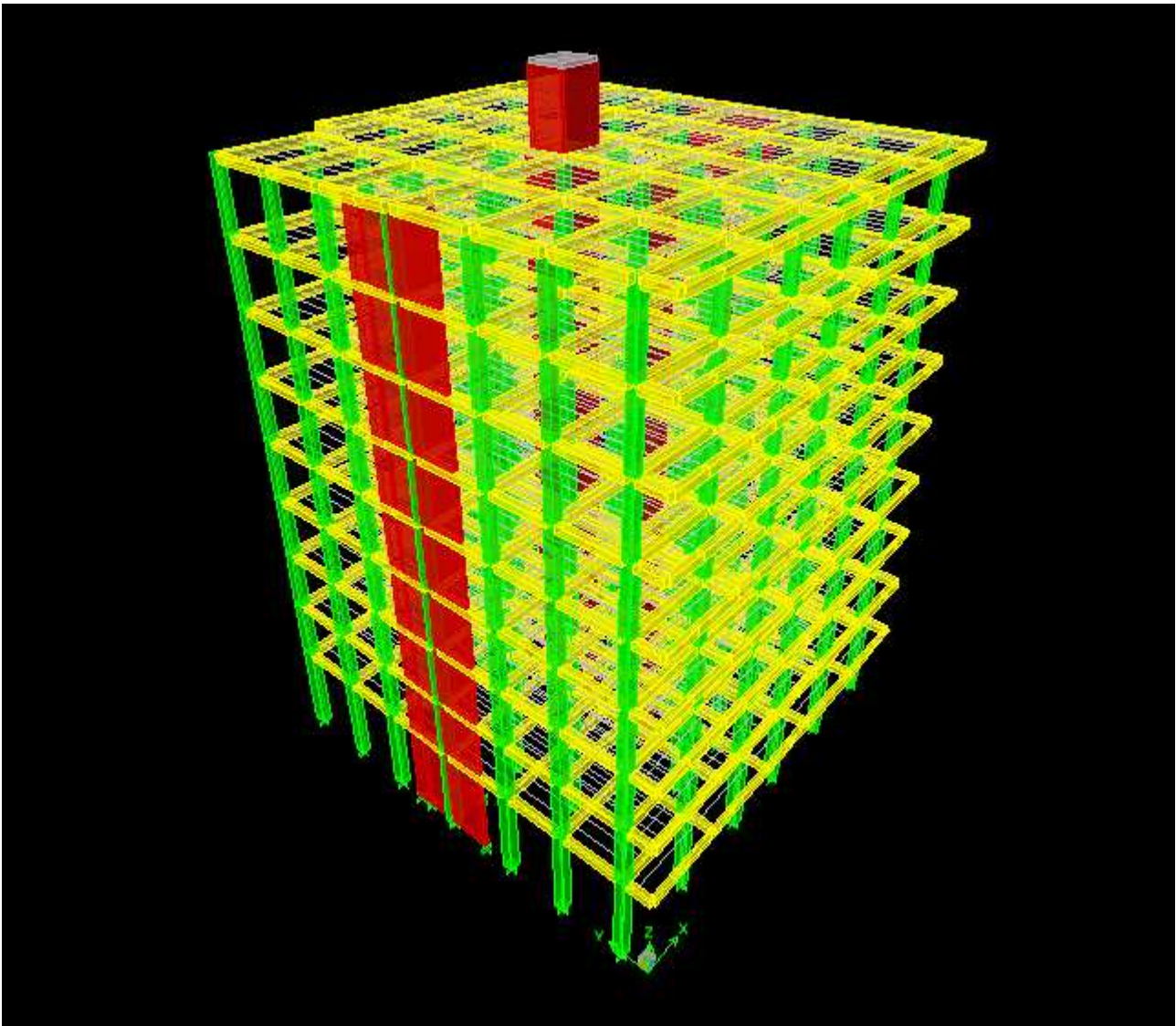


Fig IV-1 Schéma de la modélisation tridimensionnelle de la structure

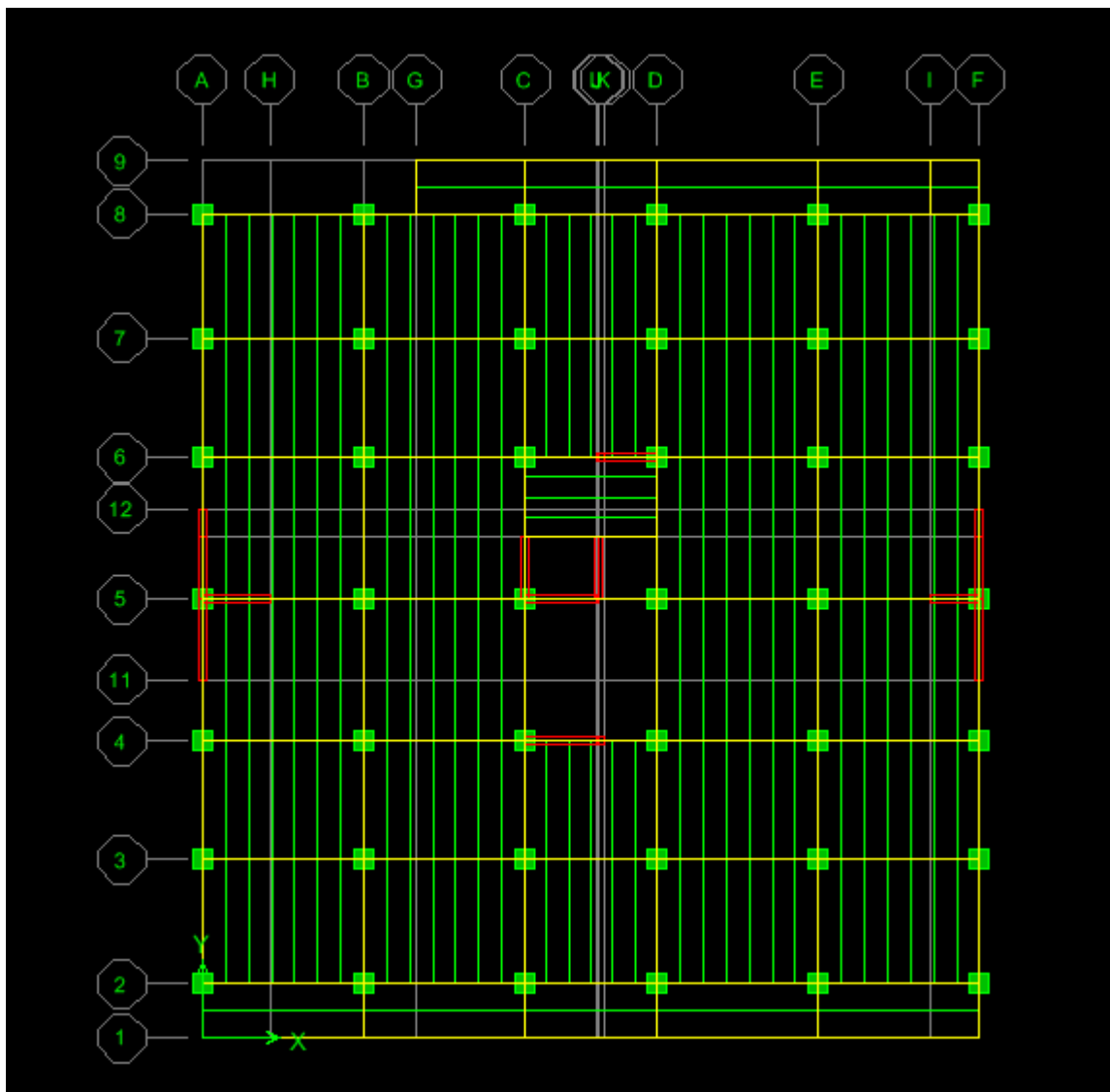


Fig IV-2 schéma de l'étage courant vu en plan

IV-6) Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algérien :**IV-6-1) Nombre de modes à retenir :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,487930	69,2892	0,7251	0,0000	69,2892	0,7251
2	0,473466	0,8308	70,8608	0,0000	70,1200	71,5859
3	0,430628	1,3559	0,2753	0,0000	71,4760	71,8612
4	0,131310	11,8191	0,8980	0,0000	83,2950	72,7592
5	0,126969	1,5114	15,1005	0,0000	84,8064	87,8597
6	0,122768	4,0969	0,5696	0,0000	88,9033	88,4294
7	0,060731	2,0561	0,1753	0,0000	90,9594	88,6046
8	0,056531	3,6323	1,4581	0,0000	94,5917	90,0627

Tableau IV-1 Résultats de l'analyse dynamique**Remarque :**

- 1- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,49$ s.
- 2- Le 1^{er} et 2^{ème} mode, sont des modes de translation.
- 3- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- 4- On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

IV-6-2) Vérification de l'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse tridimensionnelle, le logiciel prend en compte en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à plus ou moins 0,05 L.

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Elle doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Les valeurs de l'excentricité calculée par l'ETABS sont données par les tableaux suivants :

Suivant x-x :

On doit vérifier que : $X_{CM} - X_{CR} \leq 5\%LX$

ETAGES	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	5%LX	CONDITION
RDC	D1	9,94	9,637	0,3	1,02	Vérifiée
STORY1	D2	9,96	9,718	0,24	1,02	Vérifiée
STORY2	D3	9,959	9,756	0,2	1,02	Vérifiée
STORY3	D4	9,958	9,779	0,18	1,02	Vérifiée
STORY4	D5	9,958	9,796	0,16	1,02	Vérifiée
STORY5	D6	9,957	9,808	0,15	1,02	Vérifiée
STORY6	D7	9,956	9,817	0,14	1,02	Vérifiée
STORY7	D8	9,956	9,824	0,13	1,02	Vérifiée
STORY8	D9	9,967	9,831	0,12	1,02	Vérifiée

Tableau IV-2 Excentricité de chaque étage suivant le sens X-X

Suivant y-y :

On doit vérifier que : $YCM - YCR \leq 5\%LY$

Story	Diaphragm	YCM	YCR	YCM - YCR	5%LY	CONDITION
STORY1	D1	11,292	10,867	0,43	1,14	Vérifiée
STORY2	D2	11,281	10,779	0,51	1,14	Vérifiée
STORY3	D3	11,281	10,799	0,49	1,14	Vérifiée
STORY4	D4	11,28	10,83	0,45	1,14	Vérifiée
STORY5	D5	11,28	10,868	0,42	1,14	Vérifiée
STORY6	D6	11,28	10,908	0,38	1,14	Vérifiée
STORY7	D7	11,28	10,948	0,34	1,14	Vérifiée
STORY8	D8	11,28	10,985	0,3	1,14	Vérifiée
STORY9	D9	11,284	11,014	0,27	1,14	Vérifiée

Tableau IV-3 Excentricité de chaque étage suivant le sens Y-Y

IV-6-3) Vérification de l'effort tranchant à la base :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques V .

L'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure.

Soit :
$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

W : poids de la structure. $\rightarrow W = 18902,88 \text{ kN}$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles du RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau IV-4 Coefficient d'accélération de la zone

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation, qui est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : la période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le RPA.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{2(sec)}	0, 30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV-5 Période caractéristique en fonction de la nature du site

La structure étudiée est implantée dans un site de catégorie S3.

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

- $\xi(\%)$: le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance du remplissage.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV-6 Coefficient d'amortissement critique

Nous avons un contreventement par voiles porteurs, donc on prend, $\xi = 10\%$.

D'où $\eta = 0,763 > 0,7$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 29,67\text{m.}$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, et du type de remplissage.

$$C_T = 0,050.$$

Donc :

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0,050 \times 29,67^{3/4} = 0,63 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,4 \leq T = 0,63 \leq 3\text{s}$$

$$\rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2,5 \times 0,763 (0,4/0,63)^{2/3} = 1,40$$

R : Facteur de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure, dans notre cas, on a une structure en béton armé à contreventée par des voiles porteurs, $R = 3,5$.

Q : Facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux...).

La formule empirique donnée par le RPA99 est la suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Avec :

P_q : La pénalité qui dépend du critère q , selon ce dernier, on affecte les valeurs suivantes :

Critère q	Pénalités P_q	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2- Redondance en plan	0	0,05
3- Régularité en plan	0	0,05
4- Régularité en élévation	0	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau IV-7 Pénalité du critère q

Tous les critères ont été observés, à l'exception du contrôle de la qualité des matériaux, ainsi que le contrôle de la qualité de l'exécution, vu l'impossibilité au contrôleur d'être présent partout et à tout moment.

Résumé des résultats de calcul obtenus :

Paramètres	Résultats
A	0,5
D	1,4
Q	1,15
W	18902,88
R	3,5

Tableau IV-8 Résumé des résultats obtenus

-Résultats de calcul à la base de la structure :

*Méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_x = \frac{(0.5 \times 1.4 \times 1.15 \times 18902.88)}{3.5} = 4347.66 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_y = \frac{(0.5 \times 1.4 \times 1.15 \times 18902.88)}{3.5} = 4347.66 \text{ kN}$$

*Méthode spectrale modale :

$$V_{x_{MSE}} = 1596.37 \text{ kN}$$

$$V_{y_{MSE}} = 1608.71 \text{ kN}$$

-Comparaison des résultats :

$$V_{x_{MSM}} = 4347.66 \text{ kN} > 80\% \quad V_{x_{MSE}} = 1277.09 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y_{MSM}} = 4347.66 \text{ kN} > 80\% \quad V_{y_{MSE}} = 1286.96 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV-6-4) Vérification des déplacements inter étages :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter-étages.

En effet, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{représente la hauteur de l'étage.}$$

$$\text{Aussi : } \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Où : Δ_{ex}^k : le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, pour Δ_{ey}^k).

