



Mémoire de fin d'étude

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

Option : Constructions Civiles et Industrielles.

thème

*Etude d'un bâtiment (RDC+6+Etage en attique+
Entresol) à usage multiple à contreventement mixte
Avec l'application ETABS*

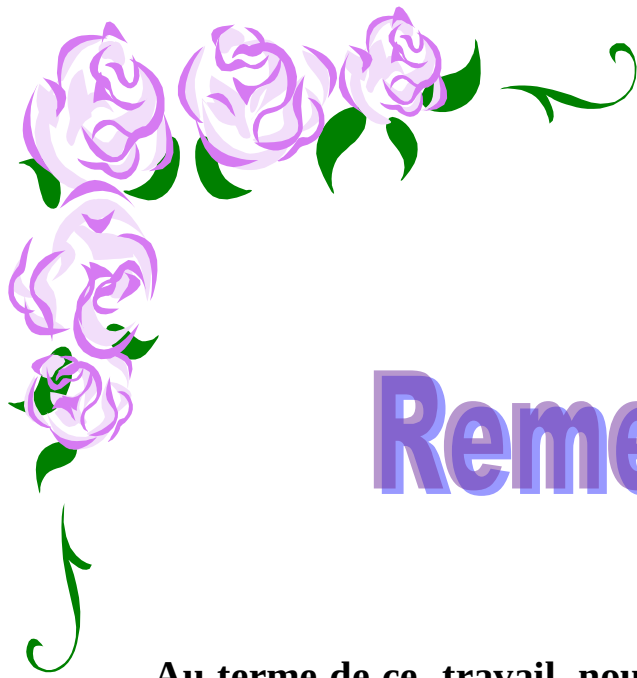


Etudié par: M^{elle} : YATAGHANE KENZA

M^{elle} : TAMANI LYSA

Dirigé par : Mr : IDDIR A.

PROMOTION 2018/2019



Remerciements

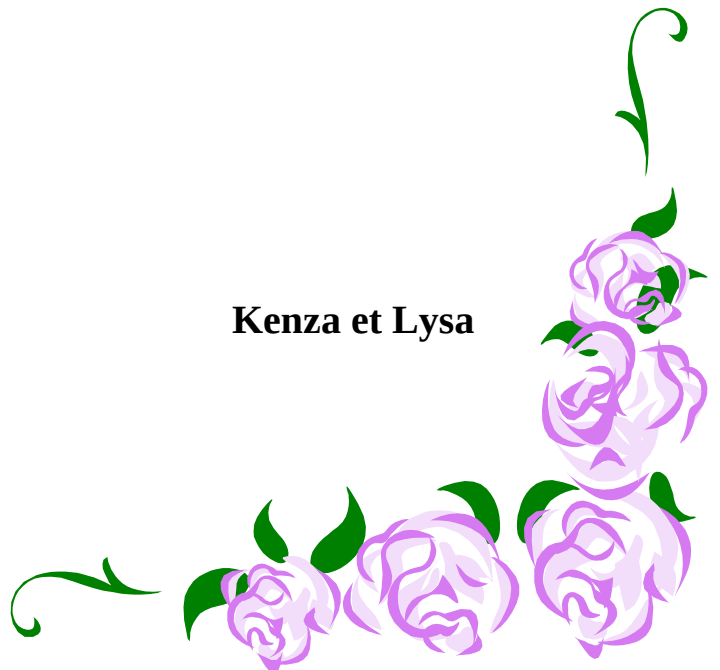
Au terme de ce travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous accorder d'avoir accompli ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous somme également très reconnaissants à notre promoteur Mr : IDIR de nous avoir suivis et orienté durant l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire trouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.

Kenza et Lysa



Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère Mère et à mon cher Père, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.

✚ *A mes frères : IDIR, AKLI, FERHAT, et LOU NES*

✚ *A mes sœurs : LOUIZA, TAOUS, LYDIA, et THANINA*

✚ *A toute la famille : YATAGHANE*

✚ *A tous mes Amis.*

✚ *A toute la promotion de GENIE CIVIL 2019*

✚ *je remercie mon promoteur Mr : IDDIR A. KADER*

✚ *je remercie KHALED TAHROUR*

✚ *En fin, je remercie mon binôme LISA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

KENZA

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère Mère et à mon cher Père, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.

 *A mes frères : WALID, GHANI et HILLAL*

 *A toute la famille : TAMANI*

 *A tous mes Amis.*

 *A toute la promotion de GENIE CIVIL 2019*

 *je remercie mon promoteur Mr : IDDIR A. KADER*

 *En fin, je remercie mon binôme KINOZ qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

LYSA

SOMMAIRE

Plan d'architecture

Introduction générales

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage..... 1

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments..... 13

Chapitres III : Calcul des éléments

III-1- plancher 30

III-2- balcon..... 66

III-3- Acrotère 74

III-4- salle machine 80

III-5- escalier 92

III-6- poutre palière 111

Chapitre IV : Etude de contreventement..... 120

Chapitre V : Modélisation avec ETABS et Vérification des conditions du RPA 145

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI-1- Ferrailage des poteaux..... 172

VI-2- Ferrailage des poutres 197

VI-3- Ferrailage des voiles..... 212

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure 230

Chapitre VIII : Etude du mur plaque 268

Conclusion

Plan d'exécution

Bibliographie

Introduction général

Introduction général

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de la réhabilitation d'ouvrages de Construction, d'infrastructures et de superstructures urbaines dont ils assurent la Sécurité et la durabilité afin de répondre aux besoins de la société.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

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

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

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+6+ES+étage en attique), en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au pré-dimensionnement des éléments, calcul des éléments, l'étude de contreventement, la modélisation et vérifications RPA. Puis nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettra de procéder au ferrailage des différents éléments. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE**I.1. Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de bases sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+6+étage en attique+Entre sol) à usage d'habitation et commercial et ce bâtiment sera implanté à TIZI OUZOU a sud-ouest de la ville classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.3. Les caractéristiques de l'ouvrage :**I.3.1. Les caractéristiques géométrique :**

Les dimensions de notre bâtiment sont :

❖ En plan :

- Longueur totale du bâtiment : L 25,78m
- Largeur totale du bâtiment : l = 24,78m

❖ En élévation :

- Hauteur totale : 32.13m
- Hauteur du RDC : 3.57m
- Hauteur de l'entre sol : 4.08m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06m
- La hauteur d'étage attique : 3.06m

I.3.2. Les caractéristiques structurelles :**1) L'ossature :** l'ossature est composée de :

- Portiques (Poutres et Poteaux).
- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.

2) Plancher : Le plancher est un air horizontal servant à supporter son poids propre ainsi que les surcharges ; Il sert aussi à délimiter les niveaux des étages et assurer une Isolation thermique et phonique.

Dans notre bâtiment nous distinguant deux types de planchers :

- ❖ **Plancher en corps creux :** porté par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portée des travées (espacé de 65cm) sur les quelles sont poser les corps creux (Hourdis).Elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux-poutre).

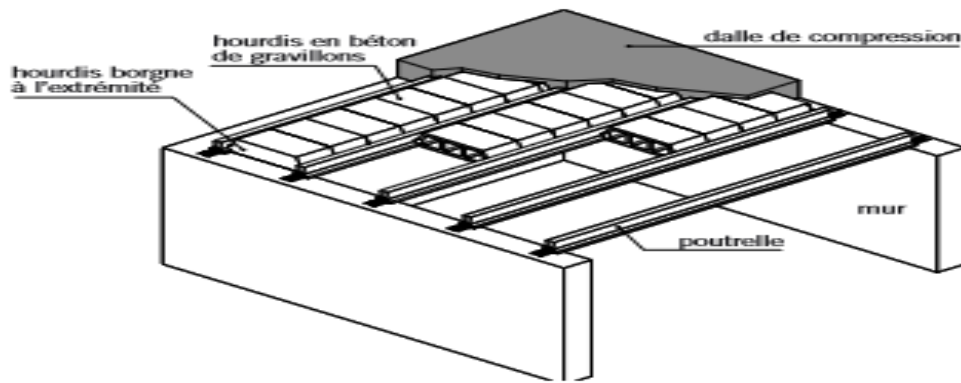


Fig. I.1 : éléments d'un Plancher en corps creux.

- ❖ **Plancher en dalle pleine** : réalisé en béton armé, ils sont généralement coulés sur place. Dans notre structure ils sont destinés pour les balcons et la cage d'ascenseur et les paliers de repos des escaliers.

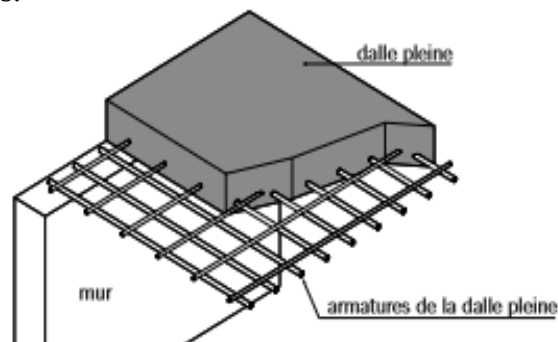


Fig. I.2 : éléments d'un Plancher en dalle pleine.

3) Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine

4) Le Remplissage (Maçonnerie):on distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (10x10) cm Séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de 10cm.

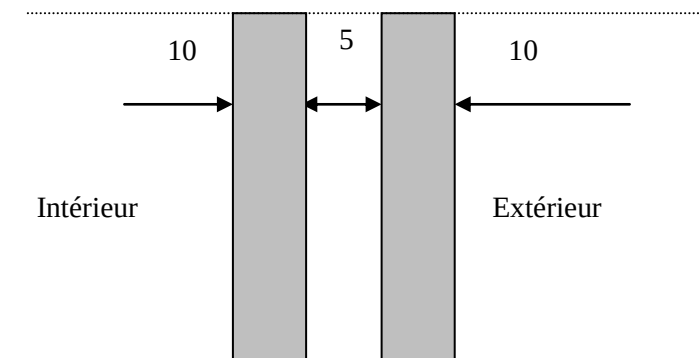


Fig.I.3. Schéma descriptif du mur extérieur.

5) Les Revêtements : On a :

- Carrelage scelle pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

6) Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, elle assure la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Elle est réalisée en béton armé.

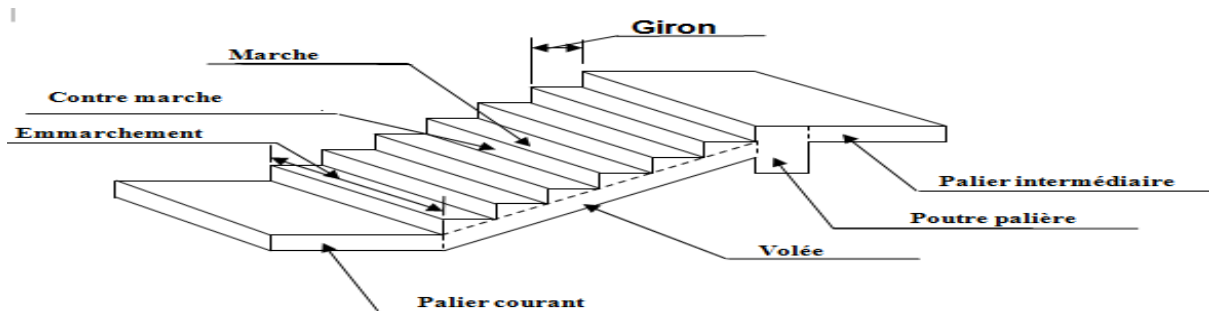


Fig.I.4 : Coupe schématique d'escalier

7) Cage d'ascenseur :

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

8) LES Voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, appelé couramment refend, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux due à l'action du séisme.

9) Les Fondations :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propres et surcharge climatique et d'utilisations) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de type de fondation dépend essentiellement de deux facteurs qui sont : la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (**RPA99/ version 2003**) ainsi que les règles de béton armé aux états limite (**BAEL 91/ modifiée 99**).

I.4.1. Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau et adjuvants (éventuellement), il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

I.4.1.1. composition du béton :

Le béton qui sera mis en œuvre sera dosé pour un mètre cube de 350 Kg de ciment CPG. 325 qui se caractérisera par une résistance à la compression à 28 jours.

Béton type I : béton de propreté :

Ciment portland CPA 325	150 kg
Sable 0/3 à 0/5	0.400 m ³
Gravier 8/15 et 15/25	0.800 m ³
Eau de gâchage	180 l

Béton type II béton armé :

Ciment portland CPA 325	350 kg
Sable 0/3 à 0/5	0.400 m ³
Gravier 8/15 et 15/25	0.800 m ³
Eau de gâchage	180 l

I.4.1.2. Résistance caractéristique à la compression « f_{cj} »:

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée f_{c28} . Elle est déterminée après un essai d'écrasement des éprouvettes normalisées (16×32) cm par compression axiale après 28 jours du durcissement. Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28}=25\text{MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \checkmark \text{ Bétons de résistance courante : } f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \longrightarrow f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ \checkmark \text{ Bétons de haute résistance : } f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \longrightarrow f_{c28} \geq 40\text{MPa} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL91-art A.2.1, 11})$$

- Lorsque l'âge dépasse 28 jours ; on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.
- lorsque : $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise la relation :
$$\begin{cases} f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

I.4.1.3. Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 12 BAEL 91)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ d'où : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Avec:

- f_{tj} : résistance caractéristique du a la traction a (j) jours en MPa (N/mm²).
 - f_{cj} : la résistance caractéristique du béton a la compression à (j) jours en MPa(N/mm²).
- Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
On aura : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$.

I.4.1.4. Contraintes limites :

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le BAEL99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite. On distingue deux états limites :

1) Etat limite de service (ELS) :

Ce sont les états ou les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure sont plus satisfaites, on distingue trois situations possibles qui sont :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

2) Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, au-delà de cet état la structure perd ses capacités :

- L'équilibre statique de la construction (basculement).
- La résistance de chacun des éléments (rupture).
- La stabilité de forme (flambement).

❖ **Contrainte ultime de compression :**

a)ELU :La contrainte limite ultime du béton a la compression qui correspond a cet état est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ [MPa]}$$

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

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

θ = coefficient de la durée d'application des actions considérées,

$\theta = 1$ si la durée d'application est $\geq 24 \text{ h}$

$\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre **1h et 24h**

$\theta = 0,85$ si la durée d'application est $< 1 \text{ h}$.

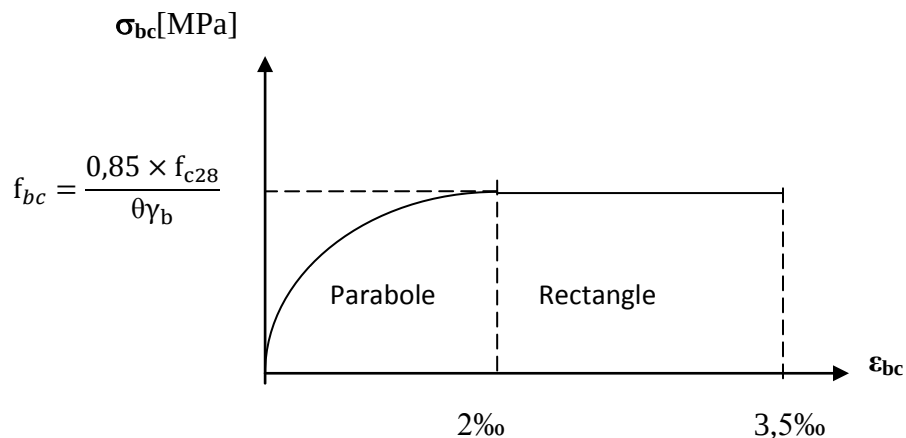


Fig. I.5. Diagramme de la contrainte de déformation du béton à l'ELU.

➤ **Interprétation de diagramme :**

Le diagramme est constitué de deux parties :

- La première partie, est une courbe parabolique de déformation relative limitée à 2‰ en compression simple.
- La deuxième partie, est un rectangle en flexion simple.

b) ELS : La contrainte de service à la compression du béton est donnée par la formule suivante :

$\sigma_{bc} = 0,60f_{c28}$ [MPa] pour un $f_{c28} = 25$ MPa on aura $\sigma_{bc} = 15$ [MPa]

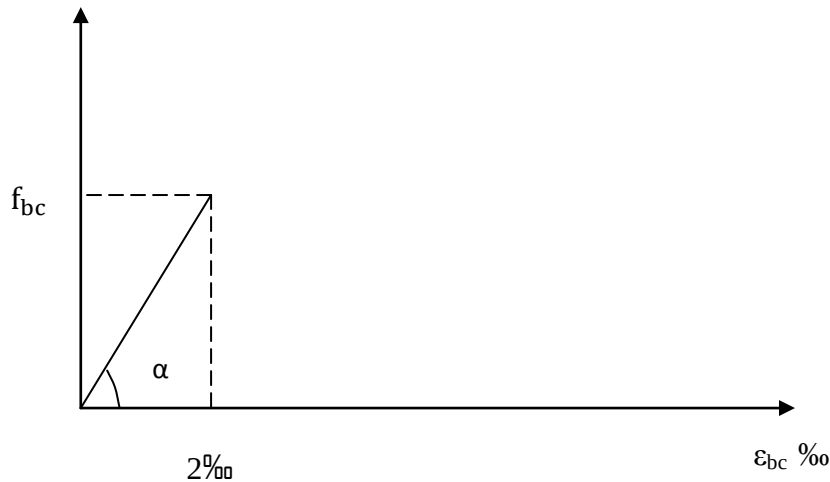


Fig .I.6. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

❖ **Contrainte limite ultime de cisaillement :(BAEL/Art 5.1,1) :**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

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

V_u : valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée(calculée à l'ELU)

b : la valeur de la largeur de la section cisailée.

d : valeur de la hauteur utile ($d=h-c$)

- Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

▪

- Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

I.4.1.5. Module d'élasticité :**1) Module de déformation longitudinal du béton :**

On distingue deux sortes de modules de déformations longitudinales selon la durée de l'application de la contrainte :

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

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa} \longrightarrow (\text{Art A. 2.1.21/ BAEL 91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa.}$$

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

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

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \longrightarrow (\text{Art A. 2.1.22/ BAEL 91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_v = 10818,86 \text{ MPa.}$$

2) Module d'élasticité transversale :

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

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

3) Coefficient de poisson : (Art A-2.1, 3 BAEL).

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L) \text{ il sera égal à : } \nu = \begin{cases} 0.2 & \text{à l'état limite de service (ELS)} \\ 0 & \text{à l'état limite ultime (ELU)} \end{cases}$$

ν : Coefficient de poisson

Δd / d : Déformation relative transversale.

ΔL / L : déformation relative longitudinale

I.4.2. les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I.4.2.1. Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance à la rupture	Allongement Relatif à la Rupture (‰)	Coefficient De fissuration	Coefficient De (Ψ) scellement
Aciers en barres	Rond lisse FeE 235	R L	235	410 -490	22‰	1	1
	Haute Adhérence FeE 400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520(Φ<6)	T S	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I.1. Fe en fonction du type d'acier

Pour Notre projet on utilisera que des Aciers de haute adhérence.

1) limite élasticité de l'acier :

a) ELU : La contrainte limite de l'acier est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,5 \quad \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400} \end{array} \right.$$

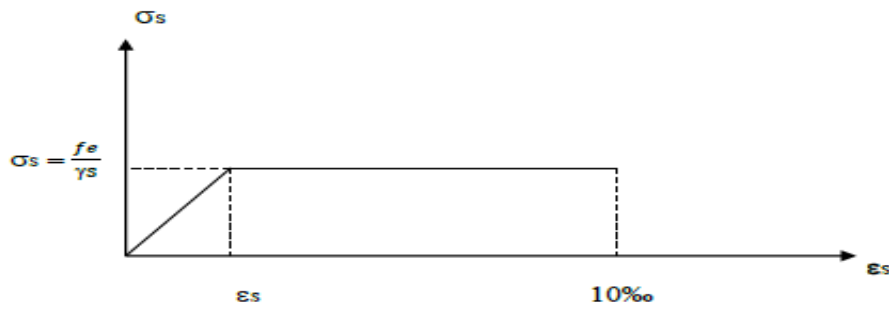


Fig. I.7. *Diagramme contrainte-déformation de l'acier*

b) ELS :

Afin de réduire les risques de fissuration et éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les armatures tendue sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles de BAEL 91 on distingue trois cas de fissures :

✓ **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments intérieurs aucune vérification n'est nécessaire

$$\sigma_{st} = f_e \longrightarrow (\text{BAEL91/Art4.5, 32})$$

✓ **Fissuration préjudiciable :**

Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries il y a risque d'infiltration, donc la contrainte est limitée comme suite :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \right\} \longrightarrow (\text{BAEL91/Art4.5, 33})$$

✓ **Fissuration très préjudiciable :**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer). Donc la contrainte est limitée comme suite :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \longrightarrow (\text{BAEL91/Art4.5, 34})$$

Avec:

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1,0$ pour les aciers ronds lisses RL

$\eta = 1,3$ pour les HA < 6 mm. .

$\eta = 1,6$ pour les adhérence (HA) de diamètre $\geq 6\text{mm}$

(BAEL91/Art7.21)

❖ Diagramme contrainte- déformation : (BAEL91/Art 2.2.2)

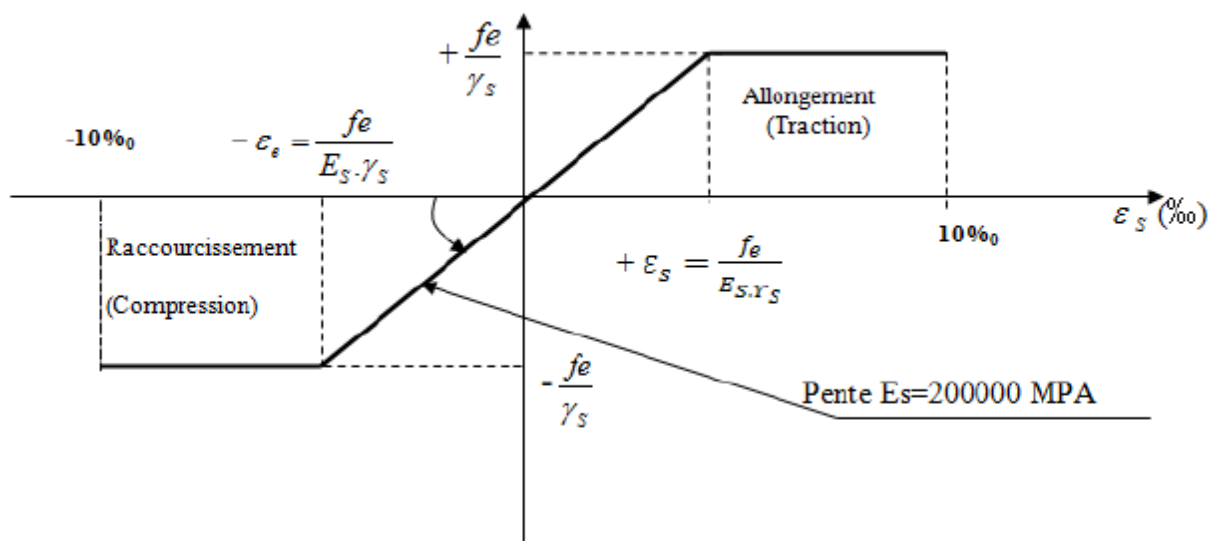


Fig .I.8. Diagramme contraintes déformations de l'acier

2) Protection des armatures contre la corrosion et possibilité de bétonnage correct :(art A.7-2 4 BAEL91) :

Le bétonnage doit se faire correctement afin d'assurer la protection des armatures contre les effets d'intempéries et d'agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes:

- **C $\geq 5 \text{ cm}$** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C $\geq 3 \text{ cm}$** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C $\geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux Condensations.

I.5. Référence de calcul :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « **RPA 99/Version 2003** ».
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « **BAEL91 /modifié 99** ».
- Documents Technique Règlementaires « **DTR-B.C.2.2** » : charges permanentes et Charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « **CBA93**».

I.6. Conclusion :

Dans ce premier chapitre, nous avons défini tous les éléments que contient notre structure, et les caractéristiques mécaniques des matériaux qui seront utilisés lors de la construction, en respectant les règles du BAEL91/modifiées 99, et les règles parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003.

II.1. Introduction :

Ce chapitre consiste à pré dimensionner les éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles, et a pour objectif de déterminer les sections des différents éléments cités ci-dessus afin qu'ils puissent reprendre les différentes sollicitations aux quelles ils sont soumis telle que :

- **Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de tous les éléments de la structure.
- **Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique.

Ce pré-dimensionnement se fait en respectant les règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- D.T.R-B.C.2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- D.T.R-B.C.2.41 : Code du Béton Armé (CBA 93)
- BAEL 91 Béton Armé aux états limites.
- D.T.R-B.C.2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- D.T.R-B.C.2.48 : Règles parasismiques algériennes(RPA99) modifié en 2003.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée. Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations

II.2.1. Pré-dimensionnement du plancher en corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \longrightarrow \text{BAEL 91/Art .6.8, 424})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ht: \text{ hauteur de plancher} \\ L_{max} : \text{ portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles} \\ L=410-25=385 \text{ cm} \longrightarrow (\text{Le RPA exige : On prend } \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm Zone IIa}) \\ ht = (385/22.5) = 17.11 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On adoptera une hauteur normalisée de $ht = 20 \text{ cm}$, soit un plancher $(16+4) \text{ cm}$, dont 16 cm qui est la hauteur du corps creux et 4 cm c'est la hauteur de la table de compression, et ce dimensionnement est valable pour tous les planchers de cette construction.

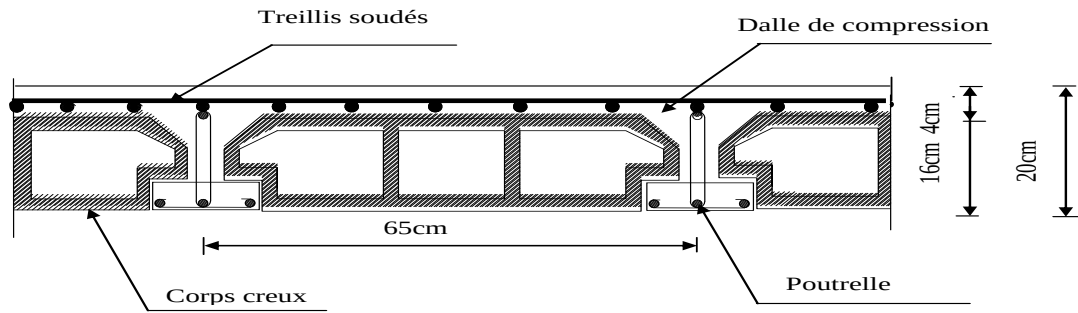


Fig. II.1 : Coupe verticale du plancher

II.2.2. Plancher en dalles pleines

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. L'épaisseur des dalles pleine dépend le plus souvent des conditions d'utilisations et de résistances, on déduira donc l'épaisseur des dalles des conditions ci-après :

- **Résistance au feu :**

$e=7\text{cm}$ pour une heure de coupe de feu.

$e=11\text{cm}$ pour deux heures de coupe feu.

- **Condition de la résistance a la flexion :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

Avec :

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : $L_0 = 1,60\text{m}$ $\longrightarrow e \geq 1,60/10 = 0,16 \text{ m}$

On adoptera une épaisseur **$e = 20\text{cm}$**

II.2.2.1) dalle pleine pour la salle machine :

Dans ce cas de figure, on a une dalle pleine qui repose sur plus de trois appuis, avec les dimensions suivantes :

$$L_x=1.15\text{m} \text{ et } l_y=1.23\text{m} \implies \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.15}{1.23} = 0.93 \implies 0,4 \leq \rho_x \leq 1$$

Le panneau travaille donc suivant les deux directions, son épaisseur sera déterminée a base de la formule suivante :

$$h \geq \frac{ly}{30} \implies ht \geq \frac{1.23}{30} = 0.041 \implies ht \geq 0.041$$

L'épaisseur minimale d'une dalle pleine selon le **(RPA99-V2003)** est de 12cm ; on retiendra

$$ht = 15\text{cm}$$

II.3. Pré-dimensionnement des Poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place. Leur rôle est de transmettre les charges et les surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux voiles)

D'après le : (RPA2003-Art 7-5-1), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

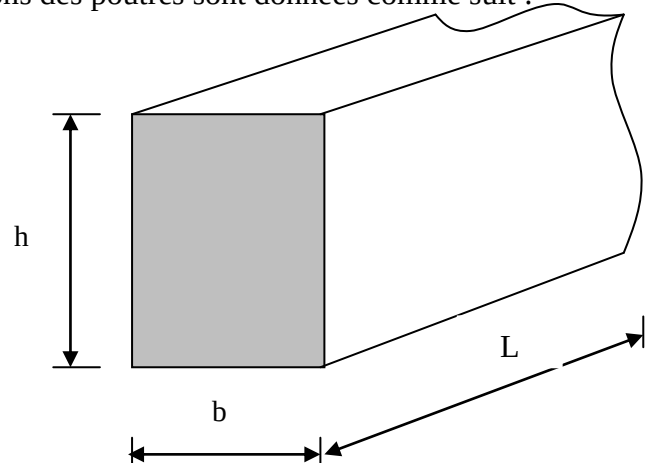
$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

D'après les règles du BAEL 91, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} h : \text{hauteur de la poutre,} \\ b : \text{largeur de la poutre,} \\ L : \text{portée maximum entre nus.} \end{cases}$$



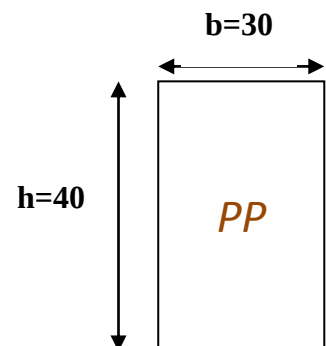
II.3.1. Pré-dimensionnement des Poutres principales

Ce sont les poutres porteuses.

$$L = 500 - 25 = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \longrightarrow 31.66\text{cm} \leq h \leq 47.5\text{cm} \quad \text{Soit } h = 40\text{cm}$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \longrightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \quad \text{Soit } b = 30\text{cm}$$



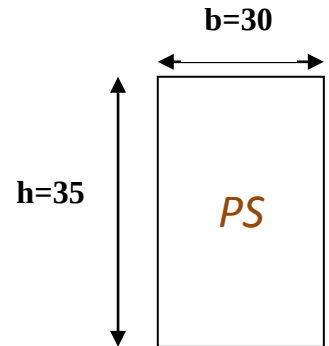
La section des poutres principales est : (30 x 40) cm²

II.3.2. Pré-dimensionnement des Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chaînage :
 $L = 410 - 25 = 385 \text{ cm}$

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \longrightarrow 25.66 \text{ cm} \leq h \leq 38.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 35 \leq h \leq 0,7 \times 35 \longrightarrow 14 \text{ cm} \leq h \leq 24.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$



La section des poutres secondaires est : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3.3) Vérification des conditions exigées par le RPA

Les vérifications des conditions exigées par l'RPA sont montrées dans le tableau suivant :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Condition vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	Condition vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	1,33	1.16	Condition vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA

❖ Conclusion

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

II.4) Pré-dimensionnement des poteaux

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

Avec :

$$\begin{cases} N_s : \text{effort normal repris par le poteau} \\ G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.} \end{cases}$$

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} \geq \frac{N_s}{S} \longrightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad / \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ [MPa]}$$

$$S \geq \frac{N_s}{0,6 f_{c28}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{S} : \text{Section du poteau considéré.} \\ \mathbf{N_s} : \text{Effort normal revenant au poteau.} \\ \bar{\sigma}_{bc} : \text{Contrainte admissible du béton a la compression simple.} \end{array} \right.$$

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

- Les dimensions de la section transversale des poteaux selon RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

- On adopte préalablement la section des poteaux comme suite :

Niveau	Section des poteaux
Entre sol et RDC et 1 ^{er} étage	40x40
2 ^{ème} et 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	35x35
5 ^{ème} et 6 ^{ème} ; étage en attique	30x30

Tableau II.2 : Pré dimensionnement des poteaux

II.4.1) Détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitations

A) Charges permanentes

❖ Plancher Terrasse accessible :

La charge permanente de la terrasse accessible est donnée dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lit de sable	0,02	18	0.36
4	Plancher corps creux (16+4)	/	/	2.85
5	Forme de pente 1%	0.10	22	2.20
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{tot}				6.41KN/m²

Tableau II.3 : Charge permanente de la terrasse accessible

❖ Plancher d'étage courant :

La charge permanente du plancher d'étage courant est donnée dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher corps creux (16+4)	/	/	2.85
5	Cloison de séparation	0,10	9	0.90
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale G_{tot}				5,11

Tableau II.4 : Charge permanente de l'étage courant

❖ Dalle pleine

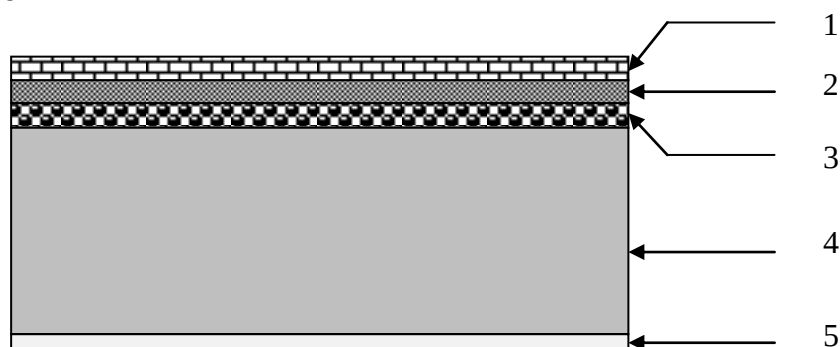


Fig. II.2 : Coupe d'une dalle pleine

La charge permanente d'une dalle pleine est donnée dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente totale G_{tot}				5,35

Tableau II.5 : Charge permanente d'une dalle pleine

❖ Maçonnerie

- Murs extérieurs

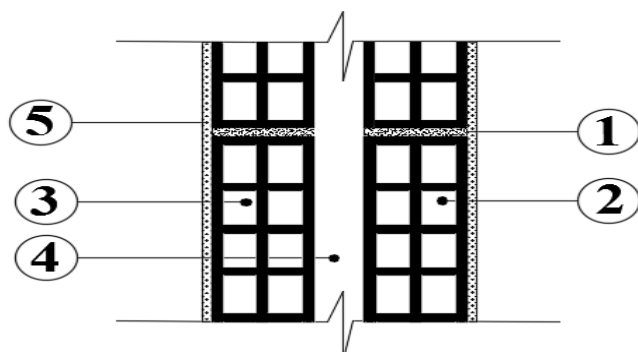


Fig. II.3 : Coupe d'un mur simple double parois

La charge permanente d'un mur de séparation est donnée dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
1	Enduit-ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	09	0,9
3	L'âme d'air	0.05	/	/
4	Briques creuses	0.15	09	1.35
5	Enduit-plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale G_{tot}				2,81

Tableau II.6 : Charge permanente d'un mur extérieure

B) Surcharge d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données dans le tableau suivant :

Elément	Surcharge (Q) [KN/m ²]
- Acrotère	1.00
- Plancher terrasse accessible	1.50
- Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
- Balcon	3.50
- Plancher à usage de service	2,50
-Plancher à usage commercial	3,50

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation

II.4.2. Dégression vertical des surcharges d'exploitation

D'après le règlement (DTR B.C.2.2) la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombres de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérer comme indépendante. C'est le cas des bâtiments à usages d'habitations. Les niveaux occupe par les locaux industrielles ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de cinq niveaux ce qui est le cas de notre bâtiment

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

Les valeurs de coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ sont donnée dans le tableau suivant :

Niveau	Etage attique	6	5	4	3	2	1	RDC	Entre sol
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687

Tableau II.8 : les valeurs de coefficient $(\frac{3+n}{2n})$

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

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

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

.

.

$$\Sigma_n = Q_0 + (\frac{3+n}{2n}) \cdot \sum_{i=1}^n Q_j \quad \text{Pour } n \geq 5$$

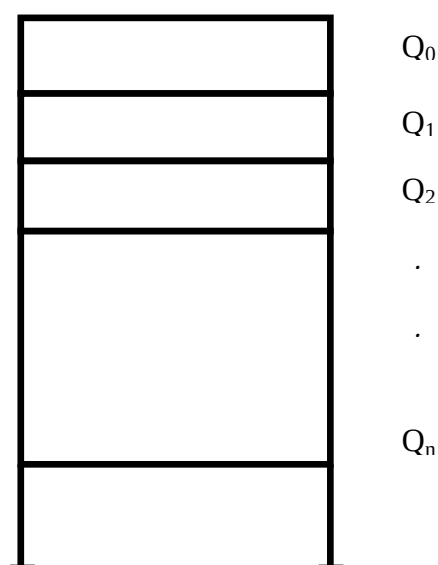


Fig. II.4 : Dégression verticale des surcharges d'exploitation

Les Surcharges cumulées

Etage en-attique : Q_0 .

Niveau 06 : $Q_1 = Q_0 + Q_1$

Niveau 05 : $Q_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Niveau 04 : $Q_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 03 : $Q_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niveau 02 : $Q_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Niveau 01 : $Q_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Niveau de RDC : $Q_7 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{rdc})$

Niveau de l'entre sol : $Q_8 = Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{rdc} + Q_{entresol})$

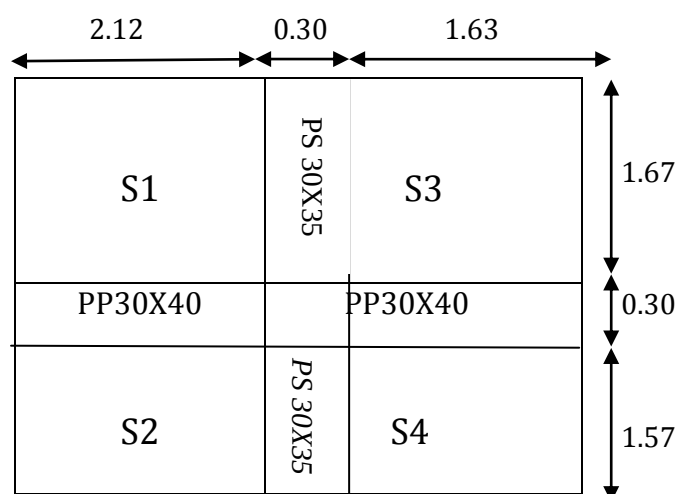
II.4.2. Charges et surcharges revenants au poteau les plus sollicité

a) Poteau plus sollicité

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande influence est le poteau E3.

b) Calcul de la surface d'influence

C'est la surface du plancher **afférente** au poteau.



$$S = (2.12 \times 1.67) + (2.12 \times 1.57) + (1.63 \times 1.67) + (1.63 \times 1.57) = 12.13 \text{ m}^2$$

➤ **Les Charges permanentes :**

❖ **Poids propre revenant pour chaque plancher**

Pour calculer le poids d'un plancher, il suffit d'effectuer le produit de son poids surfacique par sa surface, comme le montre la formule suivante : $P = G \times S_n$

Avec :

S_n : surface nette du plancher considéré

G : charge permanente sur le plancher

- **Plancher terrasse**

$$G_{pt} = 12.13 \times 6.41 = 77.75 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage courant**

$$G_{ec} = 12.13 \times 5.11 = 61.98 \text{ KN.}$$

❖ **Poids propre revenant pour chaque Poutres :**

$$P = \rho \times V$$

Avec :

ρ : Poids volumique du matériau qui compose la poutre, dans notre cas ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$) pour le béton armé.

V : volume de la poutre.

✓ **Poutres principale**

$$P_{pp} = [(0.30 \times 0.40) (2.12 + 1.63)] \times 25 = 11.25 \text{ KN.}$$

✓ **Poutres secondaires**

$$P_{pc} = [(0.3 \times 0.35) (1.67 + 1.57)] \times 25 = 8.5 \text{ KN}$$

✓ **Poids totales des poutres :**

$$P_{ptot} = P_{pp} + P_{pc} = 11.25 + 8.5 = 19.75 \text{ KN}$$

❖ **Poids propre revenant pour chaque Poteaux :**

Le poids propre des poteaux est calculé avec l'utilisation de la formule ci-dessous :

$$P = \rho \times v \quad \Longrightarrow \quad P = h \times S \times \rho$$

Avec:

ρ : Poids volumique du matériau qui compose le poteau, ($\rho = 25\text{KN}$) pour le béton armé

V : volume du poteau considéré

- pour les poteaux de 1^{er} étage $P_1 = 0.40 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = 12.24\text{KN}$

- pour les poteaux de RDC $P_2 = 0.40 \times 0.40 \times 3.57 \times 25 = 14.28\text{KN}$

- pour les poteaux de l'entre sol $P_3 = 0.40 \times 0.40 \times 4.08 \times 25 = 16.32\text{KN}$

- pour les poteaux de 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} $P_4 = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37\text{KN}$

- pour les poteaux de 5^{ème}, 6^{ème} et étage en attique $P_5 = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.88\text{KN}$

A) Surcharge d'exploitation :

Le poids de la surcharge revenant a chaque plancher est calcule a partir de la formule suivante :

$$Q = q \times S_n$$

avec :

q : surcharge revenant au plancher considéré fixée par le **(DTR B.C.2.2)**

S_n : surface de contact de la surcharge.

- Plancher terrasse accessible :
 $Q_0 = 1.50 \times 12.13 = 18.19\text{KN}$.
- Plancher à usage d'habitation :
 $Q_1 = Q_2 = \dots Q_6 = 1.5 \times 12.13 = 18.19\text{KN}$
- Plancher étage en- attique :
 $Q_{\text{étage en-attique}} = 1.5 \times 12.13 = 18.19\text{KN}$
- Plancher de RDC (service proprement dits) on a pris 1.5 car le plancher de RDC c'est le sol de l'étage courant
 $Q_{\text{rdc}} = 1.5 \times 12.13 = 18.19\text{KN}$
- Plancher de l'entre sol (commerce) :
 $Q_{\text{es}} = 2.5 \times 12.13 = 30.32\text{KN}$

La descente des charges est donnée dans le tableau suivant :

Niv	Charges permanentes [KN]					Surcharge d'exploitation [KN]		Efforts normaux $N = G_c + Q_c$ [KN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	G_{tot}	C_{um}	plancher	cumule		Section trouvée	Section adoptée
Etage attique	77.75	0.00	19.75	97.5	97.5	18.19	18.19	115.69	77.12	30×30
6	61.98	6.88	19.75	88.61	186.11	36.38	54.57	240.68	160.45	30×30
5	61.98	6.88	19.75	88.61	274.72	52.75	107.32	382.04	254.69	30×30
4	61.98	9.37	19.75	91.1	365.82	67.30	174.62	540.44	360.29	35×35
3	61.98	9.37	19.75	91.1	456.92	80.03	254.65	711.57	474.38	35×35
2	61.98	9.37	19.75	91.1	548.02	90.95	345.60	893.62	595.74	35×35
1	61.98	12.24	19.75	93.97	641.99	100.04	445.64	1087.63	725.08	40×40
RDC	61.98	14.28	19.75	96.01	738	108.59	554.23	1292.23	861.48	40×40
Etsol	61.98	16.32	19.75	98.05	836.05	126.49	680.72	1516.77	1011.18	40×40

Tableau II.9: Récapitulatif de la descente de charges

D'où les sections adoptées :

- Entre sol RDC, 1^{er} niveau → (40 × 40) cm²
- Niveau 2, 3, 4 → (35 × 35) cm²
- Niveau 5 6 étage en-attique. → (30 × 30) cm²

II.4.4) Les vérifications :

II.4.4.1) Vérification des conditions de l'RPA (ARTICLE 7.4.1)

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone IIa.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Étages (1...6 et étage en attique)} & h_e = 306-40=266\text{cm}, \\ \text{RDC} & h_e = 357-40=317\text{cm}, \\ \text{Entre sol} & h_e=408-40=368\text{cm} \end{array} \right.$$

✓ **Etages(en attique .6.5)**

- $\text{Min}(b, h) = \min(30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b, h) = 30\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

✓ **Etages 4.3.2**

- $\text{Min}(b, h) = \min(35\text{cm}, 35\text{cm}) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b, h) = 35 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

✓ **Etage1 .RDC. Entre sol**

- $\text{Min}(b, h) = \min(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

❖ **Entre sol**

- $\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{368}{20} = 18,4\text{cm}$ Condition vérifiée.

❖ **RDC**

- $\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{317}{20} = 15,85\text{cm}$ Condition vérifiée

❖ **1^{er} étage**

- ❖ $\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3\text{cm}$ Condition vérifiée.

II.4.4.2) Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément élancé sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 2003 page 110})$$

Avec λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement $L_f = 0,7 L_0$

L_0 : Distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Avec

I : Moment d'inertie.

$B = b \times h$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12bh}}} = \frac{0,7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

✓ Poteau de l'entre sol $(40 \times 40) \text{ cm}^2$	$L_0 = 4,08\text{m} \longrightarrow$	$\lambda = 24,73 < 35$	vérifiée.
✓ Poteau du RDC $(40 \times 40) \text{ cm}^2$	$L_0 = 3,57\text{m} \longrightarrow$	$\lambda = 21,64 < 35$	vérifiée.
✓ Poteaux du 1 ^{er} étage $(40 \times 40) \text{ cm}^2$	$L_0 = 3,06\text{m} \longrightarrow$	$\lambda = 18,55 < 35$	vérifiée.
✓ Poteau du 2, 3, 4 $(35 \times 35) \text{ cm}^2$	$L_0 = 3,06\text{m} \longrightarrow$	$\lambda = 21,20 < 35$	vérifiée.
✓ Poteau du 5, 6, étage en attique $(30 \times 30) \text{ cm}^2$	$L_0 = 3,06\text{m} \longrightarrow$	$\lambda = 24,73 < 35$	vérifiée

❖ **Conclusion :**

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

II.4.4.4) Vérification d'effort normal réduit (Art 7.4.3.1) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

L'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

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

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

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

➤ **Pour le poteau de (40x40) cm²:**

$$\frac{1011.18}{40 \cdot 40 \cdot 25} = 0,025 < 0,3 \dots\dots CV$$

➤ **Pour les poteaux de (35x35) cm² :**

$$\frac{595.74}{35 \cdot 35 \cdot 25} = 0,019 < 0,3 \dots\dots CV$$

➤ **Pour les poteaux de (30x30) cm² :**

$$\frac{254.69}{30 \cdot 30 \cdot 25} = 0,011 < 0,3 \dots\dots CV$$

II.5) pré-dimensionnement des voiles :

Ce sont les éléments rigides en béton armé coulé sur place destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Ils sont pré-dimensionner par le **RPA 99 / version 2003** qui préconise :

$$L \geq 4a$$

Avec :

l : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

-L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h_e** et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm. $a \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} = \frac{h_e}{20} \right)$

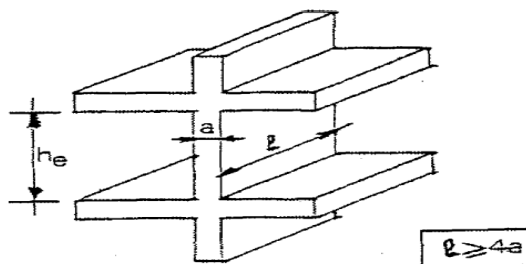


Fig. II.5: Coupe du voile en élévation

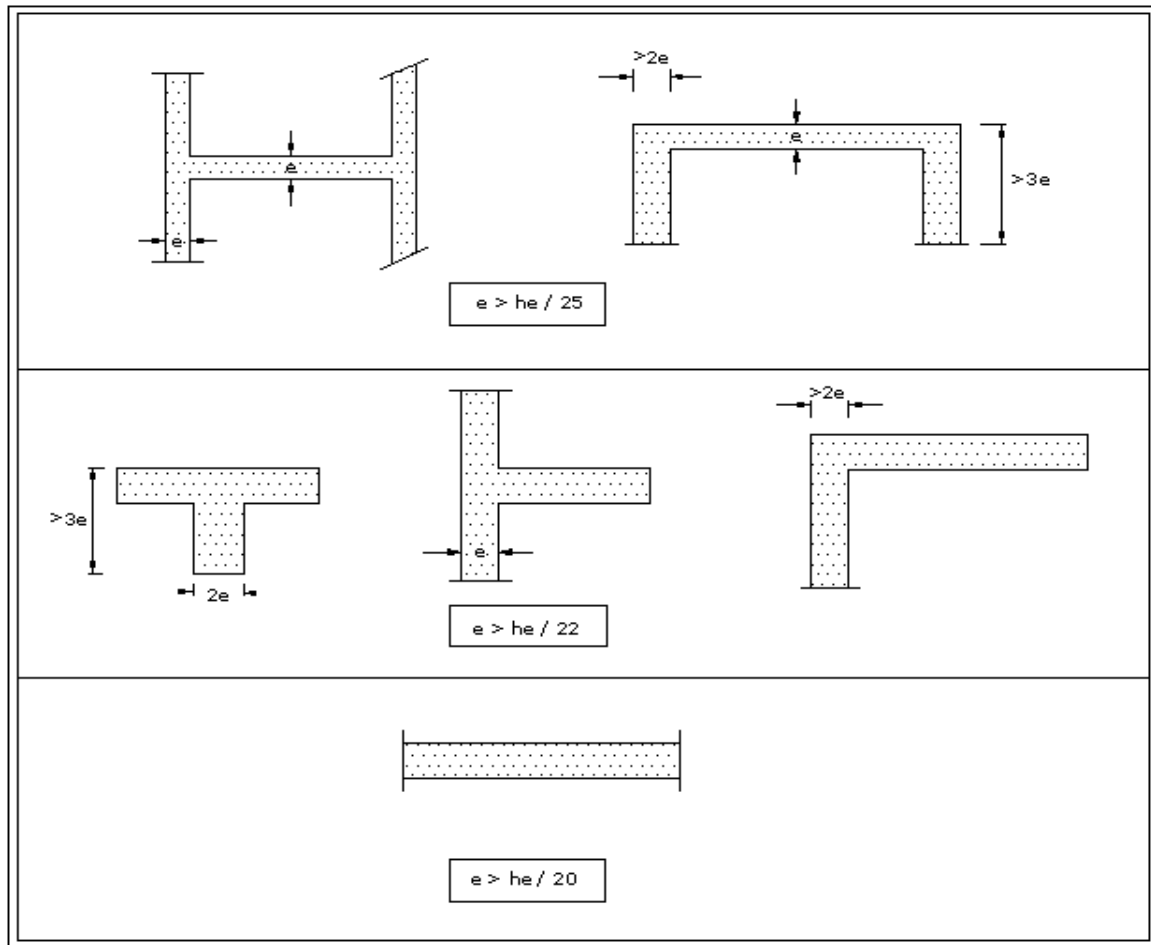


Fig. II.6 : « Coupe de voile en plan »

➤ **Calcul de l'épaisseur des voiles Au niveau de entre sol:**

$$a \geq \frac{he}{20} = \frac{h - h_t}{20} \quad \longrightarrow \quad a \geq \frac{he}{20} = \frac{4,08 - 0,2}{20} = 0,194 \text{ m} \quad a = 19,4 \text{ cm}$$

On retiendra **a = 20 cm.**

Avec :

ht : Hauteur du plancher: ht = 20 cm soit (16+4).

he : Hauteur d'étage: he=h-h_t

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à quatre (04) a fois son épaisseur ;

- calcul de la longueur minimale :

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

➤ Calcul de l'épaisseur des voiles pour RDC :

$$a \geq \frac{he}{20} - \frac{h-h_t}{20} \longrightarrow a \geq \frac{he}{20} - \frac{3,57-0,2}{20} = 0,168 \text{ m} \quad a = 16,8 \text{ cm}$$

On retiendra **a = 20 cm.**

- calcul de la longueur minimale :

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

➤ Calcul de l'épaisseur des voiles pour l'étage courant :

$$a \geq \frac{he}{20} - \frac{h-h_p}{20} \longrightarrow a \geq \frac{he}{20} - \frac{3,06-0,2}{20} = 0,143 \text{ m} \quad a = 14,3 \text{ cm}$$

On retiendra **a = 15 cm.**

- calcul de la longueur minimale :

$$L_{\min} \geq 4a = 4 \times 15 = 60 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{L_{\min} = 60 \text{ cm.}}$$

On prend l'épaisseur de voile a = 20 cm

III.1) Plancher à corps creux :**III.1.1) Introduction :**

Tous les planchers de notre bâtiment sont à corps creux d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4cm, sauf pour les balcons et la partie centrale des planchers qui sont en dalles pleines.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- a) Nervures appelées poutrelles de section en T.
- b) Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16cm.
- c) Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature en acier de nuance Fe 520 ayant pour buts :

- Limiter les risques de fissuration par retrait ;
- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites ;
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.

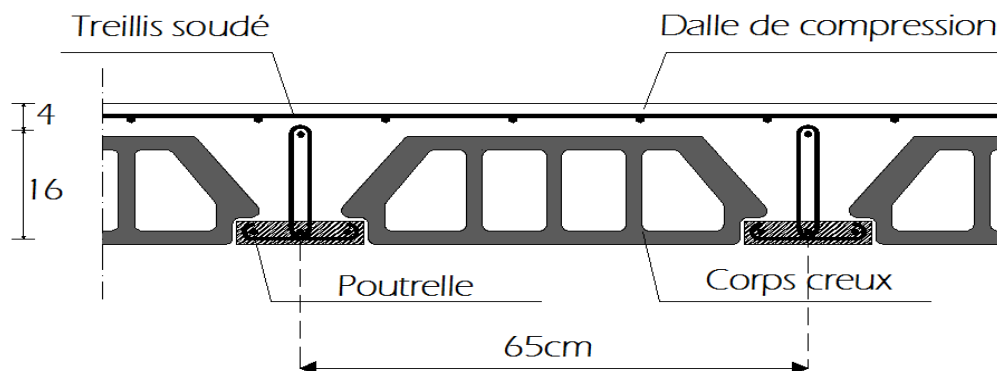


Fig .III.1.1: Schéma d'un plancher en corps creux

III.1.2) Etude et ferrailage de la dalle de compression : [BAEL 91/B.6.8,423]

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520**) qui doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
 - 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- ❖ Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur : $50 < L_x < 80$ **Où** L_x : est l'entre axe des poutrelles égale à 65cm.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec : **e = 20 cm**

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{Avec : } \mathbf{e = 20 \text{ cm}}$$

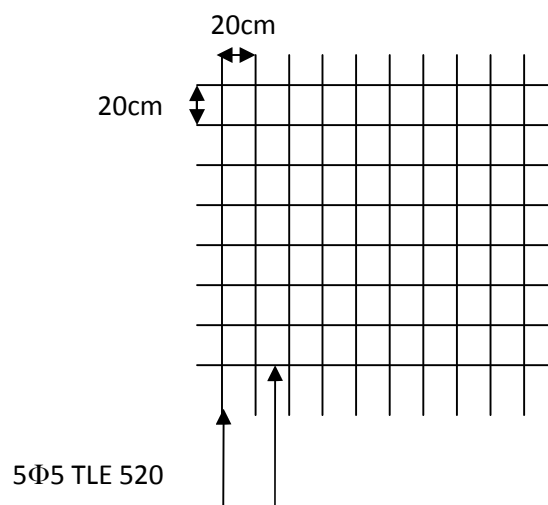


Fig.III.1.2 Treillis soudé

III.1.3) Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fera avant et après coulage de la dalle de compression.

A) Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12×4) cm² elle est disposée parallèlement à la petite portée, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle de compression et les charges et surcharges revenant au plancher

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge permanente : **G = 0.74 KN/mL**

Charge d'exploitation : **Q=1KN/mL**

➤ combinaison d'actions

- A l'ELU $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

- A l'ELS $Q_s = G + Q = (0,12 + 0,62) + 1 = 1,74 \text{ KN/ml}$ $2,5 \text{ KN/ml}$

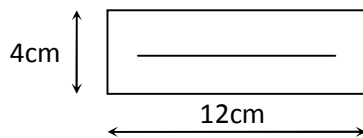


Fig.III.1.3 section transversale de la poutrelle

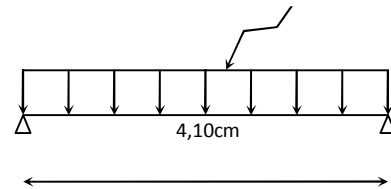


Fig.III.1.4 Schéma statique de la

➤ Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,10^2}{8} = 5,25 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4,10}{2} = 5,12 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage de la poutrelle

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{5,25 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 7,70 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SDA}$$

Donc, les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

B) Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, semi encastré à ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

1) Dimension de la poutrelle : [B.A.E.L /Art A.4.1, 3]

La largeur de l' hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10}, \frac{b-b_0}{2}, 8h_0 \right) = (41, 26.5, 32) \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = \frac{(65-12)}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$h = 16+4 = 20 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle)

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

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. ($65 - 12 = L_0 = 53 \text{ cm}$).

L : longueur de la plus grande travée. ($L_1 = 410 \text{ cm}$).

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

$C = 2 \text{ cm}$ (enrobage)

$d = 18 \text{ cm}$ (hauteur utile)

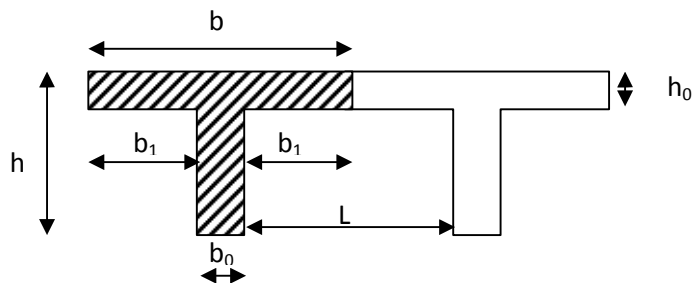
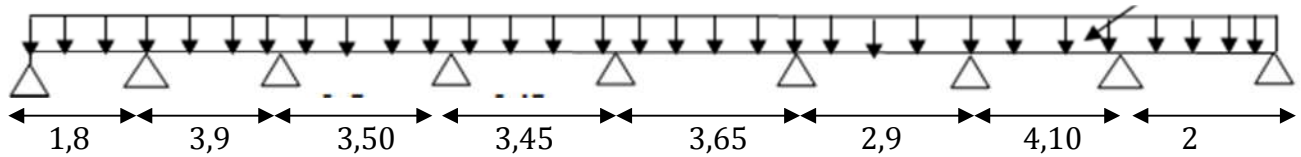
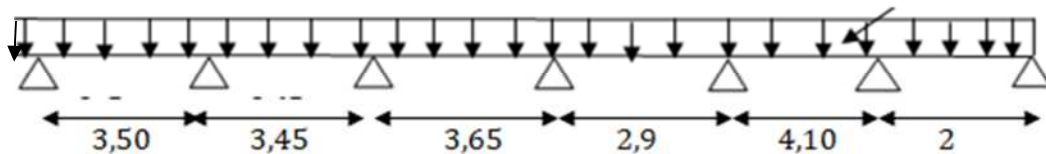
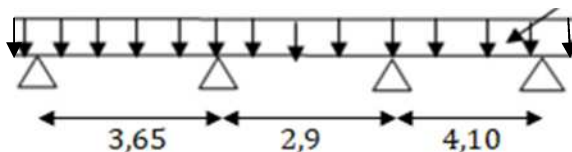
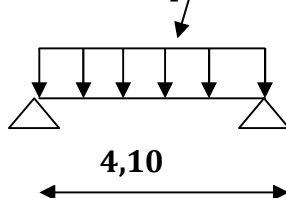
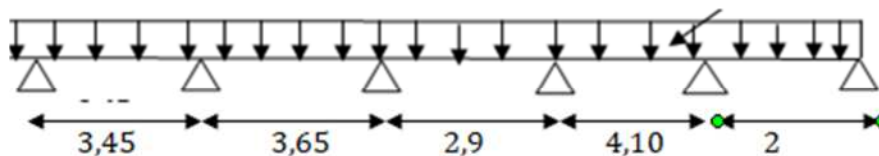


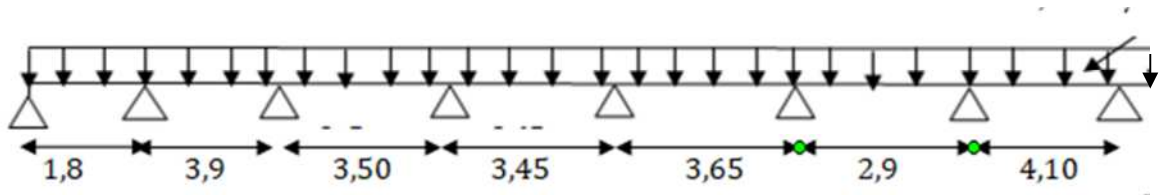
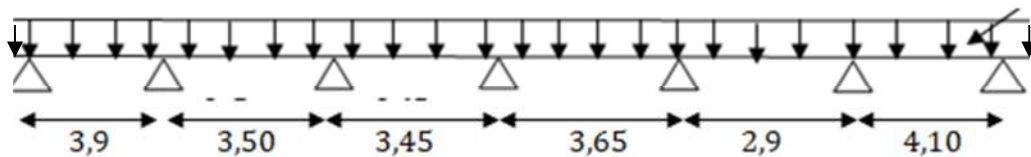
Fig.III.1.5: section en T

2. Calcul des poutrelles :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T, avec une inertie constante, reposant sur plusieurs appuis et elle travaille en flexion simple sous la charge « qu » uniformément répartie. Les appuis de rive sont considérés comme des appuis simples et les autres comme des appuis doubles.