Avec : δ_{ex}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

ETAGES	δ_{ex}^k (m)	Δ_{ex}^k (m)	R	$\bar{\Delta}$ (m)	Δ_x^k (m)	CONDITION
8	0,0119	0,0012	5	0,0306	0,006	Vérifiée
7	0,0107	0,0012	5	0,0306	0,006	Vérifiée
6	0,0095	0,0013	5	0,0306	0,0065	Vérifiée
5	0,0082	0,0013	5	0,0306	0,0065	Vérifiée
4	0,0069	0,0013	5	0,0306	0,0065	Vérifiée
3	0,0056	0,0013	5	0,0306	0,0065	Vérifiée
2	0,0042	0,0013	5	0,0306	0,0065	Vérifiée
1	0,0029	0,0012	5	0,0306	0,006	Vérifiée
RDC	0,0017	0,0017	5	0,0459	0,0085	Vérifiée

Tableau IV-9 Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens X-X

ETAGES	δ_{ey}^k (m)	Δ_{ey}^k (m)	R	$\bar{\Delta}$ (m)	Δ_y^k (m)	CONDITION
8	0,0111	0,001	5	0,0306	0,005	Vérifiée
7	0,0101	0,0011	5	0,0306	0,0055	Vérifiée
6	0,009	0,0012	5	0,0306	0,006	Vérifiée
5	0,0078	0,0012	5	0,0306	0,006	Vérifiée
4	0,0066	0,0012	5	0,0306	0,006	Vérifiée
3	0,0054	0,0014	5	0,0306	0,007	Vérifiée
2	0,0040	0,0012	5	0,0306	0,006	Vérifiée
1	0,0028	0,0012	5	0,0306	0,006	Vérifiée
RDC	0,0016	0,0016	5	0,0459	0,008	Vérifiée

Tableau IV-10 Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens Y-Y

IV-6-4) Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k, \Delta_k / V_k, h_k \leq 0,10.$$

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 :

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

ETAGES	P_k (kN)	Δ_x^k (m)	V_k^x (kN)	h_k (m)	θ_x	CONDITION
8	2113,66	0,006	324,11	3,06	0,012	Vérifiée
7	3972,75	0,006	608,25	3,06	0,012	Vérifiée
6	5831,84	0,0065	841,07	3,06	0,014	Vérifiée
5	7827,49	0,0065	1041,95	3,06	0,015	Vérifiée
4	9823,13	0,0065	1214,48	3,06	0,017	Vérifiée
3	11818,78	0,0065	1352,61	3,06	0,018	Vérifiée
2	13967,04	0,0065	1461,49	3,06	0,020	Vérifiée
1	16115,30	0,006	1541,67	3,06	0,020	Vérifiée
RDC	18902,88	0,0085	1596,37	4,59	0,021	Vérifiée

Tableau IV-11 Résumé de calcul du paramètre θ suivant le sens X-X

ETAGES	P_k (kN)	Δ_y^k (m)	V_k^y (kN)	h_k (m)	θ_y (m)	CONDITION
8	2113,66	0,005	326,22	3,06	0,010	Vérifiée
7	3972,75	0,0055	610,13	3,06	0,011	Vérifiée
6	5831,84	0,006	845,01	3,06	0,013	Vérifiée
5	7827,49	0,006	1048,68	3,06	0,014	Vérifiée
4	9823,13	0,006	1223,97	3,06	0,015	Vérifiée
3	11818,78	0,006	1364,44	3,06	0,016	Vérifiée
2	13967,04	0,006	1475,02	3,06	0,018	Vérifiée
1	16115,30	0,006	1555,55	3,06	0,020	Vérifiée
RDC	18902,88	0,008	1608,71	4,59	0,020	Vérifiée

Tableau IV-11 Résumé de calcul du paramètre θ suivant le sens Y-Y**Conclusion :**

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs sont vérifiés.
- L'effet P- Δ est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.

V-Ferraillage des poteaux

V-1) Introduction :

Le calcul du ferraillage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiés à l'ELS.

➤ les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS
- $G+Q+E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

➤ Ce calcul est effectué en considérant les combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

V-2) Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

1- Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

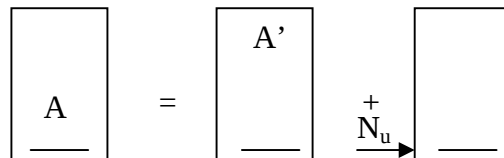
Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$

M_f : Moment fictif



Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}} \quad \text{Si : } \mu \leq \mu_1 = 0.392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

On détermine β du tableau

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée

On calcule : $M_r = \mu.b.d^2.f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta.d.\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A' ; A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Deux cas se présentent :

$$\text{Si : } N_u.(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81.\frac{c'}{h} \right).b.h^2.f_{bc} \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}} .$$

Si $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

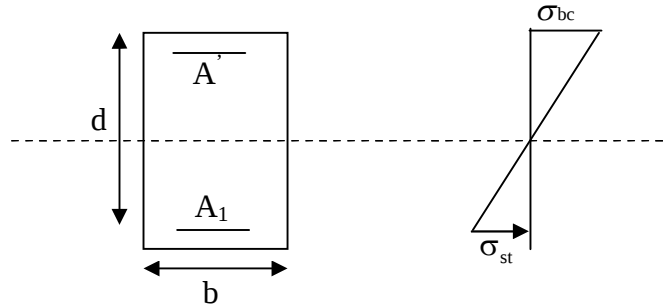
$$A' = 0$$

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

$$\bullet \text{ Si : } N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \longrightarrow \text{ SEC}$$

Deux cas peuvent se présenter :

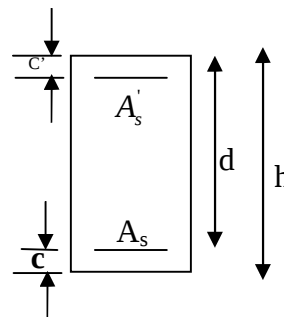
➤ Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



- Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$N(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

V-3) Les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ.(zone IIa)**
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II)

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times b \times h$ (en zone II)

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone II)

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

V-4) Les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales :

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min\{15\Phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec :

a est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min\{10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ en zone de recouvrement.}$$

***Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- ✓ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- ✓ Positionner les armatures longitudinales
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad [\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2}]$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$= 2.50 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$= 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

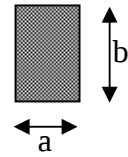
A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g élancement géométrique.

■ Calcul d'élancement : (élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

■ Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisée 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donné comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

Les différentes sollicitations dans les poteaux :

Zones	Combinaisons	Nmax	Mx corr	My corr	Mx max	N corr	My max	N corr
Zone I	ELU	-557,86	-2,929	-0,112	-51,183	-501,21	-51,957	-420,33
	GQE	-714,76	-23,516	-0,243				
	0,8GE	-665,84	-23,451	-0,407				
	ELS	-413,23	-2,169	-0,083	-8,405	-353,93	-6,414	-141,31
Zone II	ELU	-346,48	-8,294	0,185	-46,21	-291,36	-46,394	-233,01
	GQE	-389,46	-43,187	-1,255				
	0,8GE	-360,89	-42,914	-1,771				
	ELS	-256,66	-6,143	0,137	-7,316	-167,92	-8,598	-70,71
Zone III	ELU	-167,18	-8,198	0,508	-30,527	-27,54	-35,042	-30,87
	GQE	-148,97	-13,385	-0,578				
	0,8GE	-124,2	-12,171	-0,653				
	ELS	-123,83	-6,072	0,376	-8,404	-30,65	-9,061	-19,27

V-5) Calcul à l'ELU :

Exemple de calcul pour le poteau (50X50)

Sens-y :

$N^{MAX}(KN)$	-714,76	$M_C(KN.m)$	-23,516
$N^{MIN}(KN)$	-413,23	$M_C(KN.M)$	-2,169
$N_C(KN)$	-420,33	$M^{MAX}(KN.m)$	-51,957

Calcul de centre : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{23,516}{714,76} = 0,03cm \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) = 22cm$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 23,516 + 714,76 \left(\frac{0,50}{2} - 0,03\right) = 180,76KN.m$$

$$714,76(0,47 - 0,03) - 180,76 \leq \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{0,03}{0,50}\right) \cdot 0,50 \cdot 0,50^2 \cdot 14200$$

$$133,73 \leq 511,91$$

Donc on a une section entièrement comprimée.

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{180,76 \times 10^3}{50 \times 47^2 \times 14,2} = 0,11.$$

$$\mu_a = 0,11 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \beta = 0,942 .$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{180,76 \times 10^3}{0,942 \times 47 \times 348} = 11,73 \text{ cm}^2.$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 11,73 - \frac{714,76 \times 10^3}{348 \times 10^2} = -8,80 \text{ cm}^2$$

Remarque :

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires

De la même manière, on trouve les autres sections.

V-6) Ferraillage des poteaux à l'ELU :

Le ferraillage des poteaux se fait par zones, tel que :

ZONE I : RDC au 2ème étage

ZONE II : 3ème au 5ème étage

ZONE III : 6ème au 8ème étage

Zone	Sollicitations	N (kN)	M _x (kN.m)	Nature	As	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Ferraillage
Zone I (50X50)	N _{max} -M _{corr}	-714,76	-23,516	SEC	0	20	20,11	10HA16
	N _{min} -M _{corr}	-413,23	-2,169		0	20		
	N _{corr} -M _{max}	-420,33	-51,957		0	20		
Zone II (45X45)	N _{max} -M _{corr}	-389,46	-43,187		0	16,2	18,21	6HA16+ 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	-256,66	-6,143		0	16,2		
	N _{corr} -M _{max}	-233,01	-46,394		0	16,2		
Zone III (40X40)	N _{max} -M _{corr}	-167,18	-8,198		0	12,8	14,32	6HA16+ 2HA12
	N _{min} -M _{corr}	25,98	21,761		0	12,8		
	N _{corr} -M _{max}	-123,83	-6,072		0	12,8		

V-7) Calcul des armatures transversales :**1) Le Diamètre :**

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Soit : A_t = 6HA8 = 3,02 cm²

2) Espacement :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «S_t» des armatures transversales est fixée comme suit :

- En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq \min \{12, 15 \text{ cm}\} \text{ soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :**

$$S_t' \leq 15 \phi_l^{\min} \longrightarrow S_t \leq 18 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

3) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

-Si : $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

-Si : $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

-Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec : b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ;$$

$l_f = 0,7.L_0$: Longueur de flambement du poteau.

L_0 : Longueur libre du poteau.

- Poteau de 50×50 : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{50} \times 0,7 \times 306 = 4,28$
- Poteau de 45×45 : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{45} \times 0,7 \times 306 = 4,76$
- Poteau de 40×40 : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{40} \times 0,7 \times 306 = 5,35$

Poteaux de 50x50 :

$$3 \leq \lambda_g \leq 5$$

En zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% \times S_t \times b = 0,008 \times 10 \times 50 = 4 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre les deux valeurs : $\longrightarrow A_t^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2$

En zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% \times S_t \times b = 0,008 \times 15 \times 50 = 6 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre les deux valeurs : $\longrightarrow A_t^{\min} = 2,35 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2$

Poteaux de 45x45 :

$$3 \leq \lambda_g \leq 5$$

En zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% \times S_t \times b = 0,008 \times 10 \times 45 = 3,6 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre les deux valeurs : $\longrightarrow A_t^{\min} = 1,62 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2$

En zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,02 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% \times S_t \times b = 0,008 \times 15 \times 45 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre les deux valeurs : $\longrightarrow A_t^{\min} = 2,42 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2$

Poteaux de (40x40) :

$$\lambda_g > 5 \rightarrow \rho_1 = 2.5 \rightarrow \frac{A_t}{S_t \times b} = 0,3\%$$

En zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2$$

En zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \quad A_t = 3,02 \text{ cm}^2$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ , minimum=8cm.

4) Longueur de recouvrement :

$$\text{Zone I : } L_R = 40 \phi_l = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone II : } L_R = 40 \phi_l = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone III : } L_R = 40 \phi_l = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}$$

5) Longueur d'ancrage : [B.A.E.L.91Article :A.6.1.221].

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

D'où : Pour $\phi = 1,6 \text{ cm}$, $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$; On prend : $L_s = 60 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm}$, $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$; On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm}$, $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$; On prend : $L_s = 45 \text{ cm}$

6) Vérification au cisaillement : [RPA Art 7-4-3-2].

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :
$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Zone	Niveau	Vu (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Condition
I	Du RDC ou 2 ^{eme}	33,85	50	47	4,28	0.04	0,1440	1	Vérifiée
II	Du 3 ^{eme} ou 5 ^{eme}	30,09	45	42	4,76	0.04	0,1592	1	Vérifiée
III	Du 6 ^{eme} ou 8 ^{eme}	25,79	40	37	5,35	0,075	0,1742	1.875	Vérifiée

Tableau V-1 Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

7) Délimitation de la zone nodale :

- Au niveau des poteaux :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right).$$

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nu des poteaux

$$h' = \max(266/6, 50, 50, 60 \text{ cm})$$

$$h' = \max(44,33, 50, 50, 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}.$$

V-8) Vérifications à l'ELS :

1) Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

zones	sollicitations	N (KN)	M (KN)	e_s (m)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	Condition
zone I	$N^{\text{MAX}}-M^{\text{COR}}$	-413,23	-2,169	0,005248892	6,93	20,11	Vérifiée
	$N^{\text{MIN}}-M^{\text{COR}}$	-73,04	0,012	0,000164293	6,93		Vérifiée
	$N^{\text{COR}}-M^{\text{MAX}}$	-353,93	-8,405	0,023747633	6,94		Vérifiée
zone II	$N^{\text{MAX}}-M^{\text{COR}}$	-256,66	-6,143	0,023934387	5,58	18,21	Vérifiée
	$N^{\text{MIN}}-M^{\text{COR}}$	-33,12	0,008	0,000241545	5,57		Vérifiée
	$N^{\text{COR}}-M^{\text{MAX}}$	-167,92	-7,316	0,043568365	5,59		Vérifiée
zone III	$N^{\text{MAX}}-M^{\text{COR}}$	-123,83	-6,072	0,049034967	4,38	14,32	Vérifiée
	$N^{\text{MIN}}-M^{\text{COR}}$	-4,1	-0,01	0,002439024	4,36		Vérifiée
	$N^{\text{COR}}-M^{\text{MAX}}$	-19,27	-9,061	0,470212766	4,55		Vérifiée

2) Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3lc^2 - \frac{90A'_s(l_c - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)$$

$$q = -2lc^3 - \frac{90A'_s(l_c - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)^2$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) \quad ; \quad u = \sqrt[3]{t} \quad ; \quad y_2 = u - \frac{p}{3.u}$$

Si $\Delta < 0$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a.\cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a.\cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) \quad ; \quad y_2^3 = a.\cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

$$\text{Avec} \quad \alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2.\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_u.(d - y_1)^2 + \bar{A}_u.(y_1 - d')^2]$$

3) Vérification des contraintes de compression dans le béton : (Art. A.4.5.2/BAEL91)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2.N_s}{I}.y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

4) Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b.h + 15.(A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité résistante qui est située à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A_1.(0.5.h - c') - A_2.(d - 0.5.h)}{b.h + 15.(A_1 + A_2)}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b.h^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15.[A_1.(0.5.h - c' - X_G)^2 + A_2.(d - 0.5.h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}.(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}.(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Vérification des contraintes :

zones	N (KN)	M (KN)	As	σ_b	σ_{badm}	Condition
zone I	-413,23	-2,169	20,11	1,15	15	Vérifiée
	-73,04	0,012	20,11	3,56	15	Vérifiée
	-353,93	-8,405	20,11	3,55	15	Vérifiée
zone II	-256,66	-6,143	18,21	3,9	15	Vérifiée
	-33,12	0,008	18,21	2,8	15	Vérifiée
	-167,92	-7,316	18,21	3,37	15	Vérifiée
zone III	-123,83	-6,072	14,32	2,82	15	Vérifiée
	-4,1	-0,01	14,32	1,53	15	Vérifiée
	-19,27	-9,061	14,32	3,99	15	Vérifiée

VI-Ferraillage des poutres

VI-1) Introduction :

Le calcul du ferraillage des poutres se fera en flexion simple, à l'ELU et sera vérifié à l'ELS, et les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ → à l'ELU.
- $G+Q$ → à l'ELS
- $G+Q+E$ → RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$ → RPA99 révisé 2003.

VI-2) Recommandation du RPA Pour le ferraillage des poutres :

❖ Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

-Poutre principales de (30×40) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$.

-Poutre secondaire de (30×40) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux :

En zone courante : 4%

-Poutres principales de (30×40) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (30×35) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : 6%

-Poutres principales de (30×40) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (30×35) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63$

-La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectuée avec des crochets à 90°.