Nous avons sept (07) cas à étudier pour avoir le cas le plus défavorable.

➤ **Plancher à usage service :**❖ 1^{er} cas $q_u = 6,92 \text{ kN/ml}$ $q_s = 4,94 \text{ kN//m}$ ❖ 2^{eme} cas : $q_u = 6,92 \text{ kN/m}$ $q_s = 4,94 \text{ kN//m}$ ➤ **Plancher a usage d'habitation :**❖ 3^{eme} cas : $q_u = 5,94 \text{ kN/m}$ $q_s = 4,29 \text{ kN/m}$ ❖ 4^{eme} cas : $q_u = 5,94 \text{ kN/m}$ $q_s = 4,29 \text{ kN/m}$ ❖ 5^{eme} cas : $q_u = 5,94 \text{ kN/m}$ $q_s = 4,29 \text{ kN/m}$ 

➤ **Plancher d'étage terrasse :**❖ 6^{eme} cas : $q_u = 7,08 \text{ KN/m}$ $q_s = 5,14 \text{ KN/m}$ ❖ 7^{eme} cas : $q_u = 7,08 \text{ KN/m}$ $q_s = 5,14 \text{ KN/m}$ 

c)-Poids des planchers :

❖ **Plancher terrasse accessible :**Charges permanentes $G = 6,41 \times 0,65 = 4,166 \text{ KN/ml}$ Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$.❖ **Plancher étage courant à usage d'habitation :**Charges permanents $G = 5,11 \times 0,65 = 3,321 \text{ KN/ml}$ Charges d'exploitation $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$ ❖ **Plancher étage courant à usage service:**Charges permanentes $G = 5,11 \times 0,65 = 3,321 \text{ KN/ml}$ Charges d'exploitations $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

d)-Combinaison de charges :

❖ **Plancher terrasse accessible:**

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,166 + 1,5 \times 0,975 = 7,08 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 4,166 + 0,975 = 5,14 \text{ KN/ml}$

❖ **Plancher étage courant à usage d'habitation :**

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,321 + 1,5 \times 0,975 = 5,94 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,321 + 0,975 = 4,29 \text{ KN/ml}$

❖ **Plancher étage courant à usage service :**

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,321 + 1,5 \times 1,62 = 6,92 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,321 + 1,62 = 4,94 \text{ KN/ml}$

III.1.4)- Calcul des sollicitations :**❖ Choix de la méthode :**

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

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

**❖ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire
(Article B.6.2, 210 /BAEL 91 modifié 99) :**

1°/La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation inférieure ou égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m²

▪ **Plancher terrasse accessible.**

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml} \quad \left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G = 2 \times 4,166 = 8,332 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Plancher étage courant a usage habitation.**

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml} \quad \left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G = 2 \times 3,321 = 6,642 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Plancher à usage service.**

$$Q = 1,62 \text{ KN/ml} \quad \left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G = 2 \times 3,321 = 6,642 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2°/les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité $\longrightarrow$ condition vérifiée

3°/la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

4°/les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

- Dans les cas que nous avons le rapport de longueurs $\frac{L_i}{L_{i+1}} > 1,25$ donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable , alors on passe à la méthode des trois moments.

III.1.5) Principe de la méthode de trois moments

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

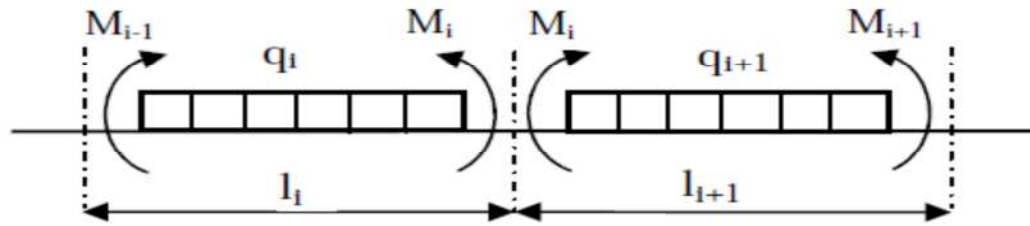


Figure III.1.6 : Schéma statique de la poutre décomposée

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

$$M(i-1)L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M(i+1)L_{i+1} = -\frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}$$

Avec :

M_{i-1} ; M_i ; M_{i+1} sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis : $i-1$; i ; $i+1$.

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

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

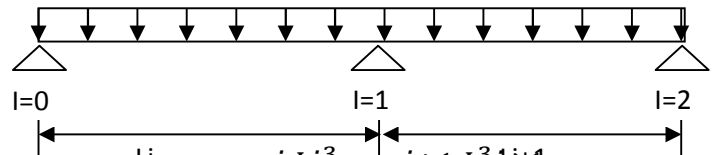
q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

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

Dans notre cas nous avons la même charge ($q_i = q_{i+1}$).

1) Calcul des moments fléchissant l'ELU :

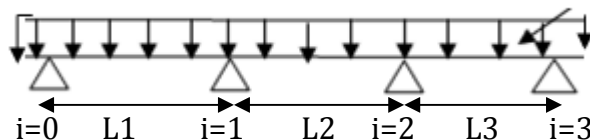
a) Moment aux appuis :



$$M(i-1)L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M(i+1)L_{i+1} = -\frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}$$

❖ 3^{eme} cas :

$q_u = 5,94 \text{ kN/m}$



❖ calcul manuellement :

I=1 :

$$M_0 L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -\frac{q L_1^3}{4} - \frac{q L_2^3}{4}$$

$$13M_1 + 2,9 M_2 = -108,428 \text{KNm} \quad \dots\dots(1)$$

I=2 :

$$M_1 L_2 + 2M_2(L_2 + L_3) + M_3 L_3 = - \frac{q L_2^3}{4} - \frac{q L_3^3}{4}$$

$$2,9M_1 + 14M_2 = -138,557 \text{KNm} \quad \dots\dots(2)$$

Diapre l'équation (1) et (2) :

$$M_0 = 0 \text{KN m}$$

$$M_1 = -8,57 \text{KN .m}$$

$$M_2 = -6,37 \text{KN .m}$$

$$M_3 = 0 \text{KNm}$$

b)- Calcul des moments en travée :

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

$$M_i(x) = \frac{q L_{i+1}}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} x + M_i$$

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{L}{2} - \frac{M_{i+1} - M_i}{ql}$$

$$M_{t1}(x) = \frac{q L_1}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + \frac{M_1 - M_0}{L_1} x + M_0$$

$$M_{t1} = 10,84 X - 2,97 X^2 - 1,74$$

$$x = \frac{L_1}{2} - \frac{M_1 - M_0}{ql_1}$$

$$X_1 = 2,11 \text{ m}$$

DONC :

$$M_{t1} = 7,90 \text{KN.m}$$

$$M_{t2}(x) = \frac{q L_2}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + \frac{M_2 - M_1}{L_1} x + M_1$$

$$M_{t2} = 8,613X - 2,97X^2 - 7,128$$

$$x = \frac{L_2}{2} - \frac{M_2 - M_1}{ql_2}$$

$$X_2 = 2,11 \text{ m}$$

DONC :

$$M_{t2} = -0,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3}(x) = \frac{qL_3^3}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{M_3 - M_2}{L_1}x + M_2$$

$$M_{t2} = 12,177X - 2,97X^2 - 2,09$$

$$x = \frac{L_2}{2} - \frac{M_3 - M_2}{ql_2}$$

$$X_2 = 1,69 \text{ m}$$

DONC :

$$M_{t2} = 9,14 \text{ KN.m}$$

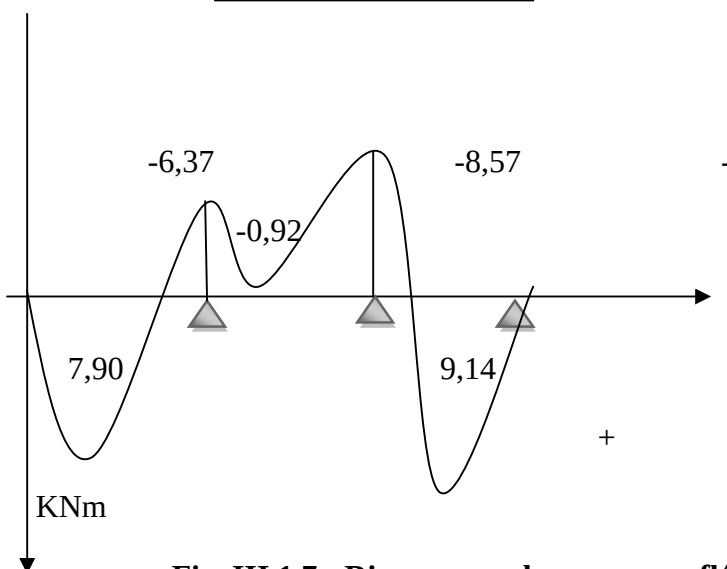
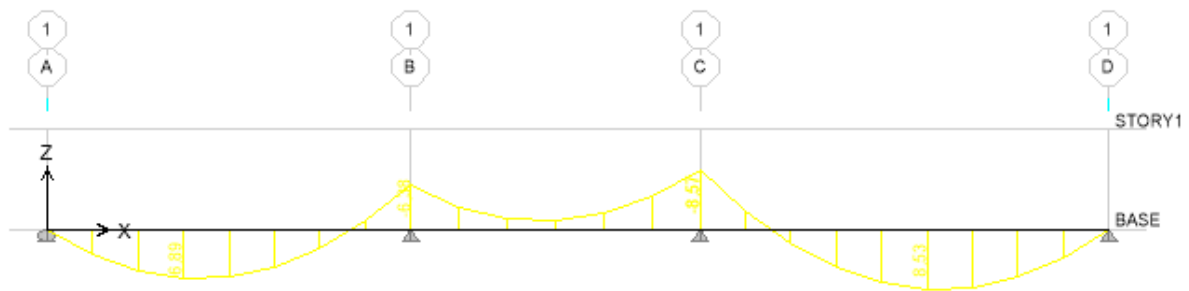


Fig. III.1.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m

❖ Calcul avec logiciel Étabs :

➤ 3^{ème} cas (usage d'habitation)

❖ les moments aux appuis avec logiciel :

$$M1 = -6,38 \text{ KNm}$$

$$M2 = -8,57 \text{ KNm}$$

❖ les moments aux travées avec logiciel :

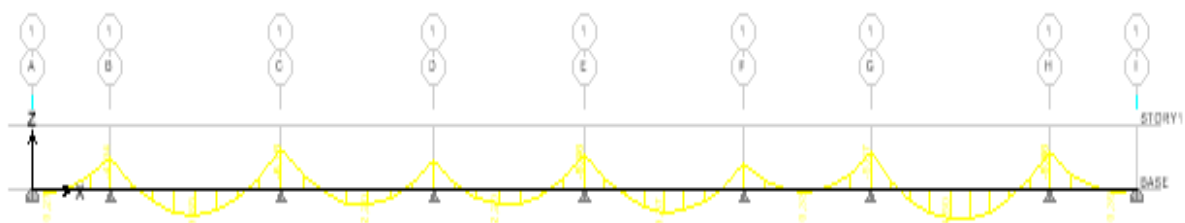
$$Mt1 = 6,89 \text{ KNm}$$

$$Mt2 = -0,89 \text{ KNm}$$

$$Mt3 = 8,53 \text{ KNm}$$

Remarque :

On remarque que le calcul manuelle et le calcul avec logiciel etabs les valeurs sont presque les mêmes donc on continuera les autres cas avec logiciel etabs pour déduire le moment max

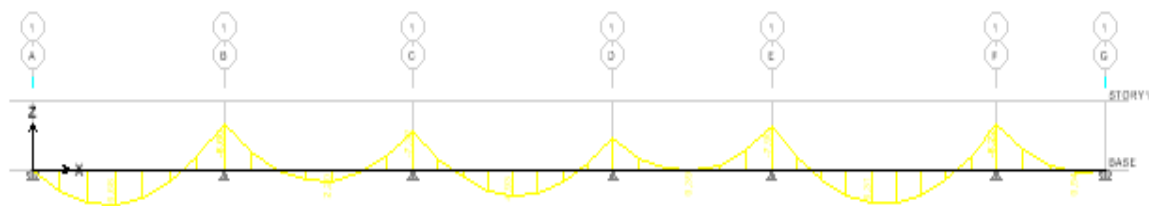
PLANCHER A USAGE SERVICE➤ 1^{er} cas :

❖ les moments aux appuis avec logiciel :

$M_0 = 0 \text{ KNm}$
 $M_1 = -6,91 \text{ KNm}$
 $M_2 = -8,62 \text{ KNm}$
 $M_3 = -7,5 \text{ KNm}$
 $M_4 = -7,92 \text{ KNm}$
 $M_5 = -7,32 \text{ KNm}$
 $M_6 = -7,94 \text{ KNm}$
 $M_7 = -8,20 \text{ KNm}$
 $M_8 = 0 \text{ KNm}$

❖ les moments aux travées avec logiciel :

$M_{t1} = 0,37 \text{ KNm}$
 $M_{t2} = 5,38 \text{ KNm}$
 $M_{t3} = 3,07 \text{ KNm}$
 $M_{t4} = 3,08 \text{ KNm}$
 $M_{t5} = 4,71 \text{ KNm}$
 $M_{t6} = 0,46 \text{ KNm}$
 $M_{t7} = 6,29 \text{ KNm}$
 $M_{t8} = 0,54 \text{ KNm}$

➤ 2^{eme} cas :

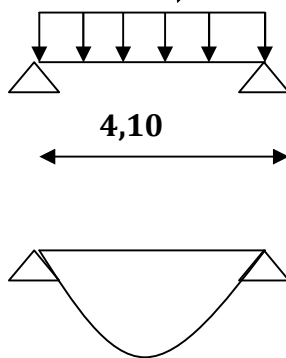
❖ les moments aux appuis avec logiciel :

$M_0 = 0 \text{ KNm}$
 $M_1 = -8,60 \text{ KNm}$
 $M_2 = -7,32 \text{ KNm}$
 $M_3 = -7,2 \text{ KNm}$
 $M_4 = -7,90 \text{ KNm}$
 $M_5 = -8,22 \text{ KNm}$
 $M_6 = 0 \text{ KNm}$

❖ les moments aux travées avec logiciel :

$M_{t1} = 6,68 \text{ KNm}$
 $M_{t2} = 2,2 \text{ KNm}$
 $M_{t3} = 4,93 \text{ KNm}$
 $M_{t4} = 0,39 \text{ KNm}$
 $M_{t5} = 6,31 \text{ KNm}$
 $M_{t6} = 0,54 \text{ KNm}$

PLANCHER A USAGE HABITATION

❖ 4^{eme} cas : $q_u = 5,94 \text{ kN/m}$ 

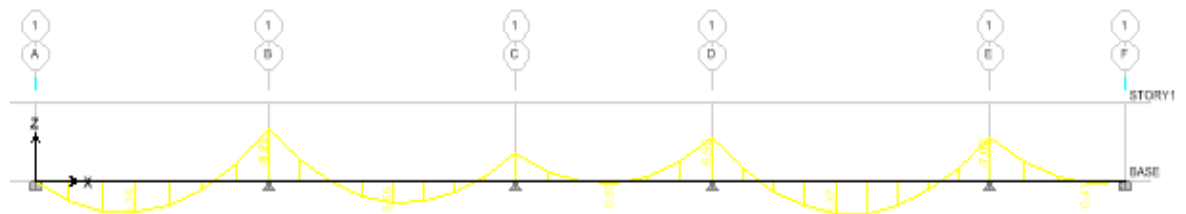
❖ les moments aux appuis :

$$M_0 = 0 \text{ kNm}$$

$$M_1 = 0 \text{ kNm}$$

❖ le moment au travée :

$$M_{t1} = \frac{q_u L^2}{8} = 12,48 \text{ kNm}$$

➤ 5^{eme} cas :

❖ les moments aux appuis avec logiciel :

$$M_0 = 0 \text{ kNm}$$

$$M_1 = -8,22 \text{ kNm}$$

$$M_2 = -5,52 \text{ kNm}$$

$$M_3 = -6,92 \text{ kNm}$$

$$M_4 = -7,02 \text{ kNm}$$

$$M_5 = 0 \text{ kNm}$$

❖ les moments aux travées avec logiciel :

$$M_{t1} = 6,14 \text{ kNm}$$

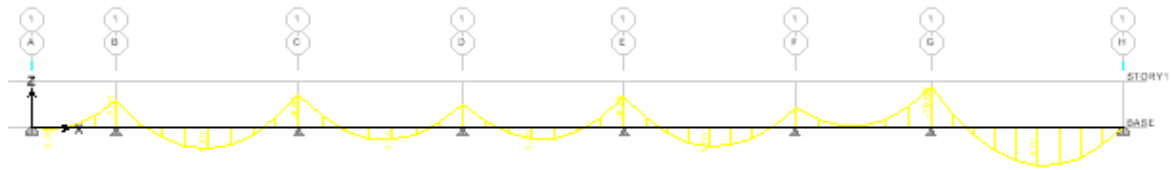
$$M_{t2} = 3,55 \text{ kNm}$$

$$M_{t3} = 0,55 \text{ kNm}$$

$$M_{t4} = 6,37 \text{ kNm}$$

$$M_{t5} = 0,47 \text{ kNm}$$

PLANCHER TERRASSE

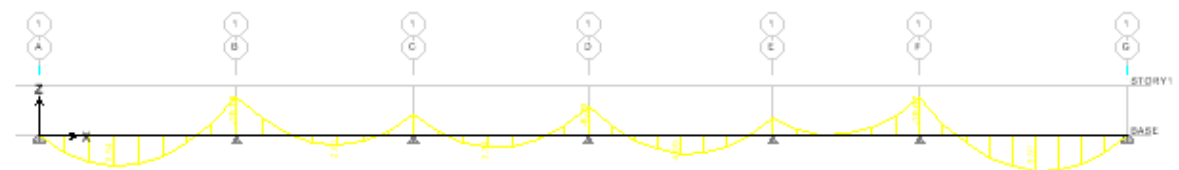
➤ 6^{eme} cas :

❖ les moments aux appuis avec logiciel :

$M_0 = 0 \text{ KNm}$
 $M_1 = - 7,35 \text{ KNm}$
 $M_2 = - 8,81 \text{ KNm}$
 $M_3 = - 7,50 \text{ KNm}$
 $M_4 = - 8,26 \text{ KNm}$
 $M_5 = - 7,78 \text{ KNm}$
 $M_6 = - 10,65 \text{ KNm}$
 $M_7 = 0 \text{ KNm}$

❖ les moments aux travées avec logiciel :

$M_{t1} = 0,38 \text{ KNm}$
 $M_{t2} = 5,49 \text{ KNm}$
 $M_{t3} = 3,16 \text{ KNm}$
 $M_{t4} = 3,10 \text{ KNm}$
 $M_{t5} = 5,03 \text{ KNm}$
 $M_{t6} = 0,23 \text{ KNm}$
 $M_{t7} = 9,91 \text{ KNm}$

➤ 7^{eme} cas :

❖ les moments aux appuis avec logiciel :

$M_0 = 0 \text{ KNm}$
 $M_1 = - 10,78 \text{ KNm}$
 $M_2 = - 9,35 \text{ KNm}$
 $M_3 = - 8,39 \text{ KNm}$
 $M_4 = - 7,45 \text{ KNm}$
 $M_5 = - 10,67 \text{ KNm}$
 $M_6 = 0 \text{ KNm}$

❖ les moments aux travées avec logiciel :

$$M_{t1} = 8,54 \text{ KNm}$$

$$M_{t2} = 2,61 \text{ KNm}$$

$$M_{t3} = 3,34 \text{ KNm}$$

$$M_{t4} = 4,99 \text{ KNm}$$

$$M_{t5} = 0,23 \text{ KNm}$$

$$M_{t6} = 9,91 \text{ KNm}$$

2) Calcul des efforts tranchants a ELU :

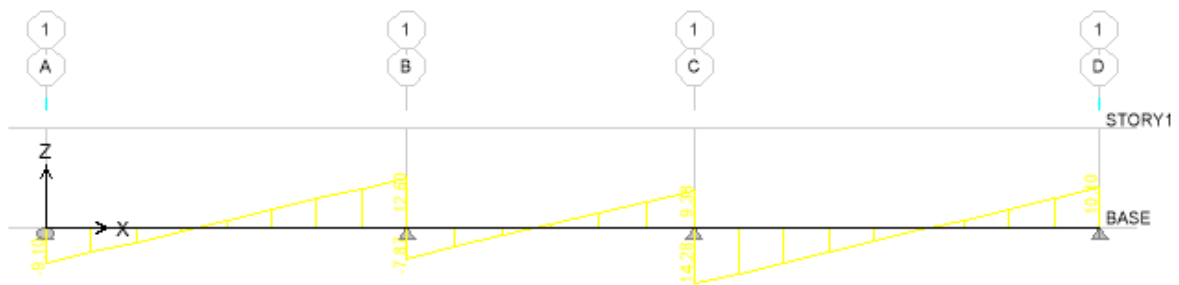
$$V(x) = \frac{qL_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

➤ Calcul manuellement :

➤ 3^{eme} cas :

Travées	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3,65	5,94	0	-6,37	9,1	-12,58
2-3	2,90	5,94	-6,37	-8,57	7,85	-9,36
3-4	4,10	5,94	-8,57	0	14,267	-10,08

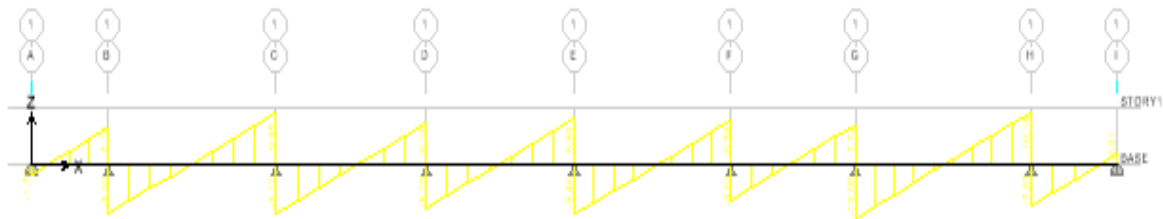
➤ Calcul avec logiciel etabs :



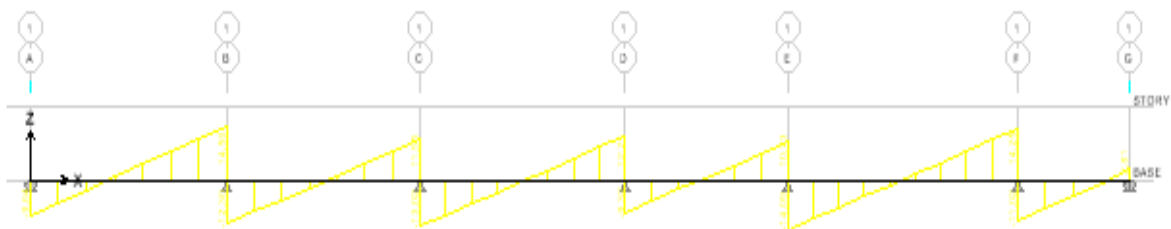
Travées	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3,65	5,94	0	-6,38	9,1	-12,60
2-3	2,90	5,94	-6,38	-8,57	7,87	-9,38
3-4	4,10	5,94	-8,57	0	14,28	-10,10

Remarque :

On remarque que le calcul manuel et le calcul avec logiciel etabs les valeurs sont presque les mêmes donc on continuera les autres cas avec logiciel etabs pour déduire effort tranchant max juste etabs a renversé les signes

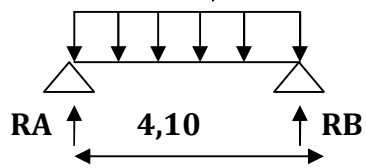
➤ **1^{er} cas :**

Travées	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	1,8	6,92	0	-6,91	2,39	-10,06
2-3	3,9	6,92	-6,91	-8,62	13,04	-13,98
3-4	3,5	6,92	-8,62	-7,5	12,76	-11,44
4-5	3,45	6,92	-7,5	-7,92	11,46	-12,39
5-6	3,65	6,92	-7,92	-7,32	13,23	-12
6-7	2,90	6,92	-7,32	-7,94	9,25	-10,80
7-8	4,10	6,92	-7,94	-8,2	14,11	-14,24
8-9	2	6,92	-8,2	0	11,02	-2,81

➤ **2^{eme} cas :**

Travées	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3,5	6,92	0	-8,60	9,64	-14,56
2-3	3,45	6,92	-8,60	-7,32	12,30	-11,55
3-4	3,65	6,92	-7,32	-7,2	13,02	-12,21
4-5	2,90	6,92	-7,2	-7,90	9,32	-10,73
5-6	4,10	6,92	-7,90	-8,22	14,09	-14,26
6-7	2	6,92	-8,22	0	11,02	-2,81

➤ 4^{eme} cas : $q_u = 5,94 \text{ kN/m}$



- Calcul les réactions d'appuis :

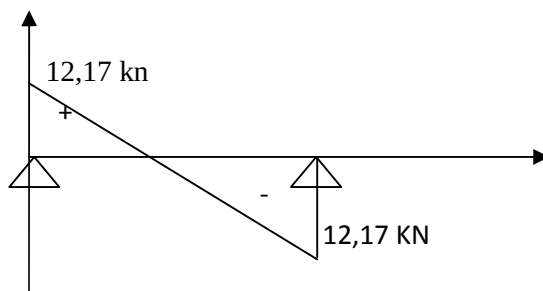
$$R_A = R_B = Q_L / 2$$

$$R_A = R_B = 12,17 \text{ kN}$$

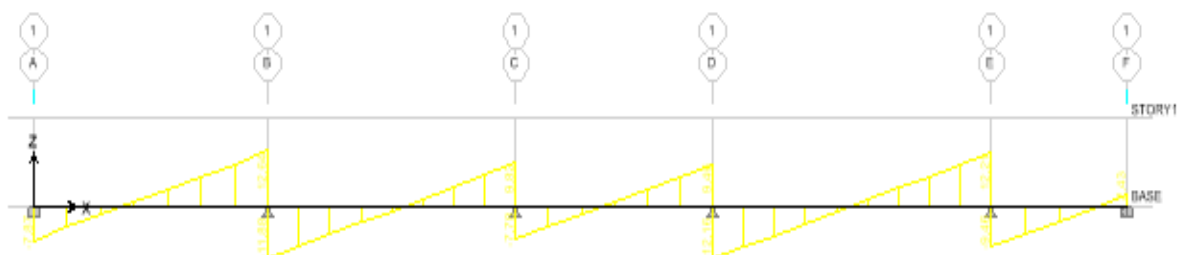
- Calcul l'effort tranchant :

$$V(x) = -5,94x + 12,17$$

$$\text{ALORS : } \begin{cases} v(x=0) = 12,17 \text{ kN} \\ V(x=4,10) = -12,17 \text{ kN} \end{cases}$$

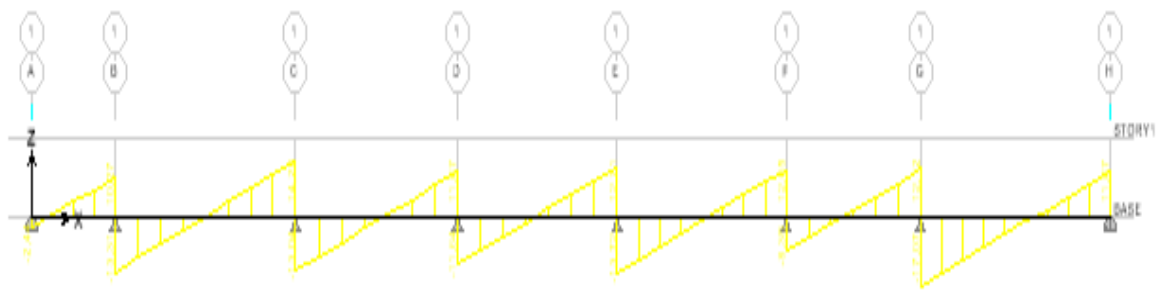


➤ 5^{eme} cas



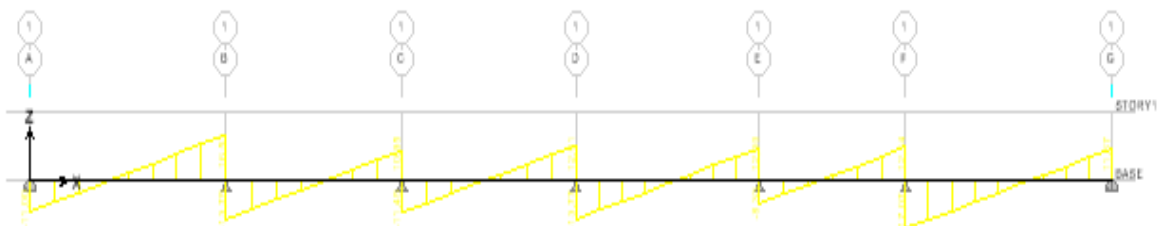
Travées	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3,45	5,94	0	-8,22	7,87	-12,64
2-3	3,65	5,94	-8,22	-5,52	11,88	-9,82
3-4	2,90	5,94	-5,52	-6,92	7,78	-9,46
4-5	4,1	5,94	-6,92	-7,02	12,16	-12,21
5-6	2	5,94	-7,02	0	9,46	-2,43

➤ 6^{eme} cas :



Travées	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	1,8	7,08	0	-7,35	2,44	-10,27
2-3	3,9	7,08	-7,35	-8,81	13,31	-14,21
3-4	3,5	7,08	-8,81	-7,5	13,04	-11,67
4-5	3,45	7,08	-7,5	-8,26	11,64	-12,77
5-6	3,65	7,08	-8,26	-7,78	13,72	-12,36
6-7	2,90	7,08	-7,78	-10,65	8,35	-12,12
7-8	4,10	7,08	-10,65	0	17,07	-11,87

➤ 7^{eme} cas



Travées	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3,9	7,08	0	-10,78	11	-16,63
2-3	3,5	7,08	-10,78	-9,35	13,75	-10,95
3-4	3,45	7,08	-9,35	-8,39	11,45	-12,81
4-5	3,65	7,08	-8,39	-7,45	13,77	-12
5-6	2,90	7,08	-7,45	-10,67	8,33	-12,14
6-7	4,10	7,08	-10,67	0	17,07	-11,87

III.1.6) Ferrailage de la Poutrelle à L'ELU :

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments Max en travées et sur appuis

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 12,48 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 10,78 \text{ KN.m}$$

- **Armatures longitudinales :**

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm};$$

$$\text{Soit } d = 18\text{cm}$$

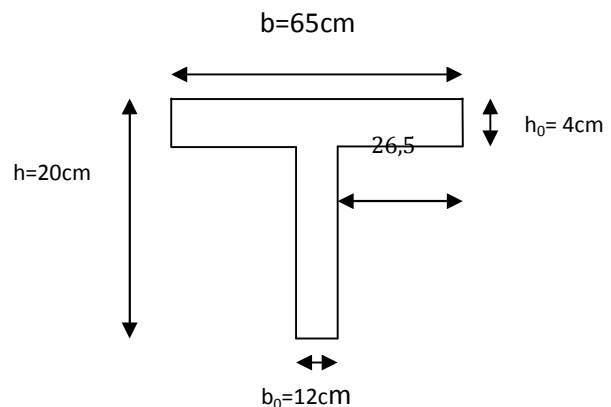


Fig. III.1.8: Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle compression (Section en T)

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0,04 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 12,48 \text{ KN.m}$$

Alors :

L'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{12,48}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,041 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,041 \longrightarrow \beta = 0,9795$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{12,48 \times 10^6}{0,9795 \times 180 \times 348} \times 10^{-2} = 2,03 \text{ cm}^2$$

• **Remarque :**

Nous adopterons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée. **$A_{st} = 2,03 \text{ cm}^2$ on adopte : 3HA12 = 3,39 cm²**

b) Armatures aux appuis :

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

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{10,78}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,195 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,195 \longrightarrow \beta = 0,8905$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{10,78 \times 10^6}{0,8905 \times 180 \times 348} \times 10^{-2}$$

$$A_{sa} = 1,93 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : 2HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures transversales (Art A 7.2.2/BAEL99)

D'après l'article (A.7.2.12.BAEL91 modifiée 99), le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L_{\max}} \right] \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right] = 5,71 \text{ mm} = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 0,571 \text{ cm} \quad \text{On prend } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte 2HA8} \longrightarrow A_t = 1,00 \text{ cm}^2$$

Avec :

$\varnothing t$: diamètre des armatures transversales.

$\varnothing l \text{ max}$: diamètre maximal des armatures longitudinales.

h : hauteur du plancher.

b_0 : largeur de lame.

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de **HA8**

➤ **Espacement des armatures transversales : cadres) : (Art. A.5.1.22.BAEL91 modifiée 99)**

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

$$S_t \leq \min(16,2; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 16,2\text{cm} \quad \text{On prend} \quad S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Conclusion:**

En travée : **3HA 12 = 3.39cm²**.

Aux appuis : **2HA 12 = 2,26cm²**

Les armatures transversales : **2HA8 = 1.00 cm²**.

2HA12

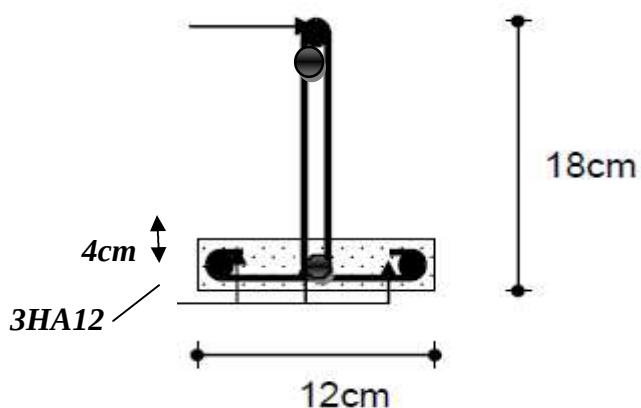


Fig.III.1.9: Schéma de ferrailage de la poutrelle

III.1.7) Vérifications à L'ELU:

a. Vérification au cisaillement.

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (33,3\text{MPa}; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{17,07 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \tau_u = 0,79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée} \\ \text{(pas de risque de cisaillement)} \end{array}$$

b. Condition de non fragilité.

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

➤ **En travée** $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Aux appuis** $A_t = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

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

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$; $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

➤ **En travée :**

$$\sum U_i = n \pi \varphi = 3 \times \pi \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{17,07 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,932 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,932 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Pas de risque d'entraînement des barres.} \end{array}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \pi \varphi = 2 \times \pi \times 10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{17,07 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,677 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,677 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

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

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec $a=0,9d$

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

$$V_u^{\max} \leq 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Appuis de rive :** $V_u^{\max} = 17,07 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Appuis intermédiaires :** (art. A.5.1.321/BAEL 91) :

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0,9 \times V_u \times d$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}$

$$M_u < 0,9 \times V_u \times d$$

$$\text{On a } 0,9 \times V_u \times d = 0,9 \times 17,07 \times 0,18 = 2,76 \text{ KN.m}$$

On a : $M_{\max} = 10,78 \text{ KN.m} > 2,35 \text{ KN.m} \longrightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

e) Section minimale d'armatures inférieures sur appui : (Art. A 5.1.312.BAEL 91)

$$A_s = \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 17,07 \times 10^3}{400} = 49,07 \text{ mm}^2 = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,49 \text{ cm}^2 \longrightarrow$$
 Condition vérifiée

f) Contrainte minimale de compression sur appui intermédiaire : (A .5.1.322.BAEL91)

$$\sigma_{\min} = \frac{V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{On a : } \sigma_{\min} = \frac{17,07 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 0,878 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{\min} = 0,878 \leq 21,67 \text{ MPa} \longrightarrow$$
 Condition vérifiée

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

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

D'où :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

On prend **ls=45cm**.

La longueur de scellement dépasse la largeur de poutre à la qu'elles les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est:

$L_c = 0.4 \times l_s$ (pour les aciers HA)(Art A.6.1.253).

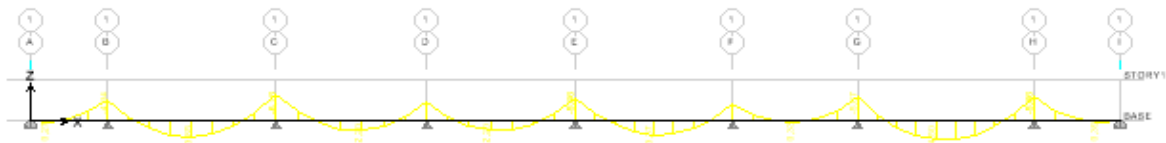
$L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$.

III.1.8) Calcul de la poutrelle à l'ELS :

1) Calcul des moments fléchissant L'ELS :

On a déjà vu que les calculs des moments manuellement et avec logiciel ETABS les valeurs sont presque les mêmes donc on calcul avec logiciel ETABS

➤ **1^{er} cas :**

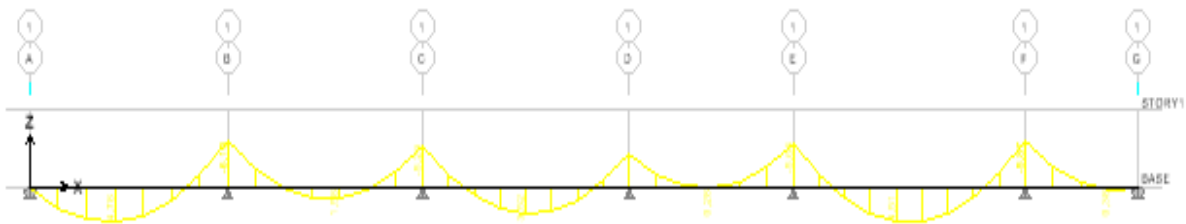


❖ les moments aux appuis :

$M_0 = 0 \text{ KNm}$
 $M_1 = -4,94 \text{ KNm}$
 $M_2 = -6,16 \text{ KNm}$
 $M_3 = -4,5 \text{ KNm}$
 $M_4 = -5,66 \text{ KNm}$
 $M_5 = -4,5 \text{ KNm}$
 $M_6 = -5,67 \text{ KNm}$
 $M_7 = -5,85 \text{ KNm}$
 $M_8 = 0 \text{ KNm}$

❖ les moments aux travées :

$M_{t1} = 0,27 \text{ KNm}$
 $M_{t2} = 3,85 \text{ KNm}$
 $M_{t3} = 2,2 \text{ KNm}$
 $M_{t4} = 2,2 \text{ KNm}$
 $M_{t5} = 3,37 \text{ KNm}$
 $M_{t6} = 0,33 \text{ KNm}$
 $M_{t7} = 4,56 \text{ KNm}$
 $M_{t8} = 0,39 \text{ KNm}$

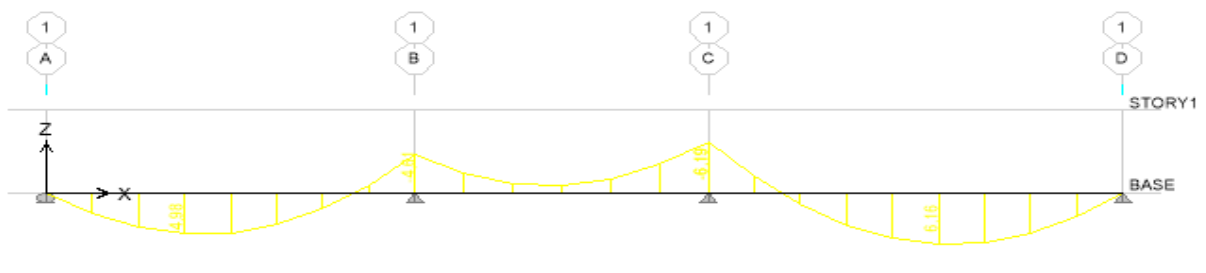
➤ 2^{eme} cas :

❖ les moments aux appuis:

$M_0 = 0 \text{ KNm}$
 $M_1 = -6,15 \text{ KNm}$
 $M_2 = -5,23 \text{ KNm}$
 $M_3 = -4,2 \text{ KNm}$
 $M_4 = -5,64 \text{ KNm}$
 $M_5 = -5,87 \text{ KNm}$
 $M_6 = 0 \text{ KNm}$

❖ les moments aux travées :

$M_{t1} = 4,78 \text{ KNm}$
 $M_{t2} = 1,58 \text{ KNm}$
 $M_{t3} = 3,52 \text{ KNm}$
 $M_{t4} = 0,23 \text{ KNm}$
 $M_{t5} = 4,51 \text{ KNm}$
 $M_{t6} = 0,38 \text{ KNm}$

➤ 3^{eme} cas

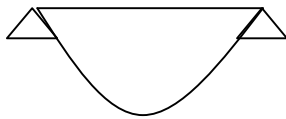
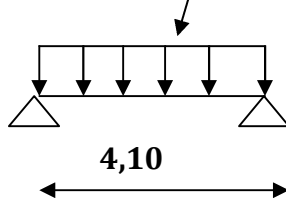
❖ les moments aux appuis:

$M_0 = 0 \text{ KNm}$
 $M_1 = -4,64 \text{ KNm}$
 $M_2 = -6,19 \text{ KNm}$
 $M_3 = 0 \text{ KNm}$

❖ les moments aux travées :

$M_{t1} = 4,98 \text{ KNm}$
 $M_{t2} = -0,96 \text{ KNm}$
 $M_{t3} = 6,16 \text{ KNm}$

❖ 4^{eme} cas : $q_s = 4,29 \text{ kN/m}$



❖ les moments aux appuis :

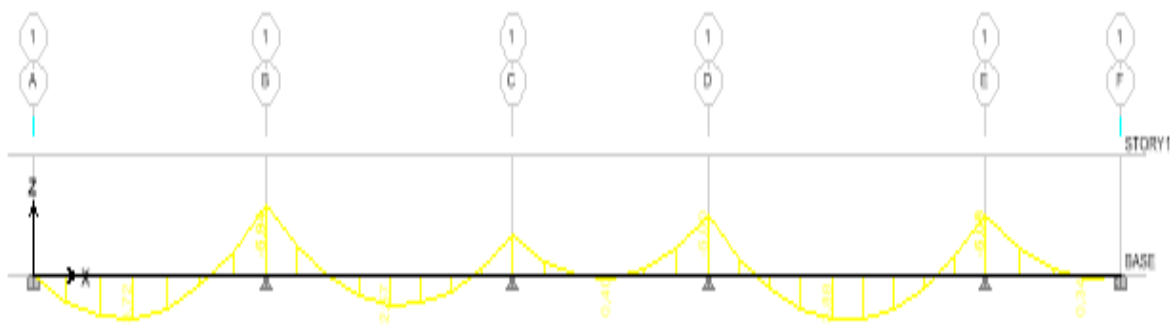
$$M_0 = 0 \text{ kNm}$$

$$M_1 = 0 \text{ kNm}$$

❖ le moment au travée :

$$M_{t1} = \frac{q_s L^2}{8} = 9,01 \text{ kNm}$$

➤ 5^{eme} cas :



❖ les moments aux appuis:

$$M_0 = 0 \text{ kNm}$$

$$M_1 = - 5,94 \text{ kNm}$$

$$M_2 = - 4,86 \text{ kNm}$$

$$M_3 = - 5 \text{ kNm}$$

$$M_4 = - 5,08 \text{ kNm}$$

$$M_5 = 0 \text{ kNm}$$

❖ les moments aux travées :

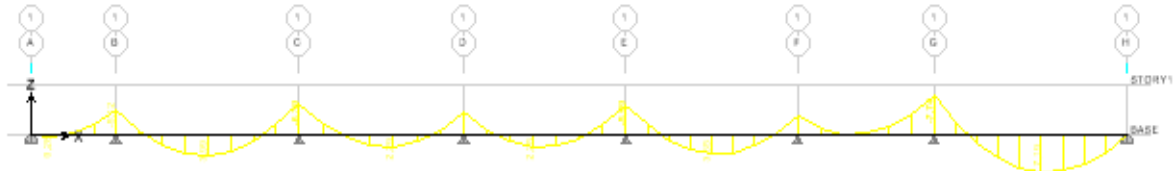
$$M_{t1} = 3,72 \text{ KNm}$$

$$M_{t2} = 2,57 \text{ KNm}$$

$$M_{t3} = 0,4 \text{ Nm}$$

$$M_{t4} = 3,88 \text{ KNm}$$

$$M_{t5} = 0,34 \text{ KNm}$$

➤ 6^{eme} cas :

❖ les moments aux appuis:

$$M_0 = 0 \text{ KNm}$$

$$M_1 = - 5,12 \text{ KNm}$$

$$M_2 = - 6,39 \text{ KNm}$$

$$M_3 = - 5,50 \text{ KNm}$$

$$M_4 = - 5,99 \text{ KNm}$$

$$M_5 = - 5,47 \text{ KNm}$$

$$M_6 = - 7,74 \text{ KNm}$$

$$M_7 = 0 \text{ KNm}$$

❖ les moments aux travées:

$$M_{t1} = 0,28 \text{ KNm}$$

$$M_{t2} = 3,99 \text{ KNm}$$

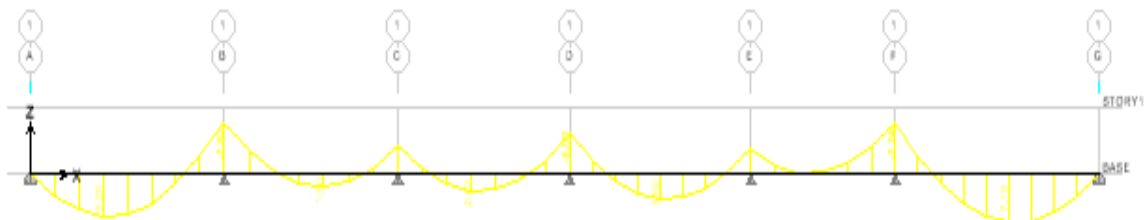
$$M_{t3} = 2,29 \text{ KNm}$$

$$M_{t4} = 2,25 \text{ KNm}$$

$$M_{t5} = 3,65 \text{ KNm}$$

$$M_{t6} = 0,23 \text{ KNm}$$

$$M_{t7} = 7,19 \text{ KNm}$$

➤ 7^{eme} cas :

❖ les moments aux appuis avec logiciel :

$$M_0 = 0 \text{ KNm}$$

$$M_1 = - 7,82 \text{ KNm}$$

$M_2 = - 4,5\text{KNm}$
 $M_3 = - 6,09\text{KNm}$
 $M_4 = - 5,49\text{KNm}$
 $M_5 = - 7,74\text{KNm}$
 $M_6 = 0 \text{ KNm}$

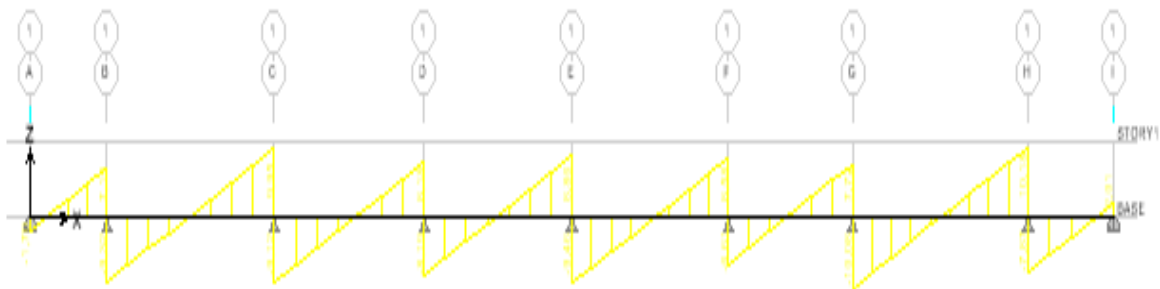
❖ les moments aux travées :

$M_{t1} = 6,20\text{KNm}$
 $M_{t2} = 1,90\text{KNm}$
 $M_{t3} = 2,42\text{KNm}$
 $M_{t4} = 3,62 \text{ KNm}$
 $M_{t5} = 0,23\text{KNm}$
 $M_{t6} = 7,17\text{KNm}$

2) Calcul des efforts tranchants a ELS :

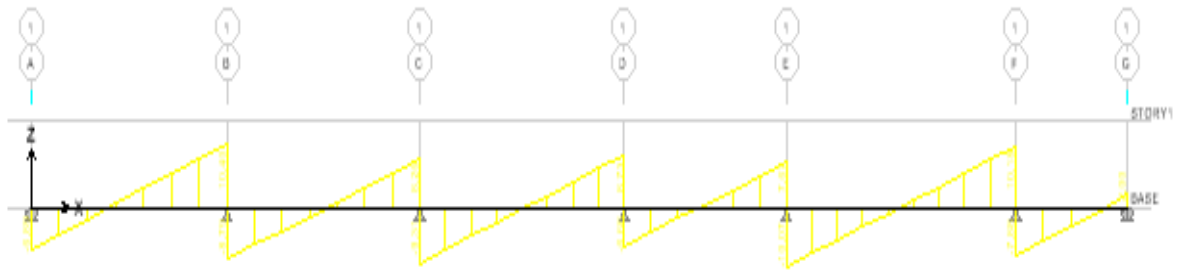
$$V(x) = \frac{qLi+1}{2} - qx + \frac{M_{i+1}-M_i}{L}$$

➤ 1^{er} cas :



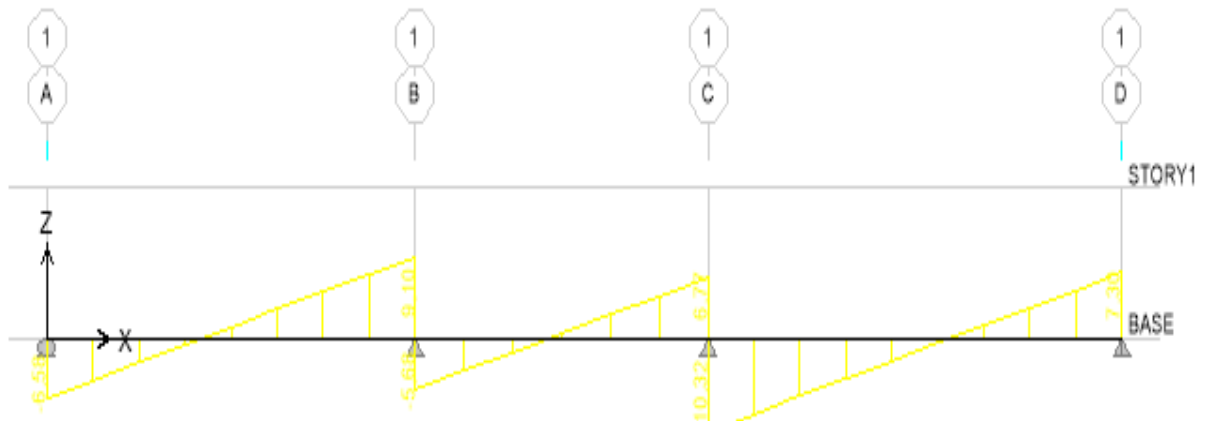
Travées	L (m)	qs (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	1,8	4,94	0	-4,94	1,79	-7,19
2-3	3,9	4,94	-4,94	-6,16	9,32	-9,95
3-4	3,5	4,94	-6,16	-4,5	9,12	-8,18
4-5	3,45	4,94	-4,5	-5,66	8,19	-8,86
5-6	3,65	4,94	-5,66	-4,5	9,46	-8,58
6-7	2,90	4,94	- 4,50	-5,67	6,61	-7,72
7-8	4,10	4,94	-5,67	-5,85	10,08	-10,18
8-9	2	4,94	- 5,85	0	7,87	-2,01

➤ 2eme cas :

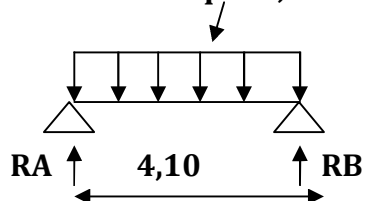


Travées	L (m)	q _s (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3,5	4,94	0	-6,15	6,89	-10,40
2-3	3,45	4,94	-6,15	-5,23	8,79	-8,26
3-4	3,65	4,94	-5,23	-4,2	9,31	-8,73
4-5	2,90	4,94	-4,2	-5,64	6,66	-7,67
5-6	4,10	4,94	-5,64	-5,87	10,07	-10,18
6-7	2	4,94	-5,87	0	7,88	-2

➤ 3eme cas :



Travées	L (m)	q _s (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3,65	4,29	0	-4,64	6,58	-9,10
2-3	2,90	4,29	-4,64	-6,19	5,68	-6,77
3-4	4,10	4,29	-6,19	0	10,32	-7,30

➤ 4eme cas : $q_u = 4,29 \text{ KN/m}$ 

- Calcul les réactions d'appuis :

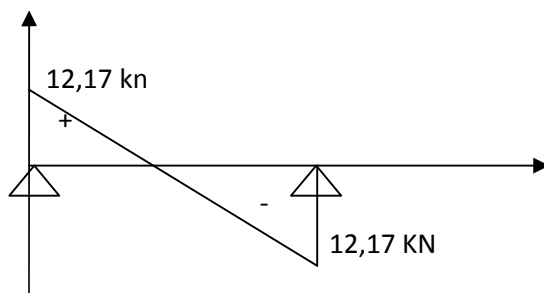
$$R_A = R_B = QL/2$$

$$R_A = R_B = 8,79 \text{ KN}$$

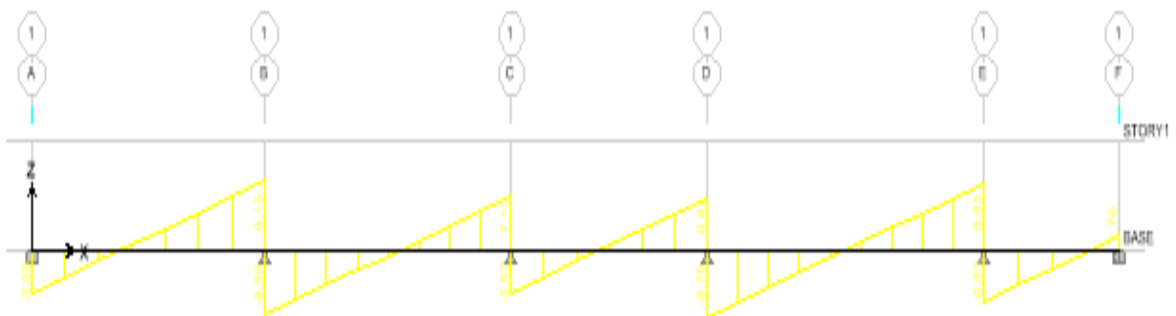
- Calcul l'effort tranchant :

$$V(x) = -4,29 x + 8,79$$

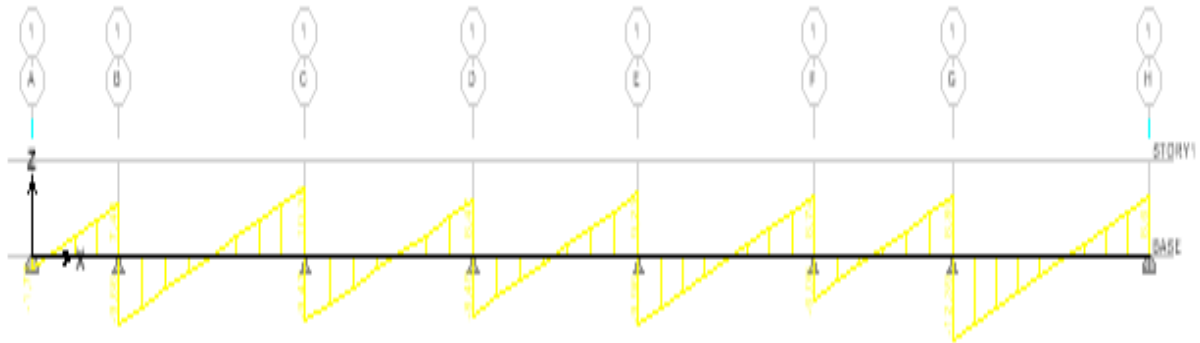
$$\text{ALORS : } \begin{cases} v(x=0) = 8,79 \text{ KN} \\ V(x=4,10) = -8,79 \text{ KN} \end{cases}$$



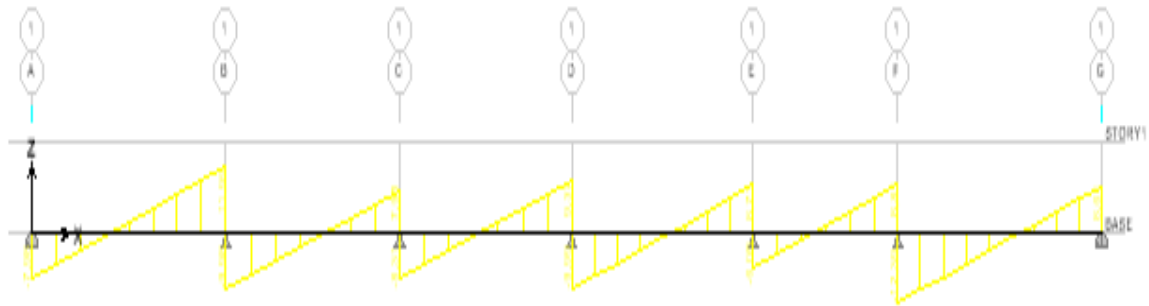
➤ 5^{eme} cas :



Travées	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3,45	4,29	0	-5,94	5,69	-9,13
2-3	3,65	4,29	-5,94	-4,86	8,58	-7,10
3-4	2,90	4,29	-4,86	-5	5,62	-6,84
4-5	4,1	4,29	-5	-5,08	8,79	-8,83
5-6	2	4,29	-5,08	0	6,83	-0,76

➤ 6^{eme} cas :

Travées	L (m)	qs (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	1,8	5,14	0	-5,12	1,77	-7,46
2-3	3,9	5,14	-5,12	-6,39	9,66	-10,32
3-4	3,5	5,14	-6,39	-5,50	9,47	-8,47
4-5	3,45	5,14	-5,50	-5,99	8,45	-9,23
5-6	3,65	5,14	-5,99	-5,47	9,98	-8,74
6-7	2,90	5,14	- 5,47	-7,74	6,05	-8,80
7-8	4,10	5,14	-7,74	0	12,39	-8 ,81

➤ 7^{eme} cas

Travées	L (m)	qu (KN/m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	3,9	5,14	0	-7,82	7,98	-11,99
2-3	3,5	5,14	-7,82	-4,5	9,98	-7,95
3-4	3,45	5,14	-4,5	-6,09	8,31	-9,37
4-5	3,65	5,14	-6,09	-5,49	9,99	-8,71
5-6	2,90	5,14	-5,49	-7,74	6,05	-8,81
6-7	4,10	5,14	- 7,74	0	12,39	-8,81

III.1.9.Vérification à l'E.L.S :**1) Vérification des contraintes :****a) contraintes dans les aciers :****➤ En travée :**

$$M_{st}^{max} = 9,01 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{18 \times 12} = 1,56$$

$$\rho_1 = 1,56 \longrightarrow \beta_1 = 0,837 \longrightarrow K_1 = 15,67$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{9,01 \times 10^3}{0,837 \times 18 \times 3,39} = 176,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$M_a^{max} = 7,82 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,26}{18 \times 12} = 1,04$$

$$\rho_1 = 1,04 \longrightarrow \beta_1 = 0,8585 \longrightarrow K_1 = 20,335$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7,82 \times 10^3}{0,8585 \times 18 \times 2,26} = 223,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

b) Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

➤ En travée :

$$M_{st}^{max} = 9,01 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{18 \times 12} = 1,56, \quad K_1 = 15,67$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ Avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{On a } \sigma_{st} = 176,41 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{176,41}{15,67} = 11,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

- **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 7,82 \text{ KN.m}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

On a :

$$\sigma_{st} = 223,91 \text{ MPa} \quad ; K_1 = 20,335$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{223,91}{20,335} = 11,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

❖ **Conclusion :**

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

c) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures

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

d) Etat limite de déformation : (BAEL91.AB.4.24)

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

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

$$2- \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3- \quad \frac{A_{sa}}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{400}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b₀ : largeur de nervure.

$$M_0 = \frac{qS \times L^2}{8} = \frac{4,29 \times 4,10^2}{8} = 9,01 \text{ KN.m} \quad \text{moments isostatique}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{410} = 0,0487 < \frac{1}{16} = 0,0625$ $\longrightarrow$ **Condition non vérifiée**

- $\frac{h}{L} = 0,0487 > \frac{M_{st}}{15M_0} = \frac{9,01}{15 \times 9,01} = 0,045$ $\longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- $\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{2,26}{18 \times 12} = 0,01 = \frac{4,2}{400} = 0,01$ $\longrightarrow$ **Condition vérifiée**

❖ Conclusion

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche obligatoire.

➤ Calcul de la flèche :

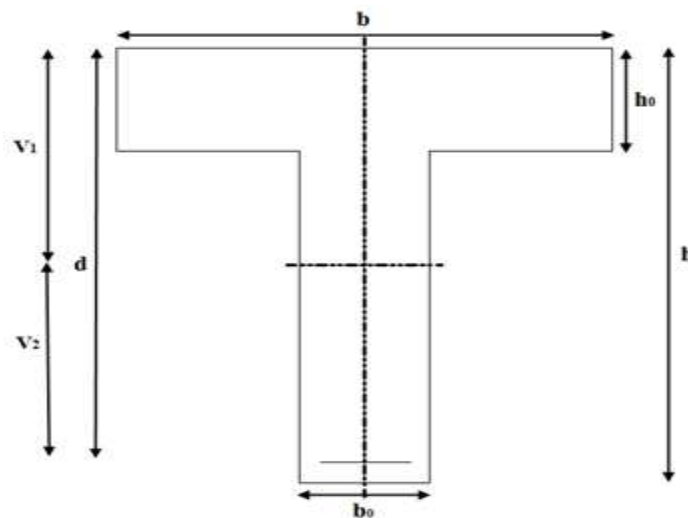


Figure III.1.10: Coupe schématique de la poutrelle

Il faut vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$

Avec :

$\bar{f}$: la flèche admissible

E_v : module de déformation différée; $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$

$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$

I_{fv} : inertie fissuré de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} est donné par la formule suivante : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

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

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

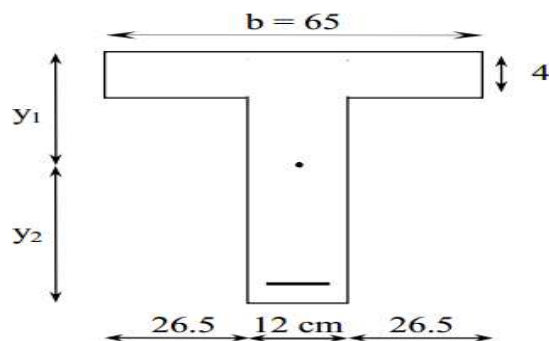
$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \times \rho}$$

- **Calcul des paramètres :**

- ✓ **La position de l'axe neutre :**

$$\begin{aligned} S_{xx'} &= b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d) \\ &= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65-12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3.39 \times 18) \\ &= 3739.3 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$



$$B_0 = (12 \times 20) + (65-12) \times 4 + (15 \times 3.39) = 502.85 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

- ✓ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_{st} \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.44^3 + 12.56^3) + (65-12) \times \frac{4^3}{12} + (65-12) \times 4 \times (7.44 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 3.39 \times (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 10259.48 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 348 + 2.1} ; 0 \right) = 0.846$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0157} = 1.047$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 10259.48}{1 + 0.4 \times 0.846 \times 1.047} = 8333.004 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{4.29 \times 4.1^2}{10818.865 \times 10^3 \times 8333.004 \times 10^{-8}} = 0.0010 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4.10}{500} = 0.0082 \text{ m}$$

$$f = 0.0010 \text{ m} < \bar{f} = 0.0082 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

- ❖ Armatures longitudinales :
 - o En travée : **3HA 12 = 3.39cm².**
 - o Aux appuis : **2HA12= 2.26cm².**
- ❖ Les armatures transversales :
 - o Etrier : **2HA8 = 1.01 cm²**

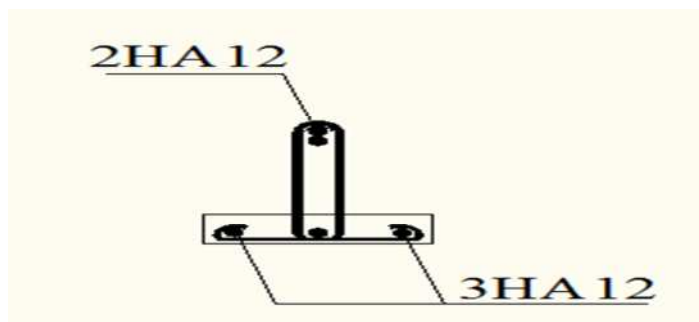


Fig.III.1.11.: schéma de ferrailage.

III.2 LES BALCONS

1. Introductions

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde de corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, dont l'épaisseur est déterminée par la condition de la résistance à la flexion suivante : $e_p \geq \frac{L}{10}$

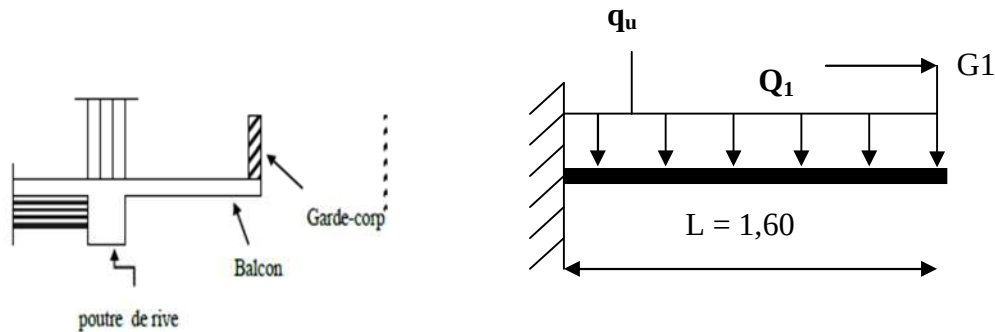


Fig.III.2.1 : Schéma Statique du balcon

q_u : charges et surcharges uniforme verticales revenant à la dalle.

G_1 : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre de la brique creuses de 10cm d'épaisseur.

Q_1 : charge horizontale due à la main courante.

2. dimensionnement du balcon

L'épaisseur de la dalle est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{160}{10} = 16\text{cm} \quad \text{Soit } e_p = 20\text{cm}$$

III.2.1) Détermination des charges et surcharges :

a) charges permanentes :

On estime le poids propre du balcon comme suit :

- Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à son poids propre et le poids propre du garde-corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de longueur, dont la section est soumise à la **flexion simple**.

-le poids propre de la dalle pleine est estimé dans le **chapitre II** par : $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$

b) Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :

$P_{\text{mur}} = \text{Poids de brique creuse} + 2 \times (\text{poids de l'enduit en ciment, } (e_p = 2\text{cm})).$

Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Hauteur (m)	Charges permanentes (KN/ml)
Brique (e _p =0.1m)	0.10	09	1.10	0.99
Enduit de ciment (e _p =2cm)	0.02	18	1.10	0.792
Somme (G)	1.78			

Tableau II.2. 1: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

c) Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$. (DTR B.C.2.2) (Surcharge du balcon)

d) Charge due à la main courante : $q = 1 \text{ KN/m}^2$.

III-2-2) Combinaisons de charges :

III-2-2-1) Combinaisons de charges à l'ELU :

- La dalle : $q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 5,35 + 3,5 \times 1,5 = 12,47 \text{ KN/ml}$.
- Le garde-corps : $q_{u2} = (1,35 \times g) \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 1,78 = 2,4 \text{ KN/ml}$.
- La main courante: $q_{u3} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$.

III-2-2-1) Combinaisons de charges à l'ELS :

- La dalle : $q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 5,35 + 3,5 = 8,85 \text{ KN/ml}$.
- Le garde-corps : $q_{s2} = g \times 1 \text{ m} = 1,78 \text{ KN/ml}$.
- La main courante : $q_{s3} = q \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN/ml}$.

III-2-3) Calcul des moments fléchissant :

III-2-3-1) Calcul des moments fléchissant :

• ELU :

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times l = \frac{12,47 \times 1,6^2}{2} + 2,4 \times 1,6 + 1,5 \times 1 = 21,30 \text{ KN.m}$$

• ELS

$$M_s = \frac{q_{s2} l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{u3} \times l = \frac{8,85 \times 1,6^2}{2} + 1,78 \times 1,6 + 1 \times 1 = 15,17 \text{ KN.m}$$

III-2-4) Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

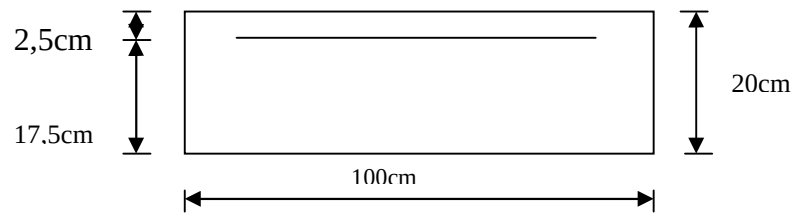


Fig.III.2.2 section transversale de la dalle

➤ Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21.30 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_1 = 0,392 \quad \rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

Donc : $A' = 0$

$$\mu = 0,048 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,975 \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = 348 \text{ . MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_c} = \frac{21.30 \times 10^3}{0,975 \times 17,5 \times 348} = 3,587 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 = 5,65cm² avec $S_t = 20\text{cm}$

➤ Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 = 3,14cm² avec : $S_t = 25\text{cm}$

III-2-5) Vérifications à l'ELU:

1) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2,1/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 17,5 \times 2,1}{400} = 2.113 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.113 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2)Vérification au cisaillement (Art.5.1.2 / BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = (2,5 \text{MPa} ; 4 \text{MPa}) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad , \quad \gamma_b = 1,5$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,47 \times 1,6 + 2,4 = 22,35 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{22,35 \times 1000}{175 \times 1000} = 0,127 \text{MPa}$$

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

Pas de risque de cisaillement (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$\Psi = 1,5$ (acier en HA).

$$\begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} \\ \sum u_i = n \times \pi \times \Phi = 3,14 \times 5 \times 12 = 188,4 \text{mm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,35 \times 1000}{0,9 \times 175 \times 188,4} = 0,753 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée (Pas de risque d'entraînement des barres)}$$

4) Ancrage rectiligne des barres

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé

-La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

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

D'où :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Le BAEL propose (A.6.1,22,)

$$l_s = \begin{cases} 40\varphi & \text{pour un HA feE400} \\ 50\varphi & \text{pour un HA feE500 ou un rond lisse} \end{cases}$$

$$l_s = 40 \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Alors :

$$l_s = 48 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront Ancrée, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$l_r = 0,4 \times l_s \quad \text{pour les barres HA (f}_e\text{400 ou f}_e\text{500) (art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

$$\text{Soit la longueur hors du crochet égal a : } l_r = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm.}$$

On prend

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

5) Vérification de l'espacement des barres [Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99]

- **Armatures longitudinales**

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 20; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversaux**

$$S_t \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (4 \times 20; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

III-3-6) Vérification à l'ELS :

1) Etat limite de compression de béton :(Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

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

$$\text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \ll \text{Fissuration préjudiciable} \gg$$

a) Dans le béton :

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

Contraintes dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17,5} = 0,322$$

$$\rho_1 = 0,322 \longrightarrow \alpha_1 = 0,1455 \quad ; \quad \beta_1 = 0,9515$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,1455}{15(1 - 0,1455)} = 0,011$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{A_s \beta_1 d} = \frac{15,17 \times 10^6}{5,65 \times 10^2 \times 0,9515 \times 175} = 161,24\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 161,24 \times 0,011 = 1,77\text{MPa}$$

$$1,77\text{MPa} < 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

Avec :

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \text{Max} (0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\}$$

$$= \text{Min} \{ 266,66; \text{Max} (200; 201,63) \}$$

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

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

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho_1 = 0,322 \\ \beta_1 = 0,9515 \end{cases}$$

Alors :

$$\sigma_{st} = \frac{15.17 \times 10^6}{0.9515 \times 175 \times 5.65 \times 10^2} = 161.24 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow$ **La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures**

c) Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$\begin{aligned} \text{a) } \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0.20}{1.6} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \text{b) } \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{0.20}{1.6} = 0.125 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{15.17}{15.17} = 0.1 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{5.65}{100 \times 17.5} = 0.0038 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

❖ Conclusion :

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la Flèche.

Les schémas de ferrailage du balcon.

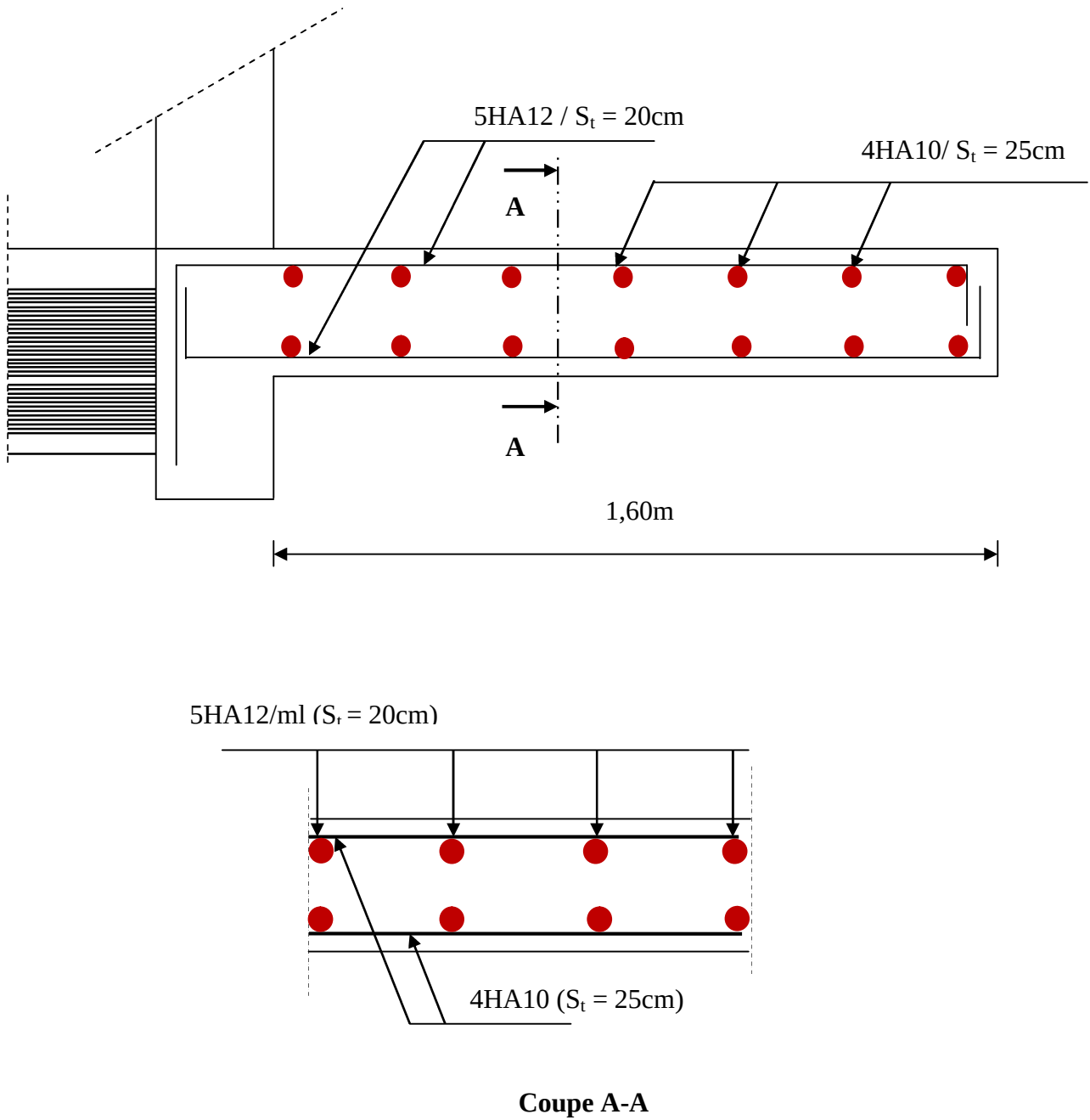


Fig.III.2.3 Ferrailage du balcon.

III.3. ACROTERE :**III.3.1 INTRODUCTION :**

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrions les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99 version 2003.

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et à **L'ELS** pour une bande de 1 [m] de largeur.

III.3.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : $h = 70\text{cm}$; L'épaisseur : $h_0 = 10\text{ cm}$

L'enrobage : $c = c' = 2,5\text{ cm}$; La surface : 0.0925 m^2

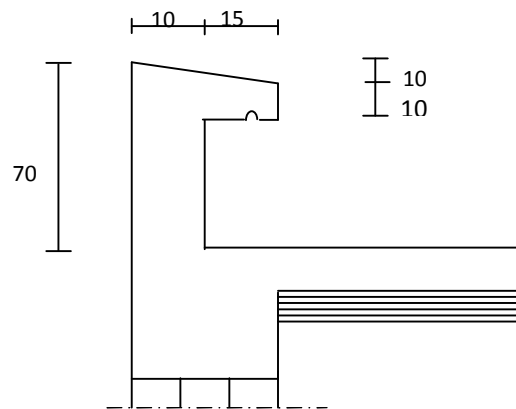


Fig.III. 3.1 Coupe verticale de l'acrotère

III.3.3. Calcul des sollicitations :

- Chargement :

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.7 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) + \left(\frac{0.15 \times 0.1}{2} \right) \right] = 25 \times 0.0925$$

$$G = 2,312\text{kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1\text{ kN/ml}$.

- Calcul des sollicitations :

Effort normal du au poids propre : $N = G \times 1 = 2,312\text{kN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1\text{ kN}$

Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.70 \times 1 = 0.70 \text{ kN.m}$

➤ **Schéma statique :**

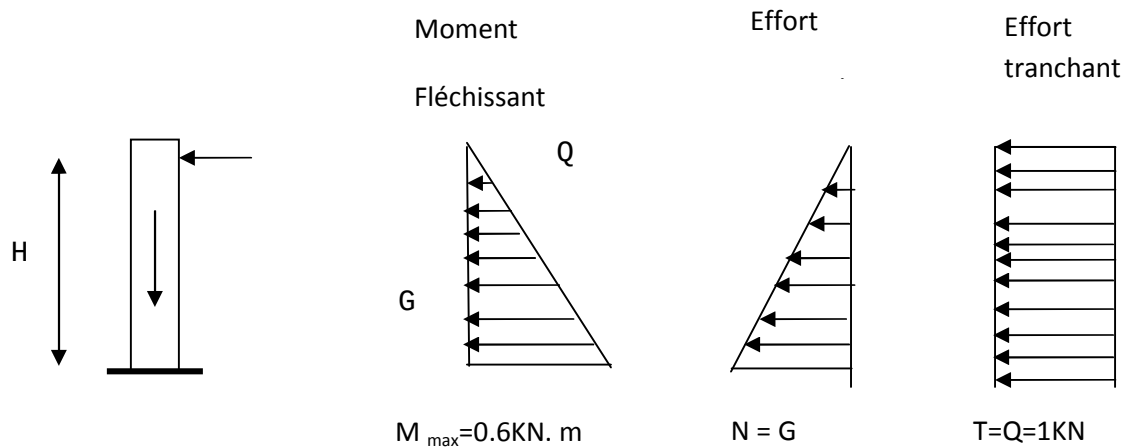


Fig. III.3.2: Diagramme des efforts internes

Les combinaisons de charges :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 2,312 = 3,121 \text{ kN}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.7 = 1,05 \text{ kN.m}$$

ELS: $G + Q$

$$N_s = N = 2,312 \text{ kN}$$

$$T_s = T = 1 \text{ kN}$$

$$M_s = M = 0.7 \text{ kNm}$$

III.3.4.Ferraillage:

Le calcul se fera à l'ELU puis nous allons faire les vérifications à l'ELS.

III.3.4.1 Calcul à l'ELU :



a) Calcul de l'excentricité :

- $eu = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{3,121} = 0.336 \text{ m}$
- $\frac{h}{2} - c = 0,05 - 0,025 = 0,025 \text{ m}$

Avec : M_U : moment dû à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

$(\frac{h}{2} - c) \rightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

Donc : $e_u = 0,336\text{m} > h/2 - c = 0,025\text{m}$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

b) Calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

$$M_f = 3,121 \times [0,336 + 0,025] = 1,126 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{fu}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,126 \times 10^3}{100 \times 7,5^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_1 = 0,392$$

$\rightarrow \mu_u = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

Avec : $f_{bc} = 0,85 f_{c28} / 1,5 = 14,2 \text{ [MPa]}$

Remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{1,126 \times 10^3}{0,993 \times 348 \times 7,5} = 0,434 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

c) Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

Armatures principale :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,434 - \frac{31,21}{348} = 0,344 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.3.4.2 Vérification à l'ELU :**a) La condition de non fragilité (Art : A.4.2, 1, BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7,5 \times \frac{2.1}{400} = 0.905 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.905 \text{ cm}^2 > A = 0.344 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

Avec :

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

Conclusion:

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section

$$A_s = A_{\min} = 0.905 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 2.51/4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4 HA8 = 2.01 cm² avec un espacement : S_t = 20 cm

b) Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 1000}{1000 \times 75} = 0.02 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec : V_u = 1.5 × Q = 1.5 × 1 = 1.5 kN (V_u : effort tranchant).

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A. 6.1.3/BAEL 91)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement: Ψ_s = 1.5 H.A

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

$$\text{Avec : } \sum U_i = n \Pi Q = 5 \times \Pi \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 1000}{0.9 \times 75 \times 12.56} = 0.176 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.176 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Longueur de scellement droit: (Art A.6.2.21/BAEL91)

$L_s = 40 \Phi$ pour FeE 400

$L_s = 50 \Phi$ pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

III.3.4.3 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \right\} \text{ (Art A.4.5,32/BAEL99)}$$

Avec : η : coefficient de fissuration $\{\eta = 1.6 \text{ H.A} ; \eta = 1 \text{ r.l}\}$

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266.6, \max(200, 201.63) \} \rightarrow \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 7.5} = 0.418$$

$$\rho_1 = 0.418 \rightarrow \beta_1 = 0.901$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10^3}{0.901 \times 7.5 \times 2.51} = 40.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{40.88}{35.5} = 1.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.5 Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA 99 version 2003/ Art 6.2.3})$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $\rightarrow$

$$A = 0.15 \quad (\text{RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1})$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : $C_p = 0.3$

W_p : Poids de l'acrotère ($W_p = 2.312 \text{ [kN/ml]}$)

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 2.312 = 0.416 \text{ [kN/ml].}$$

$$F_p = 0.416 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Le schéma de ferrailage de l'acrotère.

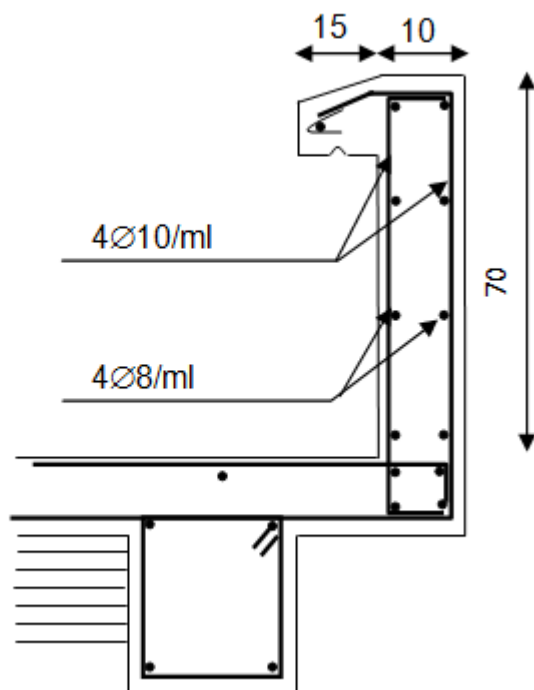


Fig. III.3.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III. 4) LA SALLE MACHINE

III .4.1) Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (8 niveaux), un ascenseur a été prévu .

Définition de l'ascenseur :

C'est un appareil élévateur desservant les différents niveaux, il manifeste l'accès des personnes se déplaçant le long du guide verticale. L'ascenseur est composé de trois parties essentielles

- Treuil de levage et sa polie
- La cabine
- Le contre poids

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur en béton armé, de vitesse d'entraînement de $v = 1\text{m/s}$, dont la surface de la cabine est de $(1,15 \times 1,23) \text{ m}^2$

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 8 tonnes (80KN), répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de l'ascenseur.

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent les coefficients permettant de calculer les moments.

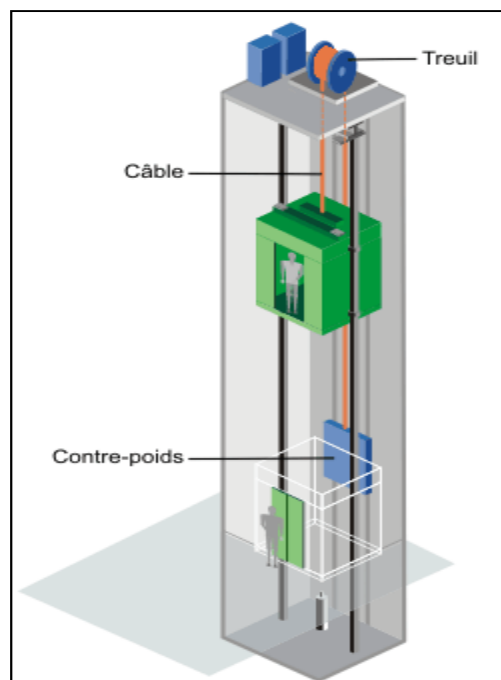


Fig. III.4.1 : Schéma de l'ascenseur

III .4 .2) Calcul de la dalle plane :

On a $L_x = 1,15\text{m}$

$L_y = 1,23\text{m}$

a. épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{115}{30} = 3,83\text{cm}$

❖ **NB :**

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

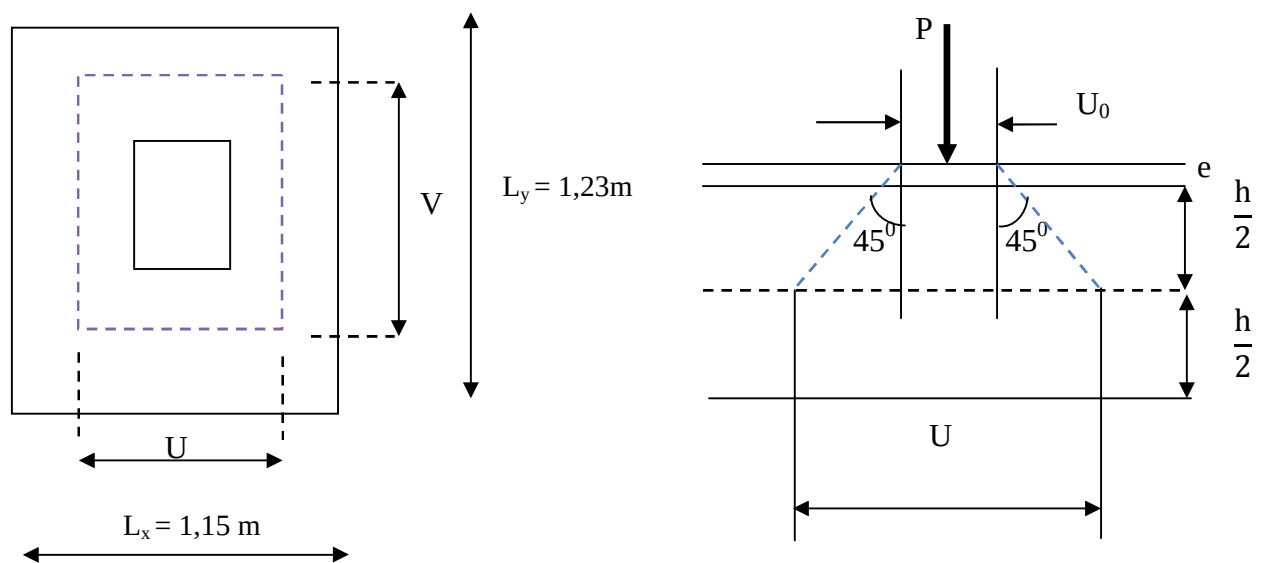


Fig.III.4.2 : Schéma statique de la salle machine.

On a:
$$\begin{cases} U = U_0 + 2\zeta e + h_t \\ V = V_0 + 2\zeta e + h_t \end{cases}$$

Avec:

$h_t = 15\text{cm}$;

e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$)

U_0, V_0 côté du rectangle sur lequel agit la charge P avec ($U_0, V_0 = 80\text{cm}$)

$\zeta = 1$ car le revêtement est en béton

D'où :

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 2 + 15 = 99\text{cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 1 \times 2 + 15 = 99\text{cm}$$

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

✓ Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,15}{1,23} = 0,93$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

b. Calcul des moments au centre du panneau

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

$$\begin{cases} M_x = P (M_1 + vM_2) \\ M_y = P (vM_1 + M_2) \end{cases}$$

M_x, M_y : moment au milieu du panneau dans les sens x-x et y-y, due à la charge P

M_1, M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$ dans les tables de PIGEAUD

v : coefficient de poisson ; $\begin{cases} v = 0 & \text{à l'ELU} \\ v = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

III .4. 3)Calcul à l'ELU

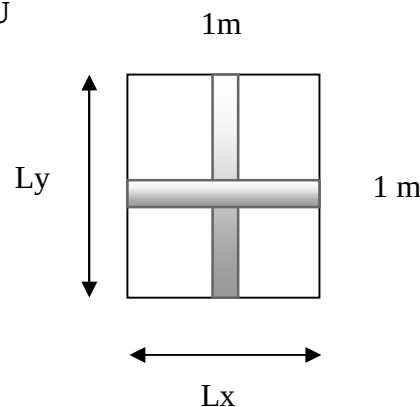


Fig.III.4.3 : La section à étudier pour le ferrailage

A. Combinaison des charges

On a :

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 80 = 108 \text{KN}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad / \text{ avec } G = (25 \times 0,15 + 20 \times 0,02) \text{ ml} = 4,15 \text{KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times 4,15 + 1,5 \times 1 = 7,102 \text{KN/ml}$$

B .Les moments M_1^x et M_1^y dues au système de levage :

$$M_1^x = P (M_1 + vM_2) \quad \text{et} \quad M_1^y = P (vM_1 + M_2)$$

$$v = 0 \quad \text{à l'ELU}$$

$$\begin{cases} M_1^x = P_u M_1 \\ M_1^y = P_u M_2 \end{cases}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{0,99}{1,15} = 0,860 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{0,99}{1,23} = 0,804$$

$$\text{Après interpolation : } M_1 = 0,055, \quad M_2 = 0,043$$

$$M_1^x = P_u M_1 = (108 \times 0,055)1\text{ml} = 5,94\text{KN.m}$$

$$M_1^y = P_u M_2 = (108 \times 0,043)1\text{m} = 4,644\text{KN.m}$$

C.Les moments dus au poids propre de la dalle M_2^x et M_2^y :

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_2^y = \mu_y M_2^x \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,15}{1,23} = 0,93 \quad ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{Après interpolation : } \mu_x = 0,0428 ; \quad \mu_y = 0,841$$

On a :

$$q_u = 7,102\text{KN/ml}$$

$$M_2^x = 0,0428 \times 7,102 \times 1,15^2 = 0,402\text{KN.m}$$

$$M_2^y = 0,841 \times 0,402 = 0,338 \text{ KN.m}$$

D.Les moments globaux

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 0,402 + 5,94 = 6,342\text{KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 0,338 + 4,644 = 4,982\text{KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement sur les appuis on considère le panneau comme un panneau appuyé sur 4 cotes dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

$$\text{-moments en travées: } 0.85M_x, 0.85M_y.$$

$$\text{-moments aux appuis: } 0.3M_x, 0.3M_y$$

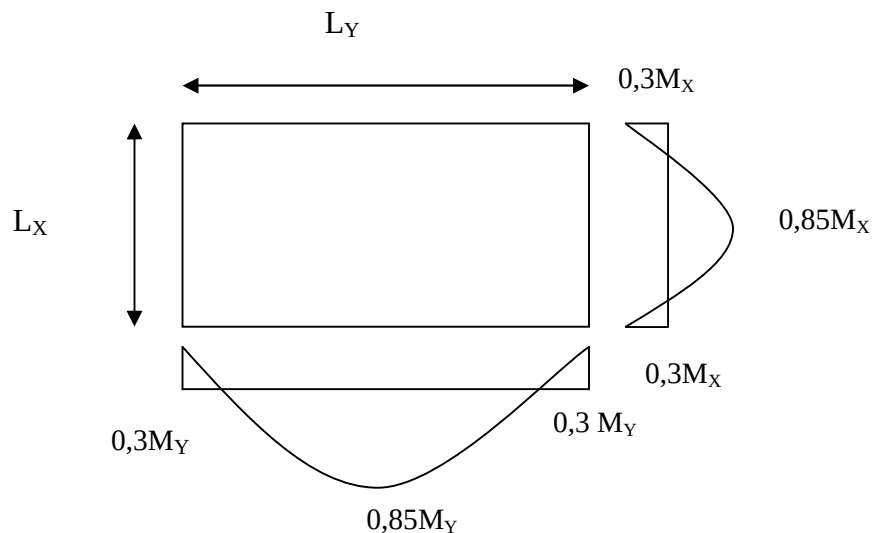


Fig. III.4.4 : Correction des moments.

✓ Sens x-x :- En travées : $M_t^x = 0,85 \times 6,342 = 5,390 \text{ KN.m}$ - Aux appuis : $M_a^x = 0,3 \times 6,342 = 1,902 \text{ KN.m}$ ✓ Sens y-y :- En travées : $M_t^y = 0,85 \times 4,982 = 4,234 \text{ KN.m}$ - Aux appuis : $M_a^y = 0,30 \times 4,982 = 1,494 \text{ KN.m}$ **III.4.4) Ferrailage de la dalle :**➤ **Dans le sens de la petite portée (x-x)** $b = 100 \text{ cm}; \quad d = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm};$ ➤ **En travée** $M_t^x = 5,390 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,390 \times 10^5}{100 \times 12,5^2 \times 1420} = 0,024 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,024 \longrightarrow \beta_1 = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,390 \times 10^5}{0,988 \times 12,5 \times 34800} = 1,25 \text{ cm}^2$$

Soit $4\Phi 10$ ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis**

$$M_a^x = 1,902 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,902 \times 10^5}{100 \times 12,5^2 \times 1420} = 0,008 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,008 \longrightarrow \beta_1 = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,902 \times 10^5}{0,996 \times 12,5 \times 34800} = 0,43 \text{ cm}^2$$

Soit 4Φ8 ($A_s = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Dans le sens de la grande portée (y-y)**➤ **En travée**

$$M_t^y = 4,234 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,234 \times 10^3}{100 \times 12,5^2 \times 14200} = 0,019 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,019 \longrightarrow \beta_1 = 0,9905$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,234 \times 10^5}{0,9905 \times 12,5 \times 34800} = 0,98 \text{ cm}^2$$

soit 4Φ10 ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis**

$$M_a^y = 1,494 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,494 \times 10^3}{100 \times 12,5^2 \times 1420} = 0,006 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,006 \quad \beta_1 = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,494 \times 10^5}{0,997 \times 12,5 \times 34800} = 0,34 \text{ cm}^2$$

4Φ8 ($A_s = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.5)Vérification à L'ELU :**A. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91)**✓ **Sens x-x :**

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \longrightarrow A_x \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \times b \cdot h$$

Avec :

 A_x : la section des armatures $b \cdot h$: section total du béton w_0 : taux d'acier minimale (réglementaire) = 0,8‰ (acier HA Fe400).

$$A_x = \frac{0,0008 \times (3 - 0,93)}{2} \times 100 \times 15 = 1,24 \text{ cm}^2$$

- En travées : $A_{\text{adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x = 1,24 \text{ cm}^2$
 - Aux appuis : $A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_x = 1,24 \text{ cm}^2$
- Condition vérifiée**

✓ **Sens y-y :**

$$W_x = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq W_0 \longrightarrow A_y \geq W_0 \times b \cdot h$$

$$A_y = W_0 \times b \cdot h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- En travées : $A_{\text{adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x = 1,2 \text{ cm}^2$
 - Aux appuis : $A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_x = 1,2 \text{ cm}^2$
- Condition vérifiée**

B. Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91)

La direction la plus sollicitée :

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

La direction la moins sollicitée :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

C. Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42)

$$P \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P : charge de calcul à l'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

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

$$U_c = 2(U+V) = 2(0,99 + 0,99) = 3,96\text{m}$$

$$P = \frac{90\text{KN}}{\text{ml}} \leq 0,045 \times 3,96 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 445,5\text{KN/ml} \quad \text{--- Condition vérifiée}$$

D. Calcul des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (P) :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} \times 1\text{ml} = \frac{80}{2 \times 0,99 + 0,99} = 26,93\text{KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} \times 1\text{ml} = \frac{80}{3 \times 0,99} = 26,93\text{KN}$$

Ainsi on aura :

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{26,93 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,215\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = \min(3,33; 5) = 3,33\text{MPa}$$

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

III.4.6) Calcul à l'ELS :**a. Combinaison de charge**

On a :

$$P_s = P = 80\text{KN}$$

$$q_s = G + Q \quad / \text{ avec } G = (25 \times 0,15 + 20 \times 0,02) \times 1\text{ml} = 4,15\text{KN/ml}$$

$$q_s = 4,15 + 1 = 5,15\text{KN}$$

b. Les moments M_1^x et M_1^y dus au système de levage

$$M_2^x = P (M_1 + vM_2) \quad \text{et} \quad M_2^y = P (vM_1 + M_2)$$

à L'ELS $v = 0,2$

$$\begin{cases} M_1 = 0,055 \\ M_2 = 0,043 \end{cases}$$

$$M_1^x = 80 (0,055 + 0,2(0,043))$$

$$M_1^x = 5,088 \text{ KN.m}$$

$$M_y^2 = 80 (0,2 \times 0,055 + 0,043)$$

$$M_y^2 = 4,32 \text{ KN.m}$$

C. Les moments dus au poids propre de la dalle M_2^x et M_2^y

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_2^y = \mu_y M_2^x \end{cases}$$

On a $\rho = 0,93 \longrightarrow \mu_x = 0,0428$; $\mu_y = 0,841$
 $q_s = 5,15 \text{ KN/ml}$.

$$M_2^x = 0,0428 \times 5,15 \times 1,15^2 = 0,291 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0,291 \times 0,841 = 0,244 \text{ KN.m}$$

D. Les moments globaux

$$M_x = 5,088 + 0,291 = 5,379 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = 4,32 + 0,244 = 4,564 \text{ KN.m.}$$

➤ Corrections des moments**✓ Sens x-x :**

$$\text{- En travées : } M_t^x = 0,85 \times 5,379 = 4,572 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Aux appuis : } M_a^x = 0,3 \times 5,379 = 1,613 \text{ KN.m}$$

✓ Sens y-y :

$$\text{- En travées : } M_t^y = 0,85 \times 4,564 = 3,879 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Aux appuis : } M_a^y = 0,3 \times 4,564 = 1,369 \text{ KN.m}$$

III.4.7) Ferrailage de la dalle :**a) Dans le sens de la petite portée : x-x**• **En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 5.379 = 4.572 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4.572 \times 10^5}{100 \times 12.5^2 \times 40000} = 0.0007 \longrightarrow \beta_s = 0.954$$

$$A_s = \frac{4.572 \times 10^5}{0.954 \times 12.5 \times 40000} = 0.95 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times 5.379 = 1.613 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.613 \times 10^5}{100 \times 12.5^2 \times 40000} = 0.00025 \longrightarrow \beta_s = 0.972$$

$$A_s = \frac{1.613 \times 10^5}{0.972 \times 12.5 \times 40000} = 0.33 \text{ cm}^2$$

b) Dans le sens de la grande portée :• **En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 4.564 = 3.879 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3.879 \times 10^5}{100 \times 12.5^2 \times 40000} = 0.00062 \longrightarrow \beta_s = 0.9565$$

$$A_s = \frac{3.879 \times 10^5}{0.9565 \times 12.5 \times 40000} = 0.81 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times 4.564 = 1.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.36 \times 10^5}{100 \times 12.5^2 \times 40000} = 0.00021 \longrightarrow \beta_s = 0.974$$

$$A_s = \frac{1.36 \times 10^5}{0.974 \times 12.5 \times 40000} = 0.27 \text{ cm}^2$$

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

III.4.8) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**a) Sens x-x :**

- **En travée :**

$$M_s = 4.572 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0.251 \rightarrow k_1 = 47.895 \longrightarrow \beta_1 = 0.9205$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.572 \times 10^6}{0.9205 \times 125 \times 3.14 \times 100} = 126.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{126.54}{47.895} = 2.64 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 1.613 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = 0.160 \rightarrow k_1 = 61.34 \longrightarrow \beta_1 = 0.9345$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.613 \times 10^6}{0.9345 \times 125 \times 2.01 \times 100} = 68.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{68.69}{61.34} = 1.11 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

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

Etat limite de fissuration :

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

➤ Diamètre maximale des armatures

$$\varnothing \leq \frac{h_t}{10} \quad \text{avec : } \varnothing : \text{diamètre des armatures longitudinales}$$

$$\varnothing \leq \frac{h_t}{10} = \frac{15}{10} = 1,5$$

On a $\varnothing_{\max} = 10\text{mm} < 15\text{mm} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

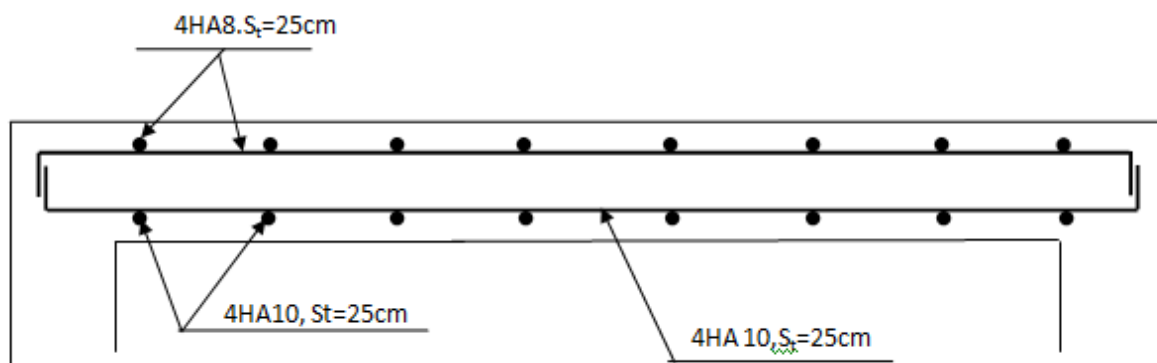


Fig. III.4.5. Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

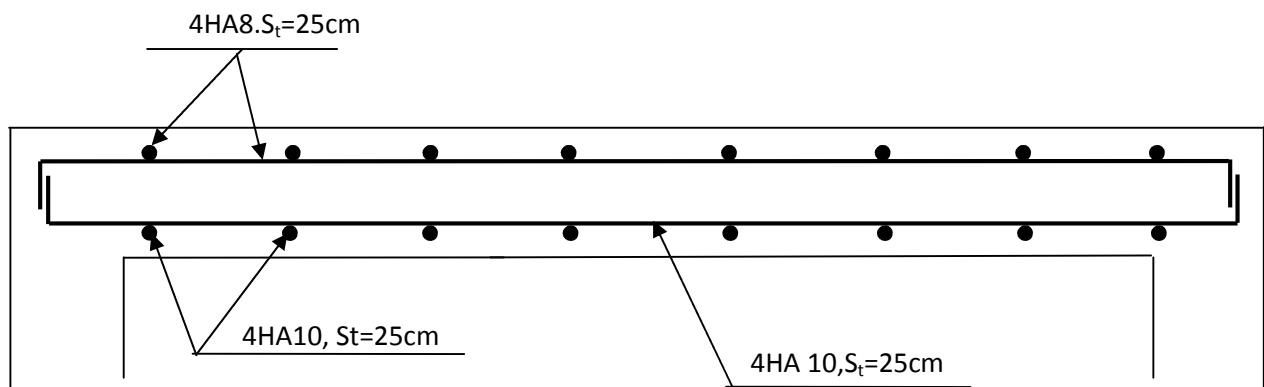


Fig. III.4.6. Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

III-5) Calcul des escaliers

➤ Définition :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant l'accès verticale entre les différents étages de la structure, il est composé de palier et de volées (paillasse) assimilé dans le calcul à des poutres isostatiques calculées à la flexion simple soumise à son poids propre et aux surcharges.

III.5.1) Terminologie

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la Fig.

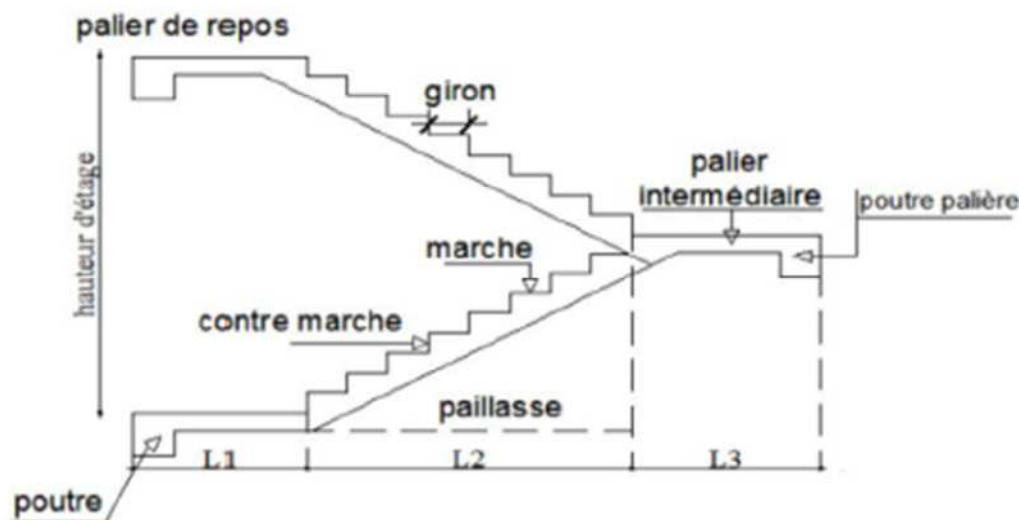


Fig.III.5.1 Schéma statique de l'escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondis.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron(g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme de repos entre deux volées de chaque étage.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé comportant les marches et les contre marches.
- **L'embranchement(E)** : représente la largeur de la marche.

➤ **Notations utilisées :**

- g : largeur de la marche (giron).
- h : hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier.
- L_1 : portée de la paillasse.
- li : longueur de la paillasse projetée.

III.5.2 Cage d'escalier :

Notre structure est dotée d'une seule cage d'escalier qui comporte :

-trois volées pour l'entre sol et le RDC

-deux volées pour l'étage courant.

III.5.3 Dimensionnement :

Le pré dimensionnement des marches et des contre marches se fera par la formule de

« **BLONDEL** » suivante : $59 \leq 2h + g \leq 66$ [cm]

Où : **h** : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : $h=17\text{cm}$, $g=30\text{cm}$

a) Nombre de contre marches :➤ **Pour l'étage courant :**

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

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

b) Nombre de marches

$$M = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

c) Vérification de la relation de BLONDEL

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

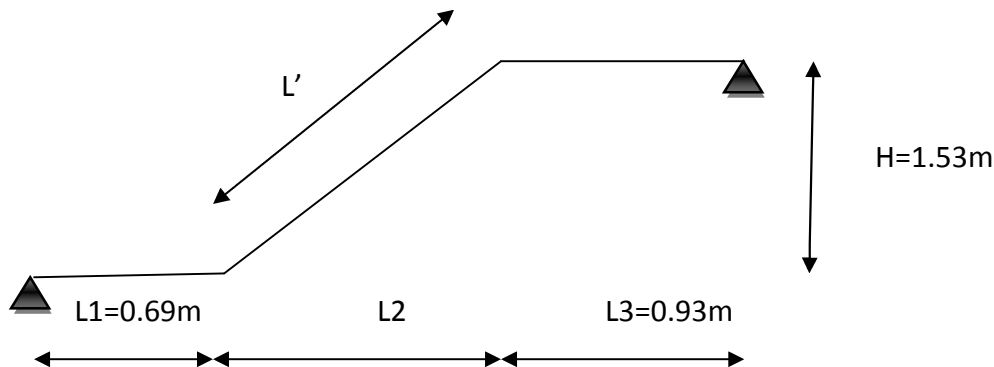
On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ la relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

d) Emmarchement :

$$E = 1,2\text{m}$$

E) Dimensionnement de la paillasse :

- Etude de la volée intermédiaire de l'étage courant:

**Fig. III.5.2. Schéma correspond à la volée de l'escalier**

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

L : longueur réelle de la paillasse ; $L = L' + L1 + L3$

$$L' = \frac{L2}{\cos \alpha} ;$$

$$L2 = g (n-1) = 30 (9 - 1) = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L2} , \text{ H : représente la hauteur de la volée}$$

$$H = n \times h = 9 \times 0.17 = 1.53 \text{ m}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L2} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \longrightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$L' = \frac{2.40}{\cos 32.51} = 2.846 \text{ m}$$

$$; L = 284.6 + 69.93 = 446.6 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{446.6}{30} \leq e_p \leq \frac{446.6}{20} \longrightarrow 14.88 \text{ cm} \leq e_p \leq 22.33 \text{ cm} \quad e_p = 20 \text{ cm}$$

III.5.4. Détermination des charges et surcharges:

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, nous pourrions admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour de 1m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

1) Charge permanente**➤ Volée**

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Carrelage	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Marche	0,17/2	25	2,125
Garde corps	/	/	0,2
Paillasse	$E_p/\cos\alpha$	25	5,925
G_{tot}=			9,77

Tableau III.5.1: Charges permanentes de la volée**➤ Le palier**

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Carrelage	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA	0,2	25	5
G_{tot}=			6,52

Tableau III.5.2 : Charges permanentes de palier**2) Charges d'exploitation :**

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

- Palier : $Q_{pl} = 2.5\text{KN/m}^2$

- volée : $Q_{vol} = 2.5\text{KN/m}^2$

III.5.5. Calcul des efforts internes à l'ELU :**a) Combinaison d'action :****➤ Palier**

$$q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 12,552\text{KN/ml}$$

➤ Volée

$$q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 9,77 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 16,94\text{KN/ml}$$

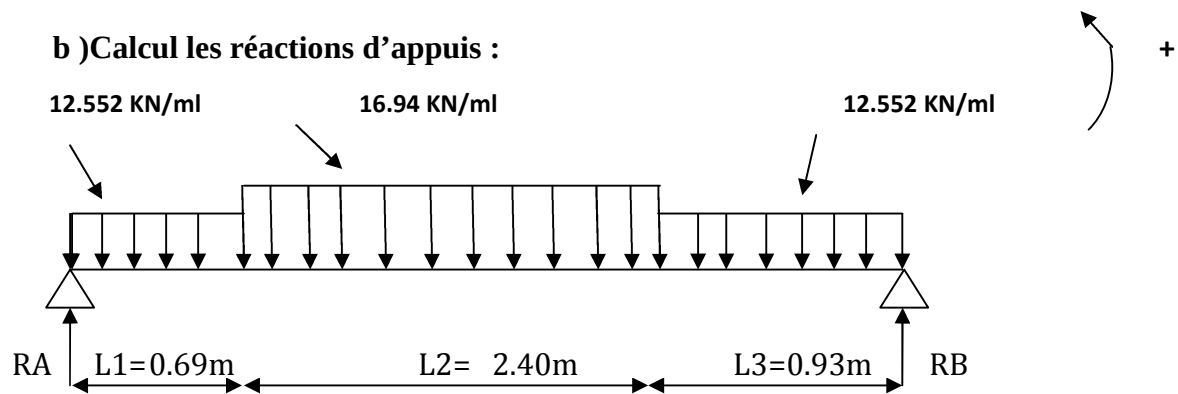


Fig.III.5.3: Schéma statique de l'escalier à deux volées (ELU) d'étage courant

$$\rightarrow \Sigma M/A = 0$$

$$\rightarrow R_B \times 4.02 - [16.94 \times 2.4(2.4/2 + 0.69)] - [12.552 \times (0.69^2/2)] - [12.552 \times 0.93 \times (0.93/2 + 3.09)] = 0$$

$$R_B \times 4.02 = 121.32$$

$$R_B = 30.18 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \Sigma F_V = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B - (16.94 \times 2.4) - (12.552 \times 0.93) - (12.552 \times 0.69) = 0$$

$$R_A + R_B = 60.98 \text{ KN}$$

$$R_A = 60.98 - 30.18 = 30.8 \text{ KN}$$

$$R_A = 30.8 \text{ KN}$$

c) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.69\text{m}$

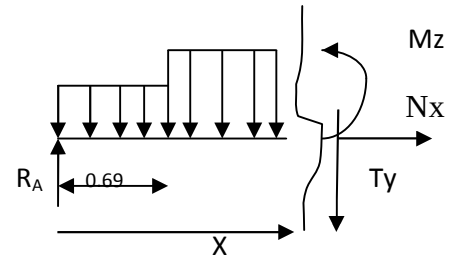
$$T_y = -12.552x + 30.8 \Rightarrow T_y = \begin{cases} T_y = 30.8 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 22.13 \text{ KN} & \text{pour } x = 0.69 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -12.552 \frac{x^2}{2} + 30.8x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 18.26 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0.69 \text{ m} \end{cases}$$

❖ 2^{ème} tronçon : $0.69\text{m} \leq x \leq 3.09\text{m}$

$$T_y = -16.94x + 33.827$$

$$T_y = \begin{cases} T_y = 22.13\text{KN} & \text{pour } x = 0.69\text{m} \\ T_y = -18.51\text{KN} & \text{pour } x = 3.09\text{m} \end{cases}$$



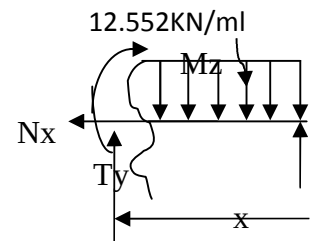
$$M_z = -8.47x^2 + 33.827x - 1.044 \Rightarrow$$

$$M_z = \begin{cases} M_z = -18.26 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0.69\text{m} \\ M_z = 22.61\text{KNm} & \text{pour } x = 3.09\text{m} \end{cases}$$

❖ 3^{ème} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 0.93\text{m}$

$$T_y = 12.552x - 30.18$$

$$T_y = \begin{cases} T_y = -30.18\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -18.51\text{KN} & \text{pour } x = 0.93\text{m} \end{cases}$$



$$M_z = -12.552 \frac{x^2}{2} + 30.18x \Rightarrow M_z = \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 22.61 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0.93\text{m} \end{cases}$$

d) Calcul du moment fléchissant max :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \longrightarrow -8.47(2x) + 33.827 = 0 \longrightarrow x = 1.996\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.996\text{m}$.

Donc : $M_z^{\max} = -8.47(1.996)^2 + 33.82(1.996) - 1.044 = 32.71 \text{ KN.m}$

$$\longrightarrow M_z^{\max} = 32.71 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\max}(3.09) = 22.58 \text{ KN.m}$$

❖ Remarque :

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées.

- Aux appuis :

$$M_u^a = -0.3.M_z^{\max} = -0.3 \times 32.71 = -9.813 \text{ KN.m}$$

- en travées :

$$M_u^t = 0.85.M_z^{\max} = 0.85 \times 32.71 = 27.80 \text{ KN.m}$$

e) Diagramme des efforts internes à l'ELU :

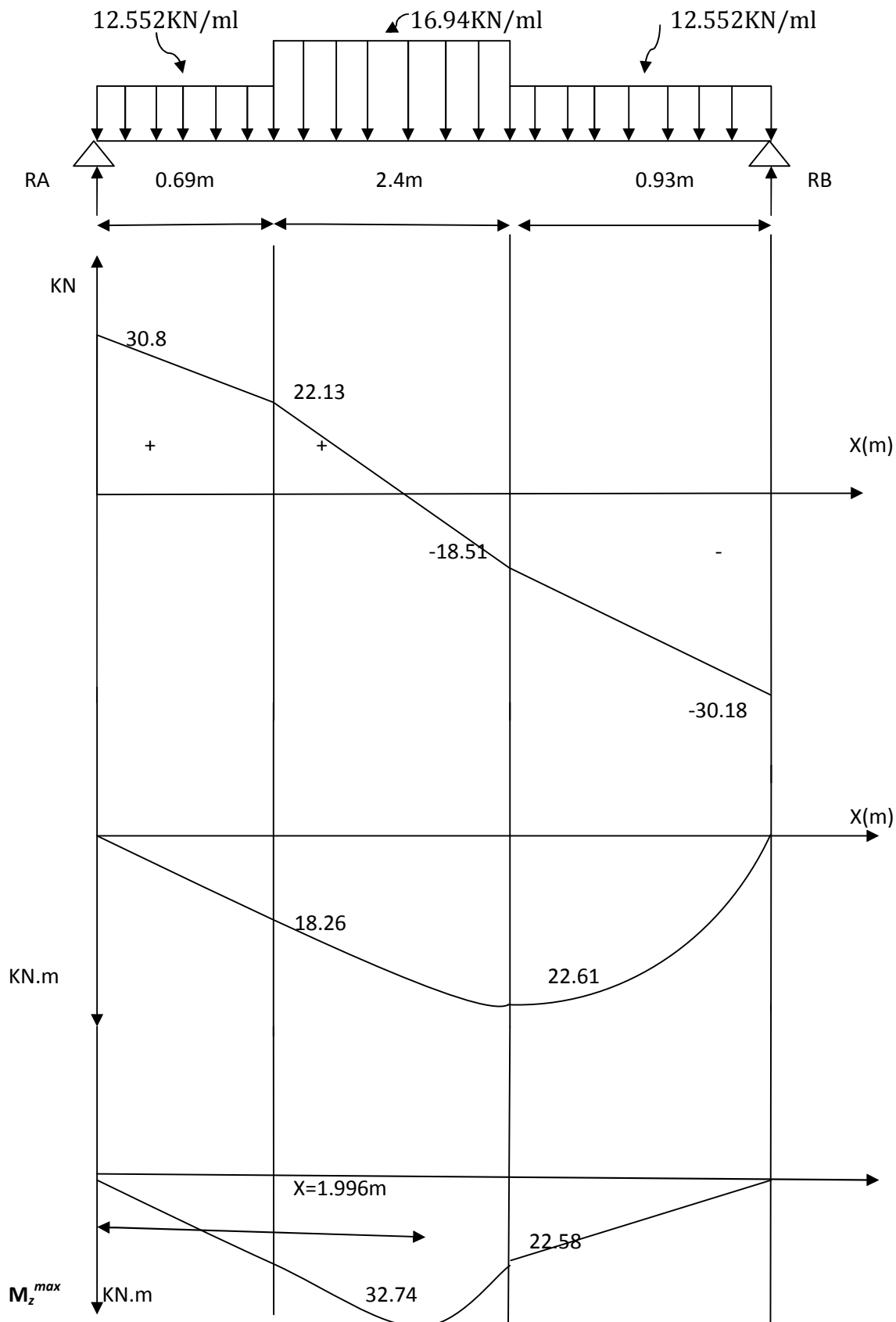


Fig. III.5.4: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

III.5.6.) Ferrailage des armatures a l'ELU :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise a la flexion simple pour une section de (1m²) en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100\text{cm}, \quad h = 20\text{cm}, \quad d = 17.5\text{cm}, \quad c = 2.5\text{cm}, \quad h = d + c$$

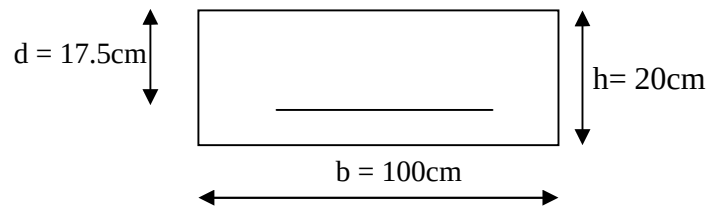


Fig.III.5.5: Section droite de la paillasse à étudié

1) Armatures principales**➤ Aux appuis**

Nous avons aux $M_u^a = 9.813\text{KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9813}{100 \times 17.5^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,022 \longrightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9813}{0,989 \times 17.5 \times 348} = 1,62\text{cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 ($A_a = 3,92\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20\text{cm}$

➤ En travées :

$$M_u^t = 27,80\text{KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{27800}{100 \times 17.5^2 \times 14,2} = 0,064 < \mu_t = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,064 \longrightarrow \beta_u = 0,967$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{27800}{0,967 \times 17.5 \times 348} = 4,72\text{cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 ($A_t = 5,65\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20\text{cm}$.