-On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

❖ Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$* S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

VI-3) Sollicitations dans les poutres :

Avec : **Zone I : Du RDC au 2eme**

Zone II : Du 3eme au 5eme

Zone III : Du 6eme au 8eme

Zone	Effort	ELU	GQE	0,8GE	ELS
Zone I	Mmin	69,525	75,227	74,951	37,056
	Mmax	35,225	72,471	72,746	23,871
	V2	71,38	107,85	107,24	48,43
Zone II	Mmin	53,942	72,048	71,6	50,327
	Mmax	38,112	67,566	68,015	36,009
	V2	65,32	101,4	100,56	51,35
Zone III	Mmin	35,589	50,712	49,809	31,547
	Mmax	29,361	41,681	42,584	26,934
	V2	46,76	62,15	60,96	42,42

VI-1 Efforts internes dans les poutres principales

Zone	Effort	ELU	GQE	0,8GE	ELS
Zone I	Mmin	61,793	60,60	62,222	61,735
	Mmax	35,208	60,037	60,28	23,858
	V2	62,13	86,24	85,57	62,95
Zone II	Mmin	63,373	61,10	63,792	62,128
	Mmax	37,226	55,428	56,357	25,353
	V2	60,85	79,62	78,78	55,44
Zone III	Mmin	58,027	55,626	54,347	53,353
	Mmax	37,651	42,831	44,111	25,667
	V2	52,38	46,44	45,24	46,58

Tableau VI-2 Efforts internes dans les poutres secondaires

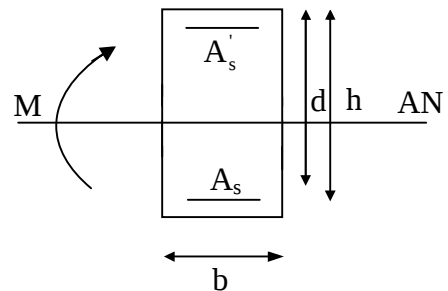
VI-4) Etapes de calcul à L'ELU :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$



Pour les aciers FeE400 :

Si $\mu < \mu_r = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu > \mu_r = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée

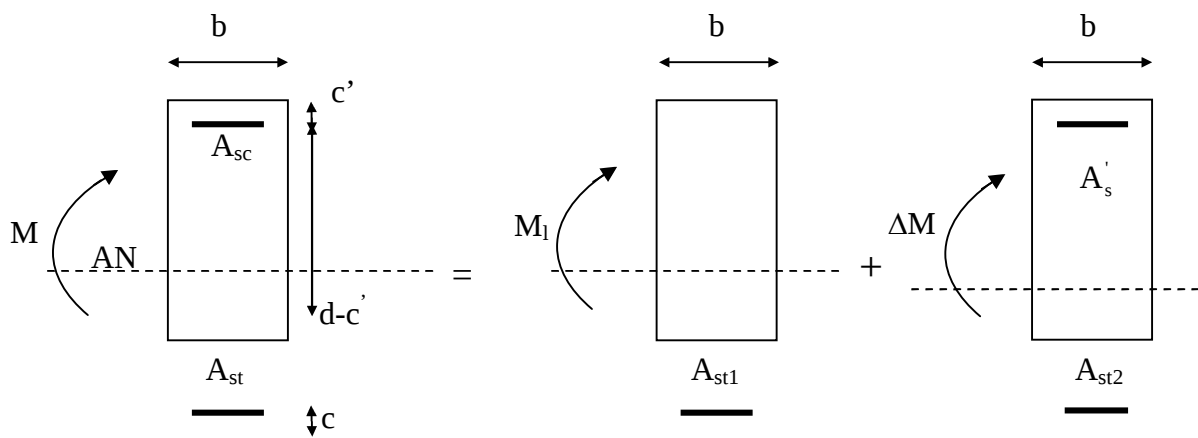
-Cas 1 : $\mu < \mu_r$ (SSA)

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

-Cas 2 : $\mu > \mu_r$ (SDA)

$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \quad \text{avec : } \Delta M = M - M_1$$



Finalement :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

VI-5) Exemple de calcul :

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principale sur appui inférieur, en zone I :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{72,471 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.12 ..$$

$$\mu = 0.12 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \beta = 0.936 .$$

⇒ La section est simplement armée.

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{72,471 \times 10^3}{0.936 \times 37 \times 348} = 6,01 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 3HA16 = 6,03cm²

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Ferraillage des poutres principales :

Zones	Localisation	M _u (kN.m)	μ	Observation	β	A _{calculée} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Zone I	Travée	35,225	0,06	SSA	0,969	2,82	3HA16= 6,03cm ²
	Appui	75,227	0,172		0,905	7,46	3HA16+2HA12 = 8,29cm ²
Zone II	Travée	38,112	0,06		0,969	3,05	3HA16= 6,03cm ²
	Appui	72,048	0,165		0,909	7,11	3HA16+2HA12 = 8,29cm ²
Zone III	Travée	29,361	0,05		0,974	2,34	3HA16 = 6,03cm ²
	Appui	50,712	0,116		0,938	4,85	3HA16+2HA12 = 8,29cm ²

VI-3 Résumé de calcul des poutres principales

Ferraillage des poutres secondaires :

Zones	Localisation	M _u (kN.m)	μ	Observation	β	A _{calculée} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Zone I	Travée	35,208	0,08	SSA	0,958	3,30	3HA14 = 4,62cm ²
	Appui	60,60	0,138		0,925	5,88	3HA14+2HA12 = 6,88cm ²
Zone II	Travée	37,226	0,085		0,955	3,50	3HA14 = 4,62cm ²
	Appui	61,10	0,140		0,924	5,93	3HA14+2HA12 = 6,88cm ²
Zone III	Travée	37,651	0,086		0,955	3,54	3HA14 = 4,62cm ²
	Appui	55,626	0,127		0,931	5,36	3HA14+2HA12 = 6,88cm ²

VI-4 Résumé de calcul des poutres secondaires

VI-6) Vérifications des conditions du RPA :**-Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$$

Toutes les sections d'armatures ont été vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

-Armatures transversales :

Poutres principales :

$$-S_t \leq \min (h/4 ; 12 \phi_1) = \min (40/4 ; 12 (1,6)) \rightarrow S_t = 10\text{cm} \rightarrow \text{En zone nodale}$$

$$-S_t \leq h/2 = 40/2 \rightarrow S_t = 20\text{cm} \rightarrow \text{en zone courante}$$

Et:

$$-A_t = 0,003.S_t.b = 0,90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$-A_t = 0,003.S_t.b = 1,80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone courante}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires :

$$-S_t \leq \min (h/4 ; 12 \phi_1) = \min (35/4 ; 12 (1,4)) \rightarrow S_t = 8,75\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm} \rightarrow \text{En zone nodale}$$

$$-S_t \leq h/2 = 35/2 \rightarrow S_t = 17,5\text{cm} \rightarrow S_t = 20\text{cm} \rightarrow \text{en zone courante}$$

Et:

$$-A_t = 0,003.S_t.b = 0,90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$-A_t = 0,003.S_t.b = 1,80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone courante}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

***Délimitation de la zone nodale :**

$L' = 2.h$ avec : h : la hauteur de la poutre

$L' = 2.h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$, pour les poutres principales.

$L' = 2.h = 2 \times 35 = 75 \text{ cm}$, pour les poutres secondaires.

VI-7) Vérifications à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

-Poutres principales de (30x40) : $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 .$

-Poutres secondaires de (30x35): $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2 .$

→ Condition vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :**
(BAEL91/art.1.5.1.32)

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0,40 \times \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma b}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ÉLU}$$

Poutres principales $\tau_u = \frac{86,24 \times 10^3}{30 \times 37} = 77,69 \text{ MPa} < 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,37 \times 25000}{1,5} = 666 \text{ MPa}$

Poutres secondaires $\tau_u = \frac{107,85 \times 10^3}{30 \times 32} = 112,34 \text{ MPa} < 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,32 \times 25000}{1,5} = 576 \text{ MPa}$

→ Condition vérifiée.

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

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

-Poutres principales :

$$3HA16 \Rightarrow \sum U_i = 3 \times 1,6 \times 3,14 = 15,10 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{86,24 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,37 \times 0,151} = 1,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Poutres secondaires :

$$3HA14 \Rightarrow \sum U_i = 3 \times 1,4 \times 3,14 = 13,19 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{107,85 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,32 \times 0,132} = 2,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour la transmission des efforts :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42,33 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49,38 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 56,44 \text{ cm}$.

Les règles du BAEL admettent que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, est assuré lorsque la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à « $0,4 l_s$ » pour les aciers à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_c = 16,93 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 14$: $l_c = 19,75 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 16$: $l_c = 22,58 \text{ cm}$.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

Poutres principales $\tau_u = 0,77 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 1,12 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

VI-8) Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de résistance du béton à la compression :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte limite admissible qui suit:

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

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad (A : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

A : Section d'armatures adoptée à l'ELU

σ_s : Contrainte dans les aciers.

$$\text{On calcule : } \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}.$$

Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Zones	Localisation	M_s (kN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Condition
Zone I	Travée	23,871	6,03	0,54	0,881	0,036	121,44	4,37	15	Vérifiée
	Appui	37,056	8,29	0,74	0,875	0,040	138,06	5,52	15	Vérifiée
Zone II	Travée	36,009	6,03	0,54	0,881	0,036	183,19	6,59	15	Vérifiée
	Appui	50,327	8,29	0,74	0,875	0,040	186,23	10,17	15	Vérifiée
Zone III	Travée	26,934	6,03	0,54	0,881	0,036	137,02	4,93	15	Vérifiée
	Appui	31,547	8,29	0,74	0,875	0,040	117,54	4,70	15	Vérifiée

Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS

Zones	Localisation	M_s (kN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Condition
Zone I	Travée	23,858	6,03	0,62	0,878	0,038	140,82	5,35	15	Vérifiée
	Appui	61,735	8,29	0,86	0,869	0,043	267,79	11,51	15	Vérifiée
Zone II	Travée	25,353	6,03	0,62	0,878	0,038	149,64	5,68	15	Vérifiée
	Appui	62,128	8,29	0,86	0,869	0,043	269,50	11,58	15	Vérifiée
Zone III	Travée	25,667	6,03	0,62	0,878	0,038	151,50	5,75	15	Vérifiée
	Appui	53,353	8,29	0,86	0,869	0,043	231,43	9,95	15	Vérifiée

Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS

VII-Ferraillage des voiles

VII-1) Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement, soumis à des forces verticales (G + Q) et autres horizontales (E) dues aux séismes. Ils seront ferraillés en flexion composée de 3 types d'armatures :

- Armatures horizontales
- Armatures verticales
- Armatures transversales

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

- Zone I : Du RDC au 2^{ème} étage.
- Zone II : Du 3^{ème} au 5^{ème}.
- Zone III : 6^{ème} au 8^{ème}.

VII-2) Armatures verticales :

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec :

$$B = L \cdot e$$

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

I : Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

-Le calcul se sera pour des bandes de longueur « d », tel que :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right)$$

L_c : Longueur de la zone comprimée.

L_t : Longueur de la zone tendue.

h_e : hauteur d'étage

Avec :

$$L_t = L - L_c$$

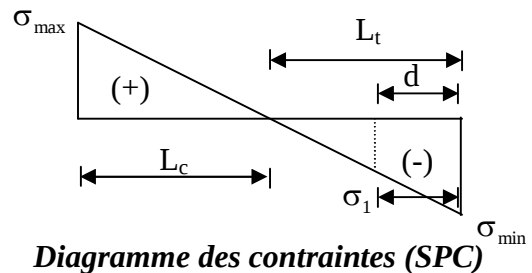
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

On détermine les efforts agissant dans chaque bande « d » selon les cas suivants :

1^{ème} Cas : Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$



Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}}$$

Avec :

A_{v1}, A_{v2} : Sections d'armatures verticales.

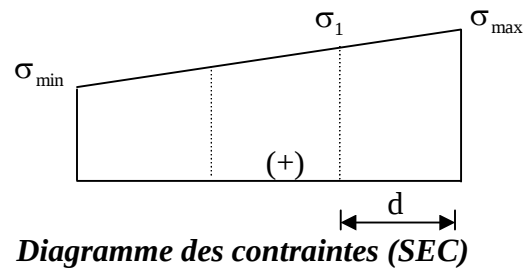
Situation accidentelle : $\overline{\sigma_{st}} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 MPa$

2^{ème} Cas : Section entièrement comprimée (SEC) :

Les efforts normaux sont donnés comme suit :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$



Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B.f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2 - B.f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec :

A_{v1} , A_{v2} : Sections d'armatures verticales.

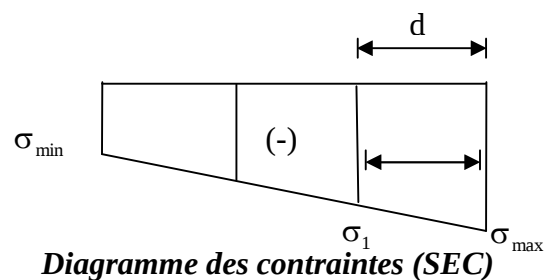
Situation accidentelle : $\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 MPa$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma} = \frac{0,85 \times 25}{1} = 21,25 MPa$$

3^{ème} Cas : Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$



Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}}$$

VII-3) Sections d'armatures minimales :

La section d'armature verticale doit respecter les conditions suivantes :

-Compression simple :

$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2$; par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$0,2 \% \leq A_{\min} \leq 5\%.B$; B : section du béton comprimé.

-Traction simple :

$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_c}$; Le pourcentage minimal des armatures verticales de la zone tendue doit être au

moins égale à 0,2% de la section horizontale de la section du béton tendu.

VII-4) Armatures horizontales :

La section d'armature horizontale est donnée par :

$$A_H \geq \frac{A_v}{4} \quad (\text{BAEL})$$

$$A_H \geq 0.15\%B \quad (\text{RPA99/Version2003})$$

$$A_H \geq \left\{ \frac{A_v}{4} ; 0.15\%B \right\}$$

A_v : section d'armatures verticales adoptée..

B : section du béton.

Ces armatures horizontales doivent être munies de crochets de 135° ayant une longueur de 10ϕ , et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

VII-5) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle de :

-Relier les deux nappes d'armatures verticales avec au moins 4 épingles par mètre carré.

-Renforcer les parties extérieures du refend et d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'effet de la compression.

VII-6) Les potelets :

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du trumeau.

La section d'armatures des potelets doit être supérieure ou égale à 4HA10.

VII-7) Dispositions constructives :

-L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur ou égal à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30\text{cm}) \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

-A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur une longueur égale à 1/10 de la longueur du voile et ne doit pas dépasser une longueur de 15cm.

-Le diamètre des armatures verticales et horizontales respectivement ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur (e) du voile.

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VII -8) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

Vérification de la contrainte de cisaillement :**❖ D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1,4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

❖ D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII_9) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage du voile VL1 de la zone(I) une :

Caractéristiques géométriques :

$$L = 1,55, \quad e = 20 \text{ cm}, \quad B = 0,31 \text{ m}^2$$

Sollicitations de calcul :

$$\sigma_{\max} = 7899,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -5210,88 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 0,9$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 0,65 \text{ m}$$

Détermination des armatures :

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \times \frac{d}{L} = -1168,40 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 299,22 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 68,55 \text{ KN}$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0,002B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = \max (6,2 \text{ cm}^2, 16,27 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 16,27 \text{ cm}^2$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{299,22 \times 10}{400} = 7,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{68,55 \times 10}{400} = 1,73 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA14 = 15,39 cm²/ nappe avec: S_t=15 cm

Armatures horizontales :

$$A_h \geq \left\{ \frac{A_v}{4} ; 0.15\%B \right\} = \{3,9 ; 4,65\}$$

Soit : 10HA12 = 11,31cm²/ nappe avec: S_t=25cm

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} = 30\text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :**a) Vérification des contraintes de cisaillement :****➤ BAEI 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{131 \times 1000}{200 \times 0.65 \times 1550} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 131 \times 1000}{200 \times 0.65 \times 1550} = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,79 \text{ MPa} < \tau_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte du béton

Il faut vérifier que : $\sigma \leq 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{4151.97 \times 10^3}{200 \times 1550 + 15 \times 15,39 \times 10^2} = 12,76 \text{ MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 12,76 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le ferraillage des autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

Ferraillage des voiles Longitudinaux : Voile VL1, VL2

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Géométrie	L (m)	1,55	1,60	1,65
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.31	0,32	0,33
Ferraillage	$\sigma_{\max}$	7899,13	6141,54	4582,50
	$\sigma_{\min}$	-5487,98	-5210,88	-2838,51
	V _u	131	109	114
	Nature de la section	S. P. C	S. P. C	S. P. C
	Lc	0,9	0,8	0,8
	Lt	0,65	0,8	0,8
	D	0,33	0,4	0,4
	σ_1	-1168,40	-2116,92	-1376,25
	N ₁	299,22	536,8	476,7
	N ₂	68,55	137,6	110,1
	Av ₁	7,48	13,42	11,9
	Av ₂	1,73	3,44	2,75
	A _{min} (cm ²)	16,27	16,27	16,27
	A _{min} (cm ²) nappe	8,13	8,13	8,13
	A _v adopté /nappe (cm ²)	15,39	15,39	15,39
	Choix des barres	10HA14	10HA14	10HA14
	St	15	15	15
	A _h adopté/ nappe (cm ²)	11,31	11,31	11,31
	Choix des barres	10HA12	10HA12	10HA12
	St	25	25	25
	At	4 épingles de HA8/m ²		
Vérification des contraintes à l'ELS	τ_u	1,28	0,42	0,40
	τ_b	1,79	0,71	0,60
	σ_b	12,76	9,51	7,08

Les voiles VL1 et VL2 du RDC ont une hauteur différente des autres étages, ainsi leur ferraillage n'est donc pas le même :

A_v = 10HA14 = 15,39 cm²/ nappe avec: S_t=15 cm

A_h = 16HA12 = 18,09cm²/ nappe avec: S_t=25cm

Ferrailage des voiles longitudinaux : Voile VL3, VL4

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Géométrie	L (m)	1,25	1,30	1,35
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,25	0,26	0,27
Ferrailage	$\sigma_{\max}$	3848,89	5890,91	4806,16
	$\sigma_{\min}$	-3827,13	-5328,91	-3949,33
	V _u	37	29	34
	Nature de la section	S. P. C	S. P. C	S. P. C
	Lc	0,8	0,75	0,70
	Lt	0,45	0,55	0,65
	d	0,45	0,55	0,65
	σ_1	-1377,77	-2254,54	-1901,53
	N ₁	235,20	448	436
	N ₂	62,00	124	123,6
	Av ₁	5,88	11,20	10,9
	Av ₂	1,55	3,10	3,09
	Amin (cm ²)	13,12	13,12	13,12
	Amin (cm ²) nappe	6,56	6,56	6,56
	A _v adopté /nappe (cm ²)	12,31	12,31	12,31
	Choix des barres	8HA14	8HA14	8HA14
	St	15	15	15
	A _h adopté /nappe (cm ²)	11,31	11,31	11,31
	Choix des barres	10HA12	10HA12	10HA12
	St	25	25	25
	At	4 épingles de HA8/m ²		
Vérification des contraintes à l'ELS	τ_u	0,32	0,20	0,19
	τ_b	0,46	0,63	0,27
	σ_b	11,17	8,25	5,89

Les voiles VL3 et VL4 du RDC ont une hauteur différente des autres étages, ainsi leur ferrailage n'est donc pas le même :

$A_v = 8HA14 = 12,31 \text{ cm}^2/\text{nappe}$ avec: $S_t=15 \text{ cm}$

$A_h = 16HA12 = 18,09\text{cm}^2/\text{nappe}$ avec: $S_t=25\text{cm}$

Ferraillage des voiles transversaux : Voile VT1, VT2, VT3, VT4

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Géométrie	L (m)	1,95	2,00	2,05
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.39	0,40	0,41
Ferraillage	$\sigma_{\max}$	9044,70	9511,11	10400
	$\sigma_{\min}$	-3713,76	-3061,71	-2634,89
	V _u	48	41	31
	Nature de la section	S. P. C	S. P. C	S. P. C
	Lc	1,1	1,1	1,0
	Lt	0,85	0,9	0,95
	d	0,85	0,9	0,95
	σ_1	-1618,82	-1377,77	-1221,05
	N ₁	768,8	980	436
	N ₂	137,6	124	123,6
	Av ₁	19,22	24,5	27,6
	Av ₂	3,44	3,10	2,9
	Amin (cm ²)	20,47	20,47	20,47
	Amin (cm ²) nappe	10,23	10,23	10,23
	A _v adopté /nappe (cm ²)	20,01	20,01	20,01
	Choix des barres	13HA14	13HA14	13HA14
	St	15	15	15
	A _h adopté/ nappe (cm ²)	11,31	11,31	11,31
	Choix des barres	10HA12	10HA12	10HA12
	St	25	25	25
	At	4 épingles de HA8/m ²		
Vérification des contraintes à l'ELS	τ_u	0,14	0,11	0,07
	τ_b	0,20	0,15	0,11
	σ_b	1,78	1,45	1,10

Les voiles VT1, VT2, VT3 et VT4 du RDC ont une hauteur différente des autres étages, ainsi leur ferraillage n'est donc pas le même :

$A_v = 13HA14 = 20,01 \text{ cm}^2/\text{nappe}$ avec: $S_t = 15 \text{ cm}$

$A_h = 16HA12 = 18,09 \text{ cm}^2/\text{nappe}$ avec: $S_t = 25 \text{ cm}$

VIII-Etude de l'infrastructure

VIII-1) Introduction :

Les fondations sont des éléments enterrés de la structure, ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure en poids sur le sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII-2) Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1,6\text{bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII-3) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.

VIII-3-1- Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_s^{\max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{50}{50} = 1 \Rightarrow A = B$

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}$

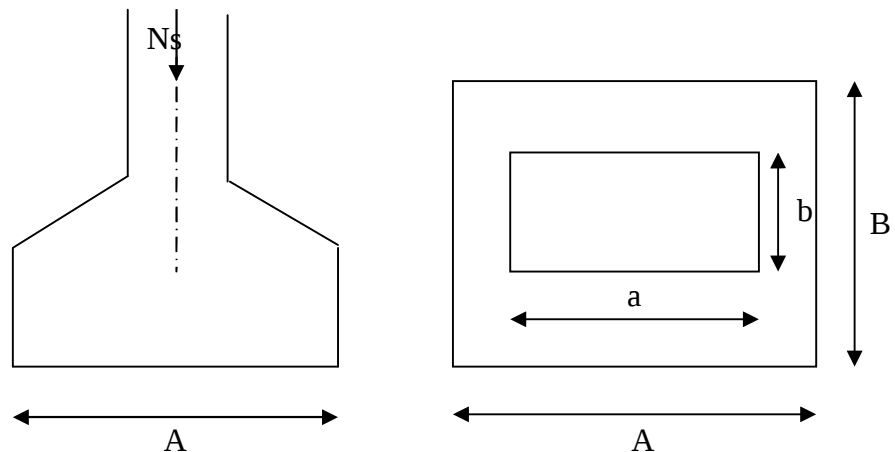
Exemple de calcul :

$$N_{\text{ser}} = 1612,32 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 160 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1612,32}{160}} = 3,17 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = B = 3,17 \text{ m}$$

**Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VIII-3-2-Semelles filantes :**A- Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII-1- Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	875,44	1,55	3,53	5,471
VL2	813,68	1,55	3,28	5,084
VL3	511,01	1,25	2,55	3,187
VL4	590	1,25	2,95	3,6875
				ΣS=17,429

Tableau VIII-2-Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) :

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	612,4	1,95	1,96	3,822
VT2	602,16	1,95	1,93	3,763
VT3	624	1,95	2,00	3,90
VT4	620,73	1,95	1,98	3,861
				ΣS=15,346

$$S_v = \sum S_i = 32,77 \text{ m}^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

B- Semelles filantes sous poteaux :

a)-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, telles que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b)- Etape du calcul :

- détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.
- détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$\text{et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

c)-Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : (fil de poteaux le plus sollicité)

$L_t = 21,50\text{m}$ (le débord de 0,5m de chaque coté compris).

Tableau VIII-3-Surface de semelles filantes sous poteaux :

Poteaux	N_s	M_s	e_i	$N_s x e_i$
1	436,48	1,382	9,9	4321,52
2	522,59	0,083	6,7	3501,35
3	447,23	-0,887	3,65	1632,38
4	371,23	0,156	0	0
5	501,03	0,071	-3,65	-1828,75
6	524,08	-1,289	-6,7	-3511,33
7	444,6	-0,344	-9,9	-4401,54
Totale	4858,73	-0,828	/	-286,37

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -0,1m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0,1m < \frac{L}{6} = \frac{21,5}{6} = 3,58m$$

➔ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = 202,66 \text{ KN / m}$$

d)-Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{202,66}{160} = 1,26m$$

On prend $B = 1,30m$.

On aura donc, $S = 1,30 \times 21,7 = 28,85m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = 173,1 \text{ m}^2$$

$$S_t = 6 \times 28,85 + 32,77 = 205,87m^2$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 467,4m^2$
- La surface totale des semelles filantes: $S_t = 205,87 \text{ m}^2$
- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{205,87}{467,4} = 0,44 \text{ (44\%)}$$

Conclusion :

La surface des semelles filantes est inférieure à 50% de la surface du sol d'assise, donc on opte pour des semelles filantes.

La hauteur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} = \frac{130-50}{4} + 5\text{cm} = 25\text{ cm}$$

On prend : $h_s = 25\text{ cm}$

Avec :

B : largeur de la semelle.

b : Largeur du poteau dans le sens de B

Dimensions adoptées :

L = 21,70m, B = 130cm, $h_s = 25\text{cm}$, $c = c' = 5\text{cm}$, $d = 20\text{cm}$

Vérification de la contrainte réelle du sol:

$$\sigma_{sr} = \frac{q(l/4)}{B} = \frac{202,66}{1300} = 0,155\text{ MPa}$$

$\sigma_{sr} = 0,155\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,16\text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Dimensionnement de la poutre de redressement :

- **La hauteur :**

$$\frac{Li}{9} \leq h_p \leq \frac{Li}{6} \rightarrow \frac{415}{9} \leq h_p \leq \frac{415}{6} \rightarrow 46,11\text{cm} \leq h_p \leq 69,16\text{cm}$$

On prend : $h_p = 65\text{cm}$

- **La largeur :**

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \rightarrow 21,67\text{cm} \leq b_p \leq 43,33\text{cm}$$

On prend : $b_p = 40\text{cm}$

Le ferrailage (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, ou méthode des trois moments).

Méthode forfaitaire :

***Moment isostatique :** $M_0 = q_u \cdot L^2 / 8$

$$M_{01} = 202,66 \times (3,20)^2 / 8 = 259,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = 202,66 \times (3,05)^2 / 8 = 235,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = 202,66 \times (3,65)^2 / 8 = 337,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = 202,66 \times (3,65)^2 / 8 = 337,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{05} = 202,66 \times (3,05)^2 / 8 = 235,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{06} = 202,66 \times (3,20)^2 / 8 = 259,4 \text{ kN.m}$$

***Moments sur appui :**

$$M_1 = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 259,4 = 77,82 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5 \max (259,4; 235,65) = 0,5 \times 259,4 = 129,7 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0,4 \max (235,65; 337,49) = 0,4 \times 337,49 = 134,99 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{03} ; M_{04}) = 0,4 \max (337,49; 337,49) = 0,4 \times 337,49 = 134,99 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \max (M_{04} ; M_{05}) = 0,4 \max (337,49; 235,65) = 0,4 \times 337,49 = 134,99 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0,5 \max (M_{05} ; M_{06}) = 0,5 \max (235,65; 259,4) = 0,5 \times 259,4 = 129,7 \text{ kN.m}$$

$$M_7 = 0,3 \times M_{06} = 0,3 \times 259,4 = 77,82 \text{ kN.m}$$

Moments en travées:*Travée de rive :**

$$- M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,63 M_0$$

$$- M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,063M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,66M_0$$

$$- M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65M_0$$

On prend : $M_t = 0,66 M_0$

Travée intermédiaire :

$$- M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.06M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.61M_0$$

$$- M_t + \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.6M_0$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.53M_0$$

On prend : $M_t = 0,61 M_0$

Les résultats sont résumés dans les tableau suivant :

travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_i (kN.m)	77,82	129,7	134,99	134,99	134,99	129,7
M_{i+1} (kN.m)	129,7	134,99	134,99	134,99	129,7	77,82
M_t (kN.m)	155,64	143,74	205,86	205,86	143,74	155,64

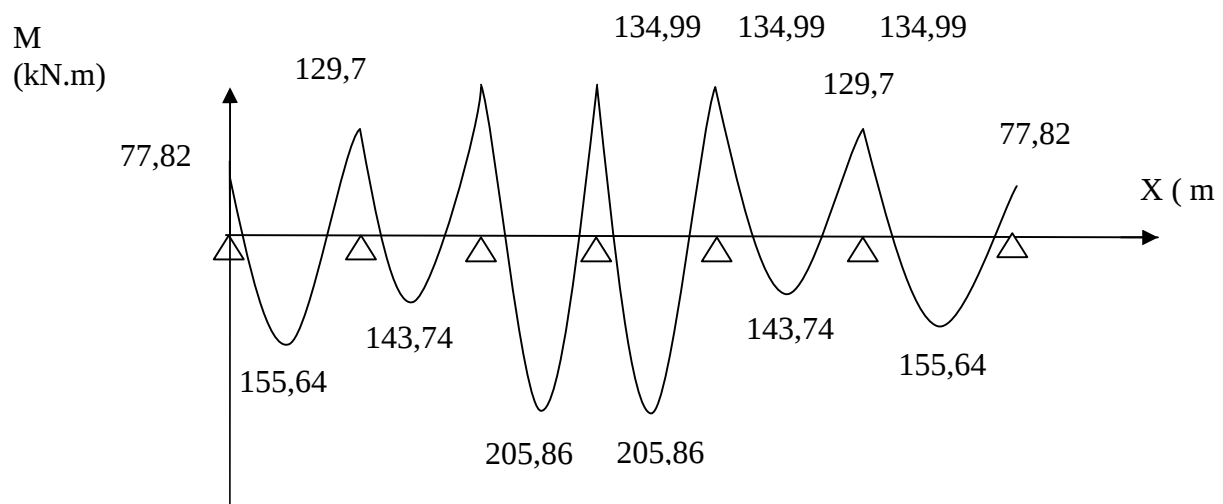


Fig III-3 Diagramme des moments fléchissant

Calcul du ferrailage :

Le résumé de calcul sera donné dans les tableaux suivants :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e$$

Aux appuis :