2) Armatures de répartition

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

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour 5HA8 } (A_r = 2,51 \text{ cm}^2), \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

III.5.6.) Vérifications à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{B}{1000}, 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,113 \text{ cm}^2$$

$$B : \text{la section de béton} \quad ; \quad \frac{100 \times 17,5}{1000} = 1,75 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} & \text{- Aux appuis : } A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,113 \text{ cm}^2 \\ & \text{- En travées : } A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,113 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} & \text{- Aux appuis : } A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,113 \text{ cm}^2 \\ & \text{- En travées : } A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,113 \text{ cm}^2 \end{aligned}} \right\} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

2) Espacement des barres : (Art A.8.2,42 BAEL91 modifiée 99) :

• Armatures principales

$$\begin{aligned} & \text{- Aux appuis : } e = 20 \text{ cm} \\ & \text{- En travées : } e = 20 \text{ cm} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} & \text{- Aux appuis : } e = 20 \text{ cm} \\ & \text{- En travées : } e = 20 \text{ cm} \end{aligned}} \right\} < \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Armatures de répartition

$$\begin{aligned} & \text{- Aux appuis : } e = 20 \text{ cm} \\ & \text{- En travées : } e = 20 \text{ cm} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} & \text{- Aux appuis : } e = 20 \text{ cm} \\ & \text{- En travées : } e = 20 \text{ cm} \end{aligned}} \right\} < \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$T_{u \max} = 30,8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{30800}{1000 \times 175} = 0,176 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,176\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4) Justification des sections d'appuis (BAEL 91, Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{T_u^{\max}}{f_u} = \frac{30800}{348 \times 100} = 0,885\text{cm}^2$$

$$A_s = 0,885\text{cm}^2 < A_a = 3,93\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91, Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum u_i} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28}$$

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1,5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)

1,0 : pour les barres rondes lisse (R.L)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum U_i = n. \pi$ ou (n) le nombre de barre ;

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30800}{0,9 \times 175 \times 188,4} = 1,103\text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1,103\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

5) Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 211):

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40 \cdot 1,2 = 48 \text{ cm}$$

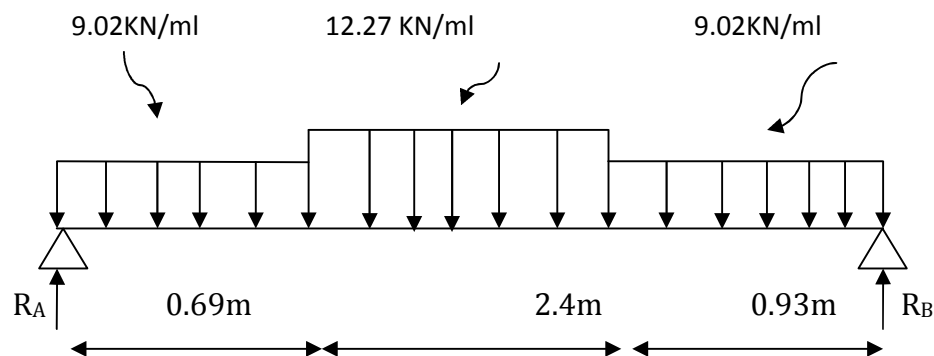
La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans la quelle les barres seront encreées ; a défaut de calcul le (BAEL91) admet que l'ancrage d'une crochet normal, est assuré lorsque la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

- Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_c = 0,4L_s$

$$L_c = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm} \longrightarrow L_c = 20 \text{ cm}$$

III.5.7.) Calcul a l'ELS :**a) Combinaison de charge :**

- **Palier :** $q_{sp} = G_p + Q = 6,52 + 2,5 = 9,02 \text{ KN/ml}$
- **Volée :** $q_{sv} = G_v + Q = 9,77 + 2,5 = 12,27 \text{ KN/ml}$

b) Calcul des réactions aux appuis :**Fig. III.5.6: Schéma statique à l'ELS**

$$\rightarrow \Sigma M/A = 0$$

$$\rightarrow R_B \times 4.02 - [12.27 \times 2.4(2.4/2 + 0.69)] - [9.02 \times (0.69^2/2)] - [9.02 \times 0.93 \times (0.93/2 + 3.09)] = 0$$

$$R_B \times 4.02 = 87.63$$

$$R_B = 21.79 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \Sigma F_V = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B - (9.02 \times 0.69) - (9.02 \times 0.93) - (12.27 \times 2.4) = 0$$

$$R_A + R_B = 44.06 \text{ KN}$$

$$R_A = 44.06 - 21.79 = 22.27 \text{ KN}$$

$$R_A = 22.27$$

c) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

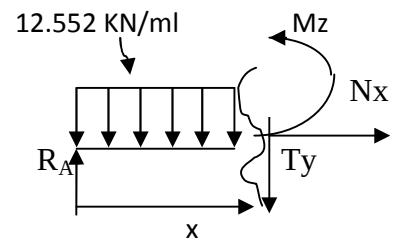
• 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.69 \text{ m}$

$$T_y = -9.02x + 22.27 \Rightarrow$$

$$T_y = \begin{cases} T_y = 22.27 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 16.05 \text{ KN} & \text{pour } x = 0.69 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -9.02 \frac{x^2}{2} + 22.27x$$

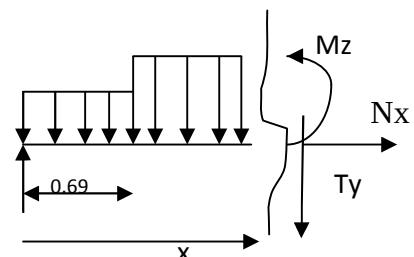
$$M_z = \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 13.22 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0.69 \text{ m} \end{cases}$$



• 2^{ème} tronçon : $0.69 \text{ m} \leq x \leq 3.09 \text{ m}$

$$T_y = -12.27x + 24.52 \Rightarrow$$

$$T_y = \begin{cases} T_y = 16.05 \text{ KN} & \text{pour } x = 0.69 \text{ m} \\ T_y = -13.39 \text{ KN} & \text{pour } x = 3.09 \text{ m} \end{cases}$$

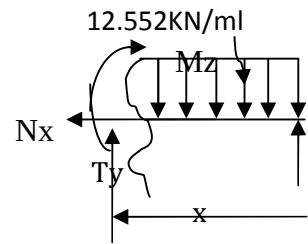


$$M_z = -6.14x^2 + 24.51x - 0.77 \Rightarrow M_z = \begin{cases} M_z = 13.22 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0.69 \text{ m} \\ M_z = 16.34 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 3.09 \text{ m} \end{cases}$$

- 3^{ème} tronçon : $0m \leq x \leq 0.93m$

$$T_y = 9.02x - 21.79 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -21.79 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -13.39 \text{ KN} & \text{pour } x = 0.93m \end{cases}$$

$$M_z = -9.02 \frac{x^2}{2} + 21.79x \quad M_z = \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 16.34 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0.93m \end{cases}$$



d) Calcul du moment fléchissant max :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \longrightarrow -6.14(2x) + 24.52 = 0 \longrightarrow x = 1.995m$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.995m$.

Donc : $M_z^{\max} = -6.14(1.995)^2 + 24.51(1.995) - 0.77 = 23.69 \text{ KN.m}$

$$\longrightarrow M_z^{\max} = 23.69 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\max}(3.09) = 16.34 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées.

- **Aux appuis :**

$$M_s^a = -0.3.M_z^{\max} = -0.3 \times 23.69 = -7.11 \text{ KN.m}$$

- **en travées :**

$$M_s^t = 0.85.M_z^{\max} = 0.85 \times 23.69 = 20.14 \text{ KN.m}$$

e) Diagramme des efforts internes à l'ELS:

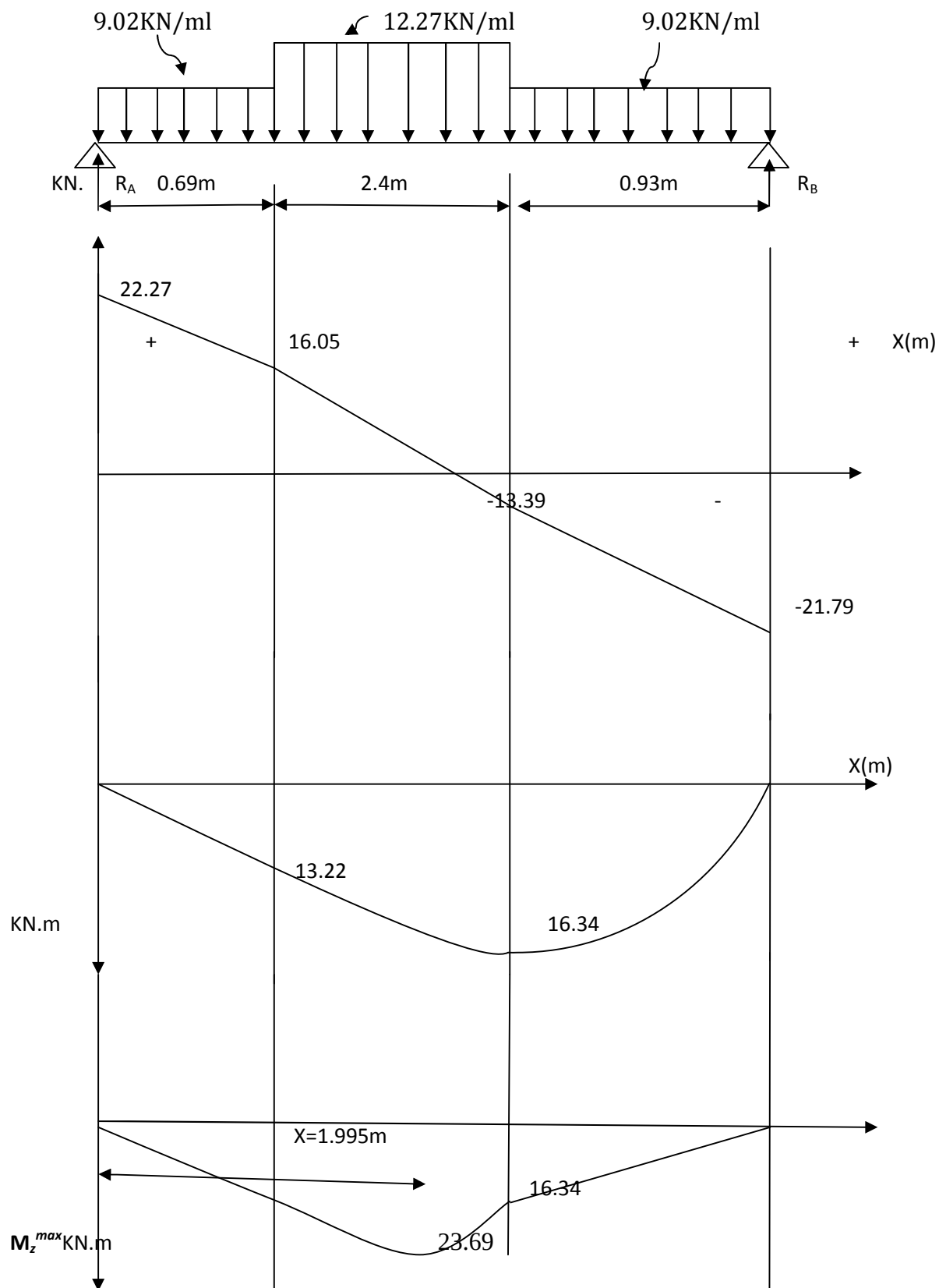


Fig. III.5.7: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

III.5.9) Vérifications à l'ELS :**1) Ferrailage des armatures :**

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

➤ Armatures longitudinales**• Aux appuis**

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7110}{100 \times 17.5^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,016 \longrightarrow \beta_1 = 0,8243$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7110}{0,8243 \times 17.5 \times 348} = 1,416 \text{cm}^2$$

$$A_a < 3,93 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• En travée

$$\mu_a = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20140}{100 \times 17.5^2 \times 14,2} = 0,0463 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,0463 \longrightarrow \beta_1 = 0,761$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20140}{0,761 \times 17.5 \times 348} = 4,345 \text{cm}^2$$

$$A_t < 5,65 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers

- En travées

$$M_t = 0,85M_z^{\max} = 0,85 \times 23,69 = 20,14 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17,5} = 0,33$$

$$\rho_1 = 0,33 \longrightarrow \beta_1 = 0,910 ; \quad \alpha_1 = 0,270$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,270}{15(1 - 0,270)} = 0,0246$$

$$\alpha_1 = 0,270 \quad K = 0,0246$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{20,14 \times 10^6}{565 \times 0,910 \times 175} = 223,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,0246 \times 223,84 = 5,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,51 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \cdot M_z^{\max} = 7,11 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 17,5} = 0,225$$

$$\rho_1 = 0,225 \longrightarrow \beta_1 = 0,924 ; \quad \alpha_1 = 0,228$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,228}{15(1 - 0,228)} = 0,02$$

$$\alpha_1 = 0,228 \quad \text{et} \quad K = 0,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7.11 \times 10^6}{393 \times 0,924 \times 175} = 111.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,02 \times 111.88 = 2,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

3) Vérification de la flèche

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec} \quad h : \text{la hauteur de la poutre}$$

L : longueur max entre nus d'appuis.

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

M_t : moment max en travée.

M_0 : valeur maximum de moment en travée

$$\checkmark \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

A : section des armatures

b : longueur de la section

d : hauteur utile de la section droite

$$\text{vérifiée} \quad \frac{h}{L} = \frac{0,2}{4.02} = 0,050 < \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition non}$$

$$- \quad \frac{h}{L} = 0,050 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{20.14}{10 \times 23.69} = 0,085 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$- \quad \frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{5,65}{100 \times 17.5} = 0,0032 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

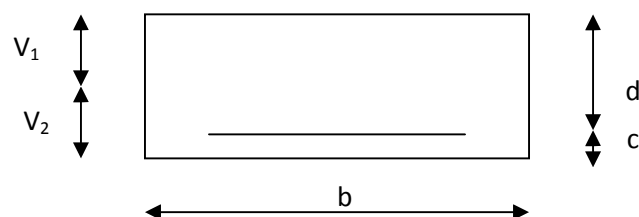


Fig.III.5.8 section droite des escaliers.

$$f = \frac{5 \cdot q_s \times l^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4020}{500} = 8.04 \text{ mm}$$

Avec :

f : flèche due aux charges instantanée

$\bar{f}$: flèche admissible

E : module de la déformation différée

Ou :

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

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

On a :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ et } V_2 = h - V_1$$

Avec :

$$S_{xx} : \text{moment statique, } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 17.5 = 21483.12 \text{ cm}^2$$

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

$$B_0 = b \times h + 15A_t = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21483.12}{2084.75} = 10,30$$

$$\longrightarrow V_2 = h - V_1 = 20 - 10,30 = 9,7$$

Alors :

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

$$= \frac{100}{3} (10,30^3 + 9,7^3) + 15 \times 5,65 (9,7 - 2,5)^2 = 71240,1 \text{ cm}^2$$

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

$$f = \frac{5 \times 12,27 \times 10 \times 402^4}{384 \times 10818,86 \times 10^2 \times 71240,1} = 0,54 \text{ cm}$$

Donc : $f = 5,4 \text{ mm} < \bar{f} = 7,9 \text{ mm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91, Art A.5.34)**

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

❖ **Remarque :**

On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

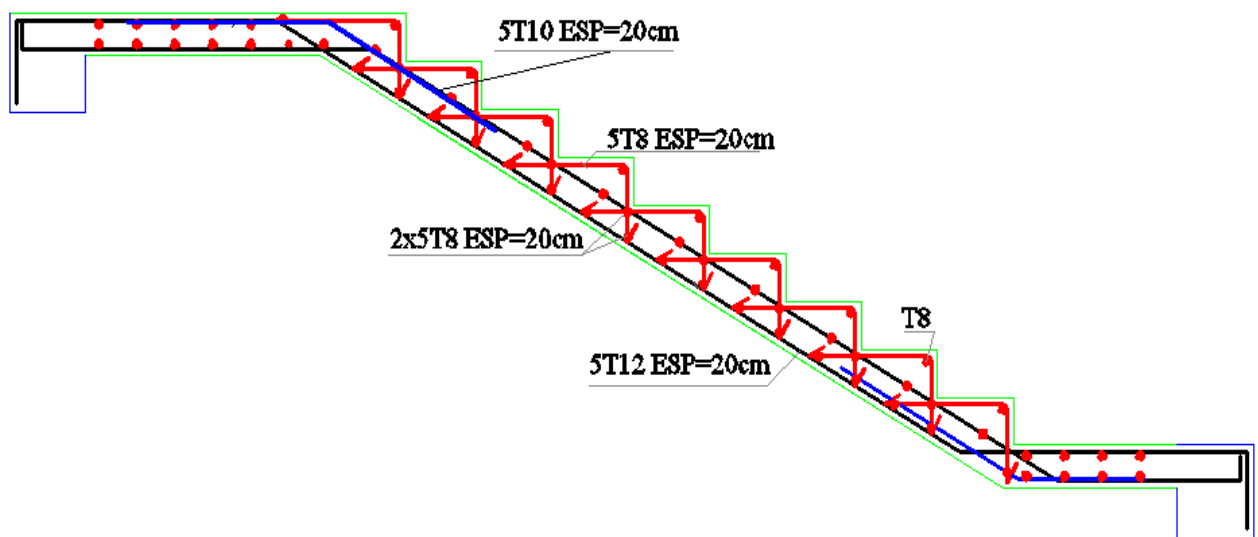
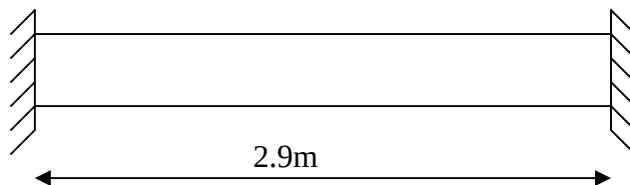


Fig.III.5.9 schéma de ferrailage d'escalier

III.6) Calcul de la poutre palière :**III.6.1) Pré dimensionnement :****Hauteur :**

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

Sa portée est de 2.5m (entre nu d'appuis).

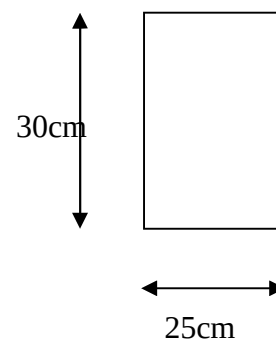
**FigIII.6.1: Schéma de la poutre palière**

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

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

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19.33\text{cm} \leq h_t \leq 29\text{cm}$$

On prend $h_t = 30\text{cm}$ pour plus de sécurité.

**Fig.III.6.2 section de la poutre palière.****Largeur :**

La largeur b est donnée par la relation suivante :

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

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

Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

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

La largeur de la poutre est donnée par :

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

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

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

Détermination des charges :

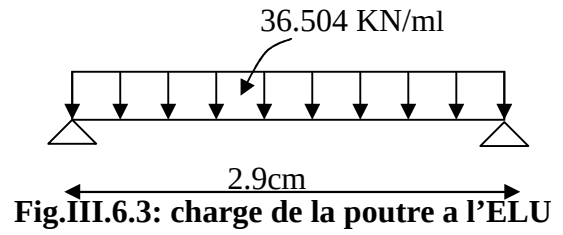
- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur $G_M = 2.81 \times 1 = 2.81 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 30.18 \text{ KN}$

- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 21.79 \text{ KN}$

III.6.2) Calcul à l'ELU :

a) Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1.35G + R_u$$



$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 2.81) + 30.18 = 36.504 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{36.504 \times 2.9^2}{8} = 38.37 \text{ KN.m}$$

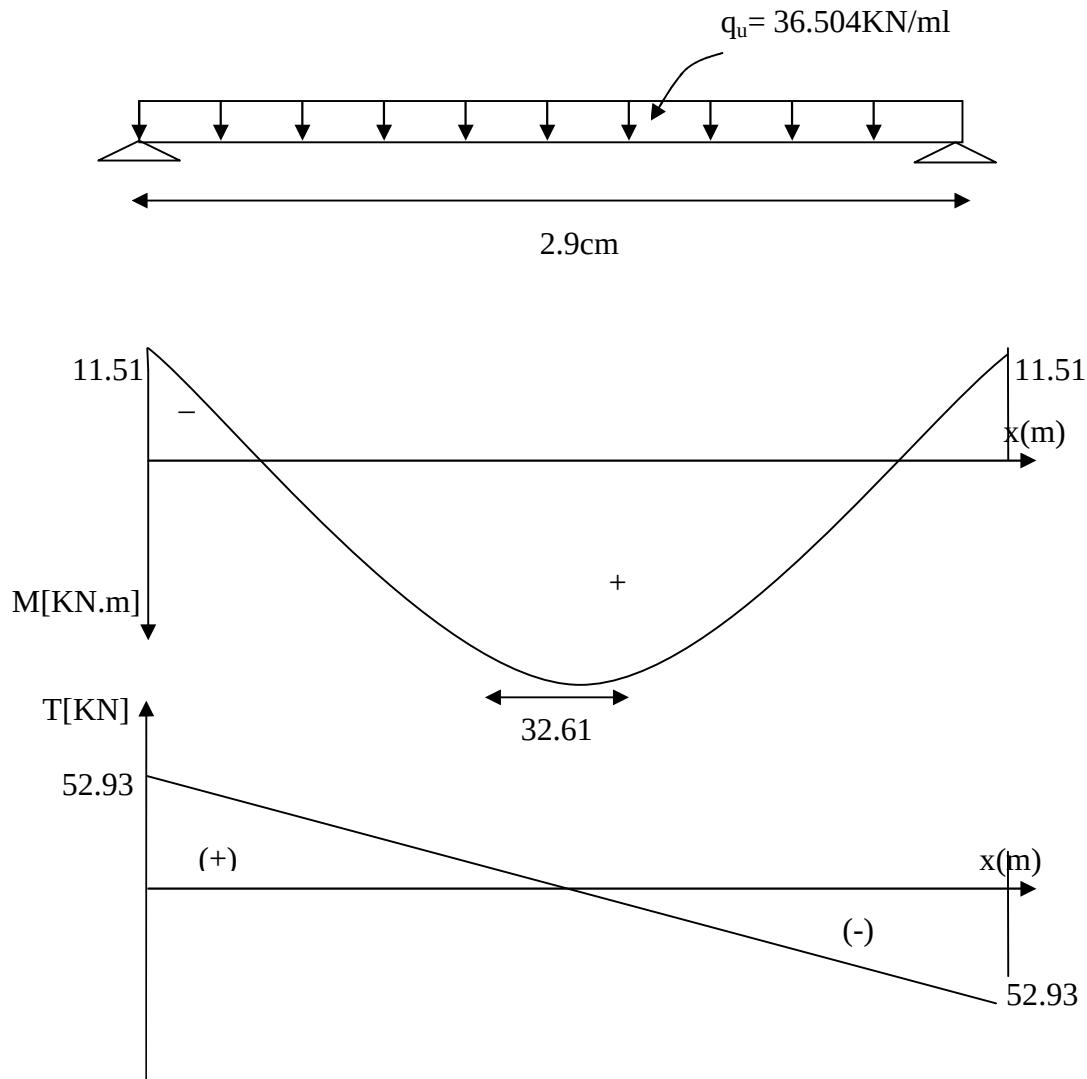
Effort tranchant :

$$\text{Réactions d'appuis : } R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{36.504 \times 2.9}{2} = 52.93 \text{ KN.}$$

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

$$M_{uap} = -0.3M_u = -11.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 32.61 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort :**FigIII.6.4 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant****c) Ferrailage :**

En travées : $h = 30 \text{ cm}$; $d = 27.5 \text{ cm}$; $c = 2.5 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$.

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{32.61 \times 10^3}{25 \times 27.5^2 \times 14.2} = 0.121$$

$$\mu_t = 0.121 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.121 \Rightarrow \beta = 0.9355$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{32.61 \times 10^3}{0.9355 \times 27.5 \times 348} = 3.64 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11.51 \times 10^3}{25 \times (27.5)^2 \times 14,2} = 0.042 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.042 \Rightarrow \beta_1 = 0.979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.51 \times 10^3}{0.979 \times 27.5 \times 348} = 1.22 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ua} = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$

III.6.3) Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.830 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.830 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.830 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

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

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

$$\tau_u = \frac{52.93 \times 10^3}{290 \times 275} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

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

a) Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(52.93 \times 10^3 + \frac{11.51 \times 10^6}{0.9 \times 275} \right) = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 > 2.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

b) Influence sur le béton :

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

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 290 \times 0.9 \times 275 \times \frac{25}{1.5} = 478.5 \text{ KN} > T_u = 52.93 \text{ KN}$$

⇒ La Condition est vérifiée

c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

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

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

$$\tau_u = \frac{52.93 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 11.304 \times 10} = 1.89 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

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

4) Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8.57 ; 25 \} = 8.57 \text{ mm}$$

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

5) Ecartement des barres :

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

a) En zone nodale :

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

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7.5 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm} \}$$

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

b) En zone courante :

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

6) Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 50.30 \text{ cm}$$

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

III.6.4) Calcul à l'ELS :

- Combinaison des charges :**

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 1.875 + 2.81 + 21.79 = 26.475 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{26.475 \times 2.9^2}{8} = 27.83 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{26.475 \times 2.9}{2} = 38.38 \text{ KN}$$

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

$$M_{sa} = -0.3M_s = -8.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 23.65 \text{ KN.m}$$

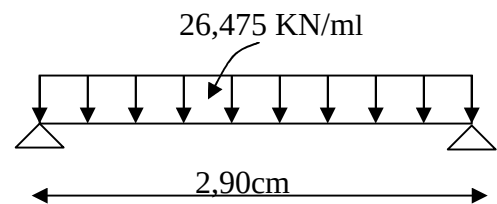


Fig.III.6.5: charge de la poutre a l'ELS

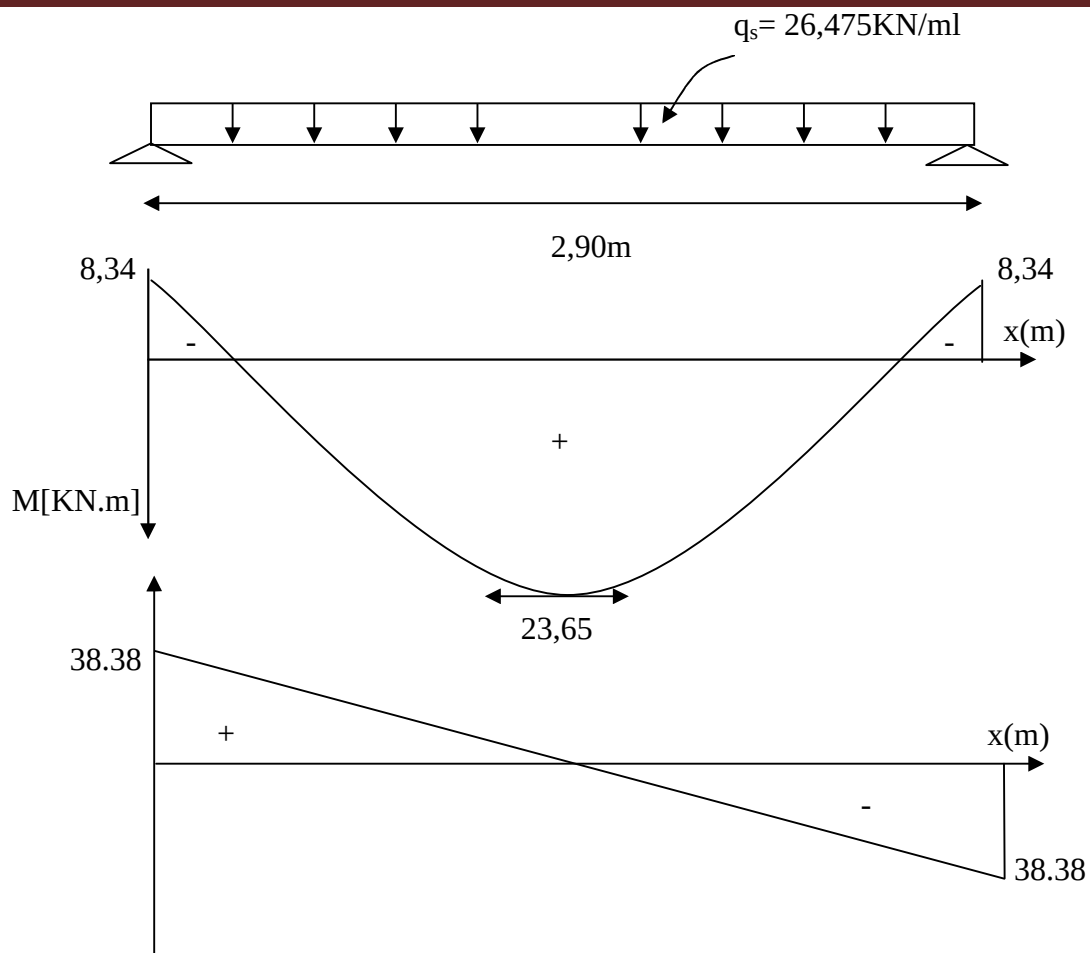


Fig.III.6.6: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

1) Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression du béton :

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

$$\text{Aux appuis : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{29 \times 27.5} = 0.425$$

$$\rho_1 = 0,425 \Rightarrow \beta_1 = 0,8605 \quad \alpha_1 = 0,4185 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.4185}{15(1-0.4185)} = 0.047$$

$$\alpha = 0.4185 \Rightarrow K = 0.047$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{A_s \cdot \beta d} = \frac{8.34 \times 10^6}{339 \times 0.8605 \times 275} = 103.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,047 \times 103.96 = 4.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{29 \times 27.5} = 0.579$$

$$\rho_1 = 0.579 \Rightarrow \beta_1 = 0.8475 \quad \alpha_1 = 0.4575 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.4575}{15(1-0.4575)} = 0.056$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{23.65 \times 10^6}{462 \times 0.8475 \times 275} = 219.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.056 \times 219.64 = 12.29$$

$$\sigma_{bc} = 12.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

2) Vérification de la flèche :

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

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{2.9} = 0.1034 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{2.90} = 0.1034 > \frac{23.65}{10 \times 27.83} = 0.084 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{27.5 \times 29} = 0.0042 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

3) Etat limite de déformation :

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

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

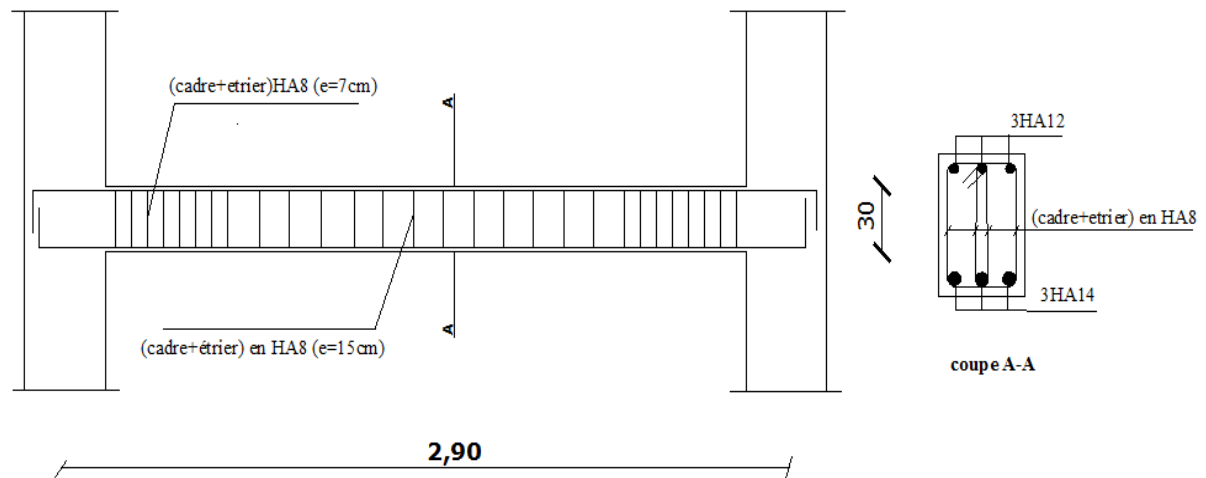


Fig. III.6.7 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

IV.1 Introduction :

Le contreventement est l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement qui peut être assuré par :

- ✓ Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques – voiles.
- ✓ Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- ✓ Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.
- ✓ Portiques auto-stables en béton armé avec ou sans remplissage en maçonnerie rigide.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéressera à la :

- ✓ Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- ✓ Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive.

IV.2 Rigidité des portiques :**IV.2.1 Calcul des rigidités linéaires :**

- Rigidités linéaire d'un poteau : $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$
- Rigidités linéaire d'une poutre : $K_{poutre} = \frac{I_{pout}}{L_c}$

IV.2.1.1 Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

$$K_{poutres} = \left(\frac{I_{poutre}}{L_c} \right) \quad ; \quad K_{poteaux} = \left(\frac{I_{poteaux}}{h_c} \right)$$

❖ Identification des paramètres :

I : moment d'inertie de l'élément $\left(I = \frac{b h^3}{12} \right)$.

Poteaux : $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2}e_{pot}$ Avec : h_c : Hauteur des poteaux à calculées.

$\bar{h}$: Hauteur entre nus des poteaux.

e_{pot} : Largeur des poteaux.

$$\bar{h} = h_e - h_{poutre}$$

Poutres : $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{poutre}$ Avec : L_c : Longueur des poutres à calculées.

$\bar{L}$: Longueur entre nus des poutres.

h_{poutre} : Hauteur des poutres.

$$\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$$

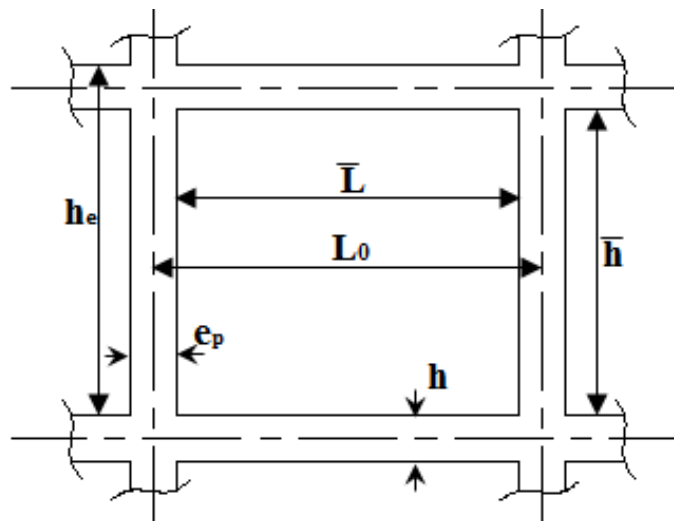
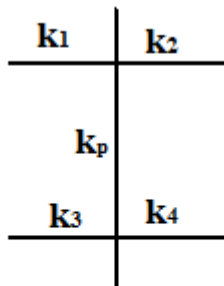


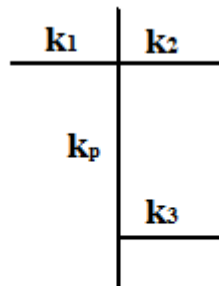
Figure IV.1 : Identification des paramètres.

IV.2.2 Calcul des coefficients $\bar{K}$ (rigidités moyennes) :

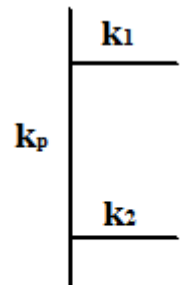
1^{er} Cas : étages courant $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre} \times (poutre\ sup + poutre\ inf)}{2 K_p}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$

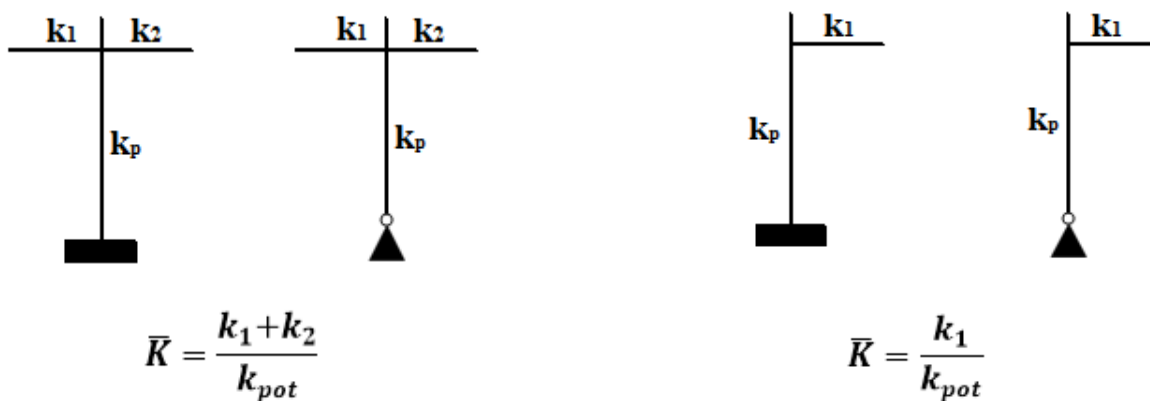


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

2^{ème} Cas : Premier niveau : $\bar{K} = \frac{\Sigma K_{ptr} \times (poutres sup)}{K_{pot}}$



IV.2.3 Calcul des coefficients de correction a_j^i des rigidités des poteaux :

1^{er} Cas : Etage courant : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

2^{ème} Cas : Premier niveau :

- Poteau encastré à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Poteau articulé à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{(1 + 2\bar{K})}$

IV.2.4 Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j » :

$$r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{pot j}^i$$

Les résultats des rigidités linéaires, $\bar{K}$, a_j^i et r_j^i , sont résumés dans les tableaux suivant :

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
etage en attique	30	30	67500	306	40	266	30	281	240,2135231
6	30	30	67500	306	40	266	30	281	240,2135231
5	30	30	67500	306	40	266	30	281	240,2135231
4	35	35	125052	306	40	266	35	283,5	441,1005291
3	35	35	125052	306	40	266	35	283,5	441,1005291
2	35	35	125052	306	40	266	35	283,5	441,1005291
1	40	40	213333	306	40	266	40	286	745,9195804
RDC	40	40	213333	357	40	317	40	337	633,0356083
entre sol	40	40	213333	408	40	368	40	388	549,8273196

TAB IV-1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e _{pot} (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
etage en attique	30	30	67500	306	35	271	30	256	263,671875
6	30	30	67500	306	35	271	30	256	263,671875
5	30	30	67500	306	35	271	30	256	263,671875
4	35	35	125052	306	35	271	35	253,5	493,3017751
3	35	35	125052	306	35	271	35	253,5	493,3017751
2	35	35	125052	306	35	271	35	253,5	493,3017751
1	40	40	213333	306	35	271	40	251	849,9322709
RDC	40	40	213333	357	35	322	40	302	706,4006623
entre sol	40	40	213333	408	35	373	40	353	604,3427762

TAB IV-2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L' (cm)	h _{ptre} (cm)	L _c (cm)	K (cm ³)
Etage en attique	1--2	30	40	160000	454	30	424	40	444	360,3603604
	2--3	30	40	160000	357	30	327	40	347	461,0951009
	3--4	30	40	160000	378	30	348	40	368	434,7826087
	4--5	30	40	160000	358	30	328	40	348	459,7701149
5 ^{eme} et 6 ^{eme} etages	1--2	30	40	160000	363	30	333	40	353	453,2577904
	2--3	30	40	160000	454	30	424	40	444	360,3603604
	3--4	30	40	160000	357	30	327	40	347	461,0951009
	4--5	30	40	160000	378	30	348	40	368	434,7826087
	5--6	30	40	160000	358	30	328	40	348	459,7701149
4 ^{eme} et 3 ^{em} e et 2 ^{eme} etages	1--2	30	40	160000	363	35	328	40	348	459,7701149
	2--3	30	40	160000	454	35	419	40	439	364,4646925
	3--4	30	40	160000	357	35	322	40	342	467,8362573
	4--5	30	40	160000	378	35	343	40	363	440,7713499
	5--6	30	40	160000	358	35	323	40	343	466,4723032
1 ^{er} etage	1--2	30	40	160000		40	323	40	343	466,4723032

					363					
	2--3	30	40	160000	454	40	414	40	434	368,6635945
	3--4	30	40	160000	357	40	317	40	337	474,7774481
	4--5	30	40	160000	378	40	338	40	358	446,9273743
	5--6	30	40	160000	358	40	318	40	338	473,3727811
RDC + entre sol	1--2	30	40	160000	363	40	323	40	343	466,4723032
	2--3	30	40	160000	454	40	414	40	434	368,6635945
	3--4	30	40	160000	357	40	317	40	337	474,7774481
	4--5	30	40	160000	378	40	338	40	358	446,9273743
	5--6	30	40	160000	358	40	318	40	338	473,3727811
	6--7	30	40	160000	500	40	460	40	480	333,3333333

TAB IV-3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L' (cm)	h _{ptre} (cm)	L _c (cm)	K (cm 3)
Etage en attique	A—B	30	35	107187,5	180	30	150	35	167,5	639,9253731
	B—C	30	35	107187,5	390	30	360	35	377,5	283,9403974
	C—D	30	35	107187,5	350	30	320	35	337,5	317,5925926
	D—E	30	35	107187,5	345	30	315	35	332,5	322,3684211
	E—F	30	35	107187,5	365	30	335	35	352,5	304,0780142
	F—G	30	35	107187,5	290	30	260	35	277,5	386,2612613
	G—h	30	35	107187,5	410	30	380	35	397,5	269,6540881
5 ^{eme} et 6 ^{eme} etages	A—B	30	35	107187,5	180	30	150	35	167,5	639,9253731
	B—C	30	35	107187,5	390	30	360	35	377,5	283,9403974
	C—D	30	35	107187,5	350	30	320	35	337,5	317,5925926
	D—E	30	35	107187,5	345	30	315	35	332,5	322,3684211
	E—F	30	35	107187,5	365	30	335	35	352,5	304,0780142
	F—G	30	35	107187,5	290	30	260	35	277,5	386,2612613
	G—K	30	35	107187,5	410	30	380	35	397,5	269,6540881
2 ^{eme} et 3 ^{eme} et 4 ^{eme} etage	A—B	30	35	107187,5	180	35	145	35	162,5	659,6153846
	B—C	30	35	107187,5	390	35	355	35	372,5	287,7516779
	C—D	30	35	107187,5	350	35	315	35	332,5	322,3684211
	D—E	30	35	107187,5	345	35	310	35	327,5	327,2900763
	E—F	30	35	107187,5	365	35	330	35	347,5	308,4532374

	F—G	30	35	107187,5	290	35	255	35	272,5	393,3486239
	G—H	30	35	107187,5	410	35	375	35	392,5	273,089172
1 ^{er} étage	A—B	30	35	107187,5	180	40	140	35	157,5	680,5555556
	B—C	30	35	107187,5	390	40	350	35	367,5	291,6666667
	C—D	30	35	107187,5	350	40	310	35	327,5	327,2900763
	D—E	30	35	107187,5	345	40	305	35	322,5	332,3643411
	E—F	30	35	107187,5	365	40	325	35	342,5	312,9562044
	F—G	30	35	107187,5	290	40	250	35	267,5	400,7009346
	G—H	30	35	107187,5	410	40	370	35	387,5	276,6129032
Entre-sol +RDC	A—B	30	35	107187,5	180	40	140	35	157,5	680,5555556
	B—C	30	35	107187,5	390	40	350	35	367,5	291,6666667
	C—D	30	35	107187,5	350	40	310	35	327,5	327,2900763
	D—E	30	35	107187,5	345	40	305	35	322,5	332,3643411
	E—F	30	35	107187,5	365	40	325	35	342,5	312,9562044
	F—G	30	35	107187,5	290	40	250	35	267,5	400,7009346
	G—H	30	35	107187,5	410	40	370	35	387,5	276,6129032

TAB IV-4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-

Niveau	travées	K_{poutre}	poteau	K_{poteau}	k'	a_{ij}	E	hc	r_j^i	Rij x
Etage en atique	1--2	360,3603604	1	240,2135231	1,500187336	0,428602012	32164,2	281	503,2607018	2772.383 07
	2--3	461,0951009	2	240,2135231	3,419688662	0,630975112	32164,2	281	740,8854103	
	3--4	434,7826087	3	240,2135231	3,729505725	0,650929749	32164,2	281	764,315969	
	4--5	459,7701149	4	240,2135231	3,723989857	0,650593371	32164,2	281	763,9209967	
5 ^{eme} et 6 ^{eme} etages	1--2	453,2577904	1	240,2135231	3,800901354	0,655225994	32164,2	281	769,3605813	3776.74407 6
	2--3	360,3603604	2	240,2135231	3,387062228	0,628740134	32164,2	281	738,2611187	
	3--4	461,0951009	3	240,2135231	3,419688662	0,630975112	32164,2	281	740,8854103	
	4--5	434,7826087	4	240,2135231	3,729505725	0,650929749	32164,2	281	764,315969	
	5--6	459,7701149	5	240,2135231	3,723989857	0,650593371	32164,2	281	763,9209967	
4 ^{eme} et 3 ^{eme} et 2 ^{eme} etages	1--2	459,7701149	1	441,1005291	2,084650027	0,510361968	32164,2	283,5	1081,094744	5281.310727
	2--3	364,4646925	2	441,1005291	1,868587211	0,483015403	32164,2	283,5	1023,166783	
	3--4	467,8362573	3	441,1005291	1,886873615	0,485447638	32164,2	283,5	1028,318962	
	4--5	440,7713499	4	441,1005291	2,059865149	0,5073728	32164,2	283,5	1074,762819	
	5--6	466,4723032	5	441,1005291	2,056772988	0,506997309	32164,2	283,5	1073,967419	
1 ^{er} etage	1--2	466,4723032	1	745,9195804	1,250730817	0,384753733	32164,2	286	1354,243574	6575.76156 9
	2--3	368,6635945	2	745,9195804	1,119605812	0,35889336	32164,2	286	1263,221081	
	3--4	474,7774481	3	745,9195804	1,130739915	0,361173379	32164,2	286	1271,246218	
	4--5	446,9273743	4	745,9195804	1,235662458	0,381888554	32164,2	286	1344,158812	
	5--6	473,3727811	5	745,9195804	1,233779324	0,381528608	32164,2	286	1342,891884	
RDC	1--2	466,4723032	1	633,0356083	1,484663851	0,426056548	32164,2	337	916,6205346	5281.1714
	2--3	368,6635945	2	633,0356083	1,3192558	0,397455297	32164,2	337	855,087637	
	3--4	474,7774481	3	633,0356083	1,332375354	0,399827514	32164,2	337	860,1912387	
	4--5	446,9273743	4	633,0356083	1,456007862	0,421297613	32164,2	337	906,3821337	
	5--6	473,3727811	5	633,0356083	1,453788923	0,420925817	32164,2	337	905,5822496	
	6--7	333,3333333	6	633,0356083	1,274345556	0,389190919	32164,2	337	837,3076062	
Entre-sol	1--2	466,4723032	1	549,8273196	1,454648774	0,56580246	32164,2	388	797,5936636	12243 9
	2--3	368,6635945	2	549,8273196	1,518905787	0,573731128	32164,2	388	808,7704542	
	3--4	474,7774481	3	549,8273196	1,534010793	0,575553079	32164,2	388	811,3388001	

4--5	446,9273743	4	549,8273196	1,676353265	0,59198698	32164,2	388	834,505145
5--6	473,3727811	5	549,8273196	1,673798523	0,591703249	32164,2	388	834,1051795
6--7	333,3333333	6	549,8273196	1,467199038	0,56737413	32164,2	388	799,809197

TAB IV-5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

Niveau	Travée	K_{poutre}	poteau	K_{poteau}	k'	a_{ij}	E	hc	r_j^t	Rij x
Etage en attique	A—B	639,9253731	A	263,671875	2,426976229	0,548224364	32164,2	256	851,3266122	5767.632837
	B—C	283,9403974	B	263,671875	3,503846478	0,636617771	32164,2	256	988,5909597	
	C—D	317,5925926	C	263,671875	2,281369562	0,532859761	32164,2	256	827,4672283	
	D—E	322,3684211	D	263,671875	2,4271114	0,548238158	32164,2	256	851,3480325	
	E—F	304,0780142	E	263,671875	2,37585611	0,54294658	32164,2	256	843,1308471	
	F—G	386,2612613	F	263,671875	2,618175623	0,566928553	32164,2	256	880,3719712	
	G—H	269,6540881	G	263,671875	1,022688097	0,338337289	32164,2	256	525,3971859	
5 ^{eme} et 6 ^{eme} etages	A—B	639,9253731	A	263,671875	3,449664327	0,633004919	32164,2	256	982,9806343	6688.811825
	B—C	283,9403974	B	263,671875	3,503846478	0,636617771	32164,2	256	988,5909597	
	C—D	317,5925926	C	263,671875	2,281369562	0,532859761	32164,2	256	827,4672283	
	D—E	322,3684211	D	263,671875	2,4271114	0,548238158	32164,2	256	851,3480325	
	E—F	304,0780142	E	263,671875	2,37585611	0,54294658	32164,2	256	843,1308471	
	F—G	386,2612613	F	263,671875	2,618175623	0,566928553	32164,2	256	880,3719712	
	G—H	269,6540881	G	263,671875	2,487619696	0,554329436	32164,2	256	860,8070558	
4 ^{eme} et 3 ^{eme} et 2 ^{eme} etages	A—B	659,6153846	A	493,3017751	1,88377484	0,485037088	32164,2	253,5	1437,09573	9218.314808
	B—C	287,7516779	B	493,3017751	1,920461491	0,489855976	32164,2	253,5	1451,373408	
	C—D	322,3684211	C	493,3017751	1,236809048	0,382107511	32164,2	253,5	1132,130069	
	D—E	327,2900763	D	493,3017751	1,316959578	0,397038175	32164,2	253,5	1176,367498	

	E—F	308,4532374	E	493,3017751	1,28875132	0,391866455	32164,2	253,5	1161,044428	
	F—G	393,3486239	F	493,3017751	1,422662347	0,415659566	32164,2	253,5	1231,540026	
	G—H	273,089172	G	493,3017751	1,350973845	0,403158576	32164,2	253,5	1194,501375	
1 ^{er} étage	A—B	680,5555556	A	849,9322709	1,122024378	0,359390012	32164,2	251	1871,358005	13640.42407
	B—C	291,6666667	B	849,9322709	1,143881996	0,363843808	32164,2	251	1894,549095	
	C—D	327,2900763	C	849,9322709	0,728242431	0,266927317	32164,2	251	1389,901094	
	D—E	332,3643411	D	849,9322709	0,776125863	0,279571569	32164,2	251	1455,740216	
	E—F	312,9562044	E	849,9322709	0,759261141	0,45637621	32164,2	251	2376,368972	
	F—G	400,7009346	F	849,9322709	0,83966354	0,471768405	32164,2	251	2456,516744	
	G—H	276,6129032	G	849,9322709	0,796903307	0,463692579	32164,2	251	2414,465596	
RDC	A—B	680,5555556	A	706,4006623	1,354993717	0,552905273	32164,2	302	1652,882355	7779.881043
	B—C	291,6666667	B	706,4006623	1,376304234	0,55572724	32164,2	302	1661,318484	
	C—D	327,2900763	C	706,4006623	0,876212008	0,478480725	32164,2	302	1430,393934	
	D—E	332,3643411	D	706,4006623	0,933824744	0,318296021	32164,2	302	951,5298613	
	E—F	312,9562044	E	706,4006623	0,913533325	0,313548267	32164,2	302	937,3366891	
	F—G	400,7009346	F	706,4006623	1,010272466	0,335608314	32164,2	302	1003,284083	
	G—H	276,6129032	G	706,4006623	0,9588239	0,324055751	32164,2	302	968,7482803	
Entre-sol	A—B	680,5555556	A	604,3427762	1,583817159	0,441935816	32164,2	353	827,2697111	4975.376869
	B—C	291,6666667	B	604,3427762	1,608726472	0,445787866	32164,2	353	834,4804516	
	C—D	327,2900763	C	604,3427762	1,024181586	0,338664051	32164,2	353	633,9529441	
	D—E	332,3643411	D	604,3427762	1,091523624	0,353069799	32164,2	353	660,919392	
	E—F	312,9562044	E	604,3427762	1,067805509	0,348068189	32164,2	353	651,5567653	
	F—G	400,7009346	F	604,3427762	1,180881392	0,371243453	32164,2	353	694,9390692	
	G—H	276,6129032	G	604,3427762	1,120744492	0,359127284	32164,2	353	672,2585354	

TAB IV-6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

IV.3 Rigidités des refends (voiles) :

IV.3.1 Calcul des inerties des voiles :

❖ Les voiles longitudinaux (xx) :

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

 $I_x \lll I_y$: I_x est négligeable devant I_y

❖ Les voiles transversaux (yy) :

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

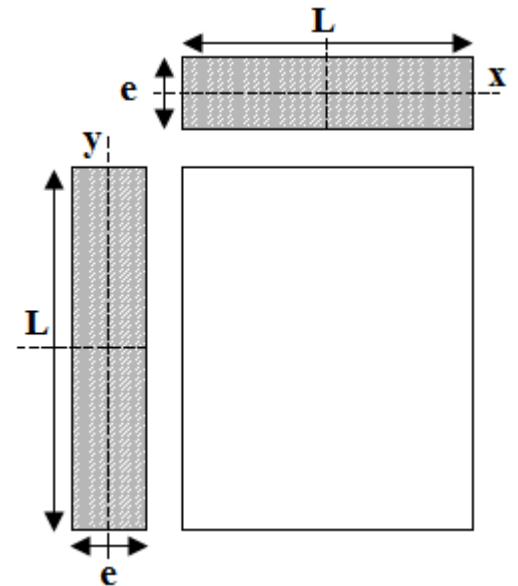
 $I_y \lll I_x$: I_y est négligeable devant I_x


Figure IV-2 : coupe des voiles en plan

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I_y (cm ⁴)	E (MPa)	h_e (cm)	r_x^j	$R_x^j = \sum r_x^j$
Entre sol	V_{L1}	20	336	79720245	32164,20	408	453045.828	755081.352
	V_{L2}	20	158	6573853	32164,20	408	37358.85	
	V_{L3}	20	158	6573853	32164,20	408	37358.85	
	V_{L4}	20	200	13333333	32164,20	408	75772.608	
	V_{L5}	20	200	13333333	32164,20	408	75772.608	
	V_{L6}	20	200	13333333	32164,20	408	75772.608	
Rdc	V_{L1}	20	385	79720245	32164,20	357	676266.658	1128678.929
	V_{L2}	20	385	6573853	32164,20	357	56546.185	
	V_{L3}	20	435	6573853	32164,20	357	56546.185	
	V_{L4}	20	190	13333333	32164,20	357	113106.633	
	V_{L5}	20	385	13333333	32164,20	357	113106.633	
	V_{L6}	20	385	13333333	32164,20	357	113106.633	
1 ^{er} etage_6eme etage	V_{L1}	20	336	79720245	32164,20	306	647666.66	1184618.718
	V_{L2}	20	158	6573853	32164,20	306	66415.736	
	V_{L3}	20	158	6573853	32164,20	306	66415.736	
	V_{L4}	20	200	13333333	32164,20	306	134706.862	
	V_{L5}	20	200	13333333	32164,20	306	134706.862	
	V_{L6}	20	200	13333333	32164,20	306	134706.862	
Etage en attique	V_{L2}	20	158	6573853	32164,20	306	66415.736	402245.196
	V_{L3}	20	158	6573853	32164,20	306	66415.736	
	V_{L5}	20	200	13333333	32164,20	306	134706.862	
	V_{L6}	20	200	13333333	32164,20	306	134706.862	

TAB IV-7 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I_x (cm ⁴)	E (MPa)	h_e (cm)	r_x^j	$R_x^j = \sum r_x^j$
Entre sol	V_{T1}	20	85	1023541.66	32164,20	408	5816.731	332718.711
	V_{T2}	20	150	5625000	32164,20	408	31966.569	
	V_{T3}	20	290	40648333.33	32164,20	408	231002.273	
	T_{L4}	20	150	5625000	32164,20	408	31966.569	
	V_{T5}	20	150	5625000		408	31966.569	
Rdc	V_{T1}	20	85	1023541.66	32164,20	357	8682.701	496653.007
	V_{T2}	20	150	5625000	32164,20	357	47716.862	
	V_{T3}	20	290	40648333.33	32164,20	357	344819.72	
	V_{T4}	20	150	5625000	32164,20	357	47716.862	
	V_{T5}	20	150	5625000	32164,20	357	47716.862	
1 ^{er} etage_Geme etage	V_{T1}	20	85	1023541.66	32164,20	306	10340.856	652682.697
	V_{T2}	20	150	5625000	32164,20	306	60870.663	
	V_{T3}	20	290	40648333.33	32164,20	306	410670.708	
	V_{T4}	20	150	5625000	32164,20	306	60870.663	
	V_{T5}	20	150	5625000	32164,20	306	60870.663	
Etage en attique	V_{T2}	20	150	5625000	32164,20	306	60870.663	182611.989
	V_{T4}	20	150	5625000	32164,20	306	60870.663	
	V_{T5}	20	150	5625000	32164,20	306	60870.663	

TAB IV-8 : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y).

IV.3.2 Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles » :

Niveaux	Portiques		Voiles		Portiques + Voiles	
	R_x^j	R_y^j	R_x^j	R_y^j	R_x^j	R_y^j
Etage en attique	2772.383	5767.632	402245.196	182611.989	405017.579	188379.621
5 $\Rightarrow$ 6^{ème}	3776.744	6688.811	1184618.718	652682.697	1188395.462	659371.508
2 $\Rightarrow$ 4^{ème}	5281.310	9218.314	1184618.718	652682.697	1189900.028	661901.011
1^{er} etage	6575.761	13640.42	1184618.718	652682.697	1191194.479	666323.117
RDC	5281.171	7779.881	1128678.929	496653.007	1191194.479	504432.888
Entre sol	4886.122	4975.376	755081.352	332718.71	1133960.1	337694.086

TAB IV-9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».