Appuis	M _a (KN.M)	μ	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation	A _{adopté} (cm ²)
A	77,82	0,038	0,981	3,79	2,89	A _{min} < A	4HA12+4HA12
B	129,7	0,063	0,967	6,42	2,89	A _{min} < A	4HA12+4HA12
C	134,99	0,066	0,966	6,99	2,89	A _{min} < A	4HA12+4HA12
D	134,99	0,066	0,966	6,99	2,89	A _{min} < A	4HA12+4HA12
E	134,99	0,066	0,966	6,99	2,89	A _{min} < A	4HA12+4HA12
F	129,7	0,063	0,967	6,42	2,89	A _{min} < A	4HA12+4HA12
G	77,82	0,038	0,981	3,79	2,89	A _{min} < A	4HA12+4HA12

En travée :

Appuis	M _t (KN.M)	μ	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation	A _{adopté} (cm ²)
A-B	155,64	0,076	0,960	7,76	2,89	A _{min} < A	4HA16+4HA12
B-C	143,74	0,070	0,964	7,17	2,89	A _{min} < A	4HA16+4HA12
C-D	205,86	0,100	0,947	10,41	2,89	A _{min} < A	4HA16+4HA12
D-E	205,86	0,100	0,947	10,41	2,89	A _{min} < A	4HA16+4HA12
E-F	143,74	0,070	0,964	7,17	2,89	A _{min} < A	4HA16+4HA12
F-G	155,64	0,076	0,960	7,76	2,89	A _{min} < A	4HA16+4HA12

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} \rightarrow \text{On tire du tableau } \beta_1 \text{ et } K_1$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A_t} \leq \overline{\sigma_b} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants:

Aux appuis :

Appuis	M _a (KN.M)	ρ_1	K ₁	β_1	σ_s	σ_{sadm}	σ_{bc}	σ_{badm}	Condition
A	77,82	0,37	53,49	0,927	154,77	348	2,89	15	Vérifiée
B	129,7	0,37	53,49	0,927	257,95	348	4,82	15	Vérifiée
C	134,99	0,37	53,49	0,927	268,47	348	5,01	15	Vérifiée
D	134,99	0,37	53,49	0,927	268,47	348	5,01	15	Vérifiée
E	134,99	0,37	53,49	0,927	268,47	348	5,01	15	Vérifiée
F	129,7	0,37	53,49	0,927	257,95	348	4,82	15	Vérifiée
G	77,82	0,37	53,49	0,927	154,77	348	2,89	15	Vérifiée

En travées :

Appuis	M _t (KN.M)	ρ_1	K ₁	β_1	σ_{st}	σ_{sadm}	σ_{bc}	σ_{badm}	Condition
A-B	155,64	0,52	30,87	0,891	231,79	348	7,50	15	Vérifiée
B-C	143,74	0,52	30,87	0,891	214,07	348	6,93	15	Vérifiée
C-D	205,86	0,52	30,87	0,891	306,58	348	9,93	15	Vérifiée
D-E	205,86	0,52	30,87	0,891	306,58	348	9,93	15	Vérifiée
E-F	143,74	0,52	30,87	0,891	214,07	348	6,93	15	Vérifiée
F-G	155,64	0,52	30,87	0,891	231,79	348	7,50	15	Vérifiée

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa \right\} = \min \{ 2,5MPa; 4MPa \}$$

$$V_u = \frac{q.L}{2} = \frac{202,66 \times 3,65}{2} = 369,85kN$$

$$\tau_u = \frac{369,85 \times 1000}{400 \times 600} = 1,41MPa < 2,5MPa \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul d'armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L \text{ max} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{65}{35}; \frac{40}{10}; 1,6 \text{ cm} \right\}$$

On prend : $\phi = 8 \text{ mm}$

On adopte 2 cadres de $\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Selon le RPA99 révisé 2003 :**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi l \right) = \min (16,25 ; 14,4) = 14,4 \text{ cm}$$

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

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

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

On a :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,8 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est $L_s \geq 40 \phi l$.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures doit être effectué avec des crochets de 90° .

Armatures dans le sens B (largeur de la semelle) :

Dans le sens B, le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles :

$$A_b = \frac{N(B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad A_b : \text{donnée par mètre linéaire (cm}^2/\text{ml)}$$

$$N = \sigma_{\left(\frac{B}{4}\right)} \cdot B \cdot 100$$

$$A_b = \frac{202,66 \times 1000 (1300 - 400)}{8.600.348.100} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

$$A_r = \frac{A_u}{4} \times B = \frac{3,14}{4} \times 1,3 = 1,02 \text{ cm}^2$$

On prend : $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Semelle sous mur de refond Vt :

Calcul des armatures :

$$N = 620,73 \text{ kN}$$

$$M = \frac{Nu(B-b)}{8B} = \frac{620,73(1,3-0,2)}{8 \times 1,3} = 65,65 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{65,65}{620,73} = 0,105 \text{ m} = 10,5 \text{ cm}$$

$$e > \frac{B}{18} = \frac{130}{18} = 7,22 \text{ cm}$$

On utilise la méthode des consoles. Les armatures sont déterminées pour équilibrer le moment M qui s'applique dans la section située à $0,35b$ de l'axe du côté du moment Me.

$$M = \left(\frac{B}{2} - 0,35b \right)^2 \times \left(1 + \frac{4e}{B} \right) \frac{N}{2B}$$

$$M = \left(\frac{1,30}{2} - 0,35 \times 0,2 \right)^2 \times \left(1 + \frac{4 \times 0,105}{1,3} \right) \frac{620,73}{2 \times 1,3} = 106,01 \text{ kN.m}$$

$$A = \frac{M}{0,9 d \times \sigma_{st}} = \frac{106,01 \times 1000}{0,9 \times 60 \times 348} = 5,64 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 5HA12 = 11,3 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 11,3/4 = 2,825 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA14 = 6,15 \text{ cm}^2$

Calcul de la longueur d'ancrage :

$$\tau_{se} = 0,6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence pour l'ancrage.

ψ : Coefficient de scellement.

$\psi = 1$ pour les aciers lisses.

$\psi = 1,5$ pour les aciers de haute adhérence.

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{1,4 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Pour les feE400, acier HA, $L_s = 40 \phi \rightarrow L_s = 56 \text{ cm}$

On opte pour des crochets à 45° avec $L_s' = 0,4 L_s$

$$L_s' = 0,4 \times 56 = 22,40 \text{ cm}$$

$$L_s' = 25 \text{ cm.}$$

Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôles de rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ kN}$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré.

A-Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, est de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ pour les sites S2 et S3.

B-Ferraillage des longrines :

La catégorie du site est : S2 $\rightarrow \alpha = 12$ (RPA2003)

$$F = 4858,73 / 12 = 404,89 > 20 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{404,89 \times 1000}{348 \times 100} = 11,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% b h = 0,006 \times 30 \times 40 = 7,2 \text{ cm}^2$$

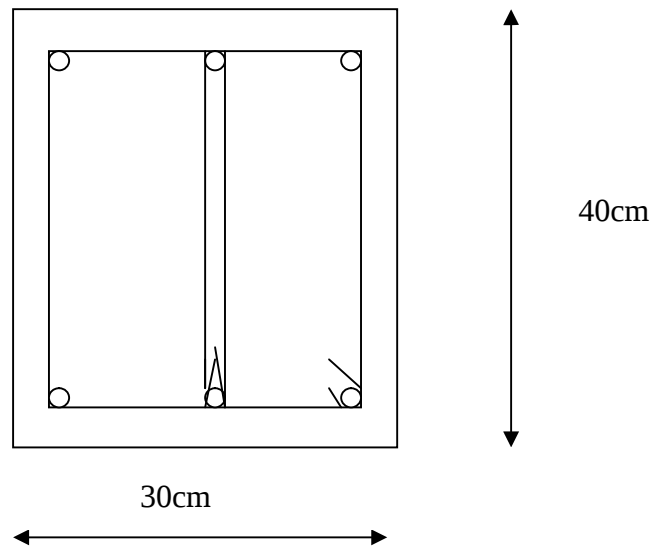
$$\text{Soit } 6\text{HA}16 : A_s = 12,06 \text{ cm}^2$$

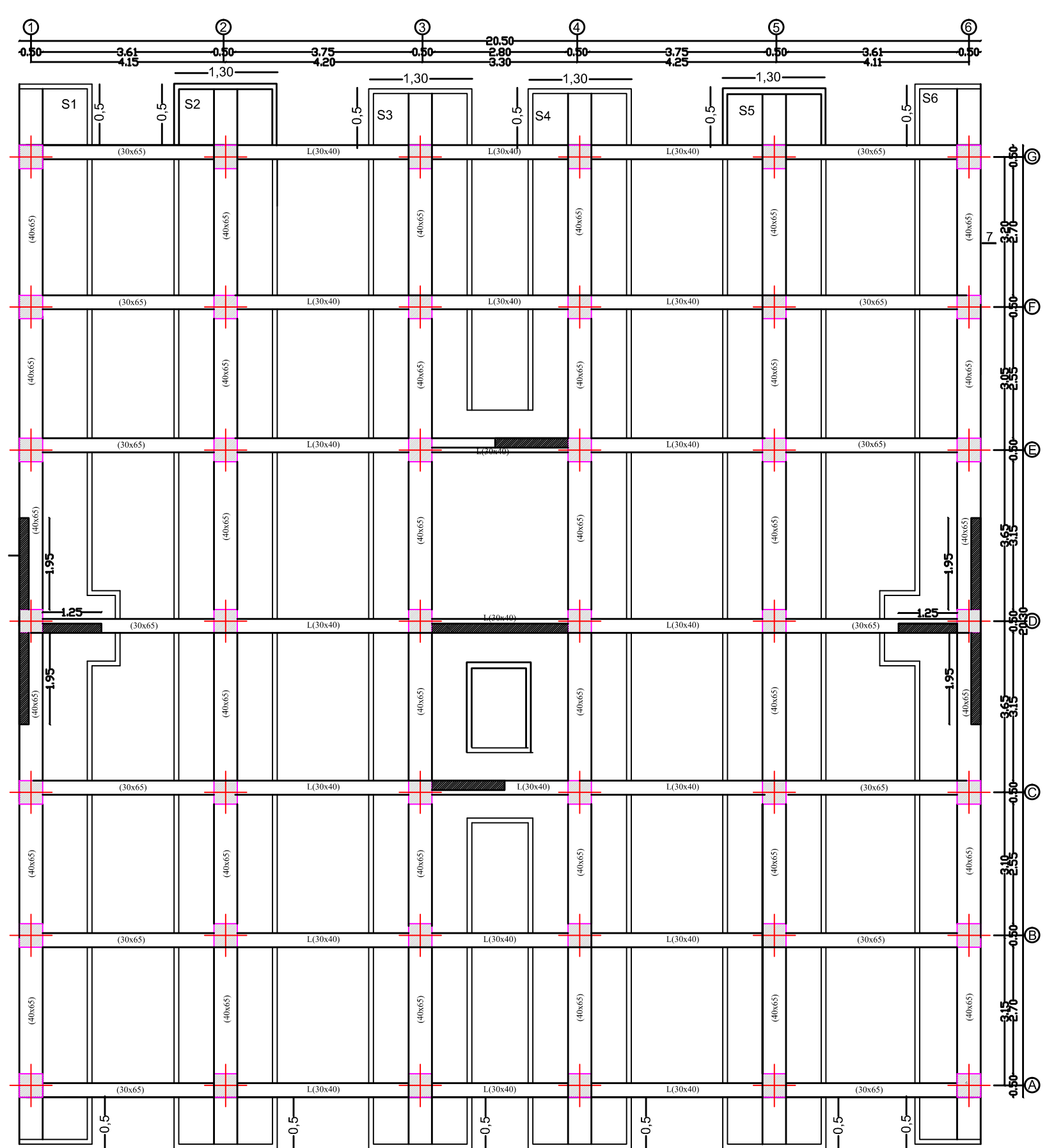
Armatures transversales :

$$\phi = \min \{h/35 ; \phi l ; b/10\}$$

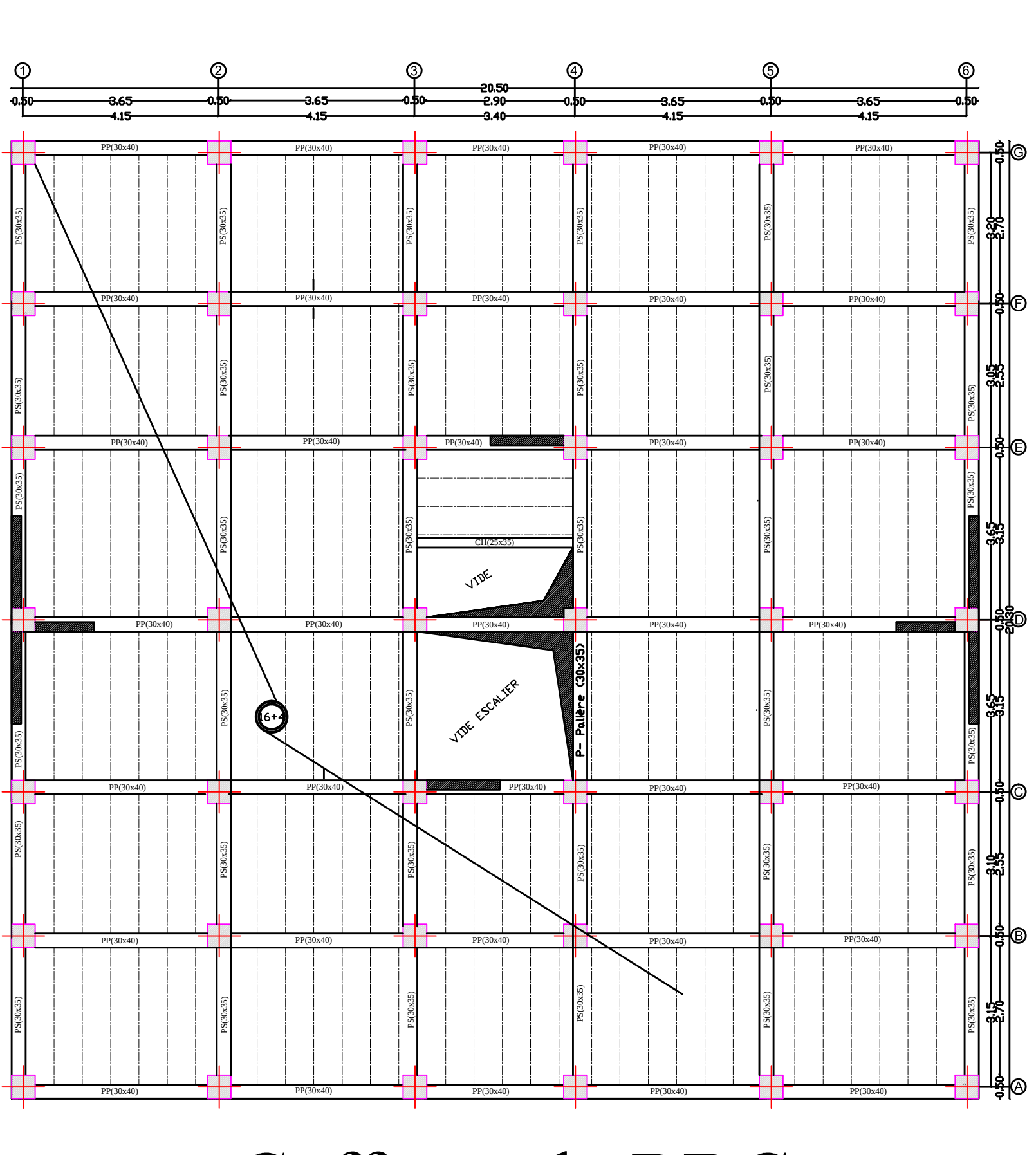
On prend $\phi = 8\text{mm}$

Soit un cadre et un étrier de T8.