IV.4 Inertie fictive des portiques et des refends:

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à **1 tonnes**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à **1 m⁴**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « Inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

IV.4.1 Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{f_n}{D_n}$$

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \sum \Delta_n$$

Δ_n : Déplacement du portique au niveau n.

f_n : Flèche du refend au même niveau.

I : Inertie fictive du portique au niveau n.

IV.4.1.1 Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont $I = 1 \text{ m}^4$, soumise au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales **1 tonne**, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

S_i : Surface de trapèze : $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$

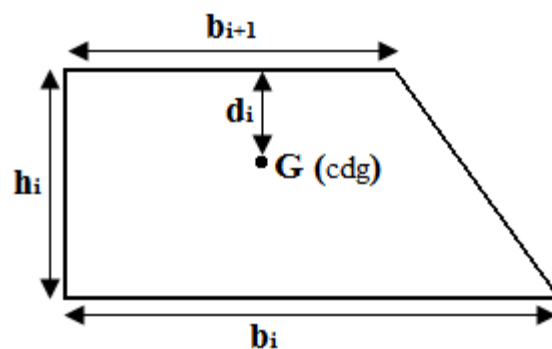


Fig.IV.3 : trapèze de calcul

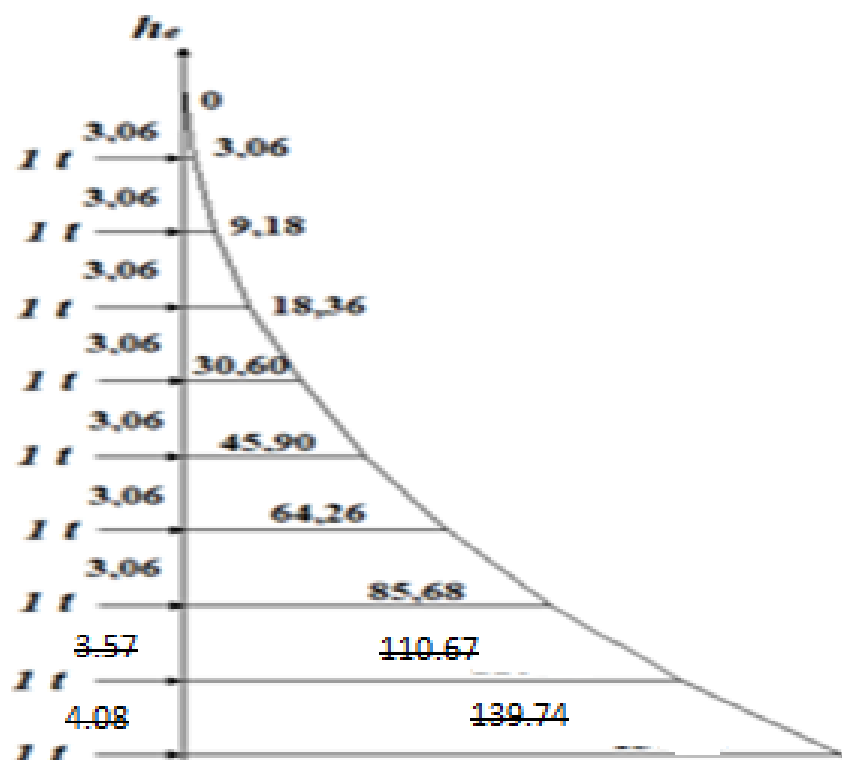


Fig. IV.4 : Diagramme des moments des aires

Le tableau suivant donne la section des aires « S_i » et la position de centre de gravité « d_i » à partir du diagramme des moments :

Niveaux	b_{i+1}	b_i	h_e	d_i	S_i
Etage en attique	0	3,06	3,06	2.04	4.68
6	3,06	9,18	3,06	1.79	18.72
5	9,18	18,36	3,06	1.70	42.13
4	18,36	30,6	3,06	1.66	74.90
3	30,6	45,9	3,06	1.63	117.04
2	45,9	64,26	3,06	1.62	168.54
1	64,26	85.68	3,06	1.60	229.40
RDC	86.19	110.67	3.57	1.85	351.39
ENTRE SOL	112.2	139.74	4,08	2.11	513.95

TAB IV-10 : section des aires et position du CDG.

❖ Calcul de la flèche :

$$f_{es} = \frac{513.95 \times 2,11}{EI} = \frac{1084.434}{EI}$$

$$f_{rdc} = \frac{513.95 \times 5,68 + 351.39 \times 1.85}{EI} = \frac{3569.307}{EI}$$

$$f_1 = \frac{513.95 \times 8.74 + 351.39 \times 4.91 + 229.4 \times 1.60}{EI} = \frac{6584.287}{EI}$$

$$f_2 = \frac{513.95 \times 11.8 + 351.39 \times 7.97 + 229.4 \times 4.66 + 168.54 \times 1.62}{EI} = \frac{10207.227}{EI}$$

$$f_3 = \frac{14263.639}{EI}$$

$$f_4 = \frac{18636.469}{EI}$$

$$f_5 = \frac{23136.346}{EI}$$

$$f_6 = \frac{27748.232}{EI}$$

$$f_{atq} = \frac{32400.467}{EI}$$

IV.4.1.2 Calcul des déplacements des portiques :

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{poteaux}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

h_e : Hauteur d'étage.

M_n : Moment d'étage : $M_n = T_n \times h_e$

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$: Rotation d'étage :

$$- \text{ Pour les poteaux d'étages courants : } E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutres}^n}$$

- Pour les poteaux encastrés à la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1 + 2 \sum K_{poteaux}^1}$
- Pour les poteaux articulés à la base : $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

Niveau	h	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \Sigma \Delta_n$	E_{fn}	I_{en}
attique	3.06	0.00182504	0.001125	3.06	0	0.00014344	139.723252	427.553151	9394.66052	65966.07	7.02165528
6	3.06	0.0029115	0.001125	6.12	3.06	0.00043031	175.167773	536.013384	8967.10737	56571.41	6.30876879
5	3.06	0.0029825	0.001125	9.18	6.12	0.00071719	256.496745	784.880039	8431.09398	47604.30	5.64627792
4	3.06	0.0029825	0.001125	12.24	9.18	0.00100406	341.99567	1046.50675	7646.21394	39173.21	5.12321602
3	3.06	0.0029825	0.001144	15.3	12.24	0.00131274	427.494599	1308.13347	6959.74466	31526.99	4.5299064
2	3.06	0.0029825	0.001144	18.36	15.3	0.00160446	512.993518	1569.76017	6371.68612	24567.25	3.85569012
1	3.06	0.005045	0.001144	21.42	18.36	0.00189618	353.817725	1082.68224	5882.03835	18195.56	3.09341082
rdc	3.57	0.006045	0.001144	24.99	21.93	0.00223652	344.50204	1229.87228	6239.506	12313.52	1.97347718
entre sol	4.08	0.0070135	0.0011637	29.07	26.01	0.00267069	345.406625	1409.25903	6074.01672	6074.02	1

TAB IV-11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).

Niveau	h	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E_{\phi n}$	$E_{\psi n}$	$E_{\Delta n}$	$D_n = \Sigma \Delta n$	E_{fn}	I_{en}
attique	3.06	0.0021672 8	0.0011813 2	3.06	0	0.0001506 2	117.65930 2	360.03746 5	11158.227 8	65723.98	5.8902
6	3.06	0.0021672 8	0.0011813 2	6.12	3.06	0.0004518 5	235.31860 5	720.07493 1	10798.190 4	54565.75	5.0532
5	3.06	0.0021672 8	0.0011813 2	9.18	6.12	0.0007530 9	352.97790 7	1080.1124	10078.115 4	43767.56	4.3428
4	3.06	0.0021672 8	0.0011813 2	12.24	9.18	0.0010543 3	470.63722 1	1440.1499	8998.0030 4	33689.44	3.7441
3	3.06	0.0036655 2	0.0012009 8	15.3	12.24	0.0013781 2	347.83758 2	1064.383	7557.8531 5	24691.44	3.2670
2	3.06	0.0036655 2	0.0012009 8	18.36	15.3	0.0016843 7	417.40509 8	1277.2596	6493.4701 5	17133.59	2.6386
1	3.06	0.0036655 2	0.0012009 8	21.42	18.36	0.0019906 2	486.97264	1490.1362 8	5216.2105 4	10640.12	2.0398
rdc	3.57	0.0036655 2	0.0012009 8	24.99	21.93	0.0023479 2	568.13479 2	2028.2412 1	3726.0742 7	5423.91	1.4557
entre sol	4.08	0.0058214 4	0.0012215 1	29.07	26.01	0.0028033 6	416.13555 4	1697.8330 6	1697.8330 6	1697.83	1.0000

TAB IV-12 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).

Niveau	Ien
attique	5.8902
6	5.0532
5	4.3428
4	3.7441
3	3.2670
2	2.6386
1	2.0398
rdc	1.4557
entre sol	1.0000
SOMME	29.4314
MOYENNE	3.2702

Tableau IV.13 : Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (y-y).

Niveau	Ien
attique	7.02165528
6	6.30876879
5	5.64627792
4	5.12321602
3	4.5299064
2	3.85569012
1	3.09341082
rdc	1.97347718
entre sol	1
SOMME	37.5524025
MOYENNE	4.17248917

Tableau IV.14 : Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (x-x).

IV.5.: Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

- Sens longitudinal:

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
Portiques	4.1724	65.47
Voiles	2.20	34.53
Portiques+Voiles	6.3724	100

Tableau IV.15 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal

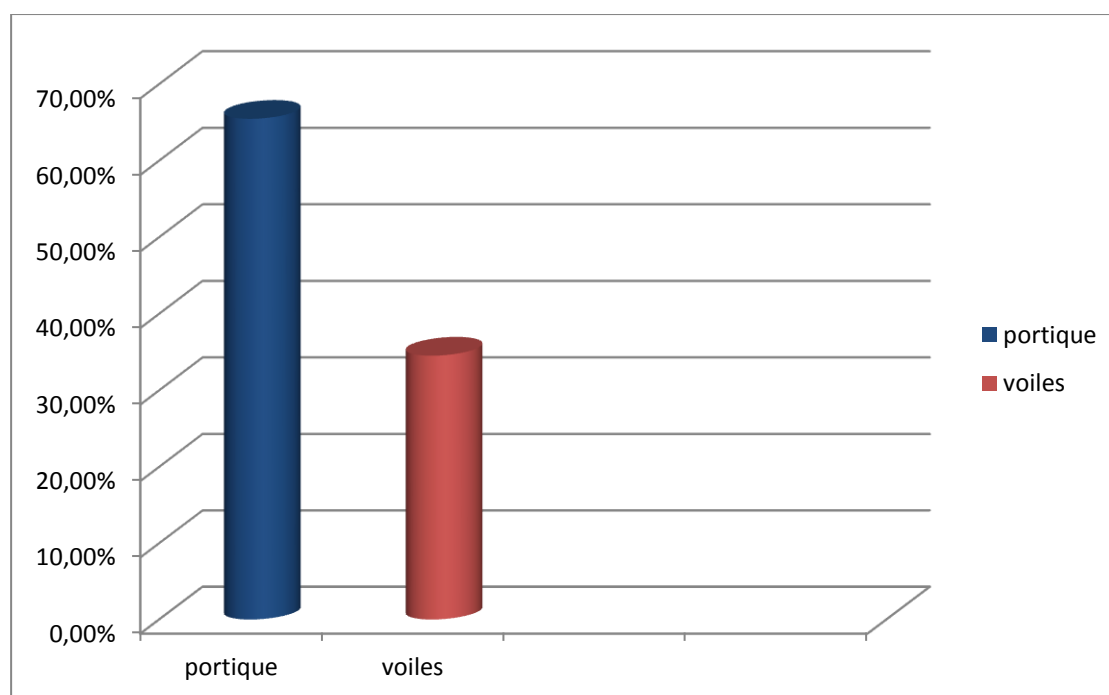


Figure IV-5 : Comparaison des inerties (pourcentage%)

- Sens transversal :

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
Portiques	3.2702	70.62
Voiles	1.36	29.38
Portiques+Voiles	4.6302	100

Tableau IV.16 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal

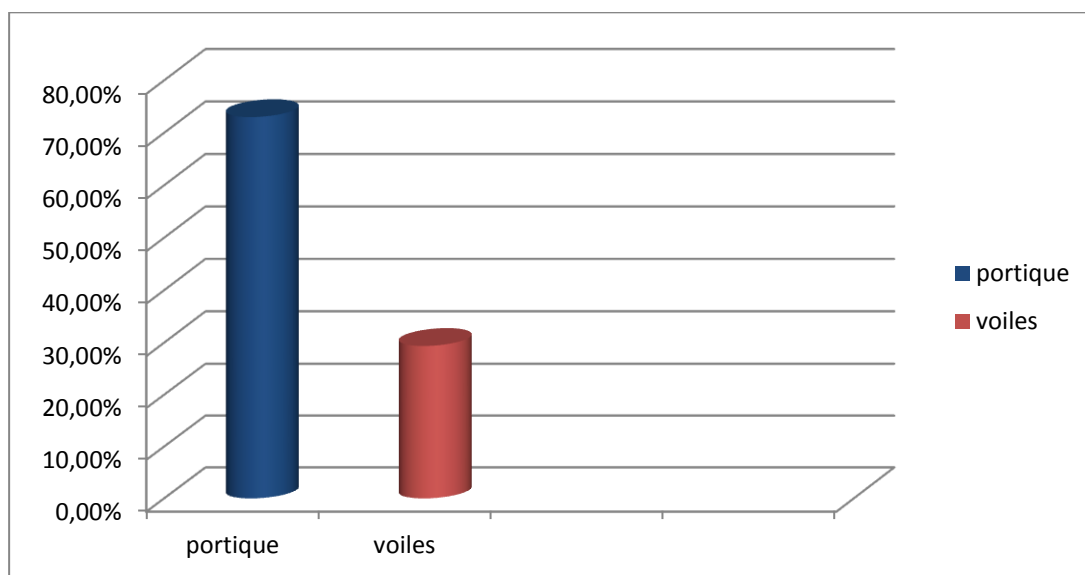


Figure IV-6 : Comparaison des inerties (pourcentage%)

IV.6 : Proportions des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :

On a pris exemple d'étudier le plancher de l'étage courant :

- La charge permanente du plancher : $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$
- La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- La charge totale : $G_t = 5.11 + 1.5 = 6.61 \text{ KN/m}^2$
- La surface d'un panneau $S_p = 3.78 \times 3.64 = 13.79 \text{ m}^2$
- La surface totale du plancher :
 $S_t = L_x \times L_y = 400.84 \text{ m}^2$
- La charge verticale totale du plancher :
 $Ch_{vt \text{ plancher}} = S_t \times G_t = 400.84 \times 6.61 = 2649.55 \text{ KN}$
- La charge vertical totale d'un panneau :
 $Ch_{vt \text{ panneau}} = S_p \times G_t = 13.79 \times 6.61 = 91.15 \text{ KN}$
- La charge reprise par un voile : $Ch_{r \text{ voile}} = \frac{ch_{vt \text{ panneau}}}{2} = 45.57 \text{ KN}$
- La charge totale reprise par les voiles :
 $Ch_{tr \text{ voiles}} = Ch_{r \text{ voile}} \times 6 = 45.57 \times 6 = 273.42 \text{ KN}$

$$\begin{array}{lcl}
 Ch_{vt \text{ plancher}} = 2649.55 \text{ KN} & \longrightarrow & 100 \% \\
 Ch_{tr \text{ voiles}} = 273.42 \text{ KN} & \longrightarrow & X
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{lcl} \\ \\ \end{array}} \right\} \rightarrow X = \frac{273.42 \times 100}{2649.55} = 10.31 \%$$

Conclusion :

En comparant les deux résultats, notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques.

Donc : dans ce cas de système de contreventement mixte, la valeur du coefficient de comportement est égale à 5, (R=5).

Chapitre V Modélisation et vérifications selon les exigences du RPA

V) Etude dynamique

V.1) Introduction:

La construction parasismique regroupe l'étude du comportement des structures sujettes à un chargement dynamique du type sismique.

- Les objectifs principaux de la construction parasismique sont :
- comprendre l'interaction entre les bâtiments ou autres infrastructures de génie civil et le sol.
 - prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre ;
 - construire des structures résistantes aux séismes, conformément aux normes de construction locales.

Prendre tous ces paramètres en considération, va permettre aux concepteurs de concevoir des ouvrages faisant face aux actions sismiques et de limiter les dommages.

Dans ce chapitre nous allons faire l'étude sismique du bâtiment ; tel que le choix de la méthode de calcul, l'ensemble des vérifications à effectuer qui nous permettrons de procéder au dimensionnement final et au ferraillage de la structure.

V.2) Classification de l'ouvrage selon le règlement parasismique algérienne RPAA99/2003

Des classification nécessaire à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismique .à savoir la zone sismique ,groupe d'usage ,site, le système de contreventement et la régularité de la structure .

V.2.1) Zone sismique (A 3.1./RPA99/2003) :

Selon la carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale de différentes wilayas (l'annexe I), la wilaya de TIZI OUZOU est classée comme une zone de **moyenne sismicité (II a)**.

V.2 .2) Importance de l'ouvrage (A3.2/RPA99/2003)

Pour les bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas : $H = 32,13$ m) sont classées comme des **ouvrages courants ou d'importance moyenne (groupe 2)**.

V.2.3) Site (A3.3/RPA99/2003)

Selon le rapport de sol, le site de notre projet est classé comme **site meuble (S3)**

site	S1 (site rocheux)	S2 (site ferme)	S3 (site meuble)	S4 (site très meuble)
$T1_{sec}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T2_{sec}$	0,30	0,40	0,50	0,7
→ S3 $T1_{sec} = 0,15 / T2_{sec} = 0,5$				

Tableau V.1 : Valeurs de la période(T1 et T2)

V.2.4) Système de contreventement (A3.4/RPA99/2003)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.)

Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Le règlement parasismique algérien RPA99/2003 a classé deux types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portique et voiles :

-Système 4.a : contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.

-Système 4.b : contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

En fonction de pourcentage des charges verticales et horizontale, on peut fixer une valeur pour R (voir page 30 RPA)

V.2.5) Configuration du bloc (A3.5/RPA99/2003)

Un bâtiment est classé s'il est à la fois régulier en plan et en élévation :

Un bâtiment est classée régulier en plan si tous les critères de régularité en plan de article(a1 à a4) du RPA sont respectés ; par contre, il est irrégulier en plan si l'un de ces critère n'est pas satisfait :

Selon l'article A 3.5.1 (a3 Fig 3.2) de RPA :

Pour notre bâtiment :

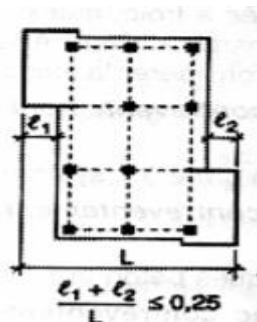
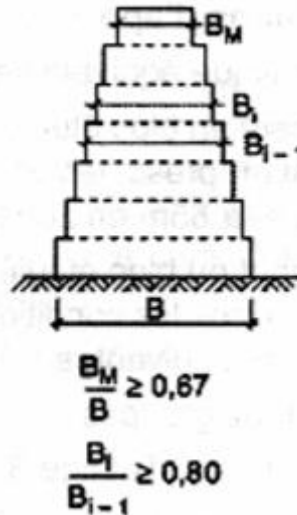


Fig. V.1 : Limites du décrochement en plan

$l_1 = 3,63\text{m}$ et $l_2 = 3,58\text{ m}$ $L_x = 25,78\text{ m}$

$$\frac{3,63+3,58}{25,78} = 0,27 > 0,25 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

$\implies$ **Donc le bâtiment irrégulier en plan**



Selon RPA

Fig. V.2 : Limites des décrochements en élévation

Pou notre bâtiment

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B_M}{B} = \frac{8,11}{25,78} = 0,31 < 0,67 \\ \frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{11,89}{15,47} = 0,76 < 0,8 \end{array} \right.$$

$\implies$ **Condition non vérifiée.**

$\implies$ **Donc notre bâtiment irrégulier en plan et irrégulier en élévation**

V.3) Etude sismique

V.3.1) Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques algériennes proposent trois méthodes de calcul :

- 1) la méthode statique équivalente,
- 2) la méthode d'analyse modale spectrale,
- 3) la méthode d'analyse dynamique par accéléra-grammes

V.3.1.1) Méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont réunies

a) condition sur la hauteur :

Les bâtiments qui peuvent être calculés par la MSE sont limités en hauteur tels que :

$H \leq 65\text{m}$ en zone IIa. → CV

b) condition sur la régularité :

Les bâtiments calculés par la MSE doivent être classés réguliers plan et en élévation. → CNV

c) condition complémentaires :

Les bâtiments irréguliers peuvent être calculés par la méthode statique dans le respect des conditions suivantes :

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23 mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2. → CNV

En conclusion la méthode statique équivalente n'est pas applicable, donc on applique la méthode modale spectrale.

V.3.1.2) Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse

❖ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V. 3.2) Logiciel utilisé pour la modélisation:

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

ETABS (Extended Tridimensionnel Analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans notre travail, on a utilisé la version (ETABS v 9.7.0).

V.3.3) Etapes de modélisation:

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure, avec 9niveaux (Entre sol +RDC+7étages) encastrée à sa base. Dans ce modèle, on ne modélisera que les éléments structuraux (voiles, portiques et dalles pleines), les éléments secondaires sont introduits comme charges.

V.3.3.1) Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Introduction des directions principales de l'étude sismique EX, EY
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse donnée par le RPA.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) ou (l'accélération /pesanteur) pour un système de degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période T.

6. Définition des charges statiques (G, Q).
7. Définition de la charge sismique E.
8. Introduction des combinaisons d'actions.

Combinaisons du BAEL :

- $1.35G + 1.5Q$ (l'ELU)
- $G + Q$ (L'ELS)

Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 (combinaisons accidentelles) :

- $G+Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

- Les poteaux sont supposés encastrés dans les fondations.
- Diaphragme : comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par le logiciel.
- La masse des planchers est supposée concentrées en leur centres de masse qui sont désignés par la notation de (masse – source)

10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

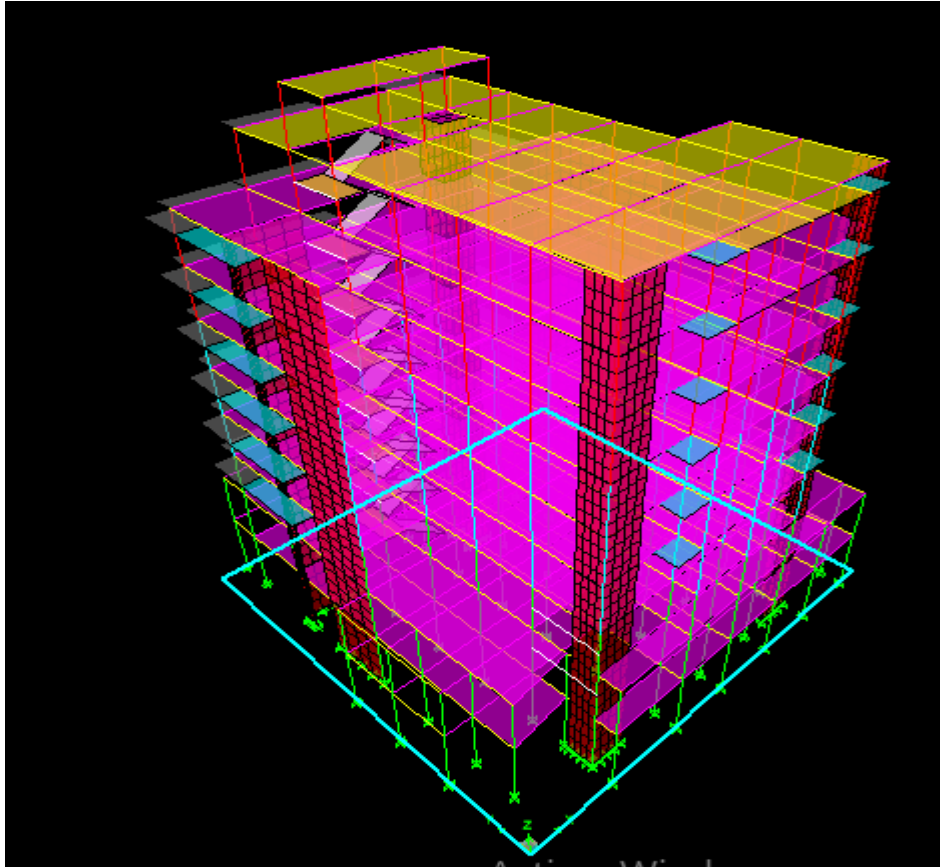


Figure.V.3 : modèle 3D de la structure après modélisation

V.4) Vérifications selon les exigences du RPA

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Vérification de la période
- ✓ Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale
- ✓ Justifications du système de contreventement
- ✓ Vérification des déplacements relatifs
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- ✓ Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P- Δ)
- ✓ Spécifications pour les poteaux.

V.4.1) Vérification de la période empirique

➤ Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6

(Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

$$T = 0,05 \times (32,13)^{3/4} = 0,67 \text{ s}$$

➤ Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0,67 + 0,3 \times 0,67 = 0,87 \text{ s}$$

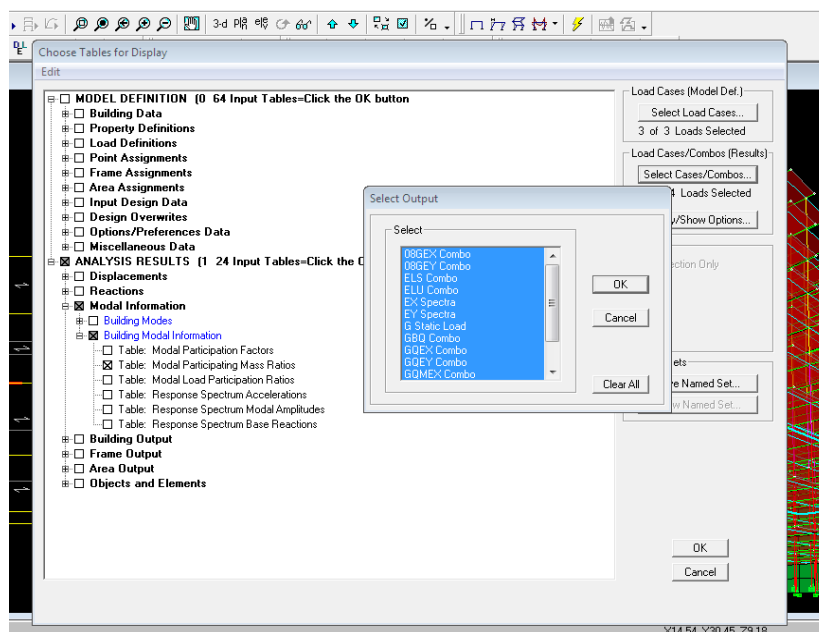
➤ Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** —→ **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results —→ **modal information** —→ **Building Modal Information**
—→ **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK** —→ **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,743505	68,3021	0,0081	0,0000	68,3021	0,0081	0,0000	0,0134
	2	0,619669	0,1647	59,8787	0,0000	68,4667	59,8867	0,0000	87,7377
	3	0,447075	0,7729	7,2483	0,0000	69,2396	67,1351	0,0000	10,7364
	4	0,219396	16,9364	0,0116	0,0000	86,1760	67,1467	0,0000	0,0001
	5	0,181409	0,0659	12,9711	0,0000	86,2419	80,1178	0,0000	0,6980
	6	0,133972	0,3682	2,8957	0,0000	86,6101	83,0135	0,0000	0,2143
	7	0,123597	0,7223	1,7717	0,0000	87,3324	84,7852	0,0000	0,0967
	8	0,117491	2,8322	3,0477	0,0000	90,1645	87,8330	0,0000	0,1959
	9	0,116161	0,0338	0,0459	0,0000	90,1983	87,8789	0,0000	0,0024
	10	0,102115	2,2891	0,1707	0,0000	92,4875	88,0496	0,0000	0,0090
	11	0,100864	1,5377	0,1040	0,0000	94,0252	88,1536	0,0000	0,0058
	12	0,087973	0,0473	4,6402	0,0000	94,0724	92,7938	0,0000	0,1820

OK

Ensuite, on relève la valeur de la période correspondante au premier mode

Mode	Period
1	0,743505

❖ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée $T = 0,67s$
- La période majorée $T_{maj} = 0,87s$
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,74s$

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

Et aussi que celle donnée par ETABS est proche de celle majorée



La période est vérifiée

V.4.2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité).

D'après (Art 4.3.7 RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 5\%L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Tel que : C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

➤ Excentricité calculé :

✓ Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x \leq 5\% L_x = 0,05 \times 25,78 = 1,28m$$

✓ Sens transversal (y-y) :

$$e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 24,78 = 1,23m$$

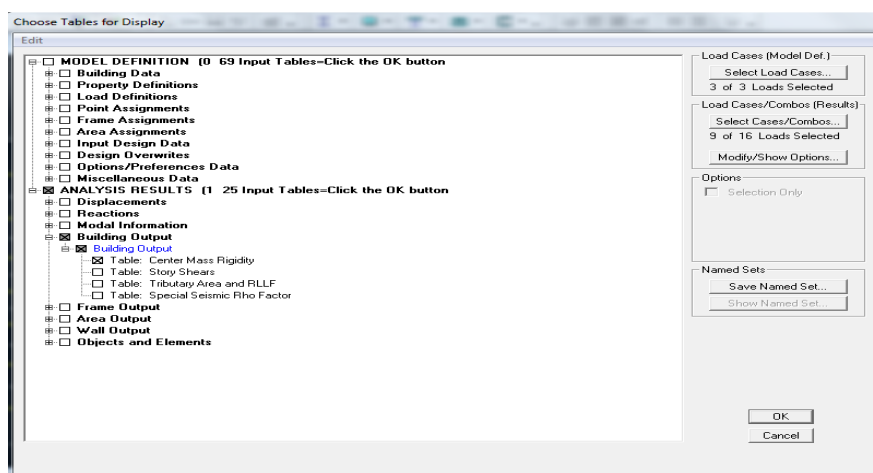
➤ Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **building output** → **Table: center mass rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Après on copiera ses résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

Edit —→ **copy** —→ **collé dans l'Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Avec:
$$\begin{cases} e_x = |X_{CCM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CCM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	5%Lx	ey	5%Ly	
ENRE SOL	D1	13,56	12,413	14,35	11.357	0,79	1,28	1.056	1,23	CV
RDC	D2	13,541	12,378	12.519	12.363	1,022	1,28	1.015	1,23	CV
ET1	D3	11,778	12,311	10.566	11.415	1.212	1,28	0.896	1,23	CV
ET2	D4	11,791	12,259	10.69	11.391	1.101	1,28	0.865	1,23	CV
ET3	D5	11,791	12,259	11.013	11.47	0.778	1,28	0.789	1,23	CV
ET4	D6	11,787	12,273	11.062	11.517	0.725	1,28	0.756	1,23	CV
ET5	D7	11,784	12,285	11.091	11.533	0.693	1,28	0.752	1,23	CV
ET6	D8	11,798	12,165	11.136	11.422	0.662	1,28	0.743	1,23	CV
ET EN ATTIQUE	D9	12,188	11,236	11.63	10.578	0.558	1,28	0.658	1,23	CV
TOITURE	D10	9,414	17,23	8.878	16.601	0,536	1,28	0.629	1,23	CV

Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens

—→ **L'excentricité est vérifiée**

V.4 .3) Vérification de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99V2003)

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.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ **Détermination de la participation de la masse modale**

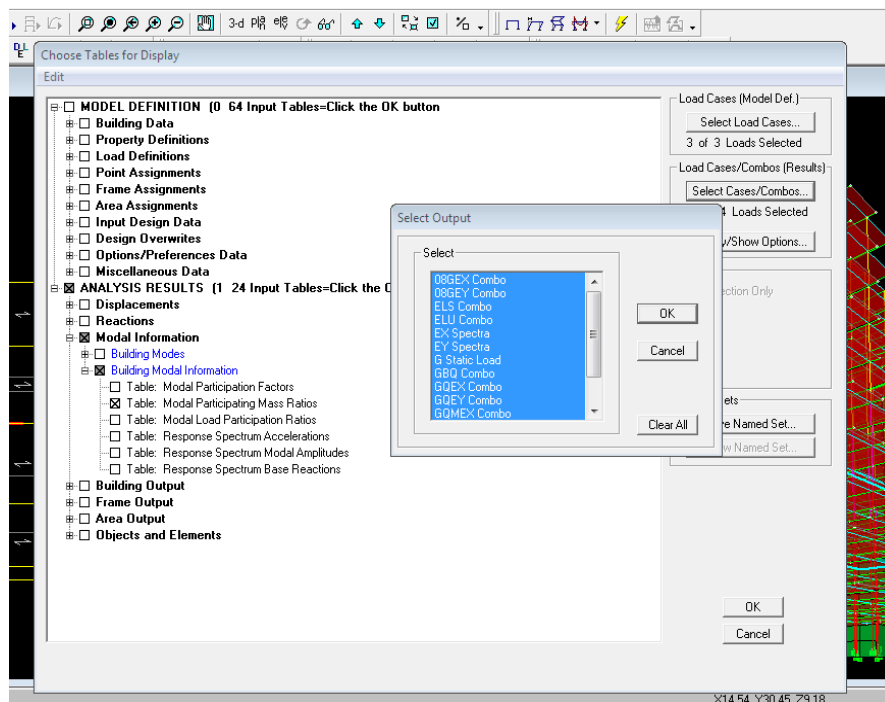
On l'a détermine en suivant le cheminement ci-après :

Display —————> **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results —————> **modal information** —————> **Building Modal Information**
 —————> **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :



Select cases/combos

Puis on clique : **OK** —————> **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,743505	68,3021	0,0081	0,0000	68,3021	0,0081	0,0000	0,0134
	2	0,619669	0,1647	59,8787	0,0000	68,4667	59,8867	0,0000	87,7377
	3	0,447075	0,7729	7,2483	0,0000	69,2396	67,1351	0,0000	10,7364
	4	0,219396	16,9364	0,0116	0,0000	86,1760	67,1467	0,0000	0,0001
	5	0,181409	0,0659	12,9711	0,0000	86,2419	80,1178	0,0000	0,6980
	6	0,133972	0,3682	2,8957	0,0000	86,6101	83,0135	0,0000	0,2143
	7	0,123597	0,7223	1,7717	0,0000	87,3324	84,7852	0,0000	0,0967
	8	0,117491	2,8322	3,0477	0,0000	90,1645	87,8330	0,0000	0,1959
	9	0,116161	0,0338	0,0459	0,0000	90,1983	87,8789	0,0000	0,0024
	10	0,102115	2,2891	0,1707	0,0000	92,4875	88,0496	0,0000	0,0090
	11	0,100864	1,5377	0,1040	0,0000	94,0252	88,1536	0,0000	0,0058
	12	0,087973	0,0473	4,6402	0,0000	94,0724	92,7938	0,0000	0,1820

OK

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,743505	68,3021	0,0081	0
2	0,619669	68,4667	59,8867	0
3	0,447075	69,2396	67,1351	0
4	0,219396	86,176	67,1467	0
5	0,181409	86,2419	80,1178	0
6	0,133972	86,6101	83,0135	0
7	0,123597	87,3324	84,7852	0
8	0,117491	90,1645	87,833	0
9	0,116161	90,1983	87,8789	0
10	0,102115	92,4875	88,0496	0
11	0,100864	94,0252	88,1536	0
12	0,087973	94,0724	92,7938	0

Tableau .V.3 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Le nombre de mode 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 → 12modes de vibration

❖ Les modes de vibrations sont montrés sur le tableau :

Mode	Period	UX	UY	RZ
1	0,743505	68,3021	0,0081	0,9679
2	0,619669	0,1647	59,8787	9,0732
3	0,447075	0,7729	7,2483	54,1973

Tableau .V.3.1 Vérification de vibration des modes

1^{er} mode : translation suivant x

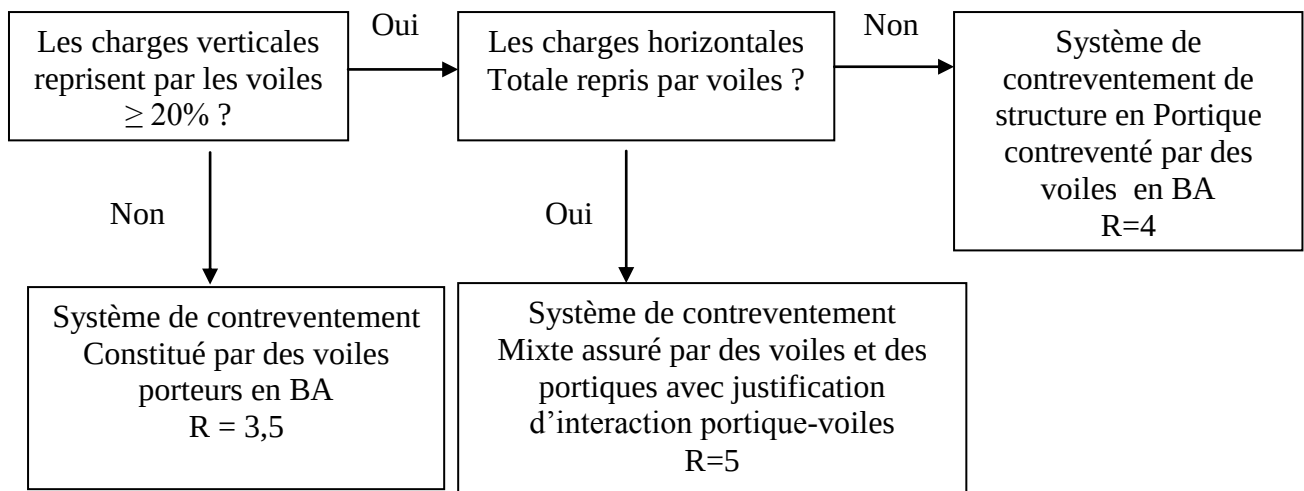
2^{ème} mode : translation suivant y

3^{ème} mode : rotation suivant z

V.4.4) Justifications du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

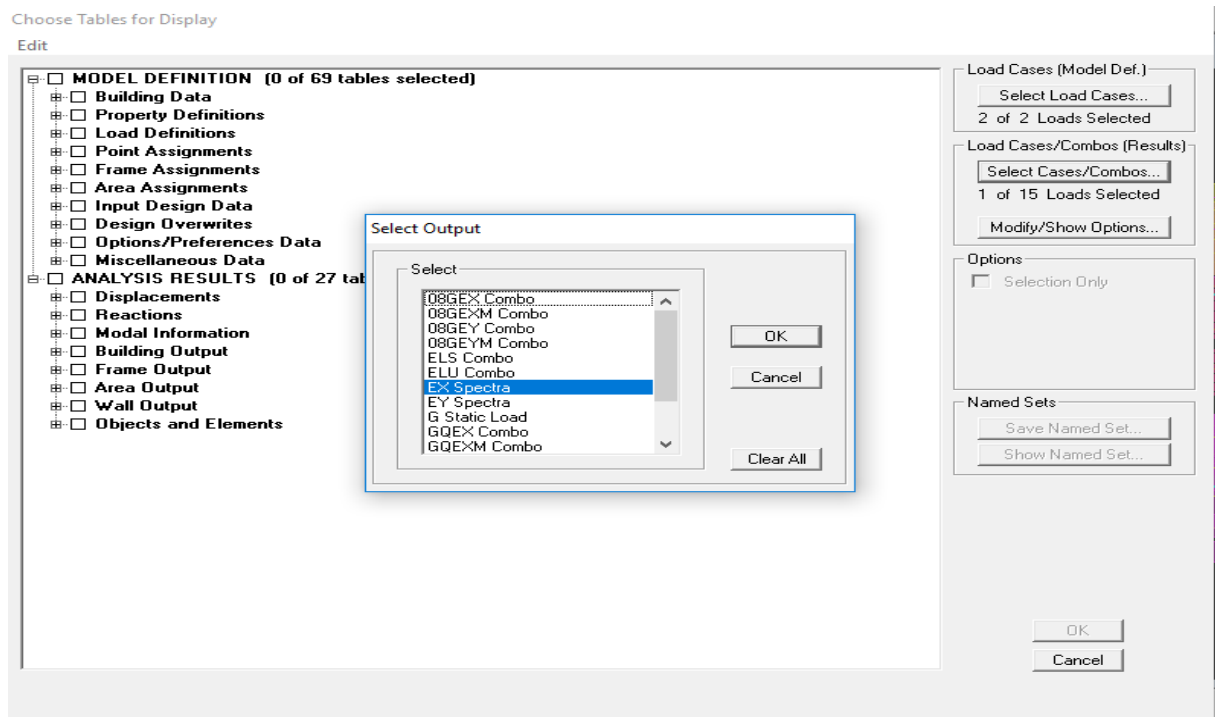
Nous avons :



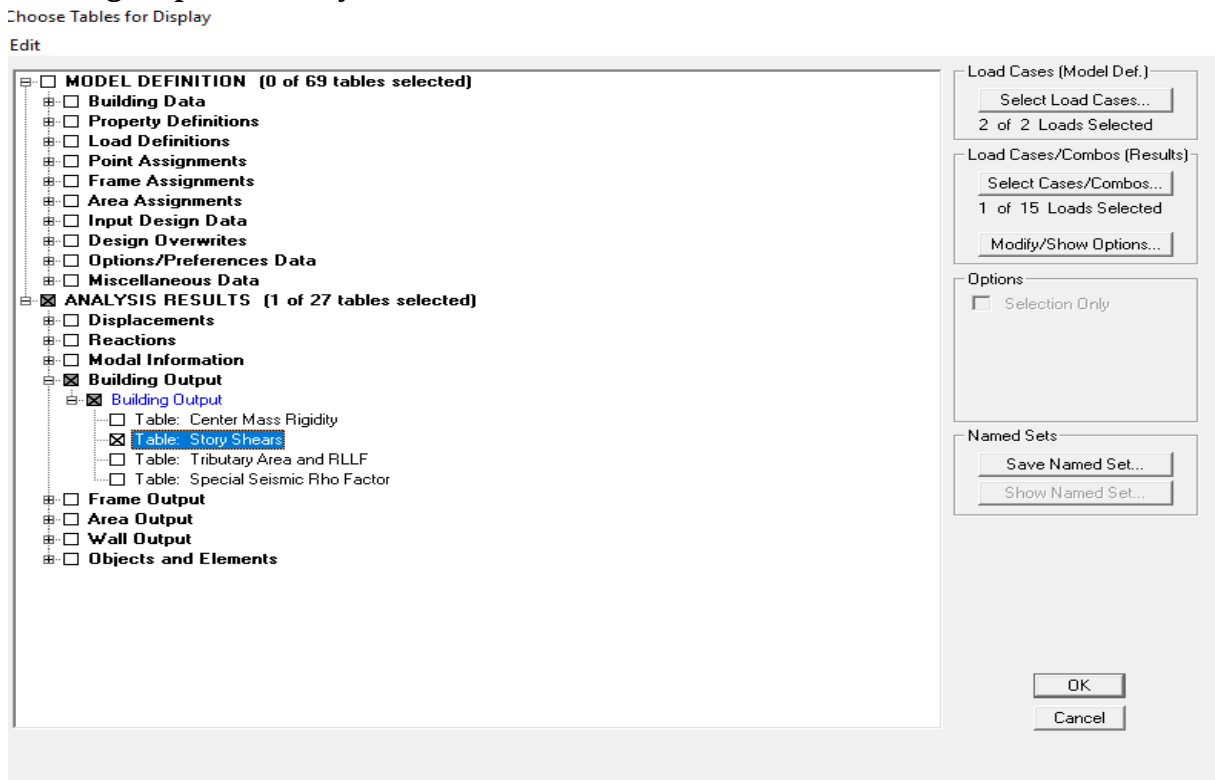
Pour déterminer les charges verticales et horizontales reprises par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

A) les charges horizontales repris par les voiles :

Display → show Tables → select cases / combo → Ex spectra → OK



Building output → story shears → ok



Les résultats s'afficheront comme suit :

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	VX
▶	TOITURE	EX	Top	63,67
	TOITURE	EX	Bottom	63,67
	ET EN ATTIQUE	EX	Top	476,16
	ET EN ATTIQUE	EX	Bottom	482,10
	ET6	EX	Top	860,54
	ET6	EX	Bottom	865,09
	ET5	EX	Top	1178,64
	ET5	EX	Bottom	1182,36
	ET4	EX	Top	1447,80
	ET4	EX	Bottom	1450,94
	ET3	EX	Top	1679,39
	ET3	EX	Bottom	1682,00
	ET2	EX	Top	1868,22
	ET2	EX	Bottom	1870,32
	ET1	EX	Top	2019,33
	ET1	EX	Bottom	2021,01
	RDC	EX	Top	2186,48
	RDC	EX	Bottom	2187,69
	FUDE SOL	EX	Top	2282,58

OK

Edit → copy → collé dans l'Excel

On tire la somme de $V_x = 14024,09$ KN

Select → by pier ID → on sélectionne tout les voiles longitudinales → ok

Display → show Tables

Choose Tables for Display

Edit

☐ **MODEL DEFINITION** (0 of 69 tables selected)

- ☐ Building Data
- ☐ Property Definitions
- ☐ Load Definitions
- ☐ Point Assignments
- ☐ Frame Assignments
- ☐ Area Assignments
- ☐ Input Design Data
- ☐ Design Overwrites
- ☐ Options/Preferences Data
- ☐ Miscellaneous Data

☒ **ANALYSIS RESULTS** (1 of 27 tables selected)

- ☐ Displacements
- ☐ Reactions
- ☐ Modal Information
- ☐ Building Output
- ☐ Frame Output
- ☐ Area Output
- ☒ Wall Output
 - ☒ Wall Forces
- ☐ Objects and Elements

Load Cases (Model Def.)

Select Load Cases...

2 of 2 Loads Selected

Load Cases/Combos (Results)

Select Cases/Combos...

1 of 15 Loads Selected

Modify/Show Options...

Options

☒ Selection Only

Named Sets

Save Named Set...

Show Named Set...

OK

Cancel

OK

Les résultats s'afficheront comme suit :

Pier Forces
Edit View

Pier Forces

	Story	Pier	Load	Loc	V2
▶	ENRE SOL	VL1/01	EX	Top	253,40
	ENRE SOL	VL1/01	EX	Bottom	246,93
	RDC	VL1/02	EX	Top	136,52
	RDC	VL1/02	EX	Bottom	143,01
	ET1	VL1/03	EX	Top	150,38
	ET1	VL1/03	EX	Bottom	144,64
	ENRE SOL	VL1/04	EX	Top	258,49
	ENRE SOL	VL1/04	EX	Bottom	252,62
	RDC	VL1/05	EX	Top	155,68
	RDC	VL1/05	EX	Bottom	156,57
	ET1	VL1/06	EX	Top	187,78
	ET1	VL1/06	EX	Bottom	162,79
	ENRE SOL	VL1/07	EX	Top	199,41
	ENRE SOL	VL1/07	EX	Bottom	195,50
	RDC	VL1/08	EX	Top	123,83
	RDC	VL1/08	EX	Bottom	126,35
	ET1	VL1/09	EX	Top	146,78
	ET1	VL1/09	EX	Bottom	134,13
	ET2	VL1/10	EX	Top	160,38

OK

Edit → copy → collé dans l'Excel

On tire $V2 = 7427,85 \text{ KN}$

❖ On tire le pourcentage des charge horizontale résiste par les voiles longitudinales

$$\%VL = \frac{V_{voil}}{V_x} \times 100 = 52\%$$

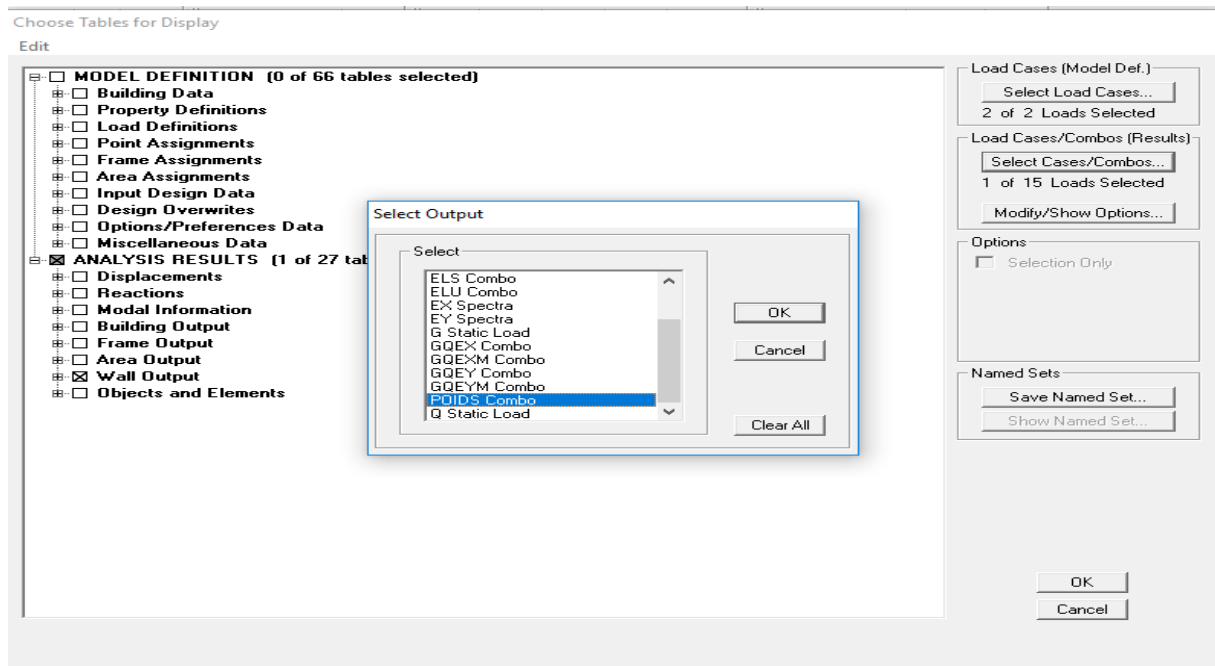
On suit les mêmes étapes pour déduire le pourcentage des charges horizontales résiste par les voiles transversales il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever respectivement les valeurs $V2 = 10672,18 \text{ KN}$ et $V_y = 14358,97 \text{ KN}$

❖ On tire le pourcentage des charge horizontale résiste par les transversales :

$$\%VT = \frac{V_{voile}}{V_y} \times 100 = \frac{10672,18}{14358,97} \times 100 = 74\%$$

B) les charges verticales repris par les voiles :

Display → show Tables → select cases / combo → poids combo → ok

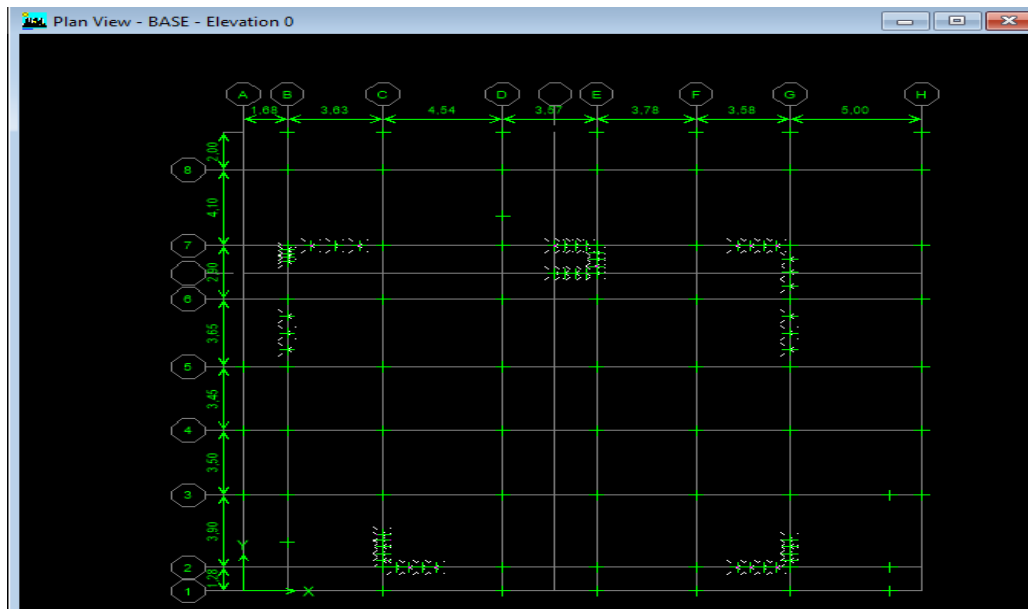


Building output → story shears → ok

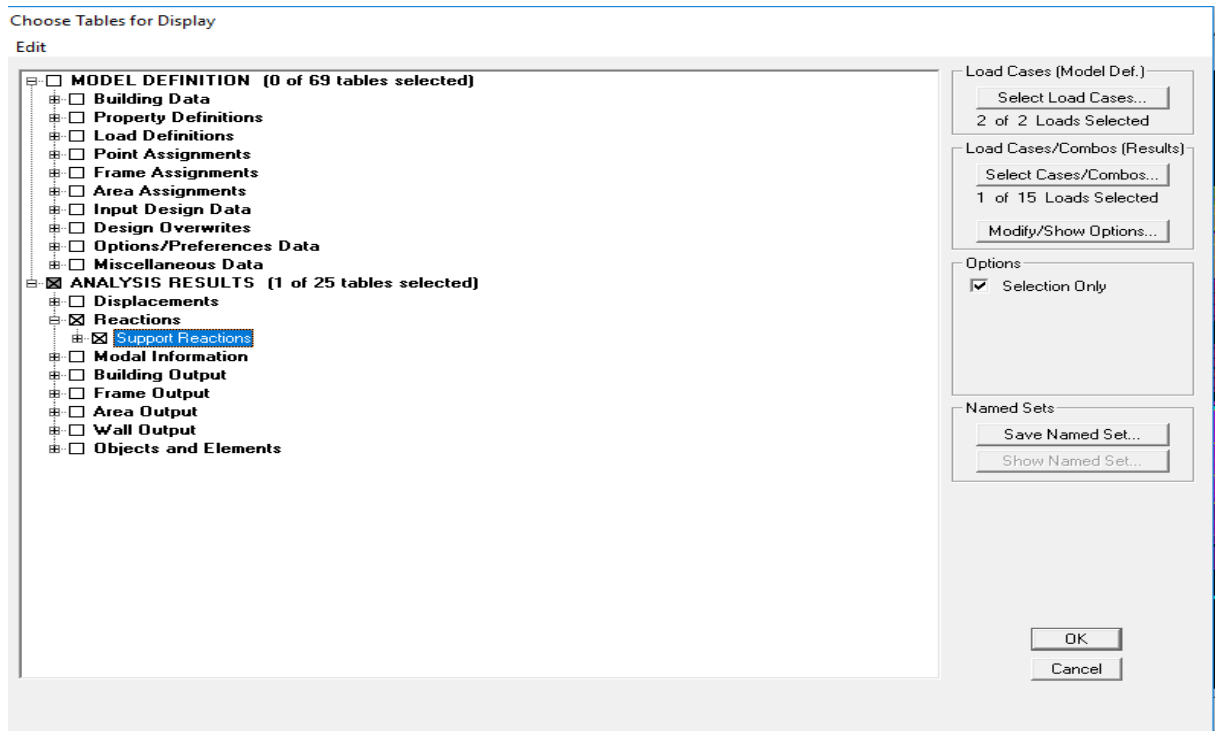
On tire

Le poids total de la structure $W_t = 43151,38 \text{ KN}$

A la base de la structure on sélection les nœuds des voiles sans les nœuds des Poteaux



Display → show Tables → Reactions → ok



Edit → copy → collé dans l'Excel

On tire la somme de $F_z = 7782,15 \text{ KN}$

❖ On tire le pourcentage de la charge verticale repris par des voiles :

$$\%V \text{ voile} = \frac{F_z}{W} \times 100 = 18\%$$

Conclusion :

- Le pourcentage des charges verticale repris par des voiles est égale a 18% inferieur a 20%

ET

- Le pourcentage des charge horizontale repris par des voiles longitudinale et transversale est égale a 72% est inferieur a 75%

DONC $R = 5$

V.4.5) Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- ✓ δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques

✓ R : coefficient de comportement $R = 5$

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

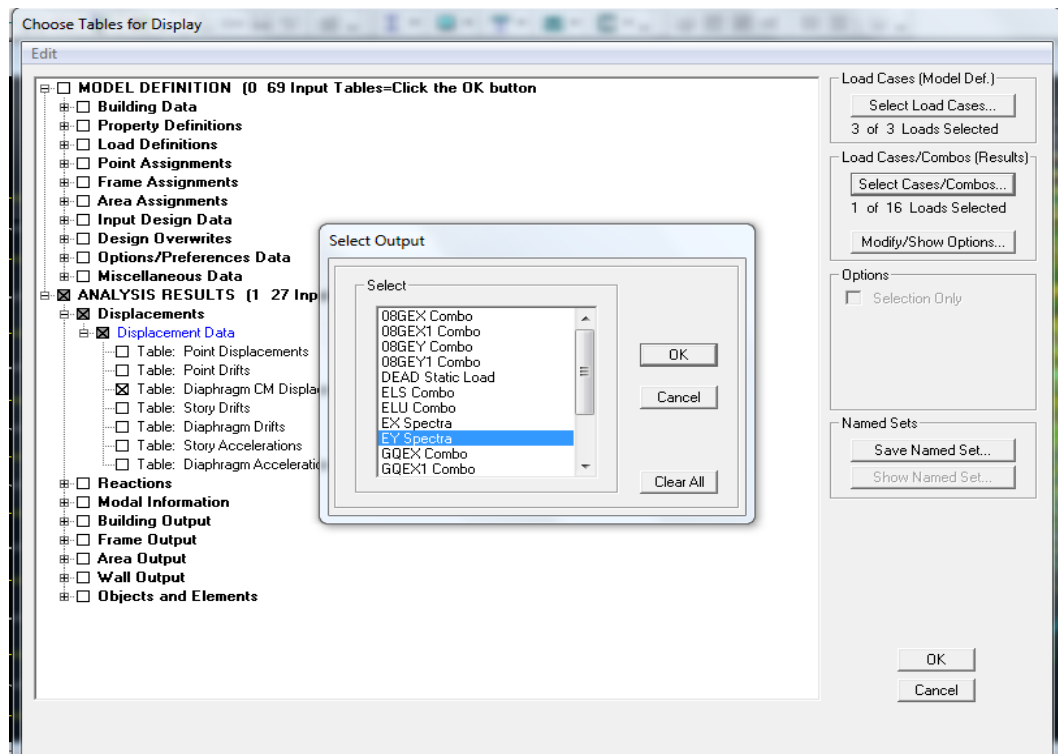
- **Dans le sens longitudinal**

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex spectra** en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK** → **OK**

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectral par Ey spectral

Story	Diaphragm	UX	UY	Δk_x	Δk_y	1%He	observation
TOITURE	D10	0,0151	0,0135	-0,0002	0,0026	0,0306	CV
ET EN ATTIQUE	D9	0,0153	0,0109	0,0017	0,0011	0,0306	CV
ET6	D8	0,0136	0,0098	0,0017	0,0013	0,0306	CV
ET5	D7	0,0119	0,0085	0,0018	0,0014	0,0306	CV
ET4	D6	0,0101	0,0071	0,0019	0,0015	0,0306	CV
ET3	D5	0,0082	0,0056	0,002	0,0014	0,0306	CV
ET2	D4	0,0062	0,0042	0,0019	0,0013	0,0306	CV
ET1	D3	0,0043	0,0029	0,0018	0,0013	0,0306	CV
RDC	D2	0,0025	0,0016	0,0016	0,001	0,0306	CV
ENRE SOL	D1	0,0009	0,0006	0,0009	0,0006	0,0306	CV

Tableau .V.4 Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

D'après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de l RPA vis-à-vis des déformations est vérifier

—————→ **La condition est vérifiée.**

V.4.7) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

➤ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente**

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ formule 4-1})$$

✓ **Détermination des paramètres :**

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le (tableau 4.1 du RPA)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : IIa} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A = 0,15}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs **R = 5**

Q : Facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $\mathbf{Q = 1 + \sum_1^6 p_q}$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée dans ce tableau