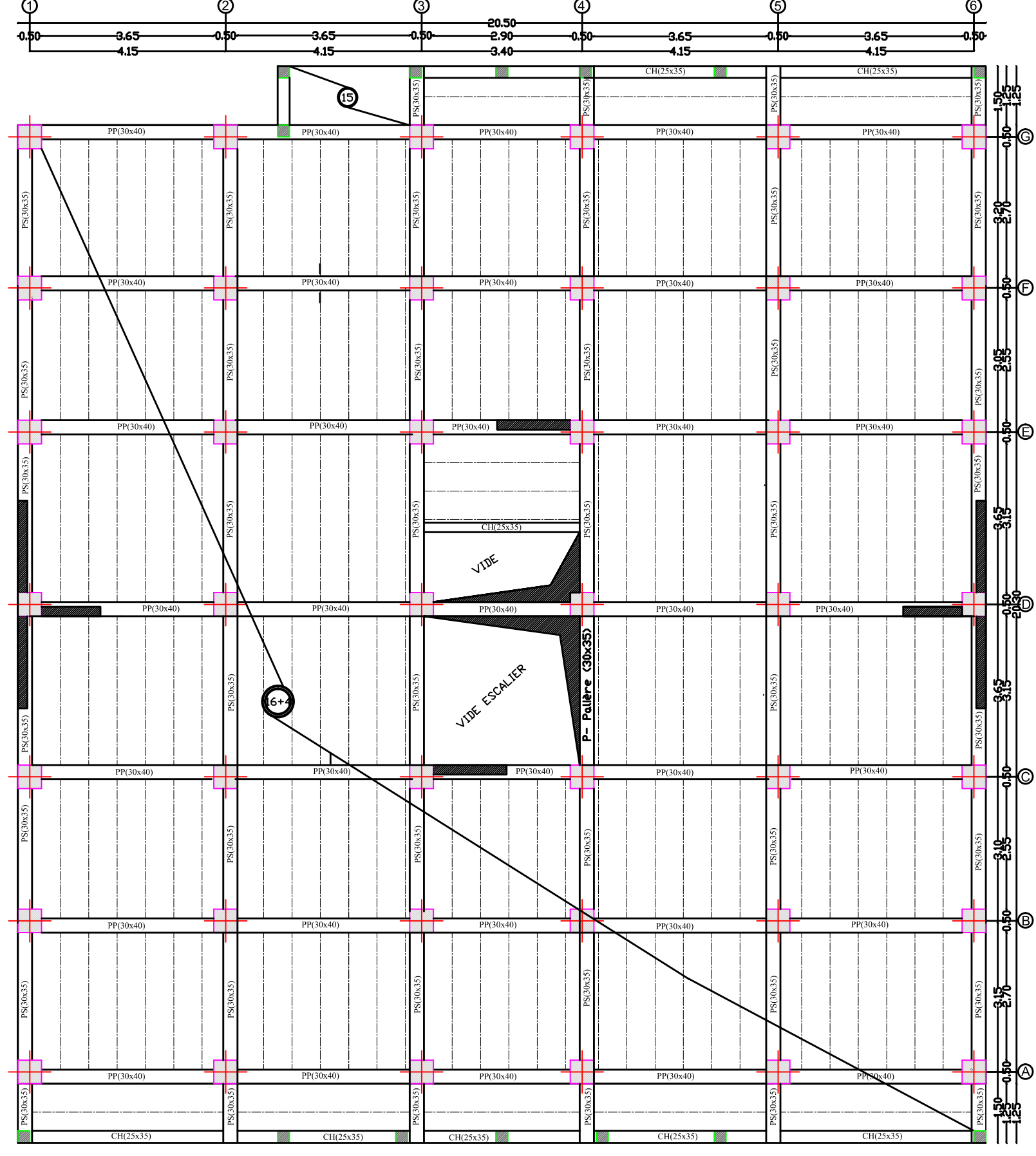




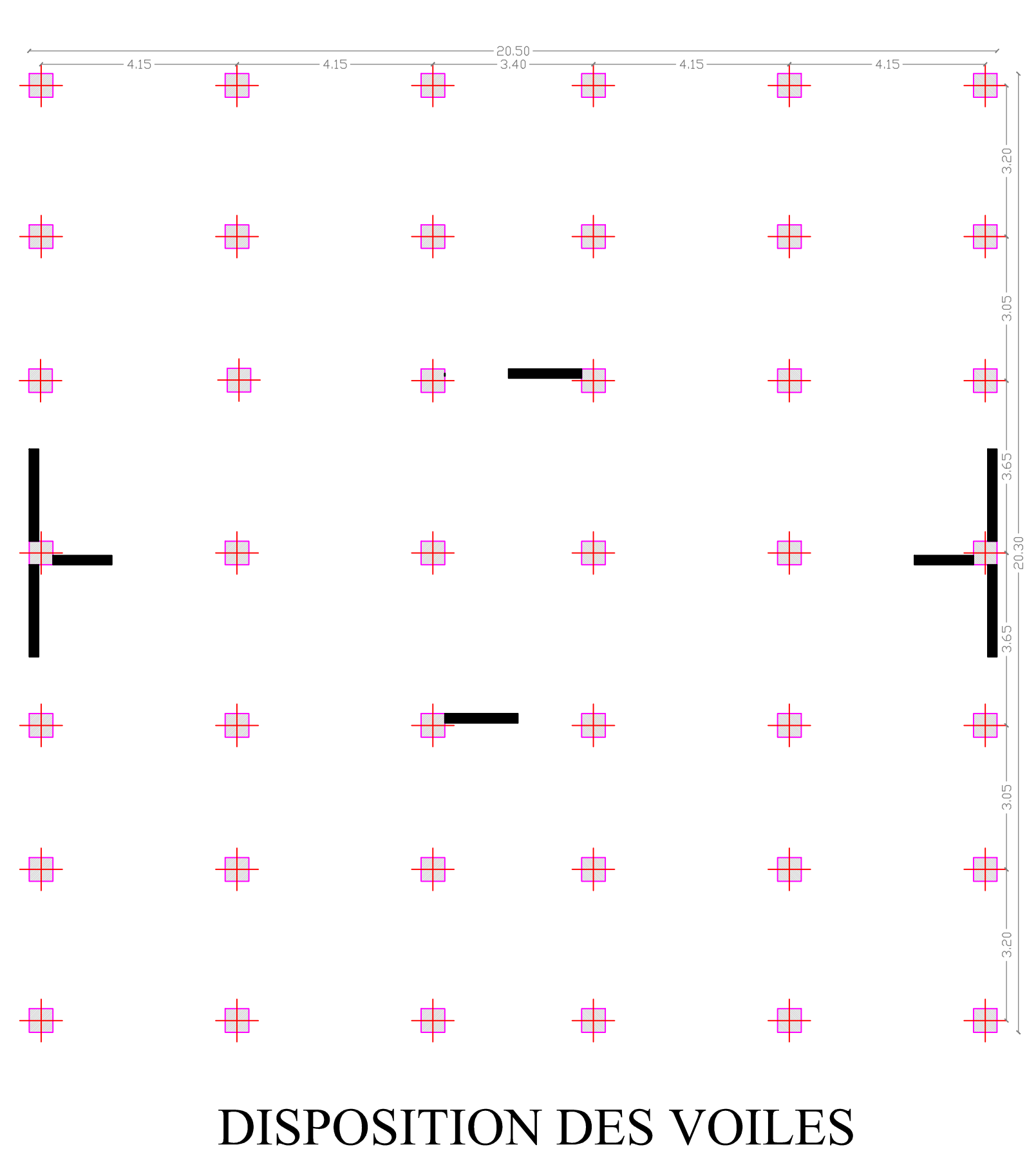
Coffrage des fondations



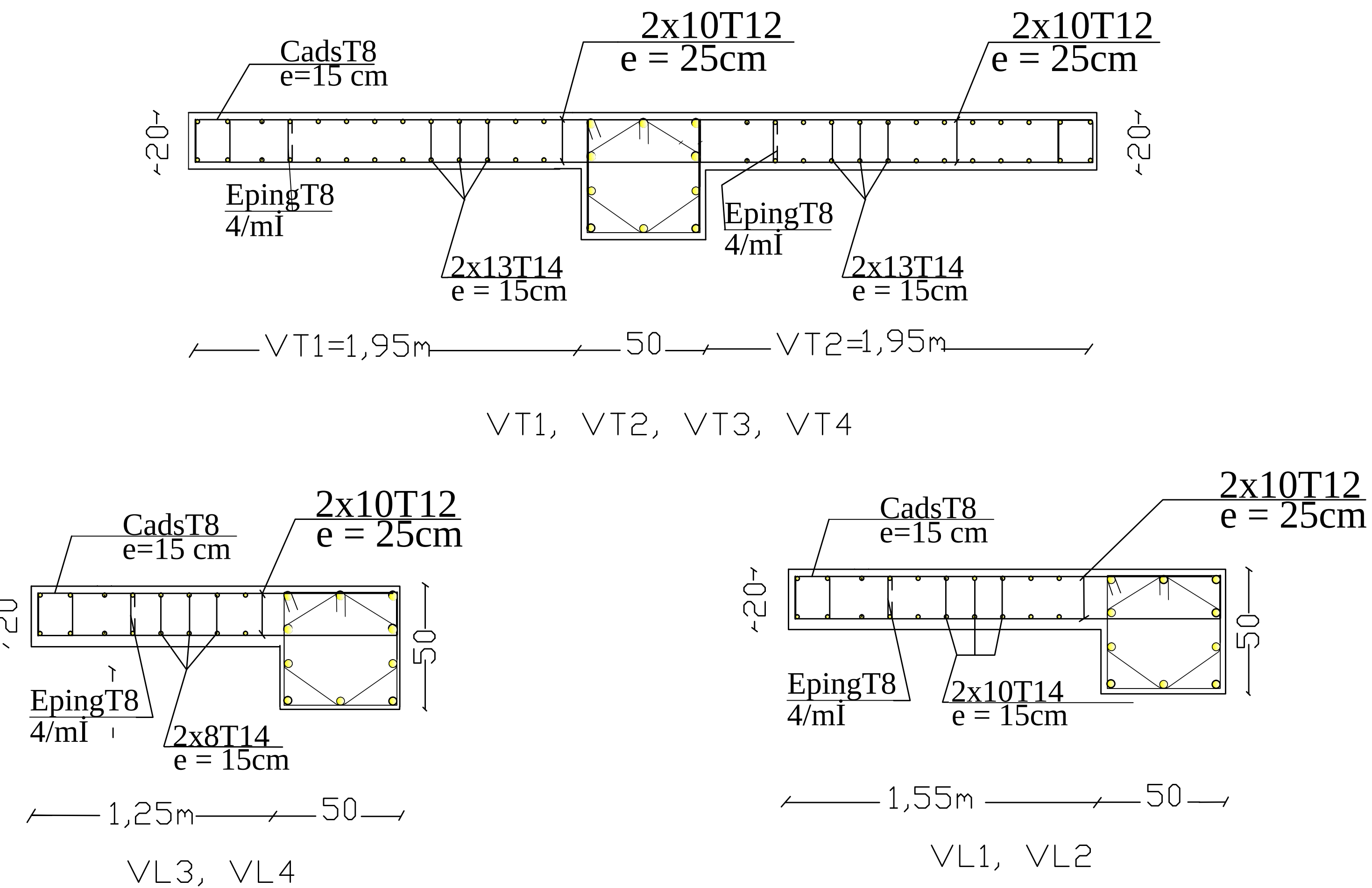
Coffrage du RDC



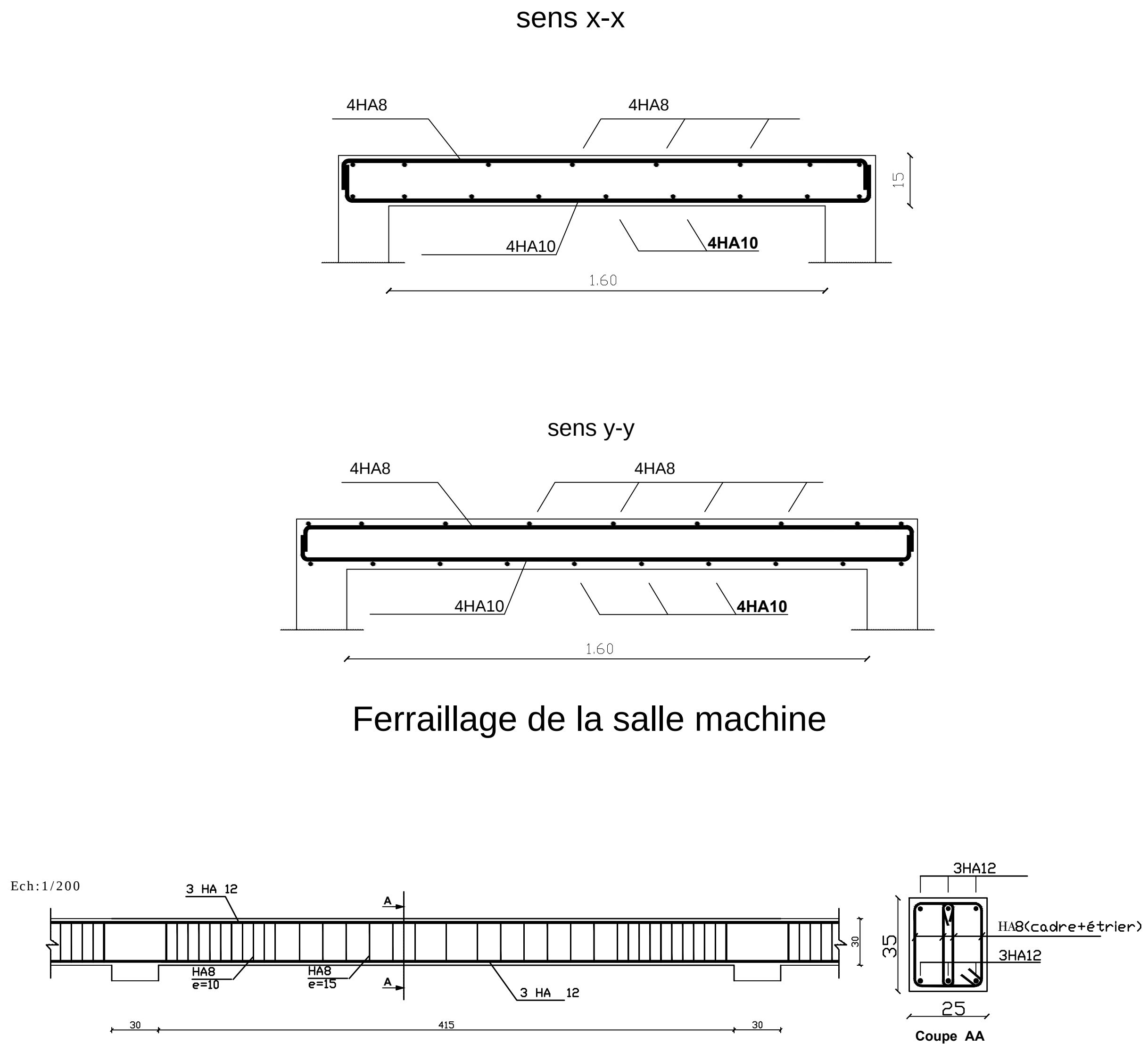
Coffrage des planchers



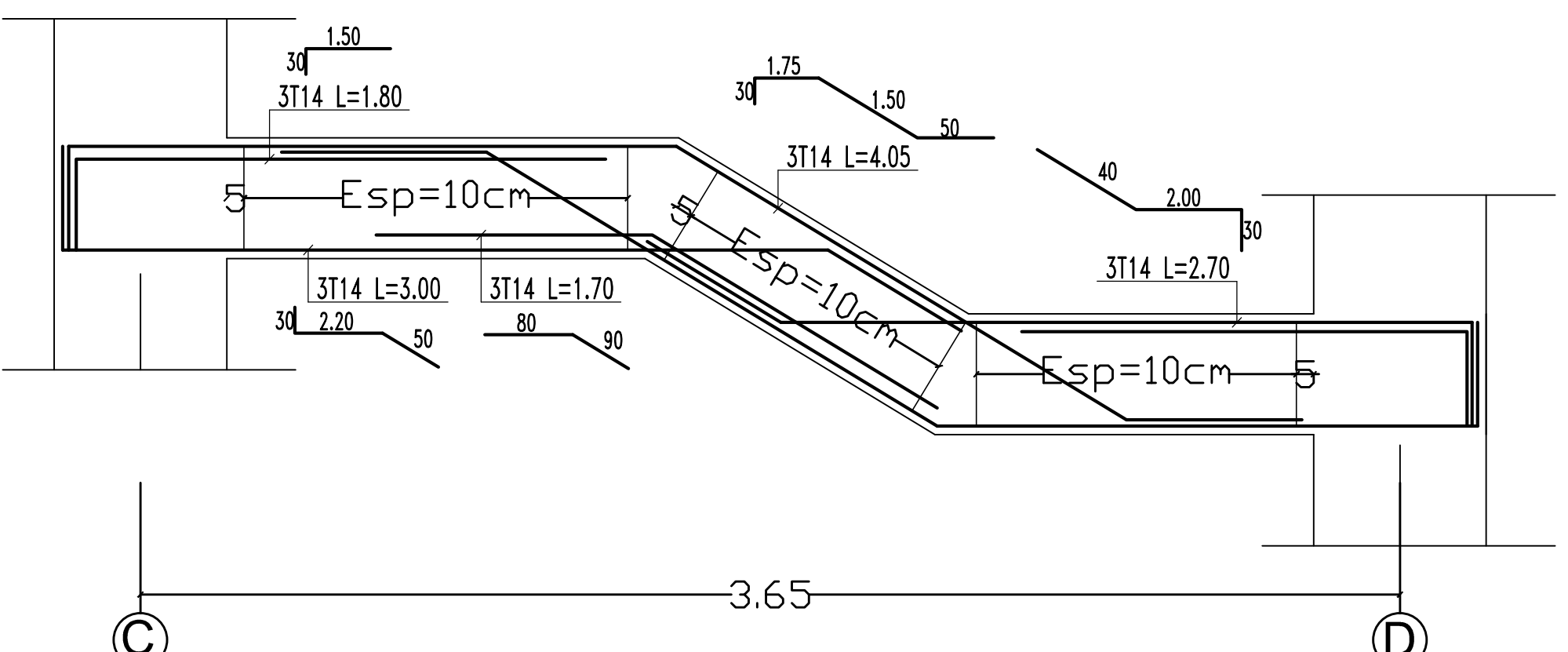
DISPOSITION DES VOILES



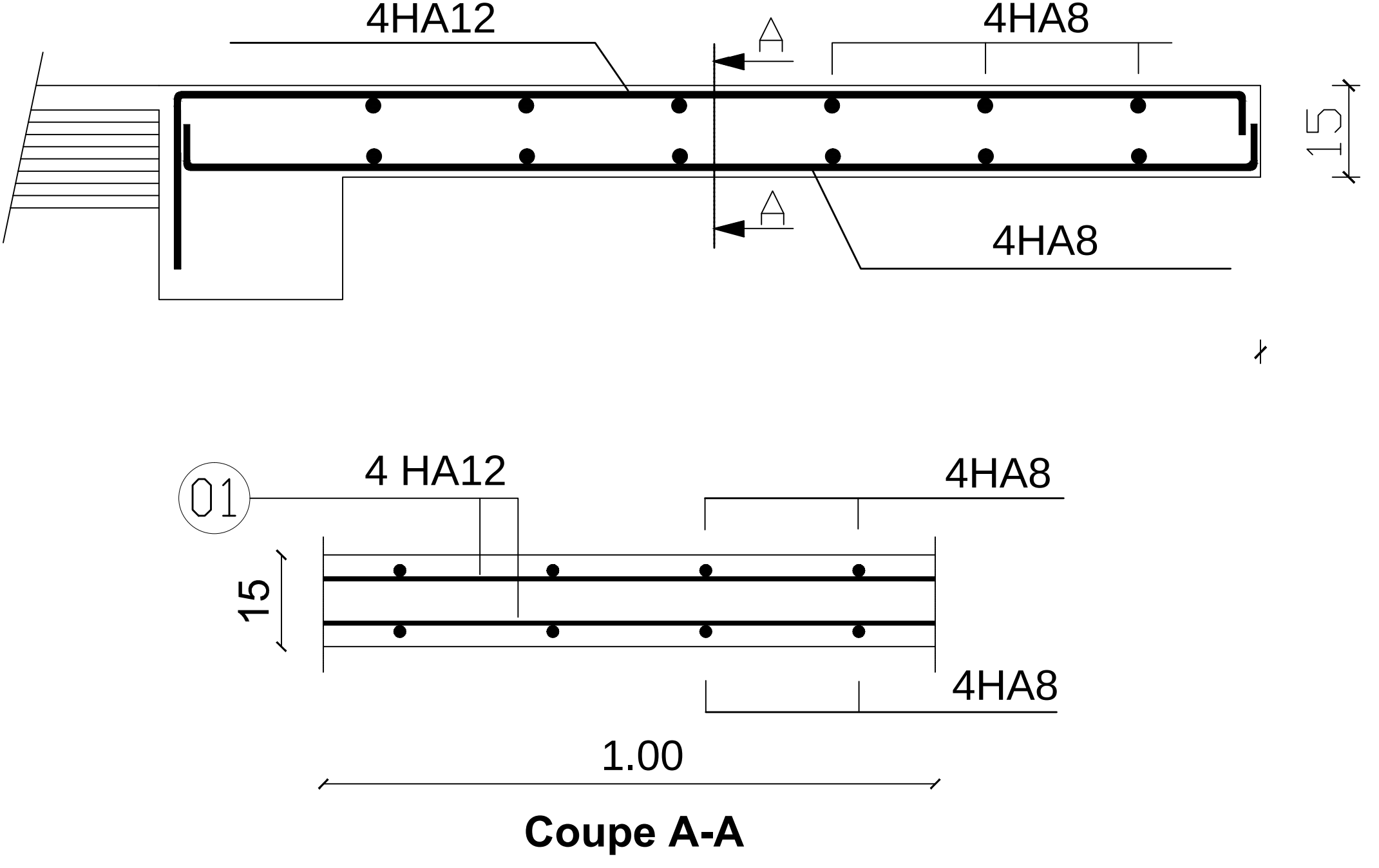
FERRAILLAGE DES VOILES



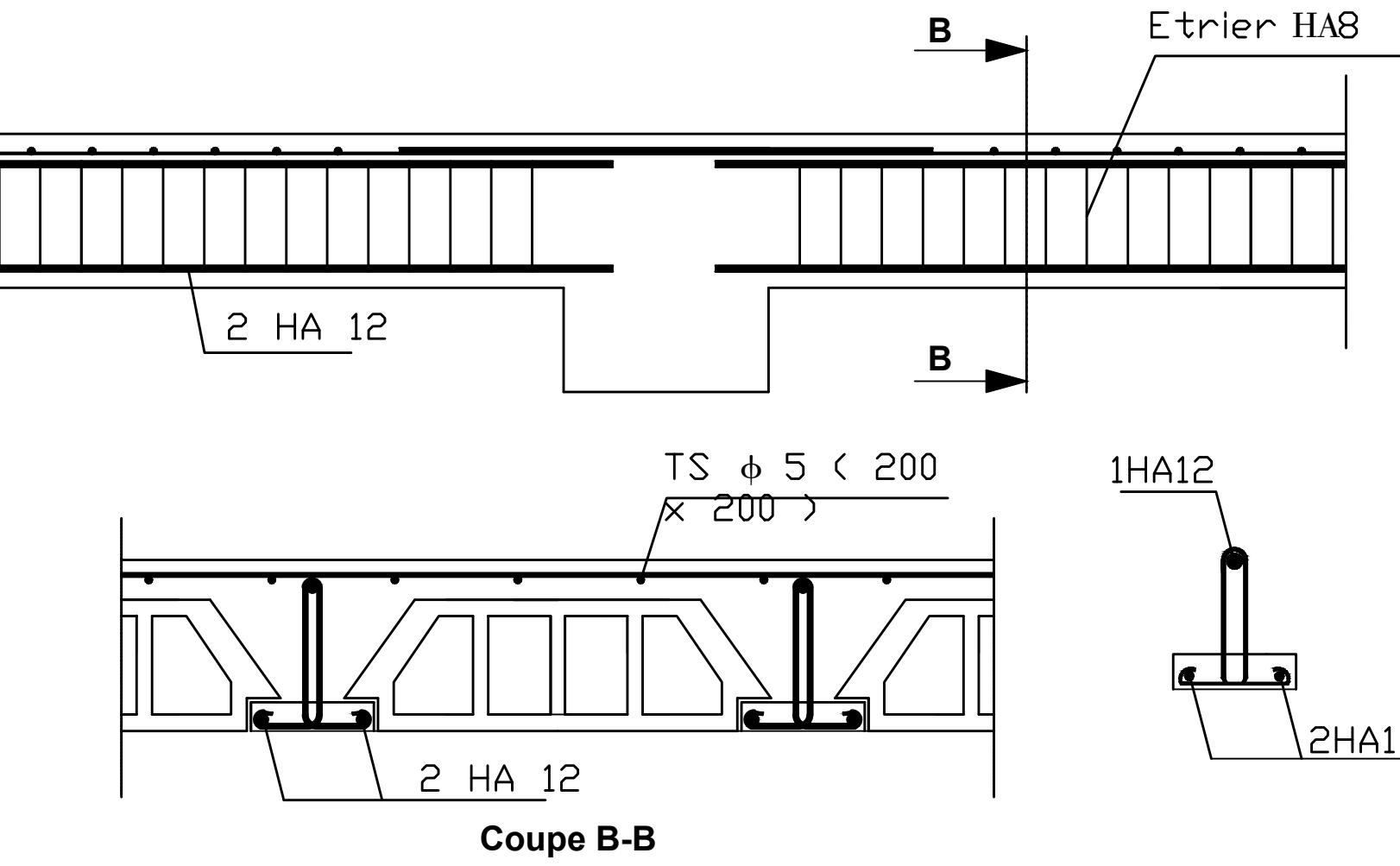
ferrailage de la poutre de chainage



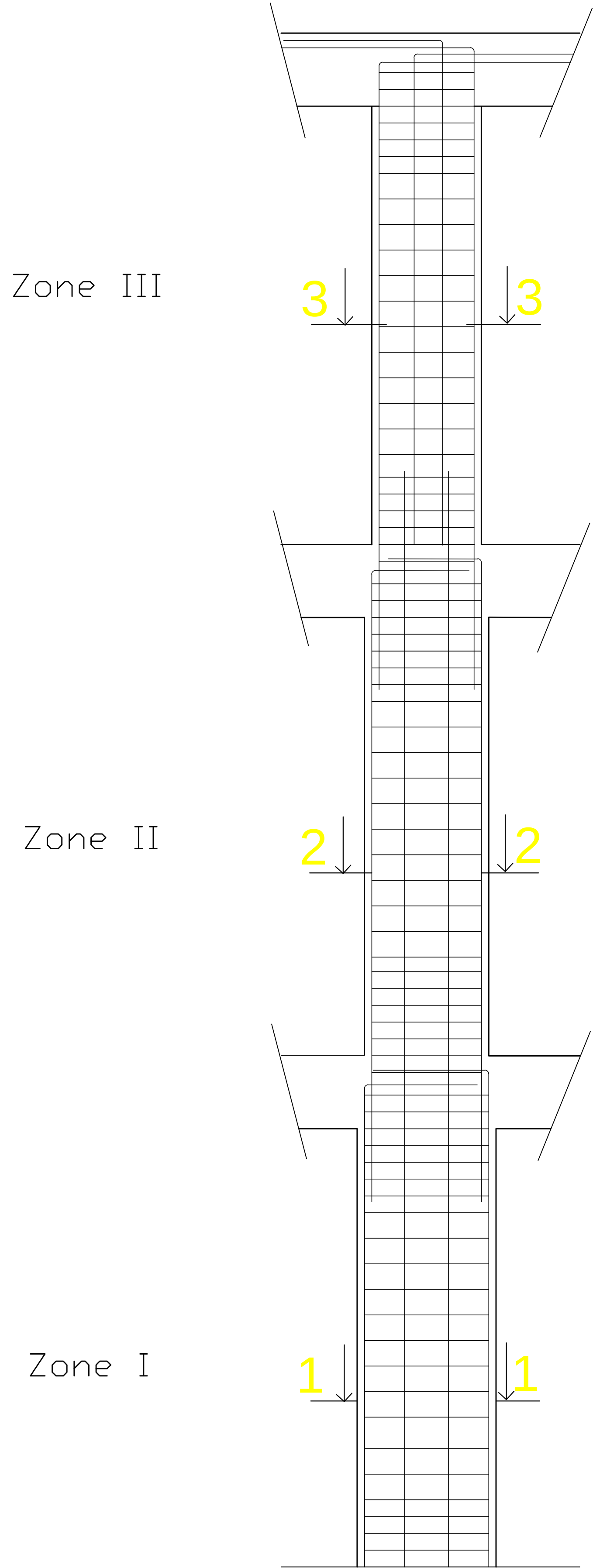
FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