Critère q	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement		0 ,05
Redondance en plan		0 ,05
Régularité en plan		0,05
Régularité en élévation		0 ,05
Contrôle de qualité des matériaux	0	
Contrôles d'exécution	0	

Tableau V.5: valeurs des pénalités P_q

$$\mathbf{Q = 1,20}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003) .

$$T_2(S3) = 0,5\text{sec.}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99v2003}).$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend : $\varepsilon = 8,5\%$

D'où :

$$\eta = 0,85 \geq 0,7 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

T : La période fondamentale donnée par ETABS : $T = 0,74\text{s}$

Donc :

$$T_2 = 0,5\text{sec} \leq T = 0,74 \text{ s} \leq 3,0\text{sec}$$

D'où :

$$D_X = D_Y = 2,5 \times 0,81 \left(\frac{0,5}{0,74}\right)^{2/3} = 1,559$$

$W_t = 43151,38 \text{ KN}$: Poids total de la structure, donné par ETABS

❖ Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,559
Facteur de qualité Q	1,2
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	43151, 38

Tableau V.6. Récapitulatif des résultats

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

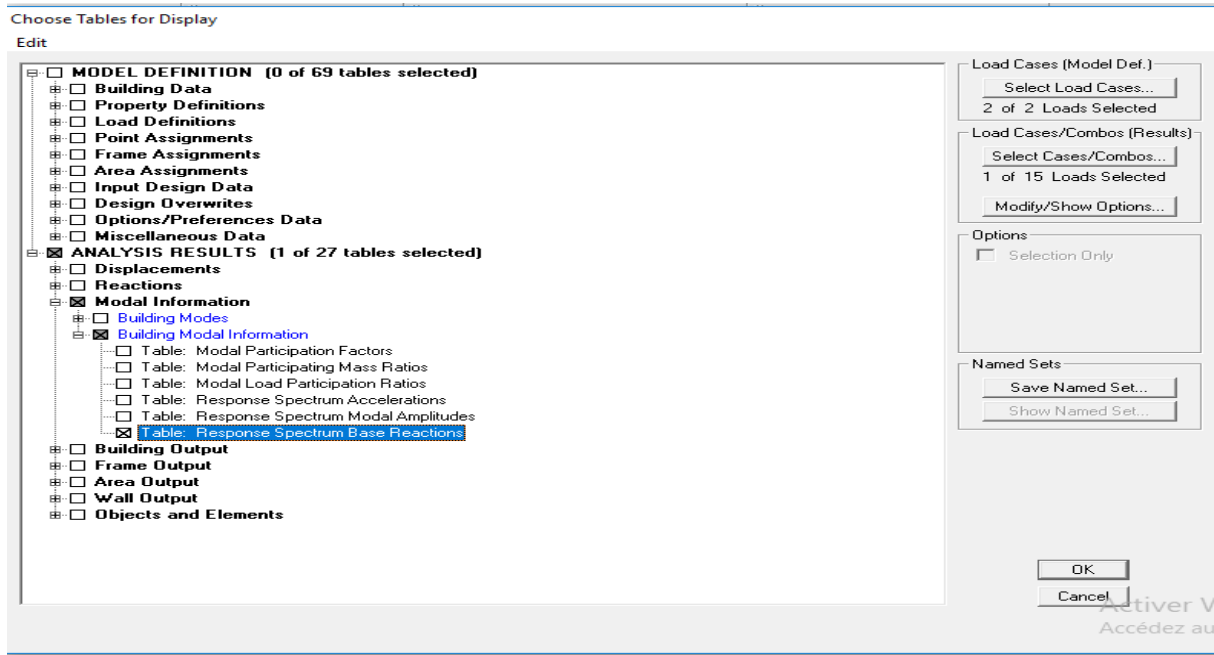
$$V = \frac{0,15 \times 1,559 \times 1,2}{5} \times 43151,38 = 2421,82 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow V_{RPA} = 2421,82\text{KN}$$

➤ Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **show tables** → **modal Information** → **building modal information** → **Response spectrum base reactions**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Response Spectrum Base Reactions									
Edit View									
	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	120,18	-32,82	0,00	130,648	385,255	-1736,5
	EX	11	U1	81,21	21,12	0,00	-86,828	259,180	-615,5
	EX	12	U1	2,64	26,18	0,00	-90,088	6,752	349,5
	EX	All	All	2282,57	169,07	0,00	2808,701	44536,536	28040,7
	EY	1	U2	-23,20	0,25	0,00	-5,639	-482,138	286,28
	EY	2	U2	111,04	2117,46	0,00	-44542,772	2291,628	23660,8
	EY	3	U2	-96,31	294,95	0,00	-6238,293	-1951,644	4826,4
	EY	4	U2	-18,03	0,47	0,00	-0,757	-54,850	231,58
	EY	5	U2	37,62	527,83	0,00	-2127,826	72,978	6174,8
	EY	6	U2	46,10	129,28	0,00	-611,179	247,752	931,98
	EY	7	U2	53,40	83,63	0,00	-339,592	219,735	265,00
	EY	8	U2	-143,11	148,45	0,00	-654,136	-625,911	3765,1
	EY	9	U2	-1,93	2,25	0,00	-8,857	-8,602	38,26
	EY	10	U2	-32,82	8,96	0,00	-35,676	-105,203	474,2
	EY	11	U2	21,12	5,49	0,00	-22,578	67,397	-160,0
	EY	12	U2	26,18	259,42	0,00	-892,741	66,911	3463,5
	EY	All	All	169,07	2311,98	0,00	46044,400	2728,358	26806,2

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = \text{Max } F_1 = 2282,57 \text{ KN}$$

$$V_{ydy} = \text{Max } F_2 = 2311,98 \text{ KN}$$

❖ **Vérification :**

✓ **Sens longitudinal :**

$$V_{xdyn} = 2282,57 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 2421,82 \text{ KN} = 1937,45 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens transversal :**

$$V_{ydy} = 2311,98 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 2421,82 \text{ KN} = 1937,45 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

—————→ **L'effort tranchant a la base est vérifié.**

V.4.8) Vérification de l'effet du 2ème ordre (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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

- **P_K** : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- **V_K** : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- **Δ_K** : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- **h_K** : hauteur de l'étage «K»

Niveau hk (cm)	pk (KN)		Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta k(\text{cm})$	$V_k(\text{KN})$	$\theta(\text{cm})$	$\Delta k(\text{cm})$	$V_k(\text{KN})$	$\theta(\text{cm})$
TOITURE	325,69	3,06	-	63,67	-	0,0026	77,33	0,00357856
ET EN								
ATTIQUE	3618,22	3,06	0,0017	482,1	0,00416951	0,0011	493,21	0,00263715
ET6	4146,17	3,06	0,0017	865,09	0,00266265	0,0013	874,89	0,00201333
ET5	4168,22	3,06	0,0018	1182,36	0,00207373	0,0014	1213,66	0,0015713
ET4	4301,52	3,06	0,0019	1450,94	0,00184079	0,0015	1501,49	0,00140433
ET3	4301,52	3,06	0,002	1682	0,00167149	0,0014	1738,98	0,00113171
ET2	4301,52	3,06	0,0019	1870,32	0,00142803	0,0013	1926,01	0,00094882
ET1	4437,73	3,06	0,0018	2021,01	0,00129165	0,0013	2073,37	0,0009093
RDC	6599,69	3,57	0,0016	2187,69	0,00135204	0,001	2225,38	0,00083071
ENRE SOL	6951,1	4,08	0,0009	2282,58	0,00067175	0,0006	2311,98	0,00044214

Tableau V.7 : vérification de l'effet p-Δ

Donc $\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10$ est vérifiée

Alors l'effet p-Δ dans est négligeable les deux directions de bâtiment

V.4.9) Spécifications pour les poteaux

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

$$\begin{cases} N_d : \text{Effort normal dans les poteaux} \\ B_c : \text{Section du poteau} \end{cases}$$

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

❖ Exemple pour les étapes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

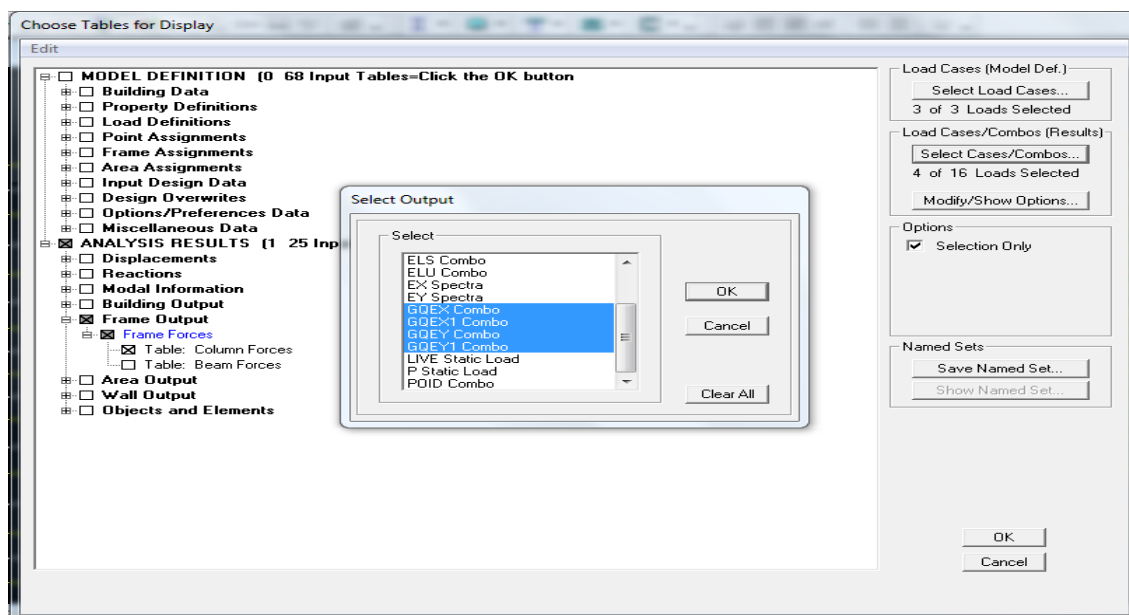
✓ poteau 40× 40 (ENTRE SOL , RDC ,1^{ère} étage)

Display → Show Table →

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → Frame Force → Table: Colum force

Puis on définit les combinaisons G+Q±E en cliquant sur :
Select cases/combos



Puis on clique : OK → OK

Les résultats s'afficheront comme suit :

Column Forces									
Edit View									
	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	ENRE SOL	C1	GQEX MAX	0,000	25,83	9,93	1,43	0,553	7,611
	ENRE SOL	C1	GQEX MAX	1,840	37,33	9,93	1,43	0,553	5,006
	ENRE SOL	C1	GQEX MAX	3,680	48,83	9,93	1,43	0,553	2,550
	ENRE SOL	C1	GQEX MIN	0,000	-161,52	-10,52	-2,51	-0,611	-8,29
	ENRE SOL	C1	GQEX MIN	1,840	-150,02	-10,52	-2,51	-0,611	-3,70
	ENRE SOL	C1	GQEX MIN	3,680	-138,52	-10,52	-2,51	-0,611	0,74
	ENRE SOL	C1	GQEXM MAX	0,000	25,83	9,93	1,43	0,553	7,611
	ENRE SOL	C1	GQEXM MAX	1,840	37,33	9,93	1,43	0,553	5,006
	ENRE SOL	C1	GQEXM MAX	3,680	48,83	9,93	1,43	0,553	2,550
	ENRE SOL	C1	GQEXM MIN	0,000	-161,52	-10,52	-2,51	-0,611	-8,29
	ENRE SOL	C1	GQEXM MIN	1,840	-150,02	-10,52	-2,51	-0,611	-3,70
	ENRE SOL	C1	GQEXM MIN	3,680	-138,52	-10,52	-2,51	-0,611	0,74
	ENRE SOL	C1	GQEXY MAX	0,000	-57,53	2,15	6,52	0,992	29,63
	ENRE SOL	C1	GQEXY MAX	1,840	-46,03	2,15	6,52	0,992	17,70
	ENRE SOL	C1	GQEXY MAX	3,680	-34,53	2,15	6,52	0,992	6,130
	ENRE SOL	C1	GQEXY MIN	0,000	-78,16	-2,74	-7,60	-1,050	-30,31
	ENRE SOL	C1	GQEXY MIN	1,840	-66,66	-2,74	-7,60	-1,050	-16,38
	ENRE SOL	C1	GQEXY MIN	3,680	-55,16	-2,74	-7,60	-1,050	-2,83

Edit → **copy** → **collé dans l'Excel**

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

$$N_d = 1880,53 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1880,53 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,47 > 0,3 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on va redimensionner la section pour que la condition soit vérifiée .

❖ **On procède de la même manier pour les autres sections :**

✓ **Poteaux 50×50 : (ENTRE SOL, RDC ,1^{ère} étage)**

$$N_d = 1880,53 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1880,53 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0,30 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux 45x45 :(2^{ème} 3^{ème} et 4^{ème} Etage)**

$$N_d = 898,59 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{898,59 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,18 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux 40x40 :(5^{ème} 6^{ème} et 7^{ème} Etage)**

$$N_d = 461,85 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{461,85 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,11 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

→ **L'effort réduit dans les poteaux est vérifié.**

❖ **Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX

VI.1.1 Introduction

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée, en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU
- $G + Q \pm E$ RPA 2003
- $0,8G \pm E$ RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- $G + Q$ à l'ELS
- Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques suivant des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

VI.1.2 Recommandation de l' RPA 99/Version 2003

a)Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), et doivent être sans crochet.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimale sera de : 0,8% ($b \times h$) sections du poteau (zone IIa)
 - ✓ Poteau (50×50) $A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2$.
 - ✓ Poteau (45×45) $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$.
 - ✓ Poteau (40×40) $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$.

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4%(Zone IIa)
 - ✓ Poteau (50 × 50) $A_{\min} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$.
 - ✓ Poteau (45 × 45) $A_{\min} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$.
 - ✓ Poteau (40 × 40) $A_{\min} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$.

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6%(Zone IIa)
 - ✓ Poteau (50 × 50) $A_{\min} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2$.
 - ✓ Poteau (45 × 45) $A_{\min} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$.
 - ✓ Poteau (40 × 40) $A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$.

Sections des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
	$A_{\min} = 0,008 (b \times h)$	Zone de recouvrement	Zone courante
		$A_{\max} = 0,06 (b \times h)$	$A_{\max} = 0,04 (b \times h)$
Poteau (50 × 50)	20	150	100
Poteau (45 × 45)	16.2	121.5	81
Poteau (40 × 40)	12.8	96	64

Tableau VI.1.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

- Le diamètre minimal est de **12[mm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ en **zone IIa**
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa**
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

b) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire 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 99 révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{10\Phi_L^{\min}, 15\text{ cm}\} \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

➤ **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 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art 7.4.2.2})$$

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.

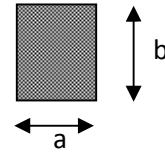
A_t : Armatures transversales.

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 révisé 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

VI.1.3 Etapes de calcul en flexion composé à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures

($\forall$ L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

➤ **Détermination des armatures :**

• **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

Avec :

$g = e + \left(\frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots$ Si (N) étant un effort de compression .

$g = e - \left(\frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots$ Si (N) étant un effort de traction .

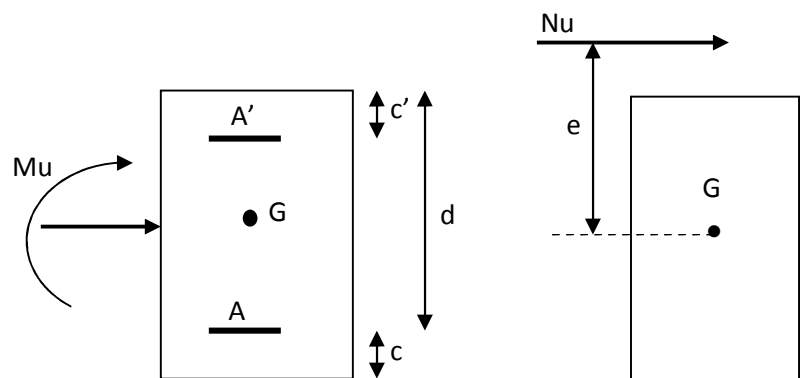
• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A' = 0$)

• **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$



- Armatures réelles**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{effort de traction.} \end{array} \right.$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

- Armatures en flexion simple :**

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

M_l : Moment ultime pour une SSA Les sections d'acier réelles seront

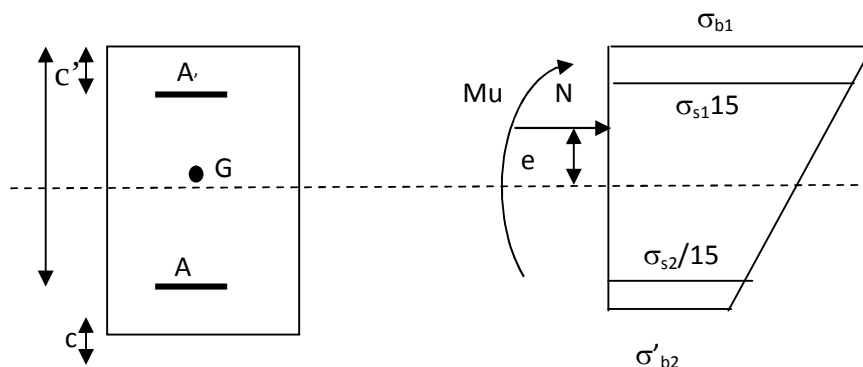
$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- Armatures en flexion composée :**

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

➤ Détermination des armatures :

$$1^{er} \text{ cas: } N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.D.A$$

$$A' = \frac{M_f - b.h.f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

$$2^{er} \text{ cas: } N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.S.A$$

$$A' = \frac{N_u - \psi.b.h.f_{bc}}{\sigma'_{st}} A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

VI.1.4 Vérification à l'ELS :

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$$B_0 = b.h + 15(A + A') \Rightarrow \text{Section total homogène.}$$

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

a) Section entièrement comprimée S.E.C

a-1) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré est :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right); y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

❖ Remarque

Le ferrailage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certains niveaux.

Zone I : du l'entre-sol .RDC, 1^{ère} étage $\longrightarrow$ Section (50 × 50).

Zone II : du 2^{ème} étage. 3^{ème} et 4^{ème} étage $\longrightarrow$ Section (45 × 45).

Zone III : du 5^{ème} étage, 6^{ème}, étage en attique $\longrightarrow$ Section (40 × 40).

VI.1.5. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

➤ Les efforts internes dans les poteaux

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
Entre sol RDC, 1 ^{ème} étage	50 × 50	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	$GQ E_x$	-1880.53	-39.345
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	$0,8 G E_y$	1223.62	7.092
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	$GQ E_x$	-688.48	98.317
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	45 × 45	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	-1205.63	8.851
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	$0,8 G E_y M$	377.96	4.997
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	$GQ E_x$	-421.28	94.237
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage Etage en attique	40 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	-612.79	8.175
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	$0,8 G E_y$	146.77	24.994
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	$GQ E_x$	-250.48	76.343

Tableau VI.1.3 : Efforts internes dans les poteaux.

➤ Exemple de calcul manuel

• Poteaux 50 × 50

$$N_u = 1880.53 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{u\text{corr}} = 39.345 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{39.345}{1880.53} = 0,0209 < \frac{h}{2} - c = 0,22 \quad \longrightarrow \quad \text{S.E.C}$$

$$N_u (d - c') - M_f \quad \text{avec:} \quad M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad / d = h - c = 0,5 - 0,03 = 0,47$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 39.345 + 1880.53 \left(\frac{0,5}{2} - 0,03 \right)$$

$$= 453.06 \text{ KN.m}$$

$$\longrightarrow N_u (d - c') - M_f = 1880.53 (0,47 - 0,03) - 453.06 = 374.37 \text{ KN.}$$

$$\text{Et : } \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 = \left(0,5 - \frac{0,03}{0,50}\right) \times 0,50 \times 0,50^2 \times 14,2 \times 10^3 = 781 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } N_u (d - c') - M_f = 374.37 \text{ KN.m} < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} = 781 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{S.S.A}$$

a. Calcul des armatures :

$$A'_s = \frac{N_u - 100 \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_{st}} \quad A' = 0 \text{ avec } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c) - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$\text{Donc : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{1880.53 (0,47 - 0,03) - 453.06}{0,50 \times 0,50^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,857 - \frac{0,03}{0,50}} = 0,712$$

$$\longrightarrow A_s = -0,0073 \text{ cm}^2 = 0$$

CHAPITRE VI:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «Socotec».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M[KN.m]	nature	A _{sup} [cm ²]	A _{inf} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	ferrailage	A _{adopté} [cm ²]
Entre sol ; RDC,1 ^{er} ,étage	50 × 50	N ^{max} – M ^{corres}	-1880.53	-39.345	SEC	0.00	0.00	20	12HA16	24,13
		N ^{min} – M ^{corres}	1223.62	7.092	SEC	0.00	0.00			
		N ^{corres} – M ^{max}	-688.48	98.317	SEC	0,00	0,00			
2 ^{ème} ,3 ^{ème} 4 ^{ème} étage	45 × 45	N ^{max} – M ^{corres}	-1205.63	8.851	SEC	0.00	0.00	16.2	12HA14	18,47
		N ^{min} – M ^{corres}	377.96	4.997	SEC	0.00	0.00			
		N ^{corres} – M ^{max}	-421.28	94.237	SPC	0.00	0.58			
,5 ^{ème} ,6 ^{ème} , étage en attique	40 × 40	N ^{max} – M ^{corres}	-612.79	8.175	SEC	0,00	0,00	12.8	12HA12	13,57
		N ^{min} – M ^{corres}	146.77	24.994	SEC	0.06	0.00			
		N ^{corres} – M ^{max}	-250.48	76.343	SPC	0.00	2.21			

Tableau VI.1.4: ferrailage des poteaux

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

Sections des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferraillage
(50× 50)	20	24.13	12HA16
(45× 45)	16.2	18.47	12HA14
(40 × 40)	12.8	13.57	12HA12

Tableau VI.5 : Choix des armatures longitudinales

VI.1.6 Vérifications à l'ELU :

1) Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales « θ_t » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\theta_t = \frac{1}{3} \theta_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm. Soit : } \theta_t = 8 \text{ mm}$$

$\theta_L^{\max}$: est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times v_u}{h_1 \times f_e}$

T_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_1 : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda g < 5 \end{cases}$$

L'élanement géométrique (λg) est donné par la relation :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b} ; \text{ avec : } a = b$$

Tel que : $L_f = 0.7 l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau

Avec :

$l_0 = 408\text{cm}$ pour les entre sol

$l_0 = 357\text{cm}$ pour le RDC

$l_0 = 306\text{cm}$ pour les autres etages

- **Espacement des armatures transversales :**

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm})$.

$$S_t \leq \min(10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) = \min(12 ; 15\text{cm})$$

Soit $S_t = 10\text{cm}$

Dans la zone courante : $S_t \leq \min(15\phi_L)$.

$$S_t \leq \min(15 \times 1,2 = 18\text{cm})$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

Avec : $\phi_L = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

2) Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t \min = 0,3\% S_t b_1.$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t \min = 0,8\% S_t b_1.$$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée .

$$\lambda_g : \text{Elongation géométrique du poteau : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

Calcul de λ_g et de $A_{\min}$:

➤ **Poteau (50×50) :**

- **Cas de l'entre sol**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7l_0}{a} = \frac{0,7 \times 408}{50} = 5,71 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0,3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0,003 \times 50 \times 10 = 1,5\text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,003 \times 50 \times 15 = 2,25\text{cm}^2$$

- **Cas de RDC**

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 357}{50} = 5 \Rightarrow \lambda g = 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 50 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 106.79 \text{ kN}$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 106.79 \times 10^3}{500 \times 400} 100 = 1.334 \text{ cm}^2$$

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 106.79 \times 10^3}{500 \times 400} 150 = 2.002 \text{ cm}^2$$

- **1^{er} étage :**

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{50} = 4.28 \Rightarrow \lambda g < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.73\% \text{ par interpolation} \rightarrow 0.73 \%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.0073 \times 50 \times 10 = 3.65 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.0073 \times 50 \times 15 = 5.47 \text{ cm}^2$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 106.79 \text{ kN}$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{3.75 \times 106.79 \times 10^3}{500 \times 400} 100 = 2.001 \text{ cm}^2$$

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 106.79 \times 10^3}{500 \times 400} 150 = 2.002 \text{ cm}^2$$

➤ Poteau (45×45) :

- Cas de 2^{ème} étage/4

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.76 \Rightarrow \lambda g < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.73\% !$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.0073 \times 45 \times 10 = 3.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.0073 \times 45 \times 15 = 4.92 \text{ cm}^2$$

$$V_u : \text{L'effort tranchant max } V_u = 97.94 \text{ kN}$$

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale :}$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 106.79 \times 10^3}{450 \times 400} 100 = 2.021 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante :}$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 106.79 \times 10^3}{450 \times 400} 150 = 3.33 \text{ cm}^2$$

➤ Poteau (40×40) :

- Cas de 5^{ème} étage/étage en attique

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.35 \Rightarrow \lambda g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$V_u : \text{L'effort tranchant max } V_u = 106.79 \text{ kN}$$

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale :}$$

$$A_t = \frac{2.5 \times 106.79 \times 10^3}{500 \times 400} 100 = 1.334 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante :}$$

$$A_t = \frac{2.5 \times 106.79 \times 10^3}{500 \times 400} 150 = 2.002 \text{ cm}^2$$

$$V_u : \text{L'effort tranchant max } V_u = 84.99 \text{ kN}$$

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale :}$$

$$A_t = \frac{2.5 \times 84.99 \times 10^3}{400 \times 400} 100 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$S_t = 15\text{cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 84.99 \times 10^3}{400 \times 400} 150 = 1.99 \text{ cm}^2$$

Les resultas se resument dans le tableau suivant :

Poteau	Etage	Hauteur	Elancement géométrique λ_g	Coefficient correcteur ρ_1	$A_t^{\min}$ zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	$A_t^{\min}$ zone courante ($S_t = 15\text{cm}$)	$A_{ad\text{opté}}$
50×50	ES	408	5.71	2,5	1,5	2,25	3,01
	RDC	357	5	2,5	1,5	2,25	3,01
	1 ^{ER}	306	4.28	3.75	3.65	5.47	6.28
45×45	2-3-4	306	4.76	3.75	3.28	4.92	6.28
40×40	5-6- attique	306	5.35	2,5	1,2	1,8	2,01

Tableau VI.1.6: Sections des armatures transversales.

3) Longueur minimal de recouvrement :

La longueur minimal de recouvrement est de : **40 θ en zone IIa.**

- Pour les **HA12** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \quad L_r = 50 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA14** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56\text{cm} \quad L_r = 60 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA16** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,6 = 64\text{cm} \quad L_r = 65 \text{ cm.}$$

4) Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

✓ Au niveau des poutres :

$L' = 2 \times h$; tel que : h est la hauteur de la poutre

✓ Au niveau des poteaux :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm \right)$$

h_1 et b_1 : sont les dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nus des poutres

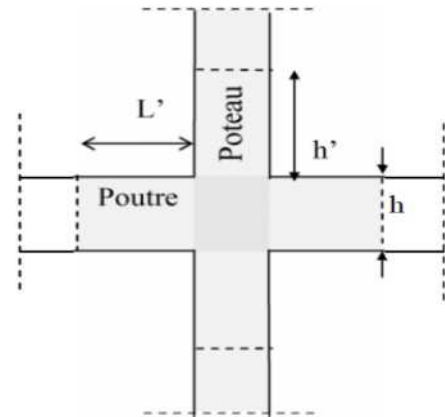


Fig VI.1.1 : zone nodale

(hauteur d'étage courant – hauteur de la poutre secondaire).

Poteau	H	h'
50×50 (es)	408	$h' = \max \left(\frac{408-35}{6}; 50; 50; 60cm \right) = 62.16cm$
50×50(RDC)	357	$h' = \max \left(\frac{357-35}{6}; 50; 50; 60cm \right) = 66cm$
50×50 (1er etage)	306	$h' = \max \left(\frac{306-35}{6}; 50; 50; 60cm \right) = 60cm$
45×45 2eme/4eme etage	306	$h' = \max \left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60cm \right) = 60cm$
40×40 5eme/attique	306	$h' = \max \left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60cm \right) = 60cm$

Tableau VI.1.7 : Délimitation de la zone nodale.

5) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

• Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante ;

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

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

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon **BAEL91** :

$$\tau_{bu} = \min(0.13f_{c28}, 5\text{MPa})$$

Niveau		V_u (k N)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	τ_b (MPa)	$\tau_{b adm}$ (MPa)	Vérification
50x50	e-sol	127.75	50	50	47	5.71	0.075	0.543	1.875	CV
	RDC	127.75	50	50	47	5	0.075	0.543	1.875	CV
	1er	127.75	50	50	47	4.28	0.04	0.543	1	CV
2eme /4eme 45x45		111.37	45	45	42	4.76	0.04	0.63	1	CV
-5-6-attique 40x40		85.36	40	40	37	5.35	0.075	0.62	1.875	CV

Tableau VI.1.8 : Vérification au cisaillement.

6) Ancrage des armatures (longueur de scellement) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adhérence.

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.44 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal ,la longueur de la partie ancré mesuré hors crochets est au moins égale à : **0,4 l_s** pour les aciers **HA**.

Pour les HA12 : l_a=0,4×42,33=16,93cm.

Pour les HA14 : l_a=0,4×49,38=19,75cm.

Pour les HA16 : l_a=0,4×56,44=22,58cm.

VI.1.7 Vérifications à l'ELS :

1)Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifié 99).

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle, une contrainte au plus égale à la limite élastique **f_e**.

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante dans le cas de la flexion composé :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

$$\text{Avec :} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

A_{min} : section minimal d'acier tendue.

f_e : contrainte limite des aciers élastiques.

f_{t28}: resistance de beton a la traction a l'age de 28 jours.

e_s: excentricité de l'effort normal a l' ELS.

b : hauteur utile.

d : largeur de la section de béton.

CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Niveaux	Poteaux	Effort normal (KN)		Moment (KN .m)		es (cm)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Observation
ES-RDC-1 ^{er}	50×50	N max	-1350.56	M cors	3.639	0.003	6.93	24.13	Condition Vérifié
		N min	-10.87	M cors	2.993	0.27	7.06		
		N cors	-103.89	M max	41.61	0.40	7,13		
2-3-4	45×45	N max	-876.86	M cors	6.418	0.007	5.58	18.47	Condition Vérifié
		N min	-69.14	M cors	9.787	0.14	5.63		
		N cors	-254.24	M max	31.048	0.12	5.62		
5-6-attique	40×40	N max	-445.81	M cors	5.936	0.01	4.37	13.57	Condition Vérifié
		N min	-2.06	M cors	-0.392	0.19	4.44		
		N cors	-78.06	M max	39.383	0.50	4.57		

Tableau VI.9 : Vérifications de la Condition de non fragilité

3) Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA (BAEL91/A.4.5.2).}$$

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ M Pa.}$
- Contrainte admissible de béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ M Pa.}$

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{section entièrement comprimée}$

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$

• Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

y_1 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre a 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 : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90.A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90.A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{4u}$

Si : $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec : $\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; $a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + 1 < h$$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A_s' \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement : on vérifie la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$$

- **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A_s')$$

- Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A_s' \times (0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

- Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times [A_s' \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

✓ Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre inférieure}$$

CHAPITRE VI:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Finalement : on vérifie la contrainte de compression dans le béton :

$$\max(\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \sigma_{\text{bc}}$$

Remarque : Si les contraintes sont négatives, nous referons le calcul avec une section partiellement comprimé.

section	Sollicitations	N _s (KN)	Ms (KN.m)	A _S = A _S ' (cm ²)	σ _{bsup}	σ _{binf}	$\overline{\sigma}_{\text{bc}}$	Observation
(50x50)	N _{max} -M _{corr}	-1350.56	3.639	6.93	5.58	5.23	15	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	-10.87	2.993	7.06	2.28	0	15	vérifiée
	M _{max} - N _{corr}	-103.89	41.61	7,13	4.94	0	15	vérifiée
(45x45)	N _{max} -M _{corr}	-876.86	6.418	5.58	6.08	4.88	15	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	-69.14	9.787	5.63	1.19	0	15	vérifiée
	M _{max} - N _{corr}	-254.24	31.048	5.62	3.63	0	15	vérifiée
(40x40)	N _{max} -M _{corr}	-445.81	5.936	4.37	3.34	2.23	15	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	-2.06	-0.392	4.44	0.24	0	15	vérifiée
	M _{max} - N _{corr}	-78.06	39.383	4.57	8.15	0	15	Vérifiée

Tableau VI.1-10 : Vérification des contraintes

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale A_s min correspondante recommandée par le règlement **RPA 99/ Version 2003** en zone **Ila**

Le ferrailage final adopté :

ZONE(I), Poteaux 50x50:

$$A_t = 12HA16 = 24.13 \text{ cm}^2$$

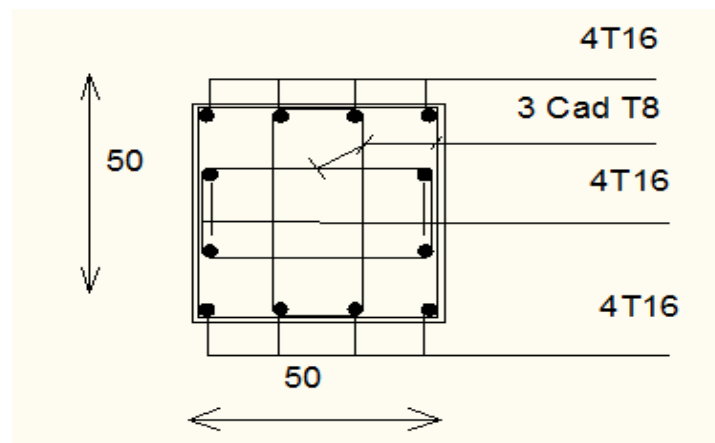


Fig VI .1.2 : ferrailage poteau 50x50

ZONE(II), Poteaux 45x45:

$$A_t = 12HA14 = 18.47\text{cm}^2$$

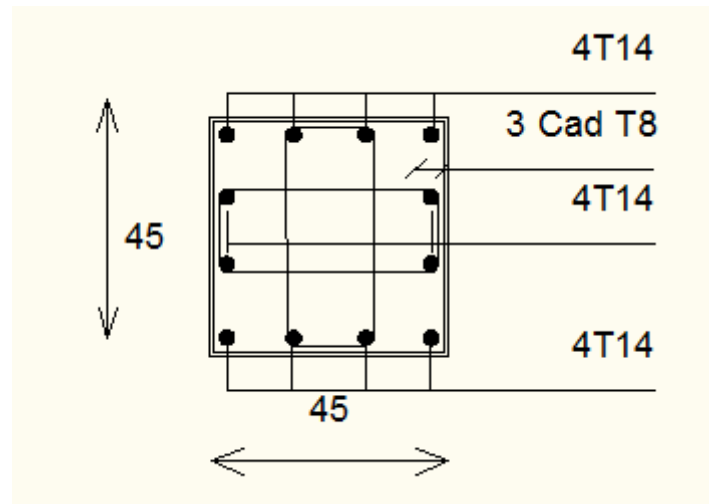


Fig VI .1.3 : ferrailage poteau 45x45

ZONE(I), Poteaux 40x40: $A_t = 12HA12 = 13.57\text{cm}^2$

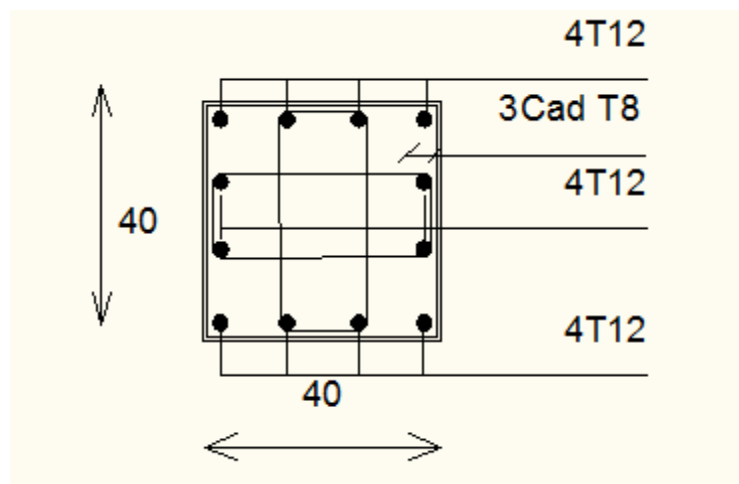


Fig VI .1.4 : ferrailage poteau 40x40

VI.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables obtenus après la modélisation par le logiciel Etabs.

VI.2.1. Recommandations et exigences du RPA :

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4 %** en zone courante;
 - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (30 × 40)	6.00	48	72
Poutre secondaire (30 × 35)	5.25	42	63

Tableau VI.2.1 : _Section des armatures longitudinales.

- La longueur minimale des recouvrements est de : $40\emptyset$ en zone II;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (**90°**).

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
 $\text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset\right);$
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$\emptyset$: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a. Ferrailage des poutres :

- **Poutre principale reliés aux voiles :**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{93.125 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14,2} = 0,155 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,9155$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{93.125 \times 10^3}{0,9155 \times 37.5 \times 348} = 7.794 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{122.212 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14,2} = 0,204 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,885$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{122.212 \times 10^3}{0,885 \times 37.5 \times 348} = 10.58 \text{ cm}^2$$

- **Poutre principale:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73.153 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14,2} = 0,122 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,935$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{73.153 \times 10^3}{0,935 \times 37.5 \times 348} = 5.99 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{105.621 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14,2} = 0,176 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,902$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{105.621 \times 10^3}{0,902 \times 37.5 \times 348} = 8.97 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaires reliés aux voiles :**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73.831 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 14,2} = 0,164 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$
$$\Rightarrow \beta = 0,910$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{73.831 \times 10^3}{0.910 \times 32.5 \times 348} = 7.17 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{77.22 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 14,2} = 0,172 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$
$$\Rightarrow \beta = 0,905$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{77.22 \times 10^3}{0,905 \times 32.5 \times 348} = 7.54 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaires:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46.96 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 14,2} = 0,1 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$
$$\Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{46.96 \times 10^3}{0.974 \times 32.5 \times 348} = 4.26 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{60.314 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 14,2} = 0,134 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$
$$\Rightarrow \beta = 0,929$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{60.314 \times 10^3}{0,929 \times 32.5 \times 348} = 5.74 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

- **Ferrailage des poutres principales (30×40) reliés aux voiles :**

	$M_{\max}$ (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	93.125	0.155	SSA	0,9155	7.794	3HA14(fil) + 3HA12 (chap)	8.01
Aux appuis	122.212	0,204	SSA	0,885	10.58	3HA16(fil) +3HA14 (chap)	10.65

Tableau VI.2.2 : ferrailage des poutres principales reliés aux voiles

- **Ferrailage des poutres principales (30×40) :**

	$M_{\max}$ (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	73.153	0.122	SSA	0.935	5.99	3HA16(fil)	6.03
Aux appuis	105.621	0.176	SSA	0.902	8.97	3HA16(fil) +3HA14 (chap)	10.65

Tableau VI.2.3 : ferrailage des poutres principales

- **Ferrailage des poutres secondaires (30×35) :**

	$M_{\max}$ (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	46.96	0.1	SSA	0,947	4.26	3HA14(fil)	4.62
Aux appuis	60.314	0.134	SSA	0,929	5.74	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8.01

Tableau VI.2.4 : ferrailage des poutres secondaires.

- **Ferrailage des poutres secondaires reliés aux voiles (30×35):**

	$M_{\max}$ (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	73.831	0.164	SSA	0,910	7.17	3HA14(fil) +3HA12(chap)	8.01
Aux appuis	77.22	0.172	SSA	0,905	7.54	3HA14(fil) +3HA12(chap)	8.01

Tableau VI.2.5 : ferrailage des poutres secondaires reliés aux voiles .

VI.2.3. Vérifications à l'ELU:

a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales Reliés aux voiles	En travée	8.01	6.00	CV
	Aux appuis	10.65		CV
Poutres principales	En travée	6.03		CV
	Aux appuis	10.65		CV
Poutres secondaires Reliés aux voiles	En travée	8.01	5.25	CV
	Aux appuis	8.01		CV
Poutres secondaires	En travée	4.62	5.25	CV
	Aux appuis	8.01		CV

Tableau VI.2.6 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

a. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Calcul de l'espacement S_t :

Calcul de S_t (cm)				$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [10;19.2]	$S_t = 10$	0,90	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [8,75;16.8]	$S_t = 10$	0,90	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t = 15$	1,35	

Tableau VI.2.7: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

b. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU;}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Principales Reliés aux voiles	$T_{\max}$	169.76	30	37.5	1.50	3,33	Condition vérifiée
Principales	$T_{\max}$	98.85	30	37.5	0.87	3.33	Condition vérifiée
Secondaires Reliés aux voiles	$T_{\max}$	189.54	30	32.5	1.94	3,33	Condition vérifiée
Secondaires	$T_{\max}$	106.79	30	32.5	1.09	3,33	Condition vérifiée

Tableau VI.2.8: Vérification au cisaillement.

c. Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9bd f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	$\bar{T}_u$ (KN)	observation
Principales reliés aux voiles	$T_{\max}$	169.76	30	37.5	25	675	Condition vérifiée
Principales	$T_{\max}$	98.85	30	37.5	25	675	Condition vérifiée
Secondaires reliés aux voiles	$T_{\max}$	189.54	30	32.5	25	585	Condition vérifiée
Secondaires	$T_{\max}$	106.79	30	32.5	25	585	Condition vérifiée

Tableau VI.2.9: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \text{ Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si: $\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales: $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 98.85 - \frac{105.621}{0.9 \times 0.375} = -214.10 < 0$
- Pour les poutres principales: $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 169.76 - \frac{122.212}{0.9 \times 0.375} = -192.34 < 0$
reliés aux voiles
- Pour les poutres secondaires: $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 189.54 - \frac{77.22}{0.9 \times 0.33} = -74.46 < 0$
reliés aux voiles
- Pour les poutres secondaires: $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 106.79 - \frac{45.308}{0.9 \times 0.33} = -45.76 < 0$

$\Rightarrow$ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

d. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

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

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement **HA**

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

- **Poutres principales reliés aux voiles :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,6 = 30,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{98,85 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 301,4} = 0,97 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,6 = 30,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{169,76 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 301,4} = 1,66 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- **Poutres Secondaires reliés aux voiles :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{189,54 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 263,76} = 2,45 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 2,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- **Poutres Secondaires:**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{106,79 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 263,76} = 1,36 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

e. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$ avec: $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les $\emptyset_{14}$: $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset_{12}$: $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les $\emptyset_{14}$: $L_a = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset_{12}$: $L_a = 16,93 \text{ cm}$

CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

VI.2.4. Vérifications à L'ELS :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec: $A_{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales reliés aux voiles	En travée	8.01	1,358	Condition vérifiée
	Aux appuis	10.65	1,358	Condition vérifiée
Poutres principales	En travée	6.03	1,358	Condition vérifiée
	Aux appuis	10.65	1,358	Condition vérifiée
Poutres secondaires reliés aux voiles	En travée	8.01	1,177	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.01	1,177	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	4.62	1,177	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.01	1,177	Condition vérifiée

Tableau VI.2.10: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logicielle ETABS: $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- Poutres principales reliés aux voiles :

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5}{500} = 0,01 \text{ m} \\ f_{ETABS} = 0,00041 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow f_{ETABS} = 0,00041 \text{ m} < \bar{f} = 0,01 \text{ m} \Rightarrow \text{C. V}$$

- Poutres principales:

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5}{500} = 0,01 \text{ m} \\ f_{ETABS} = 0,00041 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow f_{ETABS} = 0,00021 \text{ m} < \bar{f} = 0,01 \text{ m} \Rightarrow \text{C. V}$$

- Poutres secondaires reliés aux voiles :

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,1}{500} = 0,0082 \text{ m} \\ f_{ETABS} = 0,00002 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow f_{ETABS} = 0,00002 \text{ m} < \bar{f} = 0,0082 \text{ m} \Rightarrow \text{C. V}$$

- **Poutres secondaires:**

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4.1}{500} = 0,0082 \text{ m} \\ f_{ETABS} = 0,00002 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow f_{ETABS} = 0,00001 \text{ m} < \bar{f} = 0,0082 \text{ m} \Rightarrow \text{C. V}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

c) Vérification des contraintes :

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} \Rightarrow \left\{ \frac{K_1}{\beta_1} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

• **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Poutres		Moments (KN.m)		combinaison
Poutres principales reliés aux voiles	Travée	M _{st}	33.87	ELS
	Appuis	M _{sa}	-54.636	ELS
Poutres principales	Travée	M _{st}	31.12	ELS
	Appuis	M _{sa}	35.88	ELS
Poutres secondaires reliés aux voiles	Travée	M _{st}	28.958	ELS
	Appuis	M _{sa}	-47.336	ELS
Poutres secondaires	Travée	M _{st}	26.996	ELS
	Appuis	M _{sa}	-29.481	ELS

Tableau VI.2.11: Moments à l'ELS.

CHAPITRE VI:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres		Moment à l'ELS (KN.m)	ρ	β_1	K_1	A_{st} (cm ²)	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
P.P reliés aux	Travée	33.87	0.712	0,877	25.65	8.01	37.5	128.57	348	C.V.	5.01	15	C.V.
	Appuis	-54.636	0.946	0.863	21.50	10.65	37.5	158.52	348	C.V.	7.37	15	C.V.
P.P	Travée	31.12	0.536	0.891	30.87	6.03	37.5	137.62	348	C.V.	4.45	15	C.V.
	Appuis	35.88	0.946	0.863	21.50	10.65	37.5	89.84	348	C.V.	4.17	15	C.V.
P.S reliés aux voiles	Travée	28.958	0.821	0,870	23.46	8.01	32.5	127.85	348	C.V.	5.44	15	C.V.
	Appuis	-47.336	0.821	0,870	23.46	8.01	32.5	209	348	C.V.	8.90	15	C.V.
P.S	Travée	26.996	0.473	0.856	23.46	4.62	32.5	210	348	C.V.	8.95	15	C.V.
	Appuis	-29.481	0.821	0,870	23.46	8.01	32.5	130.16	348	C.V.	5.54	15	C.V.

Tableau VI.2.12: Vérifications des contraintes à L'ELS.

Schéma de ferraillage des poutres :

➤ Poutres principales reliées aux voiles :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

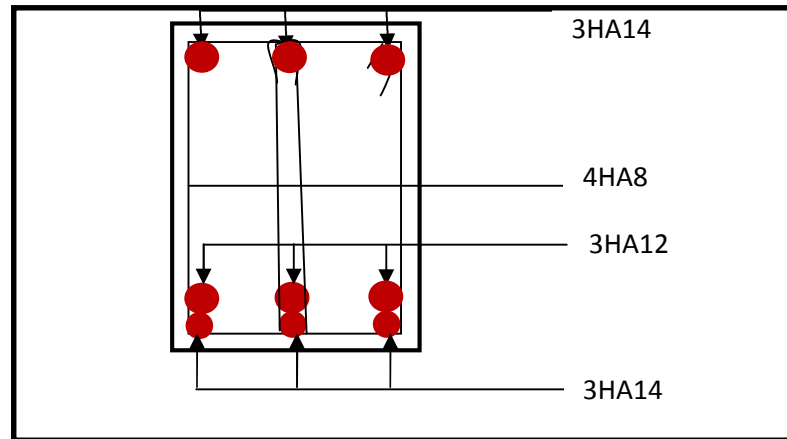


Fig : VI.2.1: Ferrailage en travée d'une poutre principale reliée aux voiles .

• Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA16
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

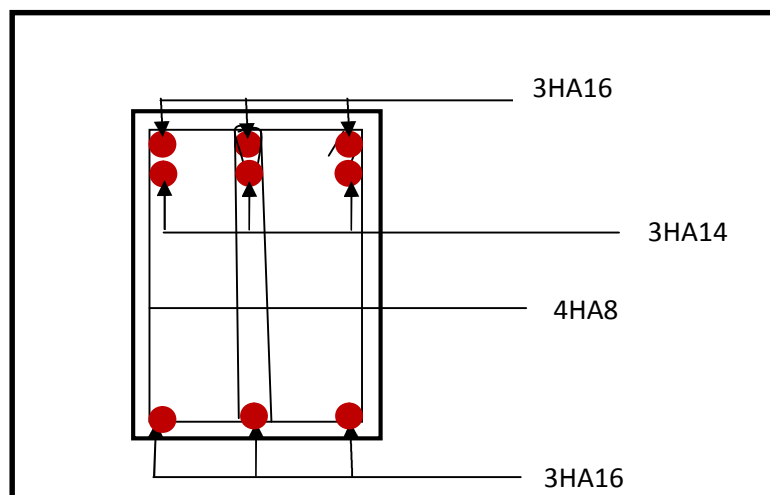


Fig :VI.2.2: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale reliée aux voiles .

:

➤ **Poutres principales :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

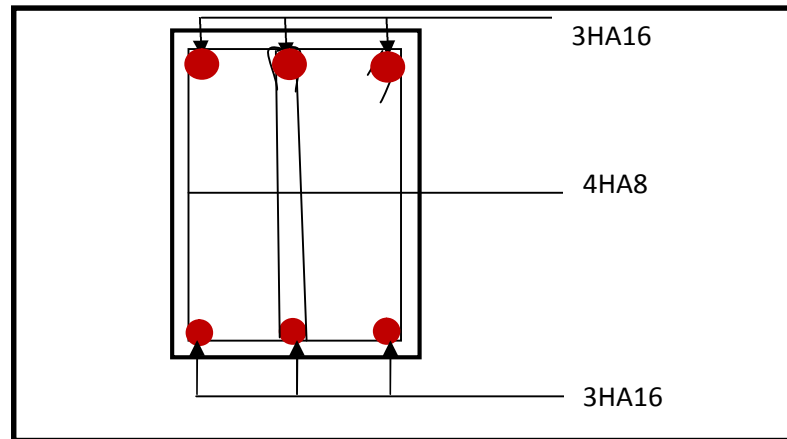


Fig : VI.2.3: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

• **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA16
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

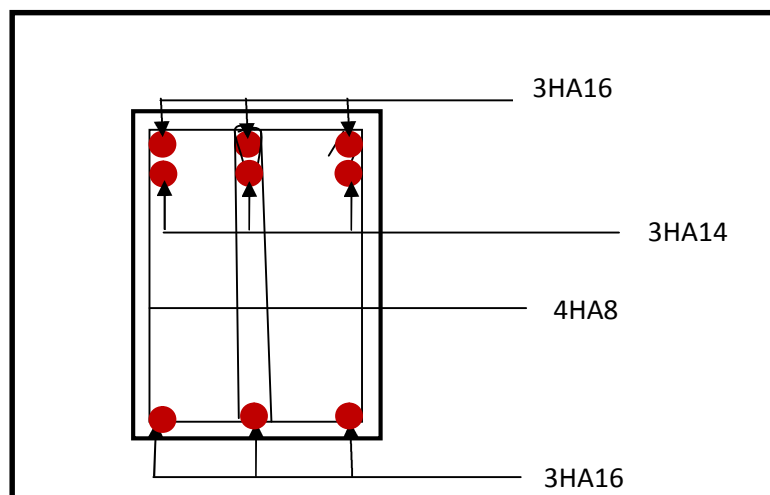


Fig :VI.2.4: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

➤ **Poutres secondaires reliées aux voiles :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

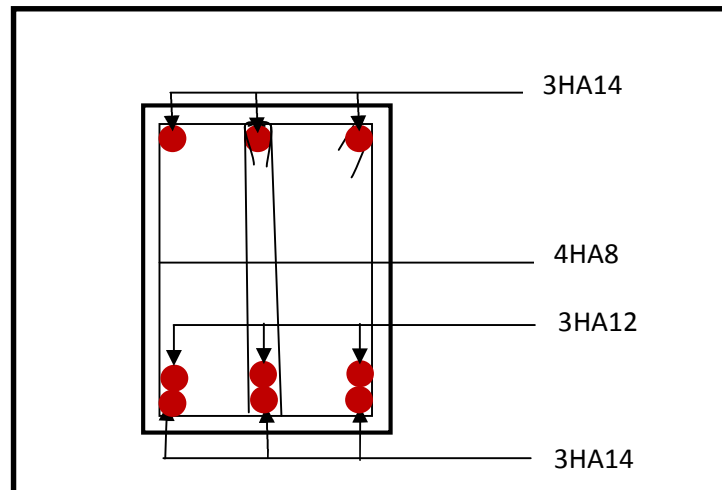


Fig : VI.2.5 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire reliée aux voiles .

✓ **Sur appuis:**

- Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

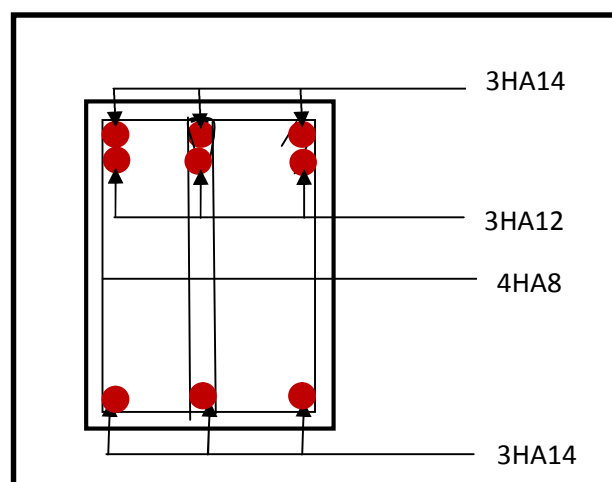


Fig : VI.2.6 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire reliée aux voiles

➤ **Poutres secondaires:**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

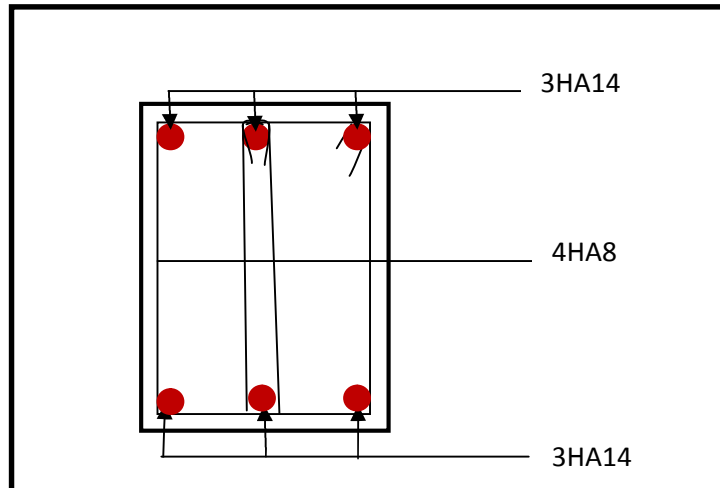


Fig. : VI.2.7 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ **Sur appuis:**

- Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

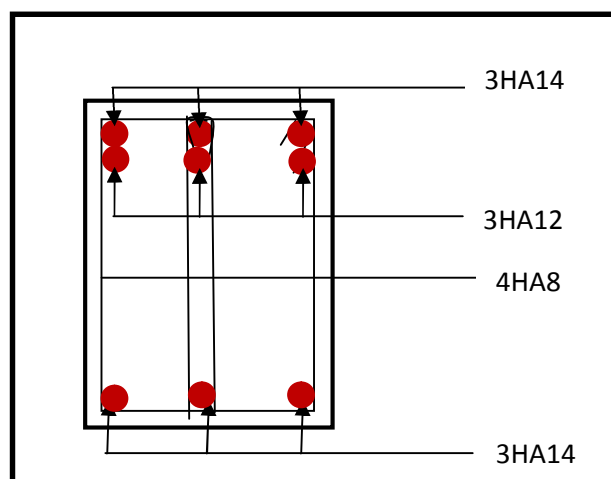


Fig. : VI.2.8 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire

VI.3) FERRAILLAGE DES VOILES

VI.3.1) Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferriller par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I** : Entre sol, RDC, 1er étage
- **Zone II** : 2,3 et 4 ème étage
- **Zone III** : 5 ,6 , 7ème étage

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :

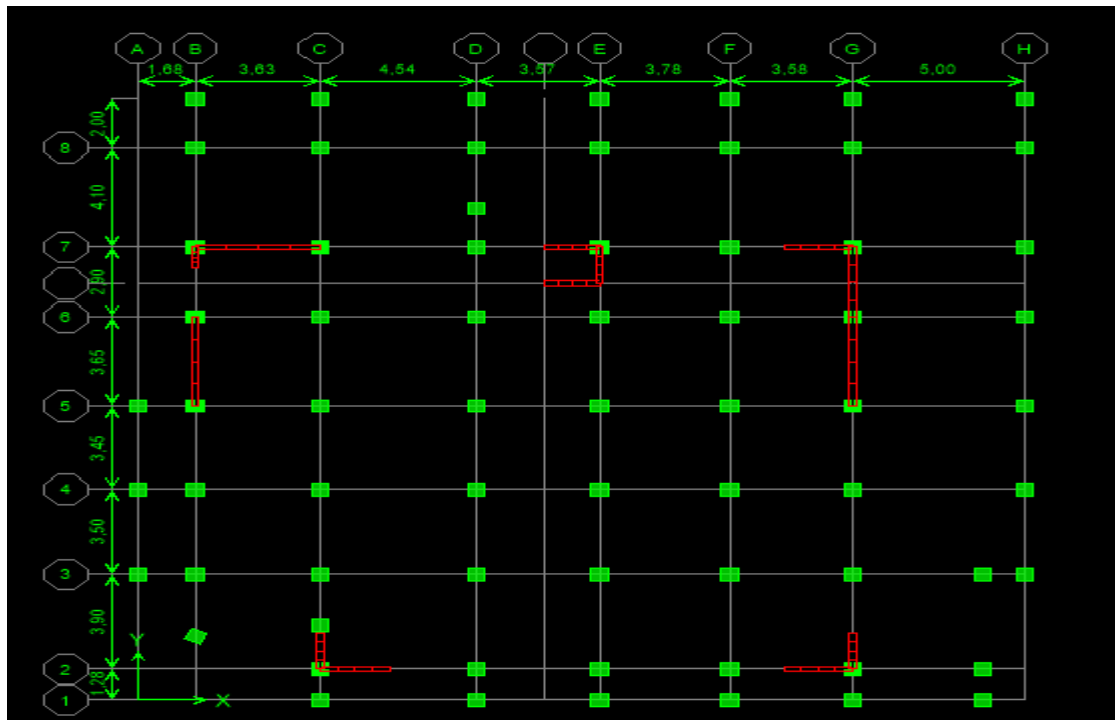


Fig.VI.3.1 : Disposition des voiles dans notre structure

✓ Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- 1.35G+1.5Q à l'ELU
- G+Q±E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

VI.3. 2) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : Section du voile **B = e × L**

I : Inertie du voile

V, V' : Bras de levier (**V = V' = $\frac{L_{\text{voile}}}{2}$**)

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \longrightarrow [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L : longueur du voile.

Après on aura La longueur de la zone tendue **L_t** tel que :

$$L_t = L - L_c$$

CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

VI.3.3) Déterminations des armatures :

A. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Effort normale N_i	Effort normale N_{i+1}	Section d'armatures verticales (A_{vi})	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{\min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ $0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{\min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{\min} \geq 0,002 B$	

Tableau VI.3.1 : Calcul des armatures verticales.