Coupe A-A

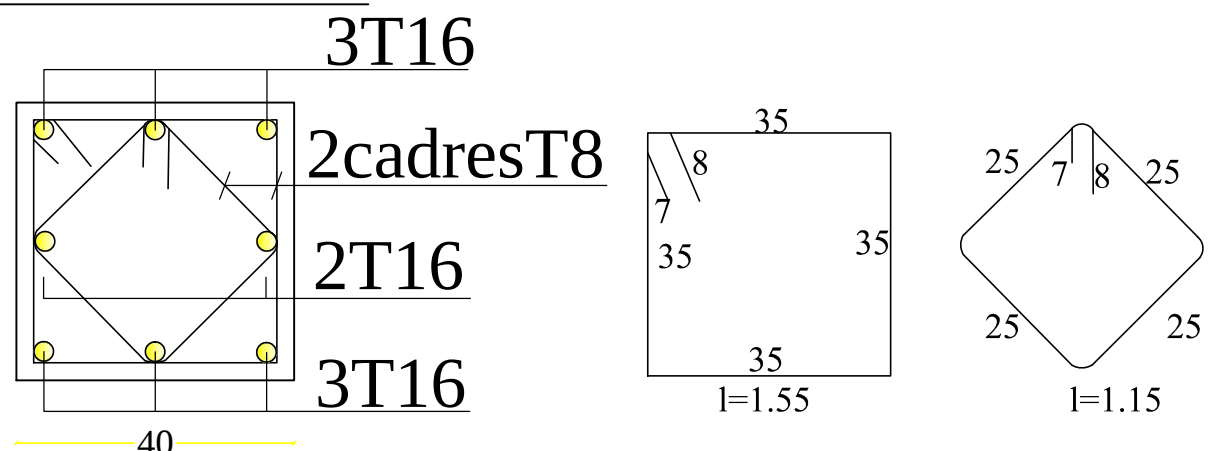


ferrailage du plancher



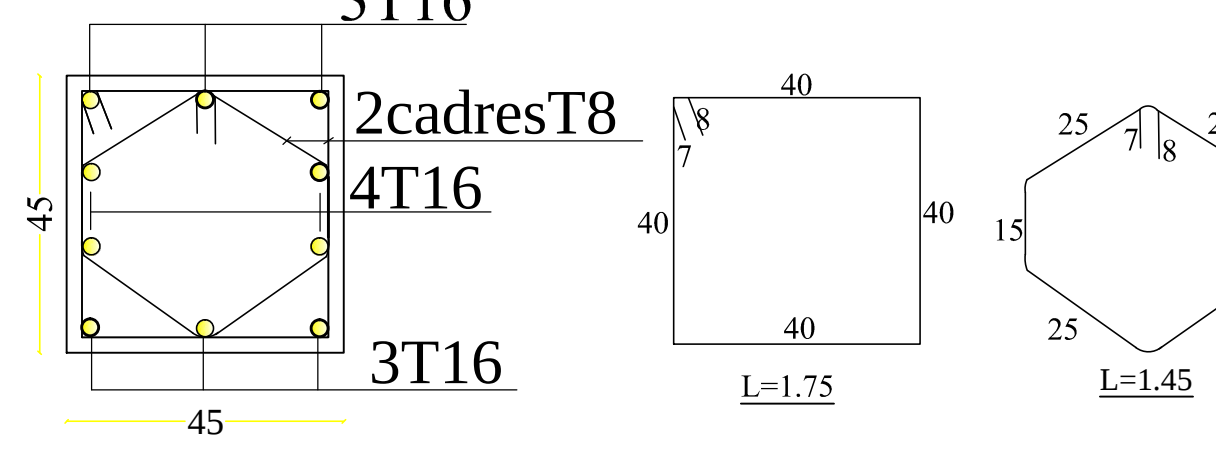
Poteaux40x40

COUPE 3-3



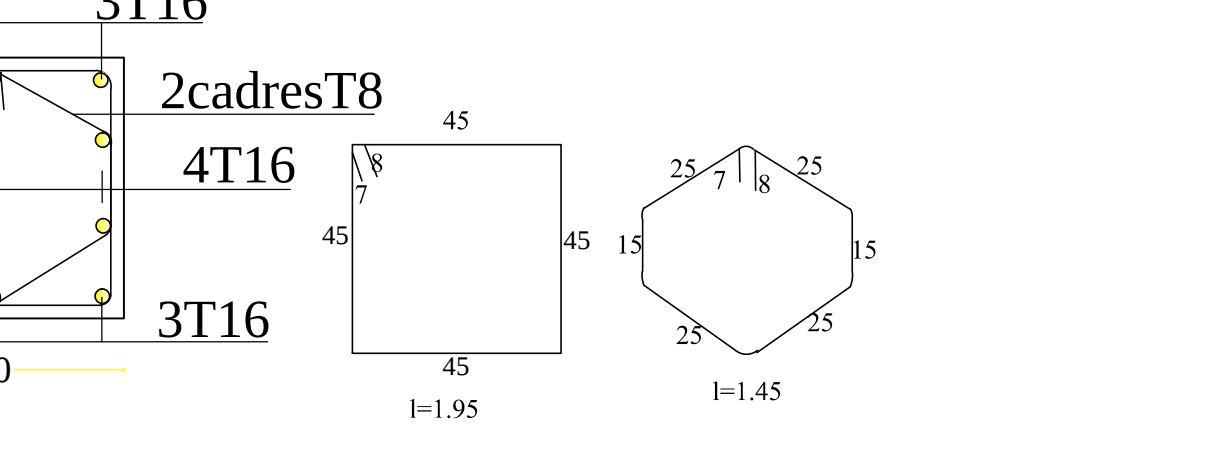
Poteaux45x45

COUPE 2-2

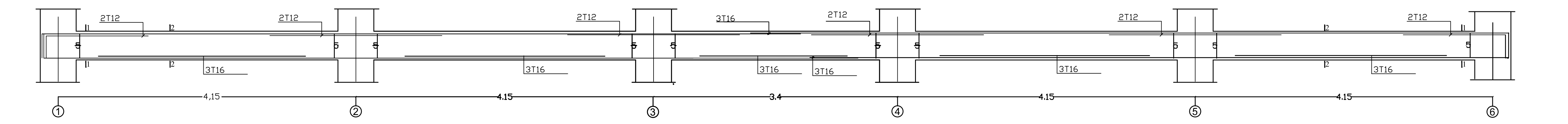


Poteaux50x50

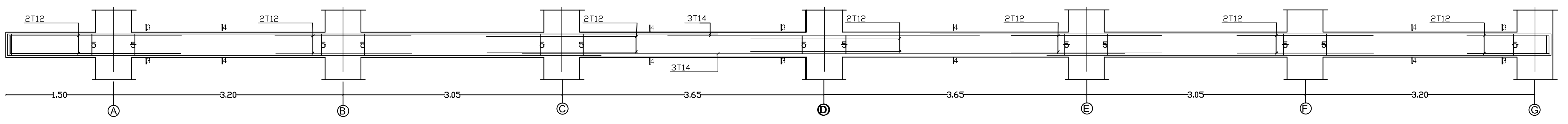
COUPE 1-1



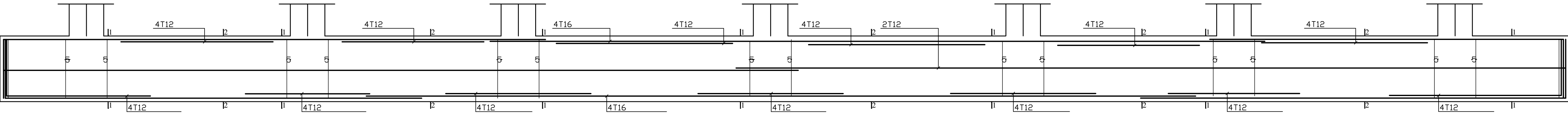
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES:(30x40):



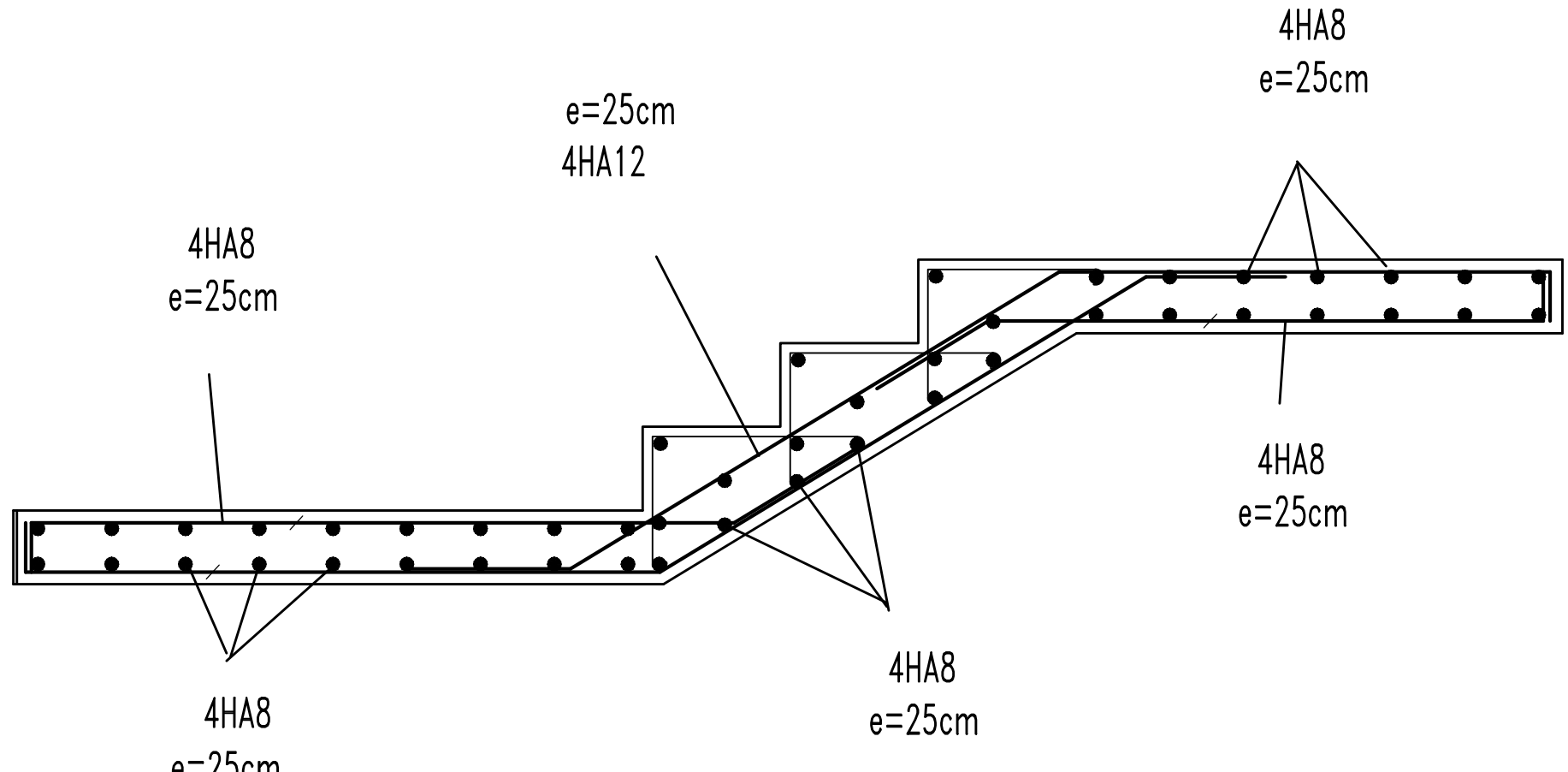
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES:(30x35):



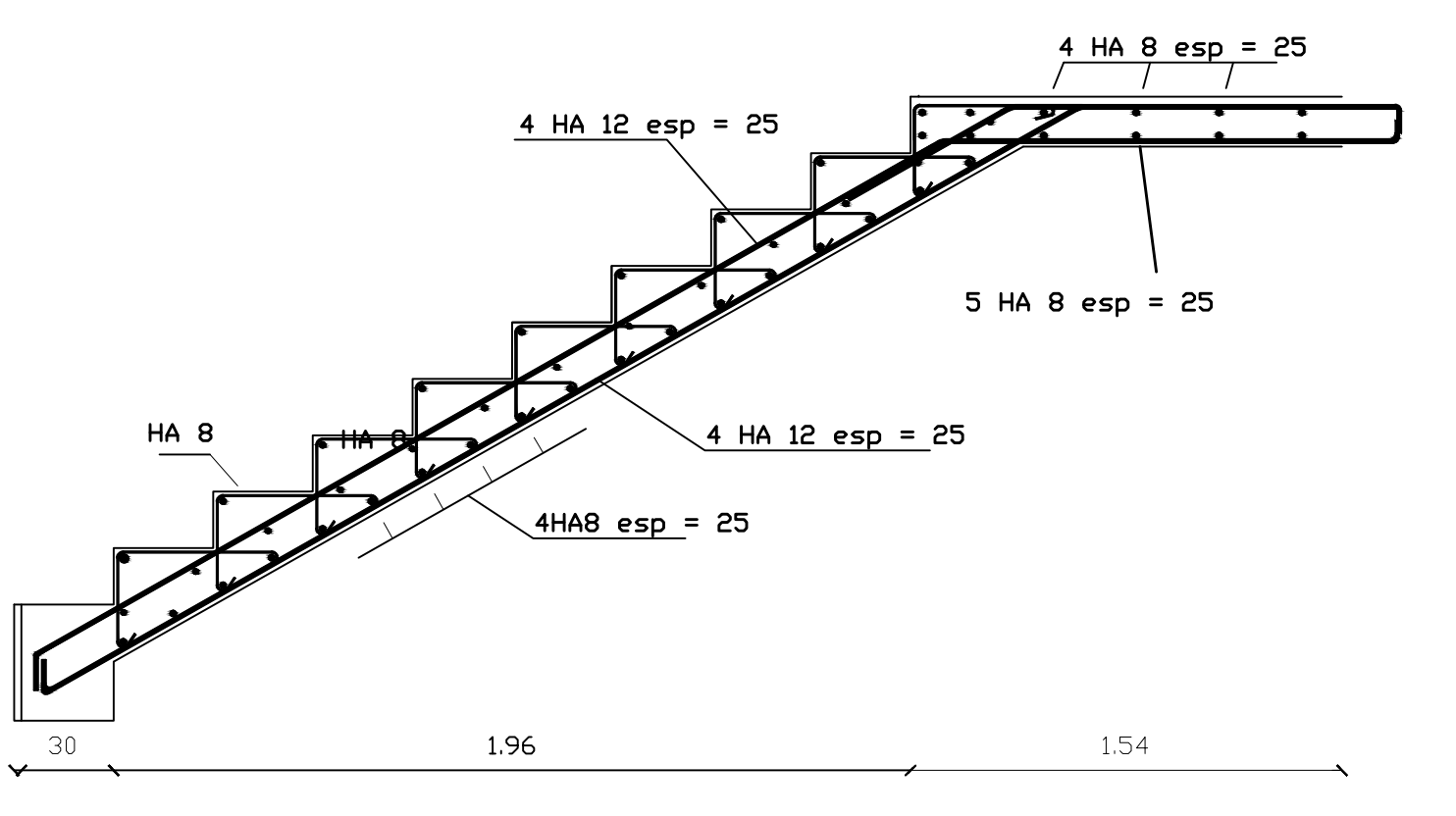
FERRAILLAGE DES SEMELLES



Ferrailage de l'escalier, Volée 2



Ferrailage de l'escalier, Vol° e 1



Ferrillages des poteaux

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude m'a permis de réunir les connaissances théoriques acquises durant les années d'études précédentes, et de les y employer, afin de trouver les ferraillages requis par les différents éléments de notre structure.

Le logiciel utilisé est fait pour résoudre les équations les plus complexes afin de faciliter le travail, qui lui est réglementé par de nombreuses lois, pour un résultat regroupant sécurité, économie, et un chez soi.

Cette étude n'a pas été des plus faciles, mais j'espère qu'il le facilitera pour les générations à venir, une fois mon travail corrigé.

Bibliographie

- Règlement parasismique algérien (R.P.A.99/Version 2003).
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations (D.T.R/B.C-2.2).
- Règles du B.A.E.L.91 (Révisé99).