Avec :

e : épaisseur du voile

B : section du tronçon considéré ;

d : la longueur de la bande sur la quelle se fera le ferrailage

$$\begin{cases} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400\text{MPa}; & f_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348\text{MPa}; & f_{bc} = 14,20\text{MPa} \end{cases}$$

$\sigma_{\max}$: La contrainte la plus défavorable max

$\sigma_{\min}$: Contrainte la plus défavorable min

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

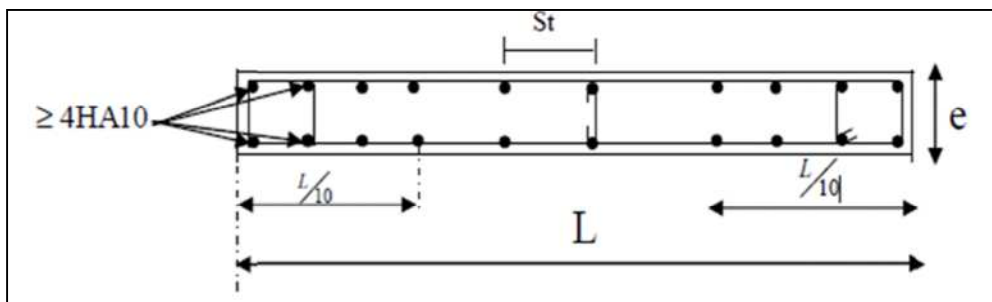


Fig.VI.3.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

B. Armatures horizontales

D'après (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieure dans chaque nappes d'armatures

Et d'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section des armatures verticales

C. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

D. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec:

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

❖ Remarque

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

F. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

➤ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ A_h : 0,15%B globalement dans la section du voile
- ✓ A_h : 0,10%B en zone courante

Avec :

B : Section du béton

➤ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5e & \text{Avec : } e = 20\text{cm : épaisseur du voile} \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

➤ Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ 40 $\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20 $\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Diameter maximal :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égale à $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,11 = 0,1 \times 200 = 20\text{mm}.$$

VI.3.4) Les vérifications

a. Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : (G+Q) L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\overline{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

➤ D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

➤ D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

Avec:

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

VI.3.5) Exemple de calcul :

A. Ferrailage des armatures

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale $L = 2\text{m}$ sur la zone1. (VL1)

1) Caractéristiques géométriques :

$$\begin{cases} L = 2\text{m} \\ e = 20\text{cm} \\ B = 0,4\text{m}^2 \end{cases}$$

2) Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\checkmark \sigma_{\max} = 6079,87 = \text{KN/m}^2$$

$$\checkmark \sigma_{\min} = -8436,57 \text{KN/m}^2$$

3) Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{6079,87}{6079,87 + 8436,57} \times 2 = \mathbf{0,83m}$$

$$L_t = L - L_c = 2 - 0,83 = \mathbf{1,17m}$$

4) Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{3,68}{2}; \frac{2}{3} \times 0,83\right) = \min(1,84; 0,55) = \mathbf{0,55m}$$

Avec :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4,08 - 0,40 = 3,68m$$

5) Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{8436,57(1,17 - 0,58)}{1,17} = \mathbf{4254,33KN/m^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{8436,57 + 4254,33}{2} \times 0,58 \times 0,20 = \mathbf{736,07KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4254,33}{2} \times 0,58 \times 0,20 = \mathbf{246,75KN}$$

6) Calcul des armatures verticales :

✓ 1^{ère} band .:

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{736,07}{400 \times 10^{-1}} = 18,4cm^2$$

✓ 2^{ème} band :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{246,75}{400 \times 10^{-1}} = 6,16cm^2$$

7) Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{258,11 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 9,93 \text{ cm}^2$$

8) Armatures minimales :

$$\begin{aligned} A_{\min} &\geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\% B \right) \\ &= \max \left(\frac{0,58 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0,58 \times 0,20 \right) \\ A_{\min} &= \max (6,09; 2,32) = 6,09 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

9) Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (18,4) + \left(\frac{9,93}{4}\right) = 20,88 \text{ cm}^2 / \text{bande}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (6,16) + \left(\frac{9,93}{4}\right) = 8,64 \text{ cm}^2 / \text{bande}$

10) Ferrailage adopté :

Le ferrailage adopté est donné dans le tableau suivant

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 20,88 \text{ cm}^2$	$2 \times 6\text{HA}16 = 24,13 \text{ cm}^2$	$S_t = 10 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 8,64 \text{ cm}^2$	$2 \times 6\text{HA}12 = 13,57 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$

Tableau VI.3.2 : Ferrailage adopté.

11) Armatures horizontales :

✓ D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{24,13}{4} = 6,03 \text{ cm}^2$

✓ D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\% B = 0,0015 \times 20 \times 117 = 3,51 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 6,03 \text{ cm}^2$.

Soit : $9\text{HA}12 = 10,18 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m}$ de hauteur ; avec $S_h = 12 \text{ cm}$.

12) Armatures transversals :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec (4HA8)

B. Les vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm et } 15 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 12 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{659,06 \times 10^3}{0,4 \times 10^6 + 15 \times 37,7 \times 10^2} = 1,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

✓ Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e.d} = \frac{1,4 \times 258,11 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2000} = 1,003 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,003 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{258,11 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2000} = 0,716 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,716 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **NOTE**

Le ferrailage de tous les voiles dans chaque zone est résumé dans les tableaux suivant :

CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

❖ Ferrailage du VL1 = 2m

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	2
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,4	0,4	0,4
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		6079,87	3093,14	2727,35
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-8436,57	-4883,64	-1071,49
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		258,11	208,92	151,95
	L _t (m)		1,16	1,22	0,56
	L _c (m)		0,84	0,78	1,44
	d (m)		0,581	0,612	0,282
	σ_1 [KN/m ²]		4218,285	2441,820	535,745
	N (kN)	N ₁	735,47	448,49	45,33
		N ₂	245,156	149,496	15,111
	A _v (cm ²)	A _{v1}	18,39	11,21	1,13
		A _{v2}	6,13	3,74	0,38
	A _{vi} (cm ²)		9,94	8,04	5,85
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	20,87	13,22	2,60
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	8,61	5,75	1,84
	A _{min} (cm ²)		6,10	6,43	2,96
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24,13	18,47	13,57
		Bonde 2	13,57	9,42	9,42
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 6HA16	2x 6HA14	2x 6HA12
		Bonde 2	2x 6HA12	2x 6HA10	2 x 6HA10
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1,74	1,84	0,85
	A _H /nappe (cm ²)		6,03	4,62	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		13HA12/nappe	13HA10/nappe	13HA8/nappe
Vérification des contraintes	esp =20cm		(A=14.70cm ²)	(A=10.21cm ²)	(A=6.53cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,717	0,580	0,422
		τ_b (MPa)	1,004	0,812	0,591
	ELS	N _s (kN)	659,06	453,13	226,62
		σ_b (MPa)	1,44	1,03	0,53

Tableau VI.3.3 : Ferrailage des voiles longitudinales de 2m (VL1)

CHAPITRE VI:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

❖ Ferrailage du VL2=3,63m

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,63	3,63	3,63
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,726	0,726	0,726
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		3487,06	1575,88
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-7844,85	-4002,88
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		688,1	506,15
	L _t (m)		2,51	2,60
	L _c (m)		1,12	1,03
	d (m)		1,256	1,302
	σ_1 [KN/m ²]		3922,425	2001,440
	N (kN)	N ₁	1478,54	781,94
		N ₂	492,848	260,648
	A _v (cm ²)	A _{v1}	36,96	19,55
		A _{v2}	12,32	6,52
	A _{vi} (cm ²)		26,49	19,49
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	43,59	24,42
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	18,94	11,39
	A _{min} (cm ²)		13,19	13,67
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	44.23	33.87
		Bonde 2	20,11	15,39
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 11HA16	2x 11HA14
		Bonde 2	2x 5HA16	2x 5HA14
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,77	3,91
	A _H /nappe (cm ²)		12,27	7,86
	Choix des barres/nappe (cm ²)		13HA12/nappe	13HA10/nappe
	esp =20cm		(A=14.70cm ²)	(A=10,21cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	1,053	0,775
		τ_b (MPa)	1,474	1,084
	ELS	N _s (kN)	1681,63	1183,92
		σ_b (MPa)	2,03	1,49

Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles longitudinales de 3,63m (VL2)

CHAPITRE VI:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

❖ Ferrailage du VL3=1,58m

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,58	1,58	1,58
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,316	0,316	0,316
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	2485,39	1776,99	1060,04
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-6730,19	-5180,81	-3354,42
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	123,28	129,24	116,44
	L _t (m)	1,15	1,18	1,20
	L _c (m)	0,43	0,40	0,38
	d (m)	0,577	0,588	0,600
	σ_1 [KN/m ²]	3365,095	2590,405	1677,210
	N (kN)	N ₁	582,44	457,13
		N ₂	194,146	152,377
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14,56	11,43
		A _{v2}	4,85	3,81
	A _{vj} (cm ²)		4,75	4,98
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	15,75	12,67
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,04	5,05
	A _{min} (cm ²)		6,06	6,18
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18,47	13,57
		Bonde 2	9,42	9,42
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 6HA14	2x 6HA12
		Bonde 2	2x 6HA10	2x 6HA10
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1,73	1,76
	A _H /nappe (cm ²)		4,62	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		13HA12/nappe	13HA10/nappe
	esp =20cm		(A=14.70cm ²)	(A=10,21cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,433	0,454
		τ_b (MPa)	0,607	0,636
	ELS	N _s (kN)	773,48	582,51
		σ_b (MPa)	2,16	1,66

Tableau VI.3.5: Ferrailage des voiles longitudinales de 1,58m (VL3)

CHAPITRE VI:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

❖ Ferrailage du VT1=1,5m eT VT5= 1,5 m

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,5	1,5	1,5
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,3	0,3	0,3
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	3373,52	1180,39	918,89
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-6776,65	-3192,72	-2821,28
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	218,09	75,12	68,66
	L _t (m)	1,00	1,10	1,13
	L _c (m)	0,50	0,40	0,37
	d (m)	0,501	0,548	0,566
	σ_1 [KN/m ²]	3388,325	1596,360	1410,640
	N (kN)	N ₁	262,23	239,42
		N ₂	87,410	79,805
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12,72	5,99
		A _{v2}	4,24	2,00
	A _{vi} (cm ²)		8,40	2,64
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	14,82	6,65
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6,34	2,66
	A _{min} (cm ²)		5,26	5,94
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18,47	9,42
		Bonde 2	9,42	9,42
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 6HA14	2x 6HA12
		Bonde 2	2x 6HA10	2x 6HA10
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1,50	1,64
	A _H /nappe (cm ²)		4,62	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		13HA12/nappe	13HA10/nappe
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,808	0,278
		τ_b (MPa)	1,131	0,390
	ELS	N _s (kN)	741,37	559,25
		σ_b (MPa)	2,17	1,67
				1,06

Tableau VI.3.6: Ferrailage des voiles transversaux de 1,5m (VT1)

CHAPITRE VI:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

❖ Ferrailage du VT2=3,65m

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,65	3,65	3,65
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,73	0,73	0,73
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		5102,53	2712,7	1848,01
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-7760,35	-3452,36	-3099,74
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		694,51	441,02	238,12
	L _t (m)		2,20	2,04	2,29
	L _c (m)		1,45	1,61	1,36
	d (m)		1,101	1,022	1,143
	σ_1 [KN/m ²]		3880,175	1726,180	1549,870
	N (kN)	N ₁	1281,68	529,24	531,61
		N ₂	427,226	176,412	177,205
	A _v (cm ²)	A _{v1}	32,04	13,23	13,29
		A _{v2}	10,68	4,41	4,43
	A _{vi} (cm ²)		26,74	16,98	9,17
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	38,73	17,48	15,58
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	17,37	8,66	6,72
	A _{min} (cm ²)		11,56	10,73	12,01
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	44.23	33.87	24.88
		Bonde 2	21,51	15,83	11
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 11HA16	2x 11HA14	2x 11HA12
		Bonde 2	2x 7HA14	2x 7HA12	2 x 7HA10
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,30	3,07	3,43
	A _H /nappe (cm ²)		11,00	5,38	5,38
	Choix des barres/nappe (cm ²)		13HA12/nappe	13HA10/nappe	13HA8/nappe
Vérification des contraintes	esp =20cm		(A=14.70cm ²)	(A=10,21cm ²)	(A=6.53cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,057	0,671	0,362
		τ_b (MPa)	1,480	0,940	0,507
	ELS	N _s (kN)	1208,59	719,1	313,56
		σ_b (MPa)	1,46	0,91	0,40

Tableau VI.3.7: Ferrailage des voiles transversaux de 3,65m (VT2)

CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

❖ Ferrailage du VT3=2,90m

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,9	2,9	2,9
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,58	0,58	0,58
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	2105,68	1719,95	804,16
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-5237,25	-2785,42	-2066,5
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	477,05	358,53	197,84
	L _t (m)	2,07	1,79	2,09
	L _c (m)	0,83	1,11	0,81
	d (m)	1,034	0,896	1,044
	σ_1 [KN/m ²]	2618,625	1392,710	1033,250
	N (kN)	N ₁	812,45	374,55
		N ₂	270,817	124,850
	A _v (cm ²)	A _{v1}	20,31	9,36
		A _{v2}	6,77	3,12
	A _{vj} (cm ²)		18,37	13,80
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	24,90	12,81
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11,36	6,57
	A _{min} (cm ²)		10,86	9,41
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	28,15	21,55
		Bonde 2	21,51	15,83
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 7HA16	2x 7HA14
		Bonde 2	2x 7HA14	2x 7HA12
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3,10	2,69
	A _H /nappe (cm ²)		7,04	5,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		13HA12/nappe	13HA10/nappe
Vérification des contraintes	esp =20cm		(A=14.70cm ²)	(A=10,21cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,914	0,687
		τ_b (MPa)	1,279	0,962
	ELS	N _s (kN)	949,49	565,51
		σ_b (MPa)	1,45	0,89

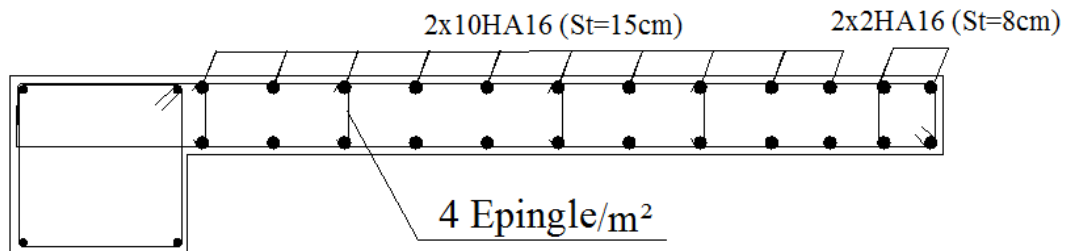
CHAPITRE VI:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

❖ Ferrailage du VT4=0,85m

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,85	0,85	0,85
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,17	0,17	0,17
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	4689,66	2545,32	1549
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-7924,13	-5899,14	-1439,71
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	160,96	147,9	113,08
	L _t (m)	0,53	0,59	0,41
	L _c (m)	0,32	0,26	0,44
	d (m)	0,267	0,297	0,205
	σ_1 [KN/m ²]	3962,065	2949,570	719,855
	N (kN)	N ₁	317,35	262,72
		N ₂	105,783	87,572
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,93	6,57
		A _{v2}	2,64	2,19
	A _{vi} (cm ²)	6,20	5,69	4,35
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	9,48	7,99
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	4,19	3,61
	A _{min} (cm ²)	2,80	3,12	2,15
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18,47	13,57
		Bonde 2	13,57	13,57
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 6HA14	2x 6HA12
		Bonde 2	2x 6HA12	2x 6HA12
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		0,80	0,89
	A _H /nappe (cm ²)		4,62	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		13HA12/nappe	13HA10/nappe
Vérification des contraintes	esp =20cm		(A=14.70cm ²)	(A=10,21cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	1,052	0,967
		τ_b (MPa)	1,473	1,353
	ELS	N _s (kN)	365,97	271,09
		σ_b (MPa)	1,68	1,29

Tableau VI.3.9: Ferrailage des voiles transversaux de 0,85m (VT4)

ZONE I



FigVI.3.3 : exemple de ferrailage de voile VL1

VII) ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**VII.1) Introduction**

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges au sol provenant de la superstructure ; elles forment une assise rigide .

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Répondre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a-Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de grande capacité portante

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b-Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VII.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 $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3) Choix et type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du sol de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII .4) Dimensionnement

1) Semelle isolée sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s max qui est obtenue à la base de tous les poteaux du L'E NTRE SOL .

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{50} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

❖ Exemple

$$N_{ser} = 1350,56 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad B = 2,59 \text{ m}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1350,56}{200}} \Rightarrow B \geq 2,59 \text{ m}$$

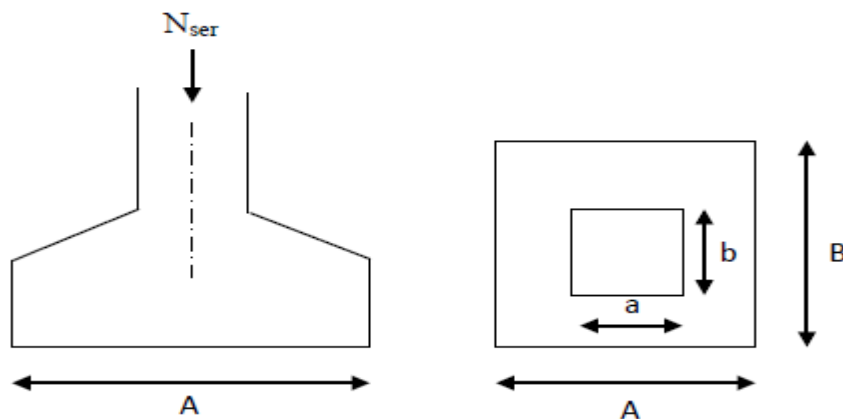


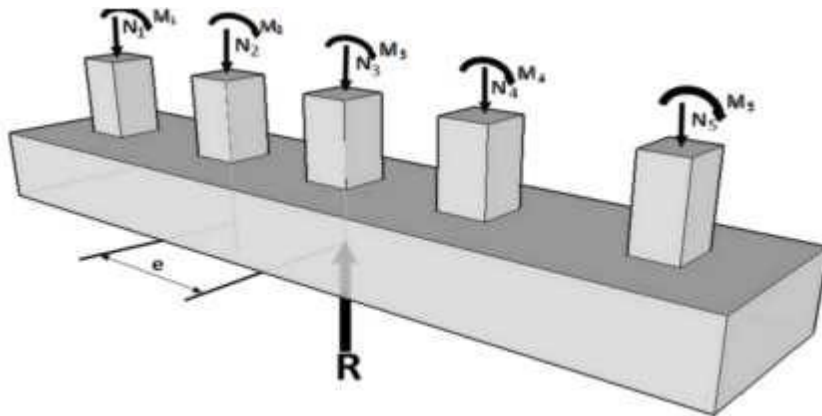
Fig VII.1 : schéma de la semelle isolée.

Remarque :

On remarque que l'utilisation de la semelle isolée est impossible à cause de chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

2) Semelles filantes**a) Semelles filantes sous poteaux :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**❖ Etapes de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

e_i : Excentricité par rapport au centre de gravité.

- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{l}{6} \quad \Rightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$e > \frac{l}{6} \quad \Rightarrow \quad \text{Répartition triangulaire}$$

$$\begin{cases} q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \\ q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \\ q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) \end{cases}$$

- détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{l}{4})}{\sigma_{sol}}$

❖ **Détermination de la résultante des charges :**

On fera le calcul sur le portique le plus sollicité

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

files	Ni	Mi	ei	Ni ei
1	514,61	-0,552	12,39	6376,01
2	633,53	-1,762	10,39	6582,37
3	1266,40	-0,515	7,89	9991,89
4	1329,36	0,272	6,29	8361,67
5	1350,56	0,186	3,39	4578,39
6	1300,31	0,326	-0,26	-338,08
7	959,59	3,899	- 3,71	-3560,07
8	940,78	1,18	-7,21	-6783,02
9	157,47	1,85	-11,11	-1749,49
10	213,66	1,989	- 12,39	-2647,24
Somme	8665,66	6,873	/	20812,43

Tableau VII.1 : Résultante des charges sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum Ni ei + \sum Mi}{R} = \frac{20812,43 + 6,873}{8665,66} = 2,4$$

$$e = 2,4 < \frac{l}{6} = \frac{24,78}{6} = 4,13 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

❖ **Calcul des contraintes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\min} = \frac{8665,66}{24,78} \left(1 - \frac{6(2,4)}{24,78} \right) \\ q_{\max} = \frac{8665,66}{24,78} \left(1 + \frac{6(2,4)}{24,78} \right) \\ q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{8665,66}{24,78} \left(1 + \frac{3(2,4)}{24,78} \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_{\min} = 146,48 \text{ KN/ml} \\ q_{\max} = 552,92 \text{ KN/ml} \\ q\left(\frac{l}{4}\right) = 451,92 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

❖ La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(\frac{1}{4})}{\sigma_{sol}} \implies B \geq \frac{451,92}{200} \implies B \geq 2,25$$

❖ Surface totale de la semelle filante sous poteau :

$$S_{t\text{ pot}} = B \times L \times n$$

Avec :

n : nombre de portique dans le sens considéré.

- **L1= 6,95 m** $\implies S_{pL1} = 6,95 \times 2,25 = 15,63\text{m}^2$
- **L2= 24,78 m** $\implies S_{pL2} = 24,78 \times 2,25 \times 5 = 278,77\text{m}^2$
- **L3= 19,6m** $\implies S_{pL3} = 19,6 \times 2,25 = 44,1\text{m}^2$
- **L4= 5,18 m** $\implies S_{pL4} = 5,18 \times 2,25 = 11,65\text{m}^2$
- **L5= 22,15 m** $\implies S_{pL5} = 22,15 \times 2,25 = 49,83\text{m}^2$

$$\implies S_{t\text{ pot}} = 399,98 \text{ m}^2$$

b) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

Avec :

 σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,2\text{MPa}$)**B** : Largeur de la semelle**L** : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	N_{ser} (KN)	L (m)	B (m)	$S = B.L$ (m ²)
VL1	1135,48	2	3,78	5,67
VL1'	883,39	2	2,94	4,41
VL1''	1177,54	2	3,92	5,88
VL2	2897	3,63	3,99	14,48
VL3	1490,88	1,58	4,71	7,44
Totale =				37,86

Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinales)

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 37,86m^2$

Voiles	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S = B.L (m ²)
VT1	988,93	1,5	3,29	4,93
VT1'	785,19	1,5	2,61	3,91
VT1''	1569,35	1,5	5,23	7,87
VT2	2147,91	3,65	2,94	10,73
VT2'	1859,15	3,65	2,54	9,27
VT3	1998,77	2,90	3,44	9,97
VT4	1125,02	0,85	6,61	5,61
totale				52,26

Tableau VII.3 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversale)

- Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_{v,tot} = 52,26 + 37,86 = 90,12 \text{ m}^2$$

- La surface totale des semelles filantes sous voiles et sous poteau est :

$$Stot = St \text{ pot} + StV = 339,98 + 90,12 = 490,1 \text{ m}^2$$

- La surface totale de la structure : $S_{tot \text{ structure}} = 592,21 \text{ m}^2$

- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{St \text{ semelle}}{S_{t \text{ structure}}} = \frac{490,21}{592,21} = 82\%$$

❖ conclusion

La surface totale des semelles représente 82% de la surface totale du bâtiment ($S_s > 50\% S_T$), ce qui nous ramène à opter pour un radier général.

VII.5) Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en sous plan horizontale
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.5.1) Pré-dimensionnement du radier

- **Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

- **Selon la condition forfaitaire**

➤ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$: Portée maximale

$L_{\max} = 5 \text{ m}$ $62\text{cm} \leq h \leq 100\text{cm}$ On prend : $h = 90 \text{ cm}$

➤ **Sous poteaux**

✓ **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25\text{cm}$$

On prend $h_d = 40\text{cm}$

✓ **La nervure :**

- **La hauteur de la nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{500}{10} = 50\text{cm}$$

On prend $h_n = 60\text{cm}$

- **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40\text{MPa}$

$L_{\max}$: Portée maximale ($L = 5,00$)

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

I : Inertie de la section du radier ($b = 1\text{m}$)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865\text{MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5}{3,14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 1\text{m}$$

• **Largeur de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \longrightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend : **$b_n = 55\text{cm}$**

❖ **Conclusion :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Dalle :

Épaisseur $h = 40\text{cm}$

Nervure:

Hauteur $h = 100\text{cm}$

Largueur $b = 55\text{cm}$

VII.5.2)détermination de la surface nécessaire au radier :

A. Détermination des efforts à la base :

Charge permanente : $G = 83357,13 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 14727,79 \text{ KN}$

1) Combinaisons d'actions :✓ **ELU:**

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5 Q = 134623,81 \text{ KN}$$

✓ **ELS:**

$$N_{s1} = G + Q = 98084,92 \text{ KN}$$

2) Détermination de la surface nécessaire du radier :✓ **ELU:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{134623,81}{1,33 \times 200} = 506,1\text{m}^2$$

✓ **ELS:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{98084,92}{1,33 \times 200} = 368,74\text{m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 592,21\text{m}^2 > \text{Max}(S_1 \text{ "ELU"}; S_2 \text{ "ELS"}) = 506,1\text{m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right)$$

Nous prenons : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

Avec :

L_{deb} : débord

P : périmètre

$$\longrightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = S_{\text{bat}} + L_{\text{deb}} \cdot P = 592,21 + 0,5 \times 101,58 = 643\text{m}^2$$

VII.5.3) Détermination des efforts à la base du radier :**A) Charge permanente :****❖ Poids du radier :**

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

❖ Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$$

$$= (643 \times 0,4) \times 25 = 6430 \text{KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = 6430 \text{KN}$$

❖ Poids de la nervure :

$$P_{\text{ner}} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$= [(0,55 \times (1 - 0,40) \times (24,1 \times 4) + (25,78 \times 3) + (19,25 \times 2))] \times 25 = 1750,98 \text{KN}$$

$$P_n = 1750,98 \text{KN.}$$

❖ Poids de T.V.O:

$$P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}}) \times \rho_{\text{TVO}}$$

Avec : $S_{\text{ner}} = 0,55 (24,1 \times 4 + 25,78 \times 3 + 18,25 \times 2) = 116,73 \text{m}^2$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(643 - 116,73) \times (1 - 0,4)] \times 20 = 6315,24 \text{KN.}$$

$$P_{\text{T.V.O}} = 6315,24 \text{KN}$$

❖ Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$= 643 \times 0,1 \times 25 = 2603,3 \text{KN. (} e_p = 10 \text{cm).}$$

$$P_{\text{df}} = 1607,5 \text{KN.}$$

❖ Poids totale du radier:

$$G_{\text{rad}} = 6430 + 1750,98 + 6315,24 + 1607,5 = 16103,72 \text{KN.}$$

B) charges d'exploitation :

➤ Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 16103,72 + 83357,13 = 99460,85 \text{KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 14727,79 + (2,5 \times 643) = 16335,29 \text{KN}$$

➤ Combinaison d'action :

$$N_u = 1,35 \times 99460,85 + 1,5 \times 16335,29 = 158775,08 \text{KN}$$

$$N_s = 99460,85 + 16335,29 = 115796,14 \text{KN}$$

VII.6) Vérifications :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$ ou $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

Avec : $b = 100 \text{cm}$;

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{cm},$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{158775,08 \times 1}{643} \times \frac{5}{2} = 617,32 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{617,32}{1 \times 0,36} \times 10^{-3} = 1,17 \text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 1,17 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :

✓ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{L_x}{2} = \frac{25,78}{2} = 12,89 \text{m} ; \quad Y_G = \frac{24,78}{2} = 12,39 \text{m}$$

✓ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 32689,29 \text{m}^4; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 35380,89 \text{m}^4$$

La stabilité du radier consiste, à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0.h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

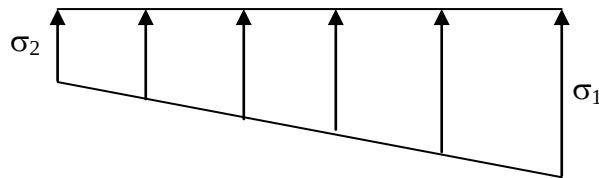


Fig.VII. 2 Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 200\text{KN/m}^2; \quad 1,33\sigma_{sol} = 266\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I}$$

Calcul les moments de renversement :

$$M_{X-X} = 2808,70 + (2282,57 \times 1) = 5091,27\text{KN.m}$$

$$M_{Y-Y} = 2728,35 + (2311,98 \times 1) = 5040,33\text{KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal :**

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{158775,08}{643} \pm \frac{2808,7}{32689,29} \times 12,89$$

$$\sigma_1 = 248,02\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 245,82\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 247,47\text{KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{115796,14}{643} \pm \frac{2808,7}{32689,29} \times 12,89$$

$$\sigma_1 = 181,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 178,98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 181,14 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{158775,08}{643} \pm \frac{2728,35}{35380,89} \times 12,39$$

$$\sigma_1 = 247,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 245,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 247,39 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{YY}} \times V = \frac{115796,14}{643} \pm \frac{2728,35}{35380,89} \times 12,39$$

$$\sigma_1 = 181,03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 179,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 180,55 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

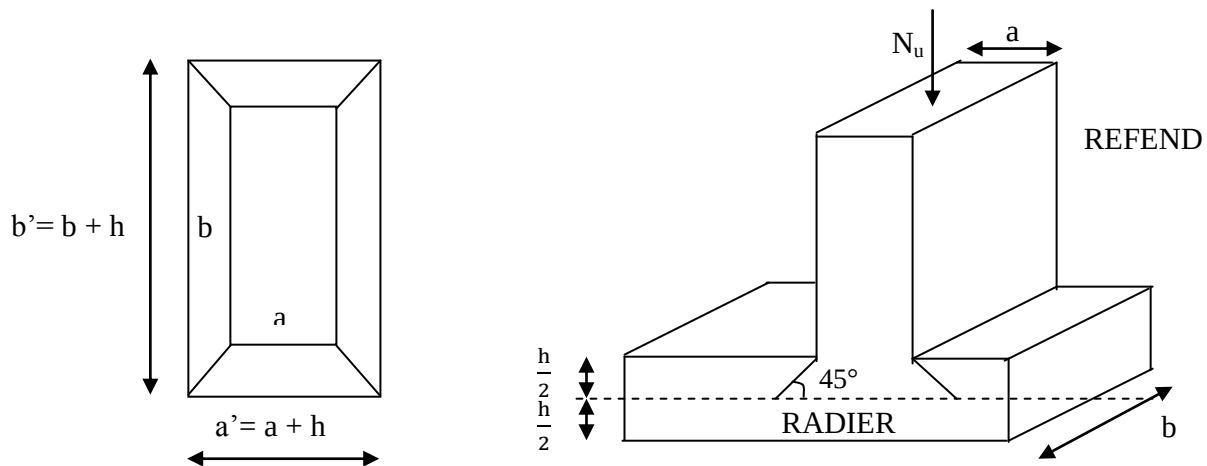


Fig. VII.3 Périmètre utile des voiles et des poteaux

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

✓ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2(a + b) = 2(a' + b' + 2h) = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 1) = 6\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4500\text{KN}$$

$$N_u = 1858,75 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4500 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 582,46 \text{ KN}, e = 20\text{cm}, b = 1\text{m}$$

$$\mu_c = 2(a + b) = 2(a' + b' + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1) = 6,4\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4800 \text{ KN}$$

$$N_u = 582,46 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4800 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.7) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

▪ **Panneaux encastres sur 4 appuis**

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

✓ Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

❖ **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

▪ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,58}{4,10} = 0,873 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A l'ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 247,47 - \frac{16103,72}{643} = 222,42 \text{KN/m}^2$$

✓ **A'ELS**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 181,14 - \frac{16103,72}{643} = 156,09 \text{KN/m}^2$$

a. Calcul à l'ELU :

1) Evaluation des moments M_x , M_y :

$$M_x = 0,0488 \times 222,42 \times 3,58^2 = 132,96 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0,721 \times 222,42 = 160,36 \text{KN.m}$$

❖ **Remarque**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5 M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

➤ **Le sens x-x :**

Moments aux appuis

$$M_{ua} = 0,5 M_x$$

$$= 0,5 \times 132,96$$

$$M_{ua} = 66,48 \text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_x$$

$$= 0,75 \times 132,96$$

$$M_{ut} = 99,72 \text{KN.m}$$

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{99,72 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,051$$

$$\mu_u = 0,051 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,051 \longrightarrow \beta_1 = 0,973$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{99,72 \times 10^3}{0,973 \times 37 \times 348} = 7,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA14/ml** = 9,23 cm² avec un espacement de **20 [cm]**

✓ Aux appuis :

Le signe (-) désigne que la fibre inférieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{66,48 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,035$$

$$\mu_u = 0,036 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,036 \longrightarrow \beta_1 = 0,9825$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{66,48 \times 10^3}{0,9825 \times 37 \times 348} = 5,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA12/ml** = 6,78 cm² avec un espacement de **20 [cm]**

➤ **Le sens y-y:**

Moments aux appuis

$$\begin{aligned} M_{ua} &= 0,5 \text{ M} \\ &= 0,5 \times 160,36 \\ M_{ua} &= 80,18 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{ut} &= 0,75 M_y \\ &= 0,75 \times 160,36 \\ M_{ut} &= 120,27 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{120,27 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,061$$

$$\mu_u = 0,061 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,061 \longrightarrow \beta_1 = 0,9685$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^y}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{120,27 \times 10^3}{0,9685 \times 37 \times 348} = 9,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5HA16/ml** = 10,05 cm² avec un espacement de **25 [cm]**

✓ Aux appuis :

Le signe (-) désigne que la fibre inférieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^Y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{80,18 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,041$$

$$\mu_u = 0,041 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,041 \longrightarrow \beta_1 = 0,9795$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^Y}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{80,18 \times 10^3}{0,9795 \times 37 \times 348} = 6,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5HA12/ml** = 7,70 cm² avec un espacement de **25 [cm]**

❖ **Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

b. Vérification à l'E.L.U :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

		A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
x-x	ELU	6,78	4,47	Condition Vérifiée
		9,23		Condition Vérifiée
y-y	ELU	7,70	4,47	Condition Vérifiée
		10,05		Condition Vérifiée

Tableau VII.4 : vérification de la section minimale

➤ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Dans le sens yy :**

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

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

a. Calcul à l'ELS**1) Evaluation des moments M_x et M_y :**

$$M_x = 0,0559 \times 156,36 \times 3,58^2 = 112,02\text{KN.m}$$

$$M_y = 0,804 \times 156,36 = 125,71\text{KN.m}$$

Le sens x-x :**Moments aux appuis**

$$\begin{aligned} M_{sa} &= 0,5 M_x \\ &= 0,5 \times 112,02 \\ M_{sa} &= 56,01\text{KN.m} \end{aligned}$$

Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{ut} &= 0,75 M_x \\ &= 0,75 \times 112,02 \\ M_{ut} &= 84,01\text{KN.m} \end{aligned}$$

Le sens y-y:**Moments aux appuis**

$$\begin{aligned} M_{ua} &= 0,5 M_y \\ &= 0,5 \times 125,71 \\ M_{ua} &= 62,85\text{KN.m} \end{aligned}$$

Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{ut} &= 0,75 M_y \\ &= 0,75 \times 125,71 \\ M_{ut} &= 94,28\text{KN.m} \end{aligned}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton :

Exemple de calcul :Sens x-x :

➤ Aux appuis : $A_s = 6,78 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 37} = 0,18 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,931 \\ K_1 = 57,46 \end{array} \right. \longrightarrow K = 0,017$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 4,07 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens	Zone	A_s	M_s^{ser}	ρ	β	k_1	k	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	
x-x	Appuis	6,78	56,01	0,18	0,931	57,46	0,017	4,07	15	CV
	Travée	9,23	84,01	0,1	0,947	79,3	0,012	3,11	15	CV
y-y	Appuis	7,70	62,85	0,12	0,942	71,21	0,014	3,27	15	CV
	Travée	10,05	94,28	0,1	0,947	79,3	0,012	3,21	15	CV

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes dans le béton

VII.8) Étude du débord :

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

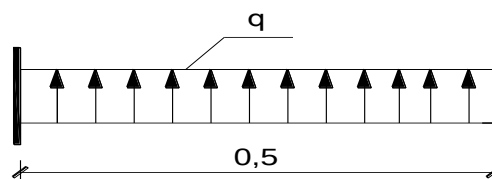


Fig. VII.4 Schéma statique du débord

a. Sollicitations de calcul :✓ **ELU :**

$$q_{um} = 222,42 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{q_{um} L^2}{2} = \frac{222,42 \times 0,50^2}{2} = 27,80 \text{ KN.m}$$

✓ **ELS:**

$$q_{sm} = 156,09 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_{sm} L^2}{2} = \frac{156,09 \times 0,50^2}{2} = 19,51 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des armatures :**1) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m ; } d = 37 \text{ cm ; } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa ; } \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{27,80 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu = 0,014 \longrightarrow \beta_1 = 0,993$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{27,80 \times 10^3}{0,993 \times 37 \times 348} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 2,82 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25cm**

b) Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 37} = 0,15$$

$$\rho_1 = 0,15 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,936 ; K_1 = 63,12$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,0158$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{19,51 \times 10^6}{0,936 \times 370 \times 5,65 \times 10^2} = 96,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 1,53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 96,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \longrightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier
(le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII .9) Étude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

❖ **Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

✓ **Charge trapézoïdale :**

- Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant $I_m = I_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant $I_t = I_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

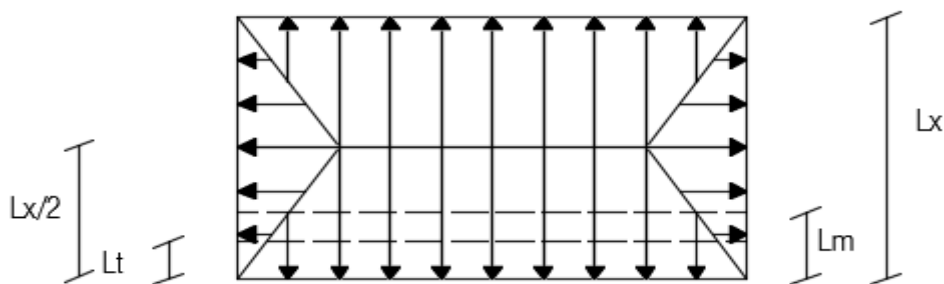


Fig.VII.5 : Représentation des charges trapézoïdales

- **Le Chargement simplifié**

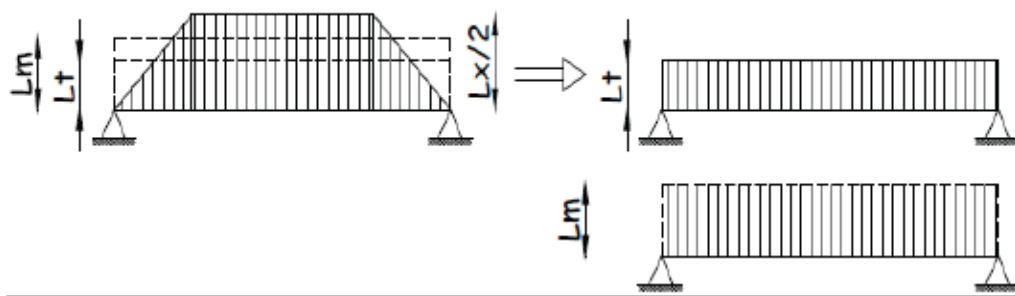
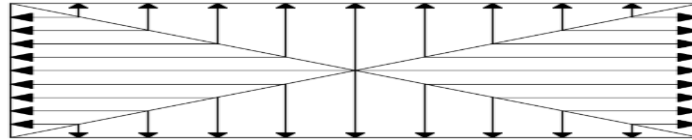


Figure VII.6 : Présentation du chargement simplifié

✓ **Charge triangulaire :****Figure VII.7 : Répartition triangulaire**

Moment fléchissant : $l_m = 0,333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0,25 \times l_x$

b) Charges à considérer :

- Pour les moments fléchissant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{cases}$$

- Pour les efforts tranchant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{cases}$$

c) Détermination des charges :✓ **ELU:**

$$\begin{aligned} q_u &= \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) \\ &= \left(247,47 - \frac{16103,72}{643} - \frac{1750,98}{116,73} \right) \end{aligned}$$

$$q_u = 207,42 \text{ KN/m}^2$$

✓ **ELS:**

$$\begin{aligned} q_s &= \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) \\ &= \left(181,14 - \frac{16103,72}{643} - \frac{1750,98}{116,73} \right) \end{aligned}$$

$$q_s = 141,09 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

travée	panneau	L_x	L_y	P	Charge	L_m	L_t	q_u	q_s	Q_{um}	$\sum Q_{um}$	Q_{sm}	$\sum Q_{sm}$	Q_{ut}	$\sum Q_{ut}$	Q_{st}	$\sum Q_{st}$
1-2	1	1,68	3,5	0,48	trapézoïdale	0,775	0,743	207,42	141,09	160,75		109,34		154,11		104,82	
	2	1,68	3,45	0,49	trapézoïdale	0,702	0,739	207,42	141,09	145,60	306,35	99,04	208,38	153,28	307,39	104,26	209,09
2-3	1	3,5	3,63	0,96	trapézoïdale	1,212	0,943	207,42	141,09	251,39		171,001		195,59		133,04	
	2	3,45	3,63	0,95	trapézoïdale	1,206	0,946	207,42	141,09	250,14	501,54	170,15	341,15	196,21	391,81	133,47	266,51
3-4	1	3,5	4,54	0,77	trapézoïdale	1,404	1,231	207,42	141,09	291,21		198,09		255,33		173,68	
	2	3,45	4,54	0,75	trapézoïdale	1,401	1,239	207,42	141,09	290,59	581,81	197,66	395,75	256,99	512,32	174,81	348,49
4-5	1	3,5	3,57	0,98	trapézoïdale	1,189	0,909	207,42	141,09	246,62		167,75		188,54		128,25	
	2	3,45	3,57	0,96	trapézoïdale	1,195	0,93	207,42	141,09	247,86	494,48	168,60	336,35	192,90	381,44	131,21	259,46
5-6	1	3,5	3,78	0,92	trapézoïdale	1,256	1,009	207,42	141,09	260,51		177,20		209,28		142,35	
	2	3,45	3,78	0,91	trapézoïdale	1,248	1,011	207,42	141,09	258,86	519,37	176,08	353,28	209,70	418,98	142,64	285,001
6-7	1	3,5	3,58	0,97	trapézoïdale	1,201	0,926	207,42	141,09	249,11		169,44		192,07		130,64	
	2	3,45	3,58	0,96	trapézoïdale	1,195	0,93	207,42	141,09	247,86	496,97	168,60	338,05	192,90	384,97	131,21	261,86
7-8	1	3,5	5	0,7	trapézoïdale	1,464	1,321	207,42	141,09	303,66		206,55		274,00182		186,37	
	2	3,45	5	0,69	trapézoïdale	1,451	1,314	207,42	141,09	300,96	604,62	204,72	411,27	272,54	546,55	185,39	371,77

Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L_x	L_y	ρ	Charge	L_m	L_t	q_u	q_s	Q_{um}	$\sum Q_{um}$	Q_{sm}	$\sum Q_{sm}$	Q_{ut}	$\sum Q_{ut}$	Q_{st}	$\sum Q_{st}$
1-2	1	1,28	3,78	0,33	trapézoïdale	0,616	0,605	207,42	141,09	127,77	254,91	86,91	173,39	125,48	249,94	85,35	170,01
	2	1,28	3,58	0,35	trapézoïdale	0,613	0,6	207,42	141,09	127,14		86,48		124,45		84,65	
2-3	1	3,78	3,9	0,96	trapézoïdale	1,285	1,019	207,42	141,09	266,53	535,14	181,30	364,01	211,36	428,73	143,77	291,63
	2	3,58	3,9	0,91	trapézoïdale	1,295	1,048	207,42	141,09	268,60		182,71		217,37		147,86	
3-4	1	3,5	3,78	0,92	trapézoïdale	1,256	1,009	207,42	141,09	260,51	509,63	177,20	346,65	209,28	401,35	142,35	273,00
	2	3,5	3,58	0,97	trapézoïdale	1,201	0,926	207,42	141,09	249,11		169,44		192,07		130,64	
4-5	1	3,45	3,78	0,91	trapézoïdale	1,248	1,011	207,42	141,09	258,86	517,72	176,08	352,16	209,70	419,40	142,64	285,28
	2	3,45	3,78	0,91	trapézoïdale	1,248	1,011	207,42	141,09	258,86		176,08		209,70		142,64	
5-6	1	3,65	3,78	0,96	trapézoïdale	1,629	0,984	207,42	141,09	337,88	590,10	229,83	401,40	204,10	397,001	138,83	270,04
	2	3,58	3,65	0,98	trapézoïdale	1,216	0,93	207,42	141,09	252,22		171,56		192,90		131,21	
6-7	1	2,9	3,78	0,76	trapézoïdale	1,17	1,031	207,42	141,09	242,68	477,48	165,07	324,78	213,85	415,87	145,46	282,88
	2	2,9	3,58	0,81	trapézoïdale	1,132	0,974	207,42	141,09	234,79		159,713		202,02		137,42	
7-8	1	3,78	4,1	0,92	trapézoïdale	1,356	1,09	207,42	141,09	281,26	558,78	191,31	380,09	226,08	456,73	153,78	310,68
	2	3,58	4,1	0,87	trapézoïdale	1,338	1,112	207,42	141,09	277,52		188,77		230,65		156,89	
8-9	1	2	3,78	0,52	trapézoïdale	0,909	0,864	207,42	141,09	188,54	375,01	128,25	255,09	179,21	355,10	121,90	241,54
	2	2	3,58	0,558	trapézoïdale	0,899	0,848	207,42	141,09	186,47		126,83		175,89		119,64	

Tableau VII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale)

d) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

➤ Sens longitudinale

✓ ELU

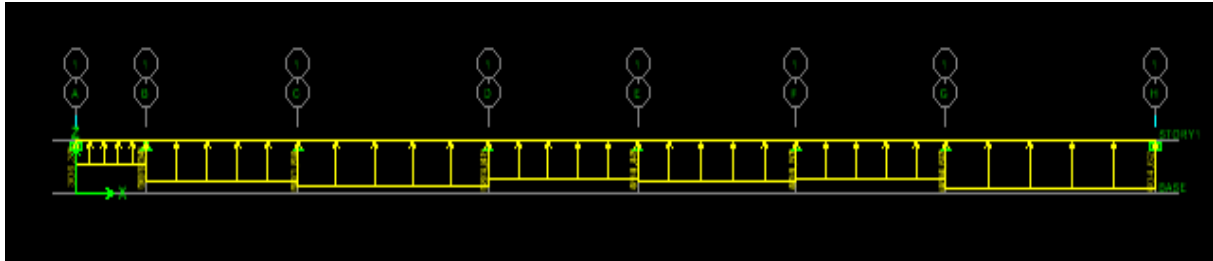


Fig.VII.8 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

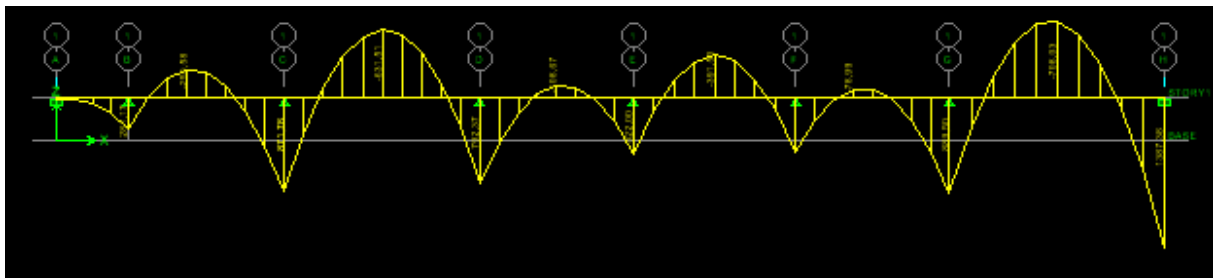


Fig.VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

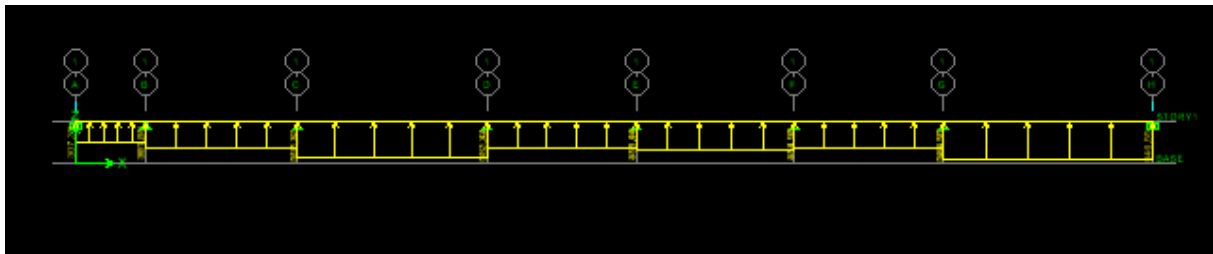


Fig.VII.10 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

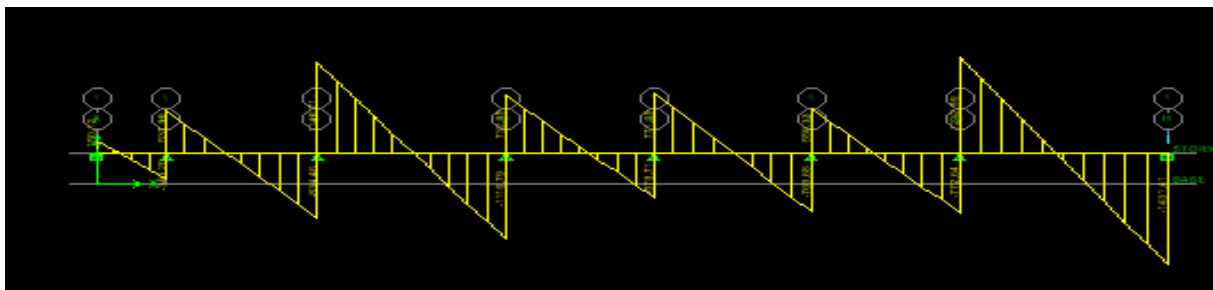


Fig.VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS

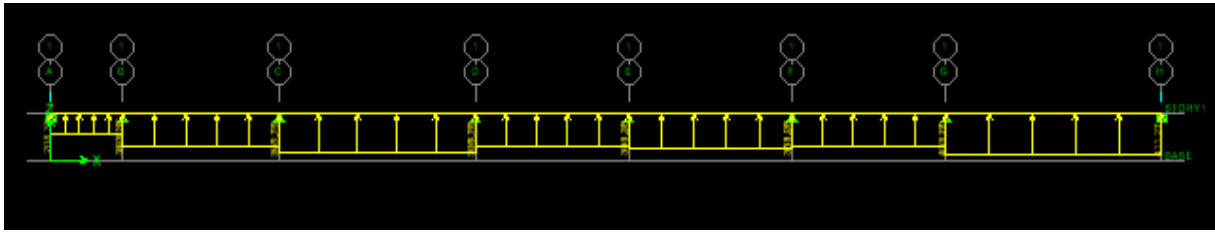


Fig.VII.12: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

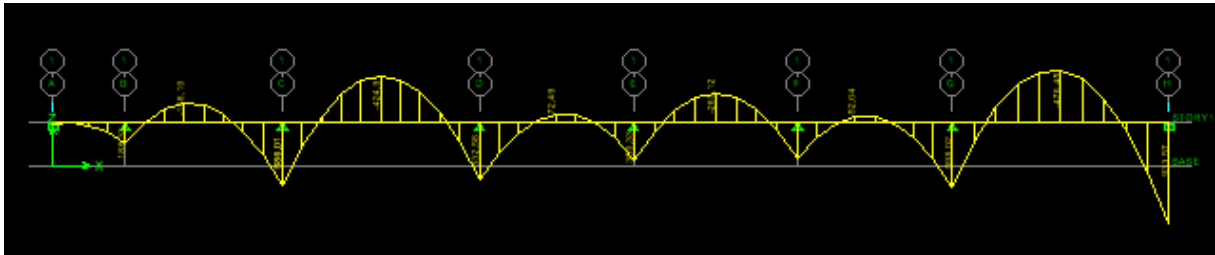


Fig.VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

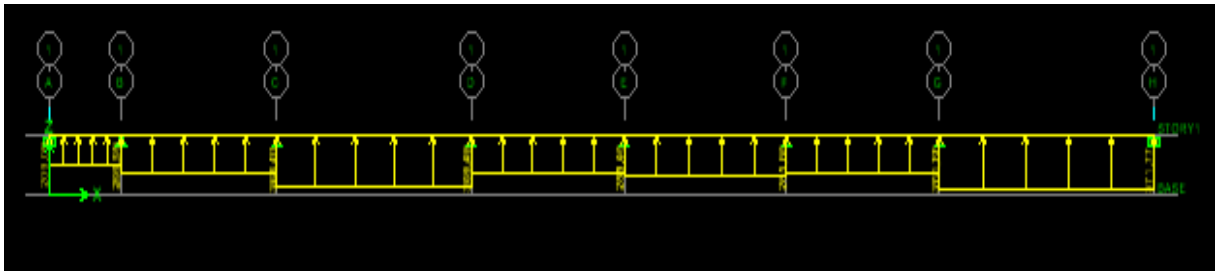


Fig.VII.14 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

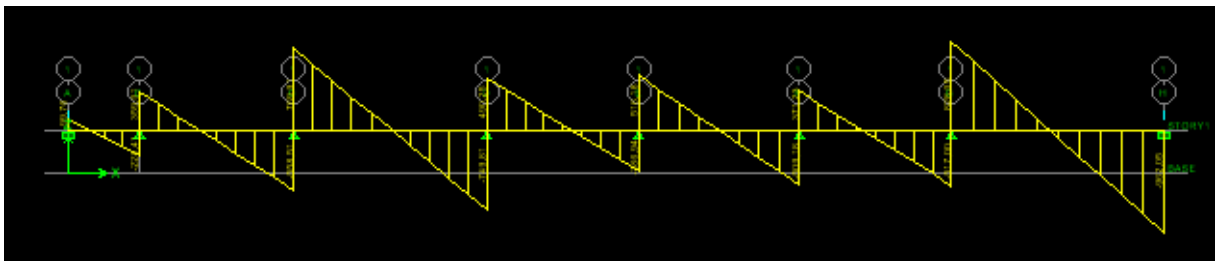


Fig.VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

➤ Sens transversal

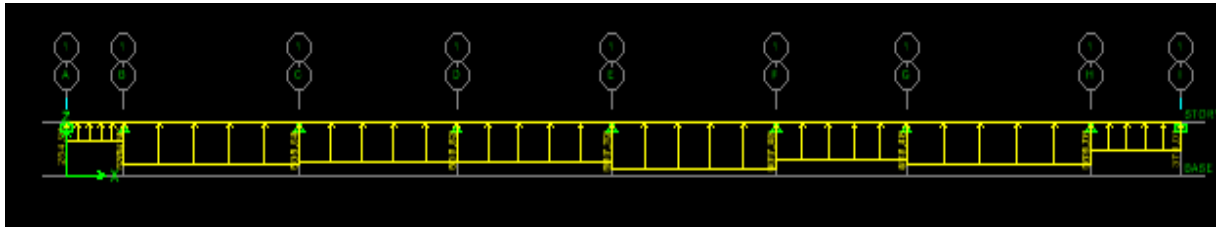
✓ ELU

Fig.VII.16 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

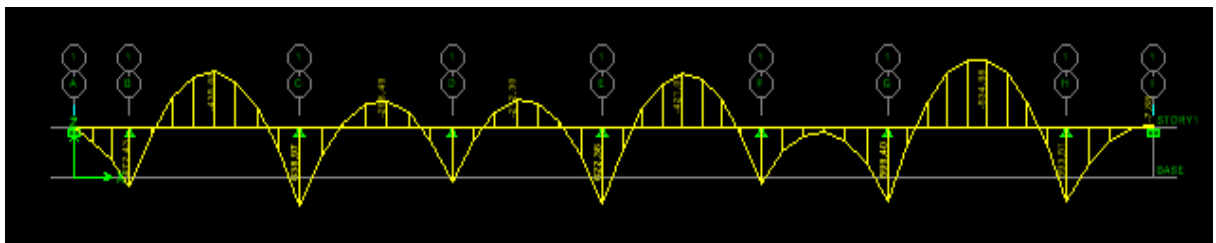


Fig.VII.17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

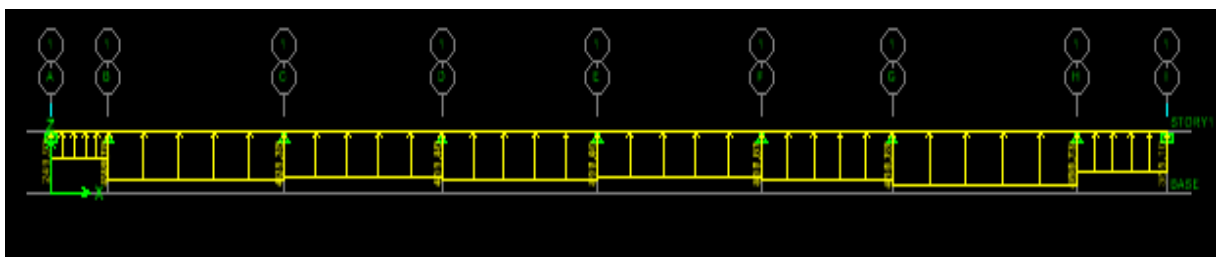


Fig.VII.18 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

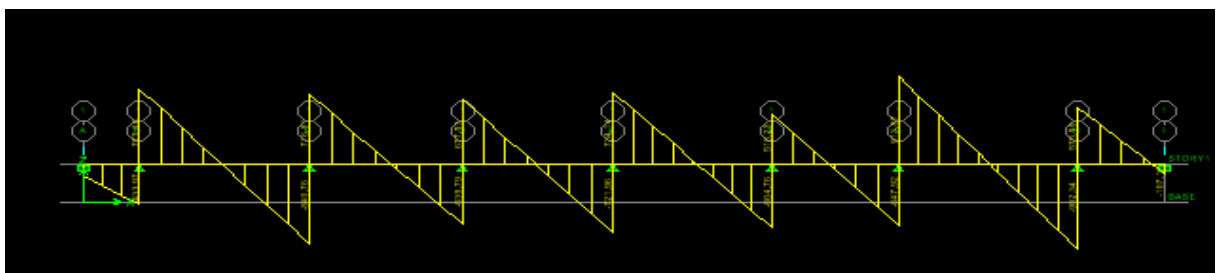


Fig.VII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

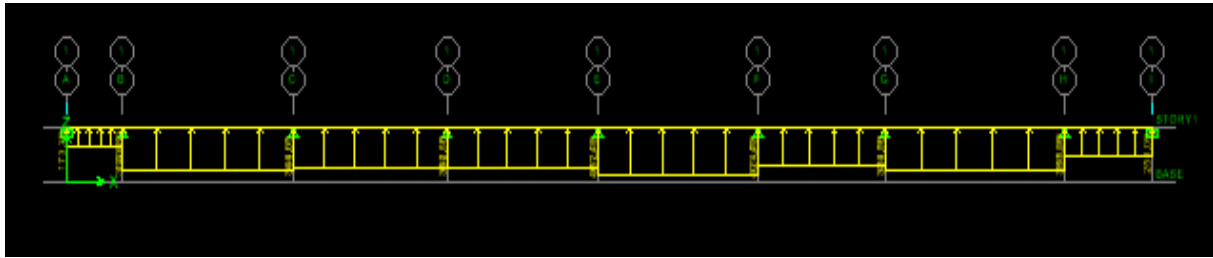
✓ ELS

Fig.VII.20 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

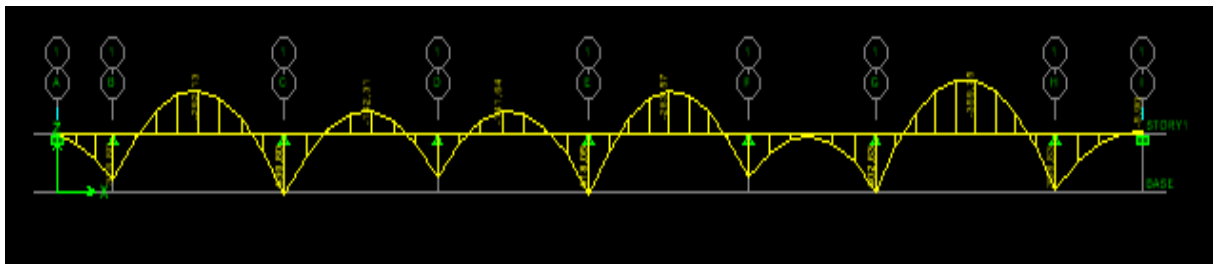


Fig.VII.21 : Diagramme moments fléchissant à l'ELS.

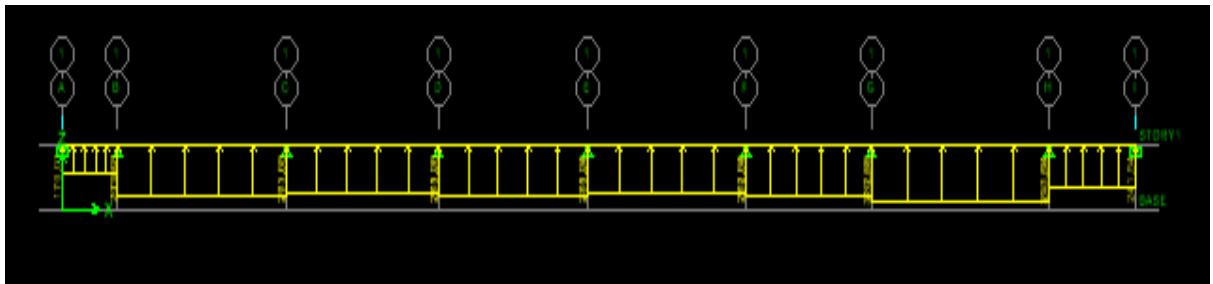


Fig.VII.22 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

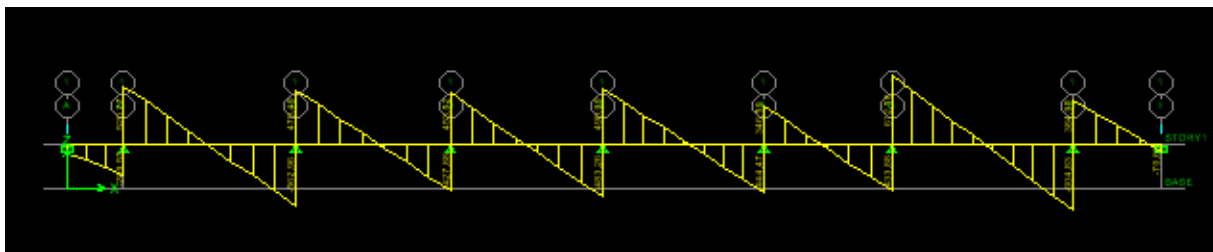


Fig.VII.23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

e) Ferrailage :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{\max}$ (KN.m)	830,06	452.17	638,97	343.26
$M_t^{\max}$ (KN.m)	708,03	371.87	534,98	289.36
$T_{\max}$ (KN)	1127 ,19	962,05	913,87	612,58

Tableau VII.8 : Les efforts internes dans les nervures**1) Calcul des armatures :**

$$B = 55 \text{ cm} \quad d = 95 \text{ cm}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous

➤ **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\text{mm} \quad \text{Soit } \phi = 8\text{mm}$$

✓ **Espacement des armatures transversales :****En zone nodale**

$$S_t < \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L\right)$$

$$S_t < \min(25; 24)$$

$$\text{On prend } S_t = 10\text{cm}$$

En zone courante

$$S_t < \frac{h}{2}$$

$$S_t < \frac{100}{2} = 50$$

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

Sens		Mu (KN.m)	μ_b	β	Obs.	As(cm ²)	A.adop(cm ²)	ferraillage
X-X	Appuis	830,06	0,065	0,966	SSA	25,99	28,65	4HA20 (fil) + (4HA16 + 4HA16) chap
	Travée	708,03	0,055	0,9715	SSA	22,04	24,63	4HA20 (fil) + (4HA16 + 2HA16) chap
Y-Y	Appuis	638,97	0,050	0,974	SSA	19,84	20,61	4HA20 (fil) + 4HA16 (chap)
	Travée	534,98	0,042	0,979	SSA	16,52	18,72	4HA20 (fil) + 4HA14 (Chap)

Tableau VII.9 : Le ferraillage adopté pour la nervure.

✓ **Armatures transversales minimales** (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{t \min} = 0,003 S_t \cdot b$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (**un cadre et un étrier**)

➤ **Armatures de peau** (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm²**

2) **Vérification à l'ELU:**➤ **Condition de non fragilité** (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 6,3 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

$$A_a = 28,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ En travées :

$$A_t = 24,63 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

- **Sens longitudinal :** $T_u^{\max} = 1127,19 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1127,19 \times 10^3}{550 \times 950} = 2,15 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :** $T_u^{\max} = 913,87 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{913,87 \times 10^3}{550 \times 950} = 1,74 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPA} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

Les résultats des vérifications des contraintes dans le béton et les aciers sont résumés dans le tableau suivant

sens	Zone	A _s cm ²	M _s KNm	ρ ₁	β	K _i	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Obs
X-X	Appuis	28,64	452.17	0,548134	0,89	30,45	186.73	201.6	10,25659	15	Cv
	Travée	24,63	371.87	0,4713876	0,896	33,08	177.37	201.6	6,869985	15	Cv
Y-Y	Appuis	20,61	343.26	0,3944498	0,903	36,55	194.14	201.6	9,516499	15	Cv
	Travée	18,72	289.36	0,3582775	0,907	38,76	179.39	201.6	8,305633	15	Cv

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

VIII.1. Introduction :

Les murs de soutènement, sont des ouvrages en béton armé. Destinés à reprendre les Poussées des terres qui provoquent leur glissement.

Dans notre cas, un mur plaque simple est prévu pour retenir la totalité des poussées des terres.

VIII.2. Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

VIII .3 . Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

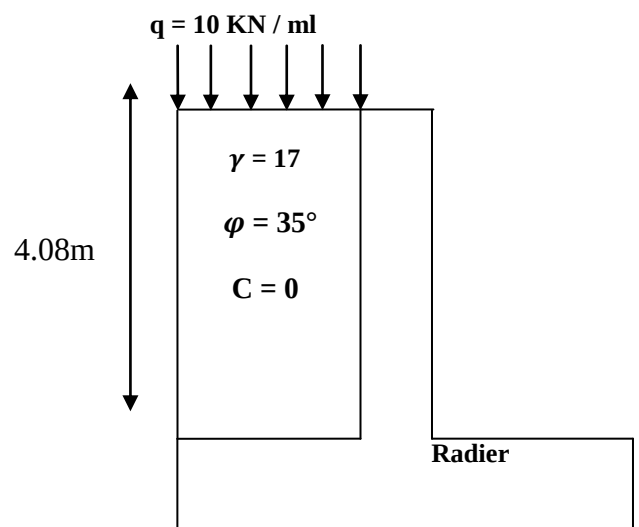
Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.



FigureVII.1 : Schéma statique du Mur plaque

VIII.3.1) données de calcul :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN / m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$

Cohésion : $C = 0$

VIII.3.2) Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 4.08 \text{ m}$$

▪ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0(1.35 \gamma h + 1.5q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.52 = 7.8 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (1.35 \times 17 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 56.49 \text{ KN/m}^2$$

▪ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0(\gamma h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.52 \times 10 = 5.2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (17 \times 4.08 + 10) = 41.26 \text{ KN/m}^2$$

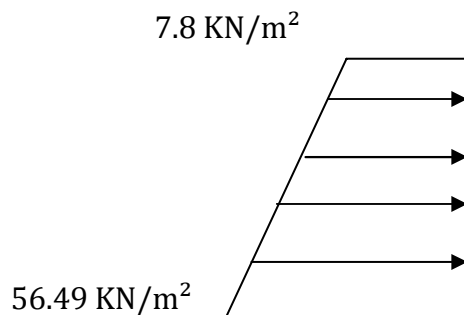
VIII.3.3) diagramme des contraintes

Fig VIII-2 : Diagramme des Contraintes à l'ELU

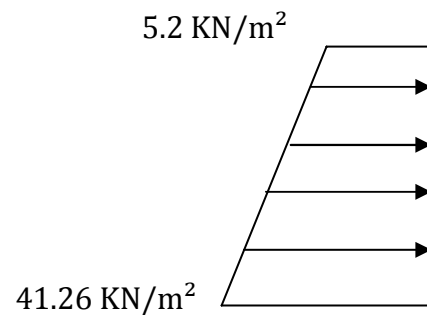


Fig VIII-3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

VIII.3.4) Charges moyennes :**ELU :**

$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 56.49 + 7.8}{4} \times 1 \text{ m} = 44.31 \text{ KN/ml}$$

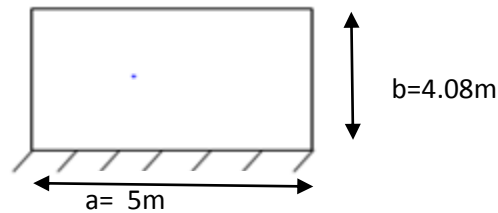
ELS :

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 41.26 + 5.2}{4} \times 1 \text{ m} = 32.24 \text{ KN/ml}$$

VIII .4.calcul du moment sollicitant :**VIII 4.1.Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera calculé comme un panneau simplement appuyé sur 3 cotés et encastrée a sa base, aux dimensions $b = 4.08\text{m}$, $a = 5\text{m}$.

$$b < a \text{ donc } \frac{a}{b} = \frac{5}{4.08} = 1.22$$



On tire du tableau les coefficients suivant : α (a partir de Aide-mémoire DUNOD)

$$\beta = -0.099$$

$$\beta_1 = 0.0318$$

$$\beta_2 = 0.0476$$

a)Calcul du moment sollicitant :

- Calcul à l'ELU :**

$$M_x = \beta_1 \times q_u \times b^2$$

$$= 0.0318 \times 44.31 \times (4.08)^2$$

$$M_x = 23.45 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = \beta \times q_u \times b^2$$

$$= -0.099 \times 44.31 \times (4.08)^2$$

$$M_y = -73.02 \text{ Kn.m}$$

- Calcul à l'ELS :**

$$M_x = \beta_1 \times q_s \times b^2$$

$$= 0.0318 \times 32.24 \times (4.08)^2$$

$$M_x = 17.06 \text{ Kn.m}$$

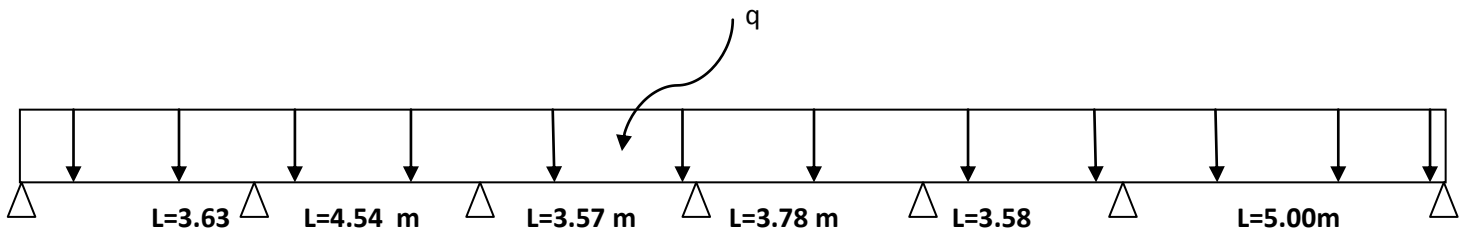
$$M_y = \beta \times q_s \times b^2$$

$$= -0.099 \times 32.24 \times (4.08)^2$$

$$M_y = -53.13 \text{ Kn.m}$$

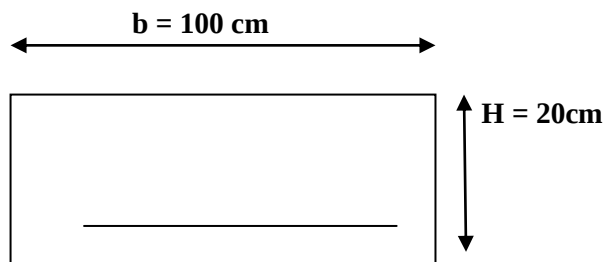
VIII 5. Ferrailage du mur plaque:

Schéma statique :



b) calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$



Sens	M_u (KN.m)	μ_u	μ_l	section	β	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	e (cm)	St cm
xx	23.45	0.057	0.392	SSA	0.9705	0.7	4HA10 = 3.14	2	20	25
yy	73.02	0.17	0.392	SSA	0.9375	2.2	4HA12 = 4.52	2	20	25

Tableau VIII.1: Ferrailage du mur plaque.

VIII .6.Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- $A_{x \text{ adoptée}} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$
- $A_{y \text{ adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

VIII.7.Vérification à l'ELS :**a)Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

On peut se dispenser de cette vérification si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

➤ **Sens x - x :**

$$\gamma = \frac{23.45}{17.06} = 1.37 \text{ et } \mu = 0.057 \rightarrow \alpha = 0.0733$$

$$\alpha = 0.0733 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

Donc la condition est vérifiée.

➤ **Sens Y - Y :**

$$\gamma = \frac{73.02}{53.13} = 1.37 \text{ et } \mu = 0.17 \quad \alpha = 0.0214$$

$$\alpha = 0.0214 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

Donc la condition est vérifiée.

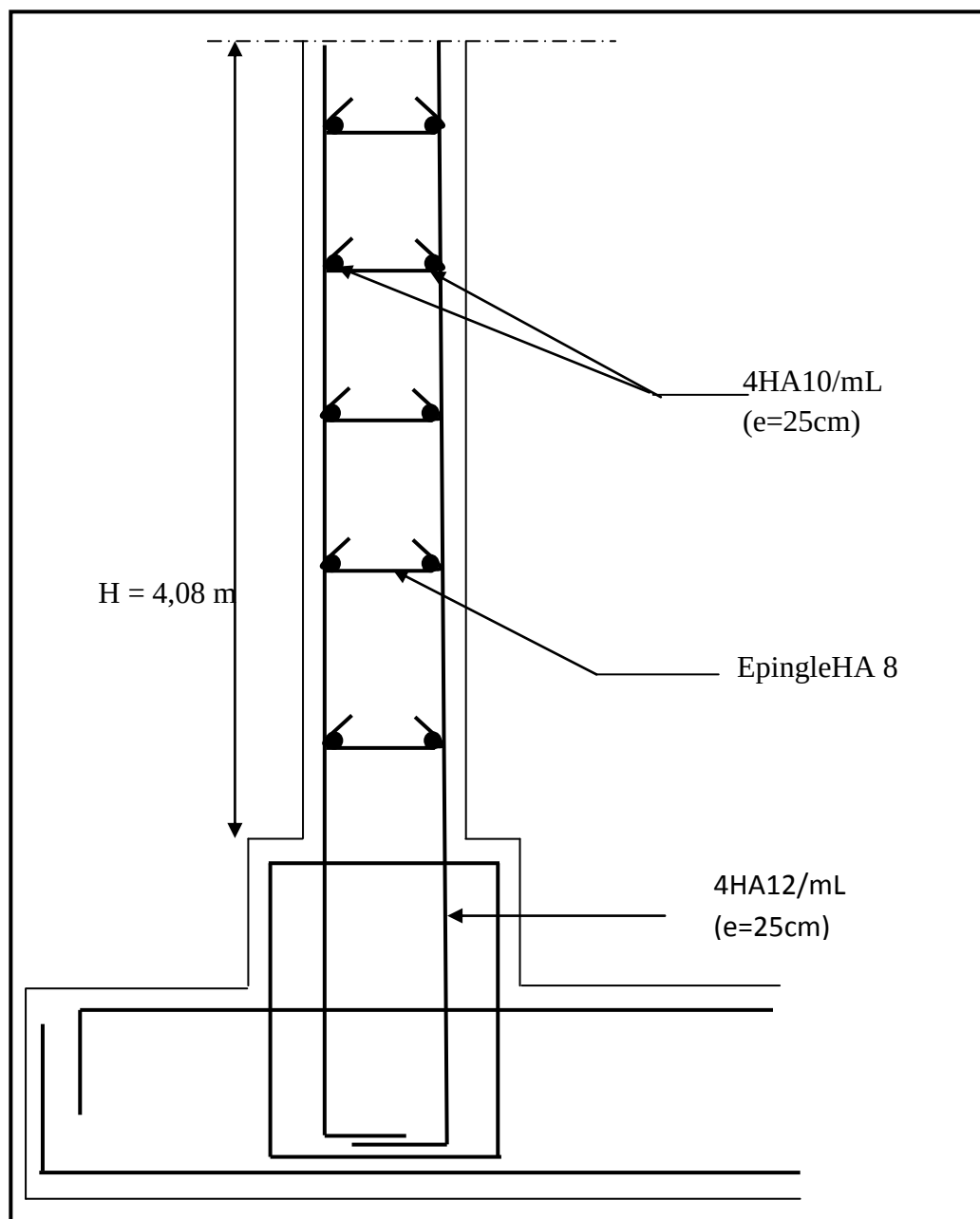
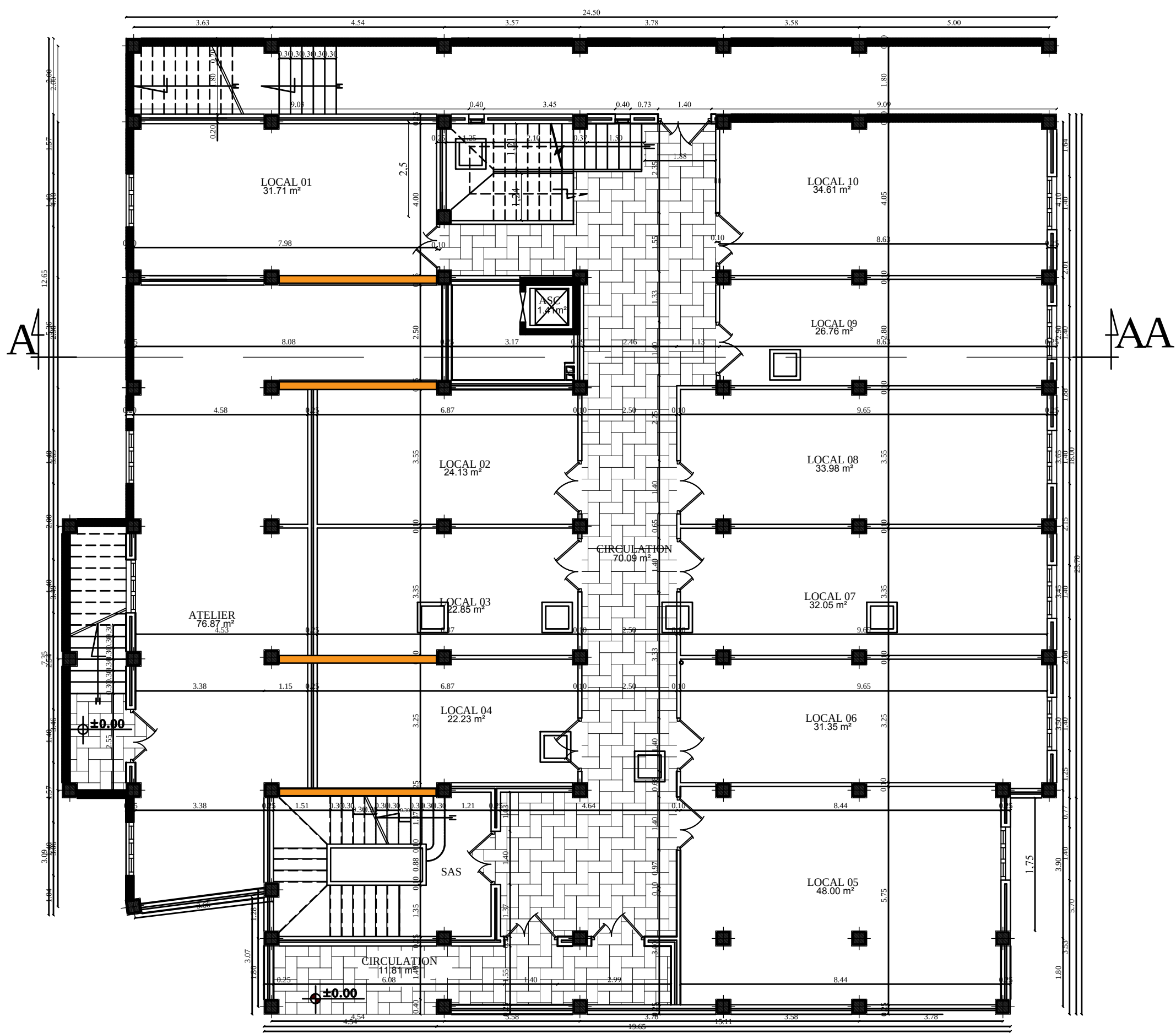
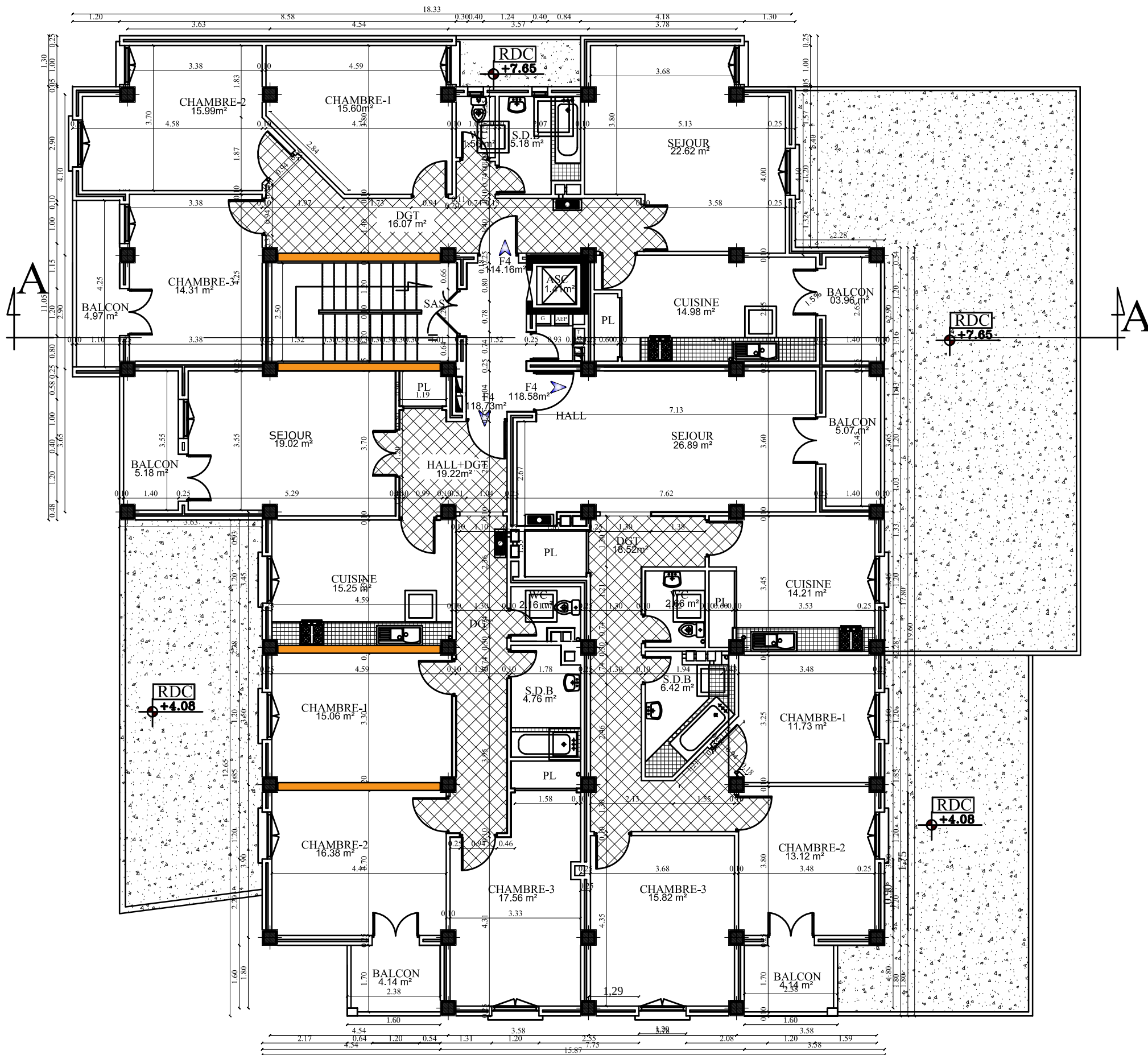


Fig. VIII.2: Ferrailage du mur plaque.

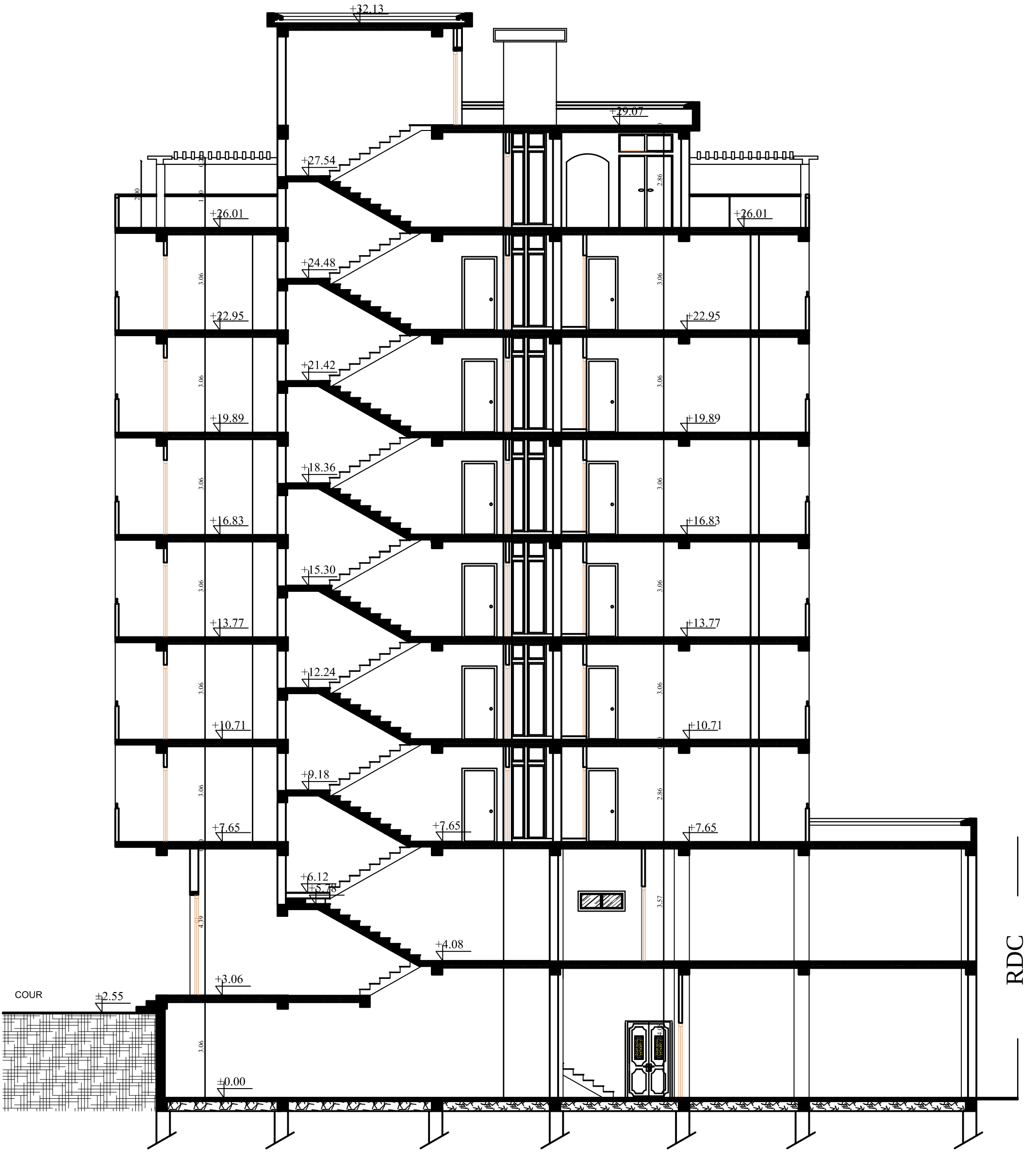


*PLAN DE L'ENTRE SOL
(commerce)*



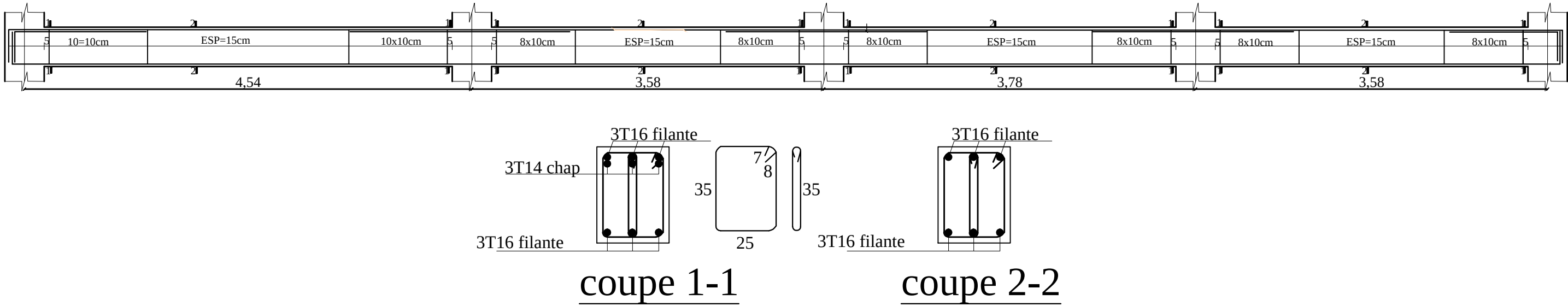
*PLAN DE L'ETAGE COURANT
DES NIVEAUX:2-3-4-5-6*



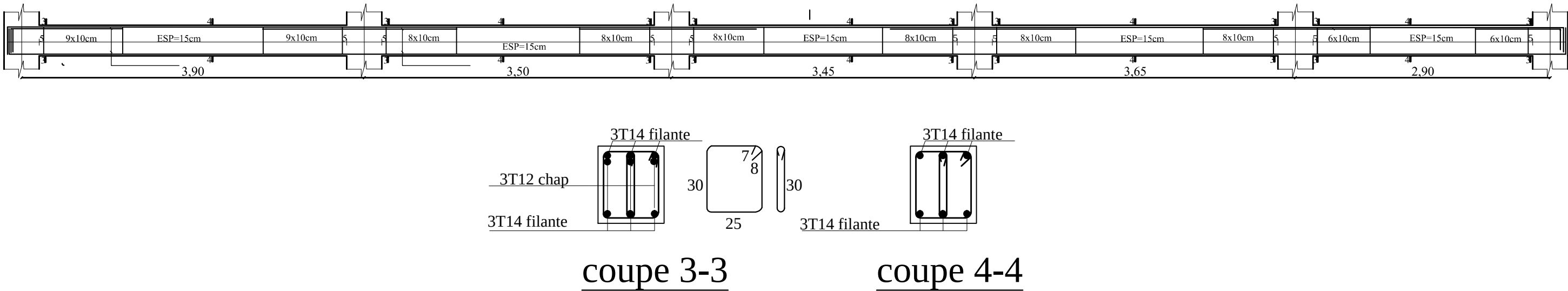


COUPE LONGITUDINALE: A-A

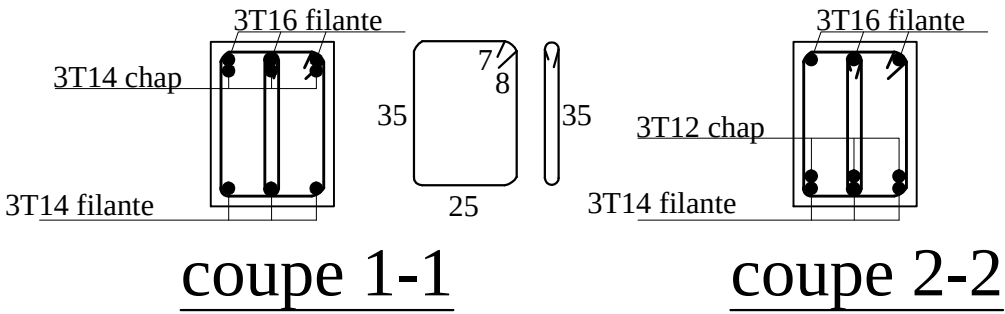
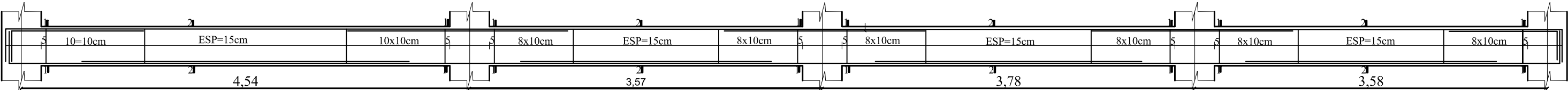
POUTRES PRINCIPALES NON RELIES AUX VOILES



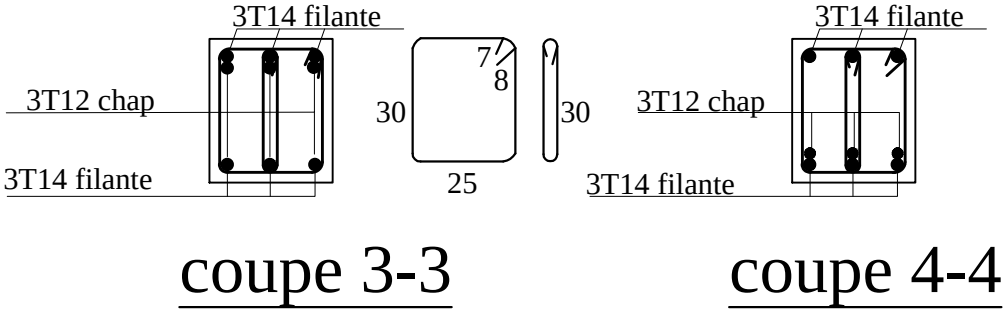
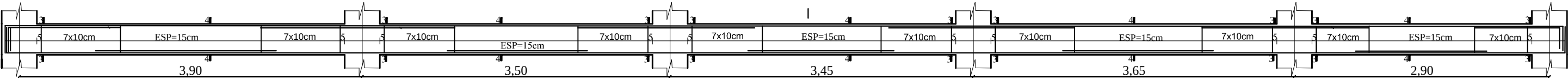
POUTRES SECONDAIRES: NON RELIES AUX VOILES



POUTRES PRINCIPALES RELIES AUX VOILES :



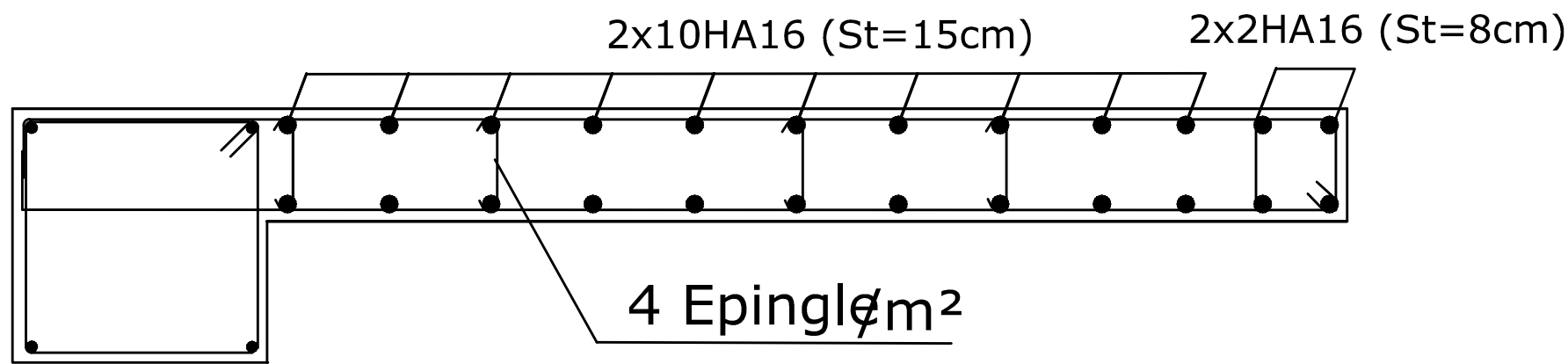
POUTRES SECONDAIRES RELIES AUX VOILES:



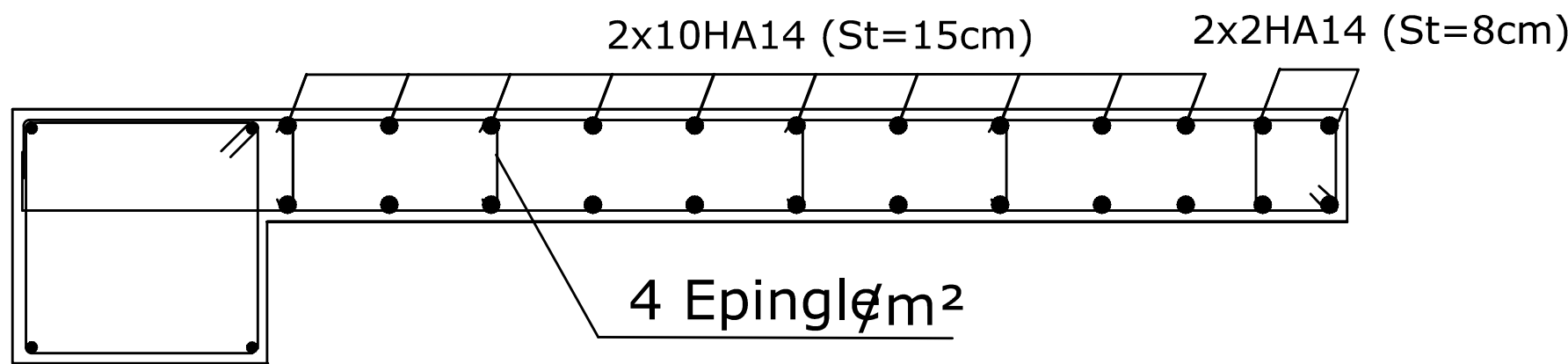
Présenté par:	M ^{lle} : TAMANI Lysa M ^{lle} : YATAGHANE Kenza	FERRAILLAGE DES POUTRES RELIES AUX VOILES	2018/2019
Encadré par:	Mr: IDDIR .A		

Voile VL1 L=2m

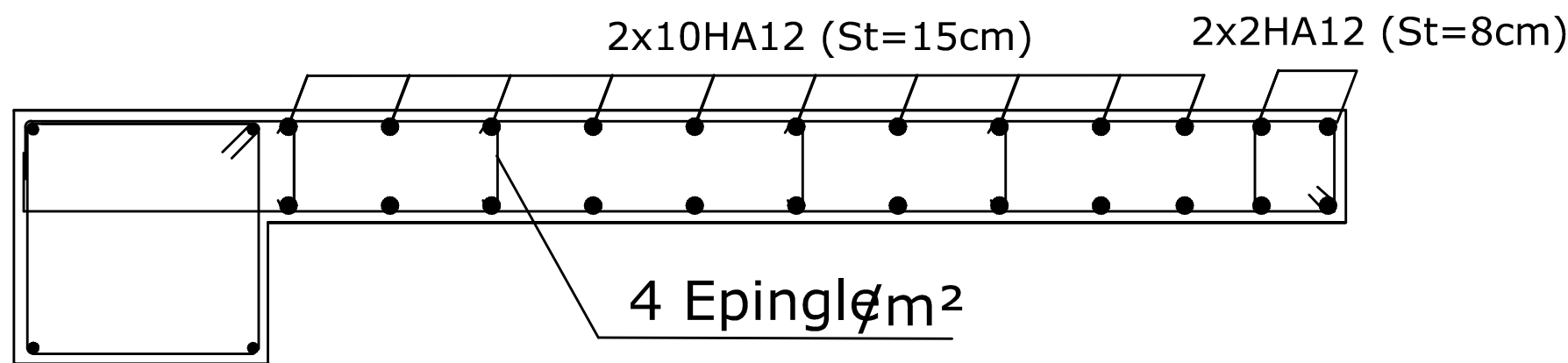
ZONE I



ZONE II

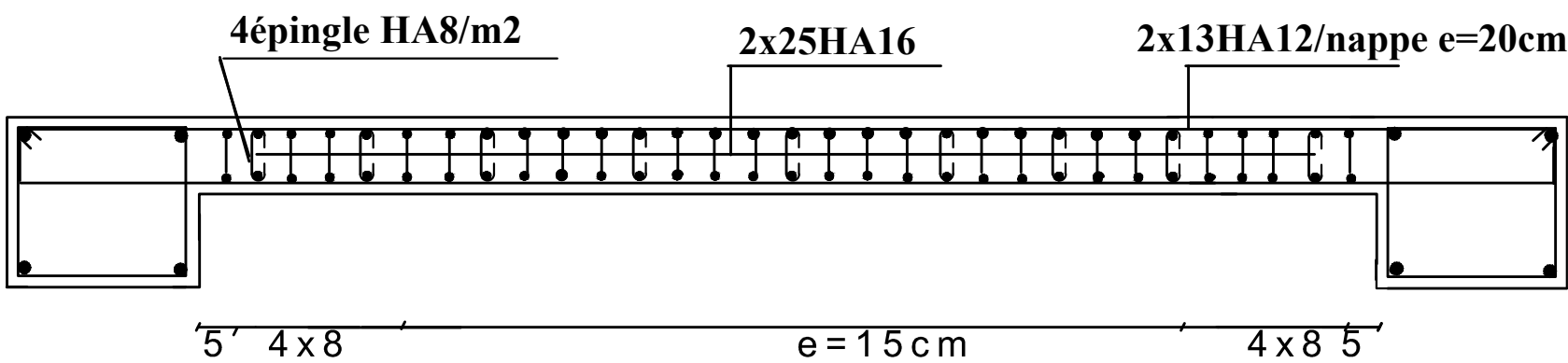


ZONE III

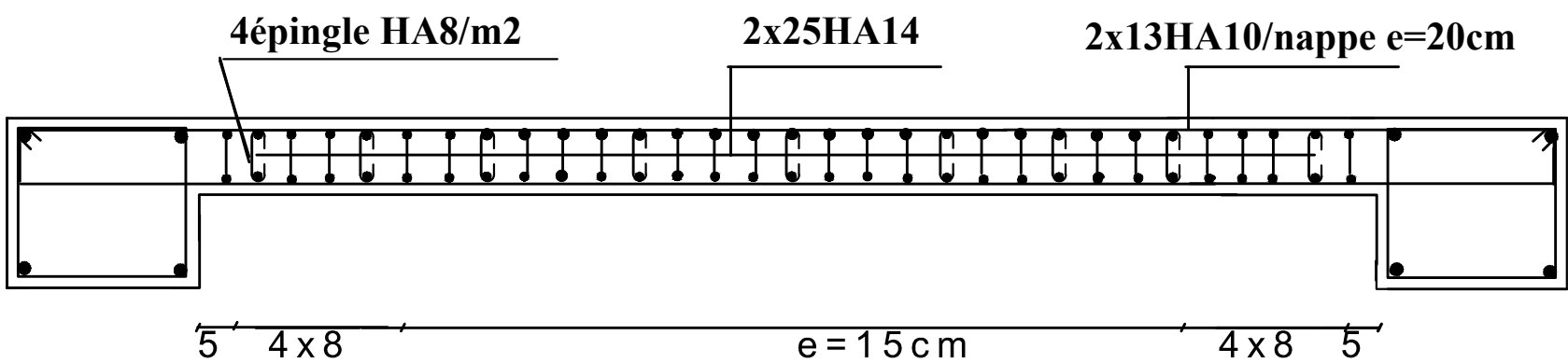


VT2 L=3,65m

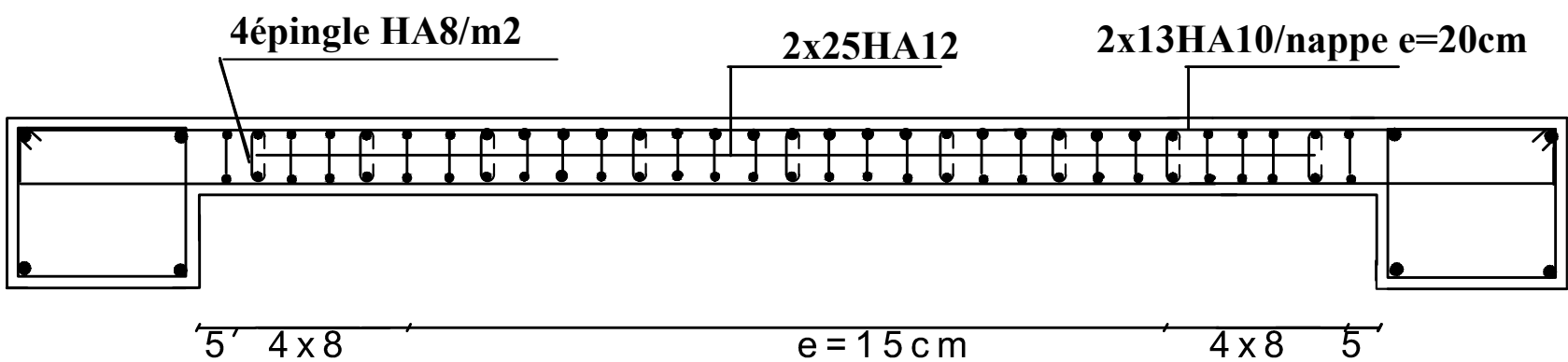
(Zone I)



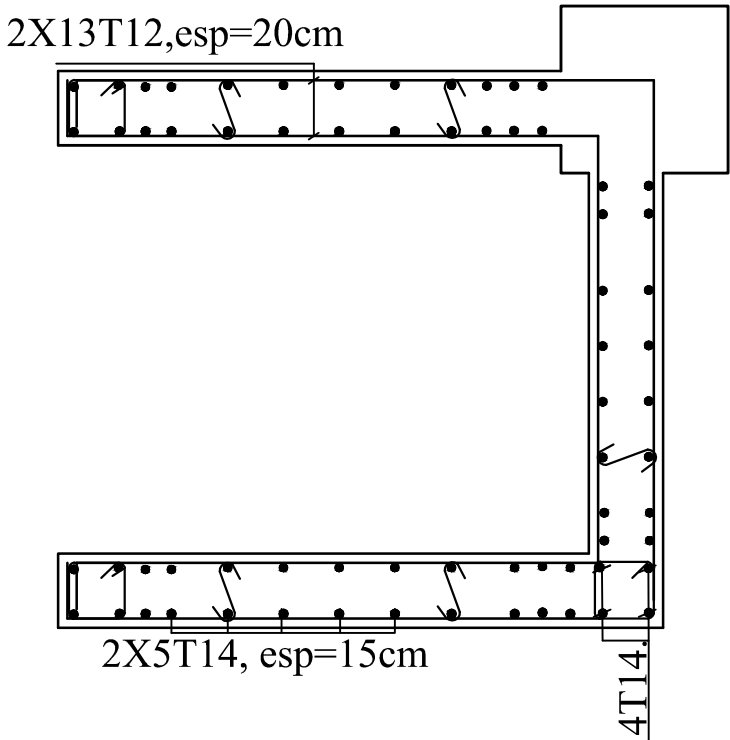
(Zone II)



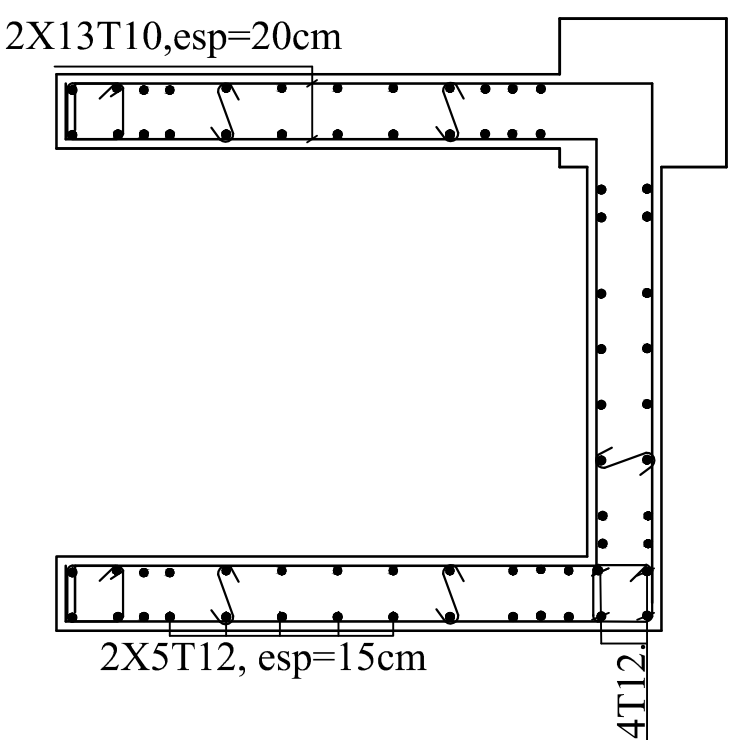
(Zone III)



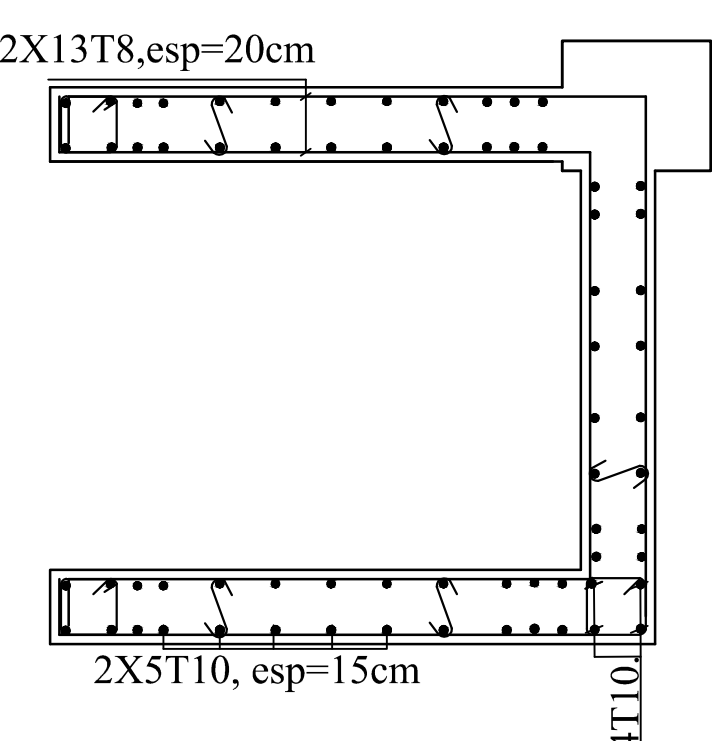
ZONE I

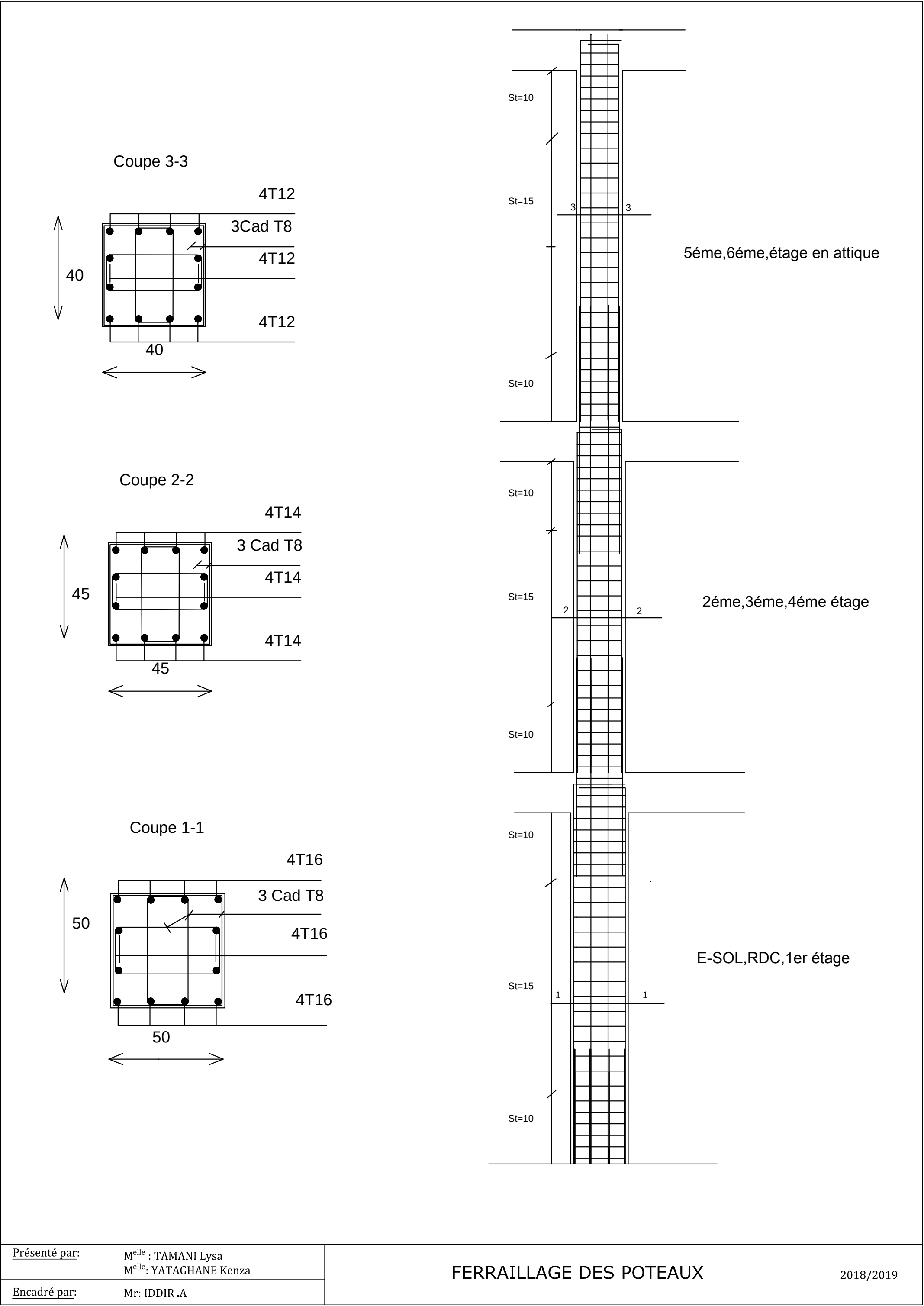


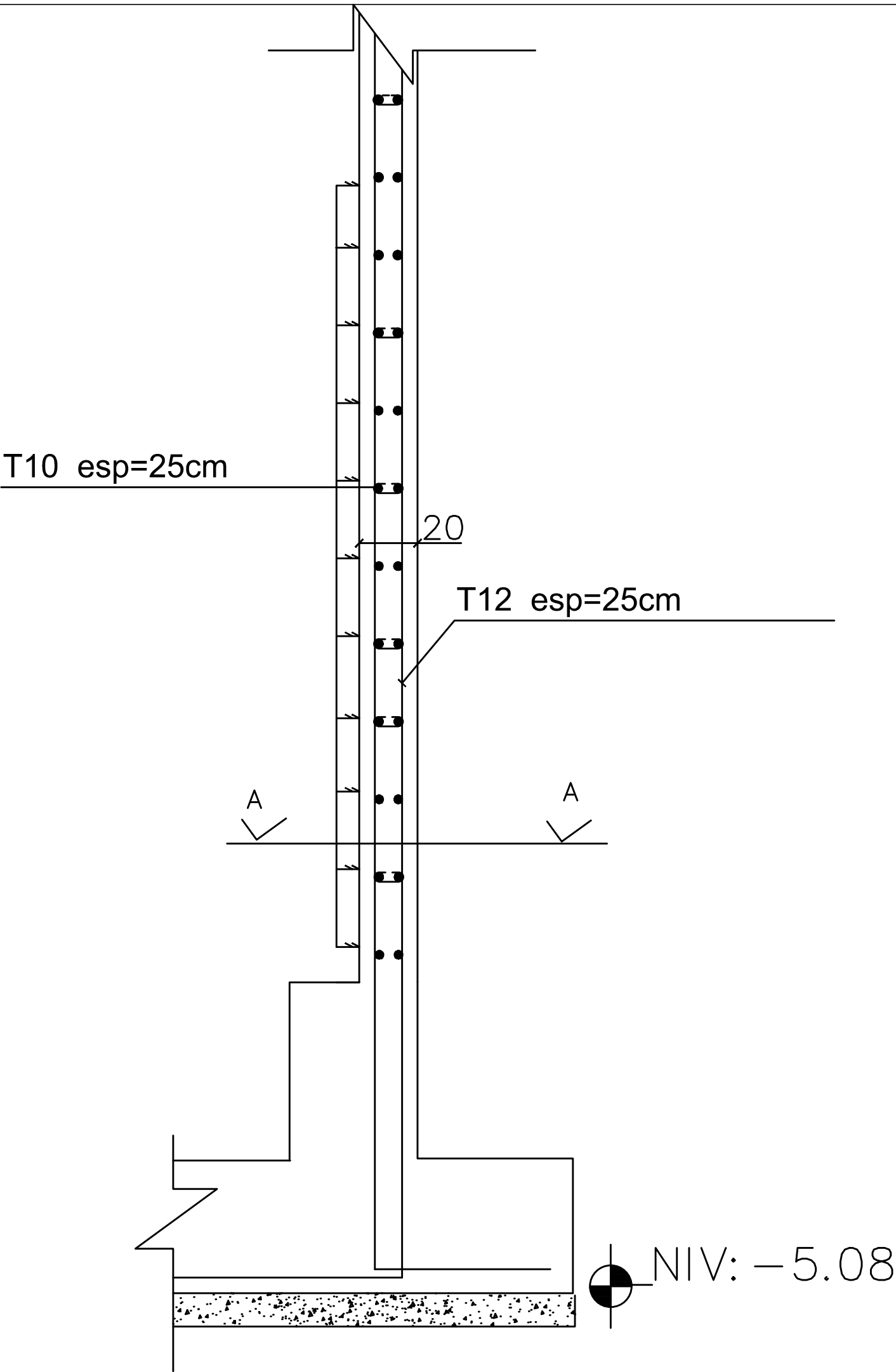
ZONE II



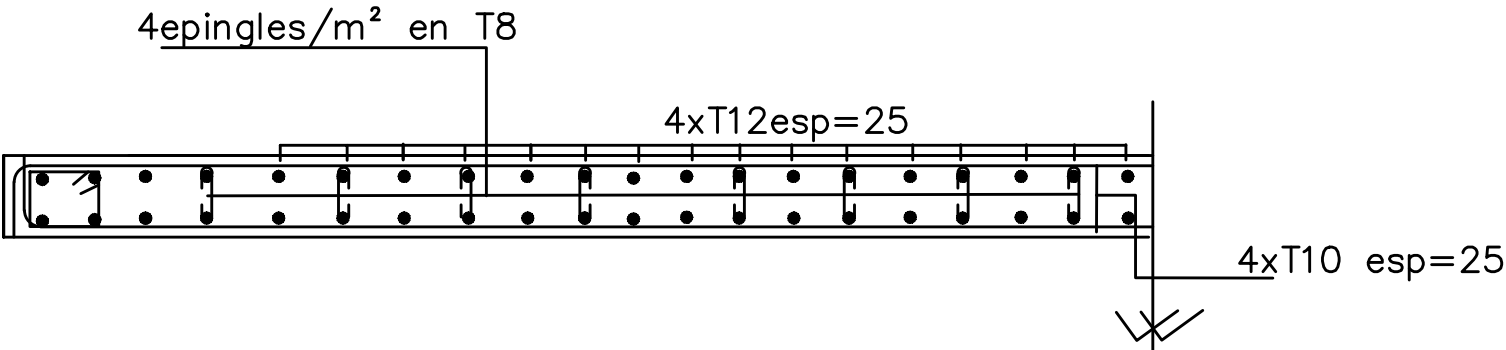
ZONE III



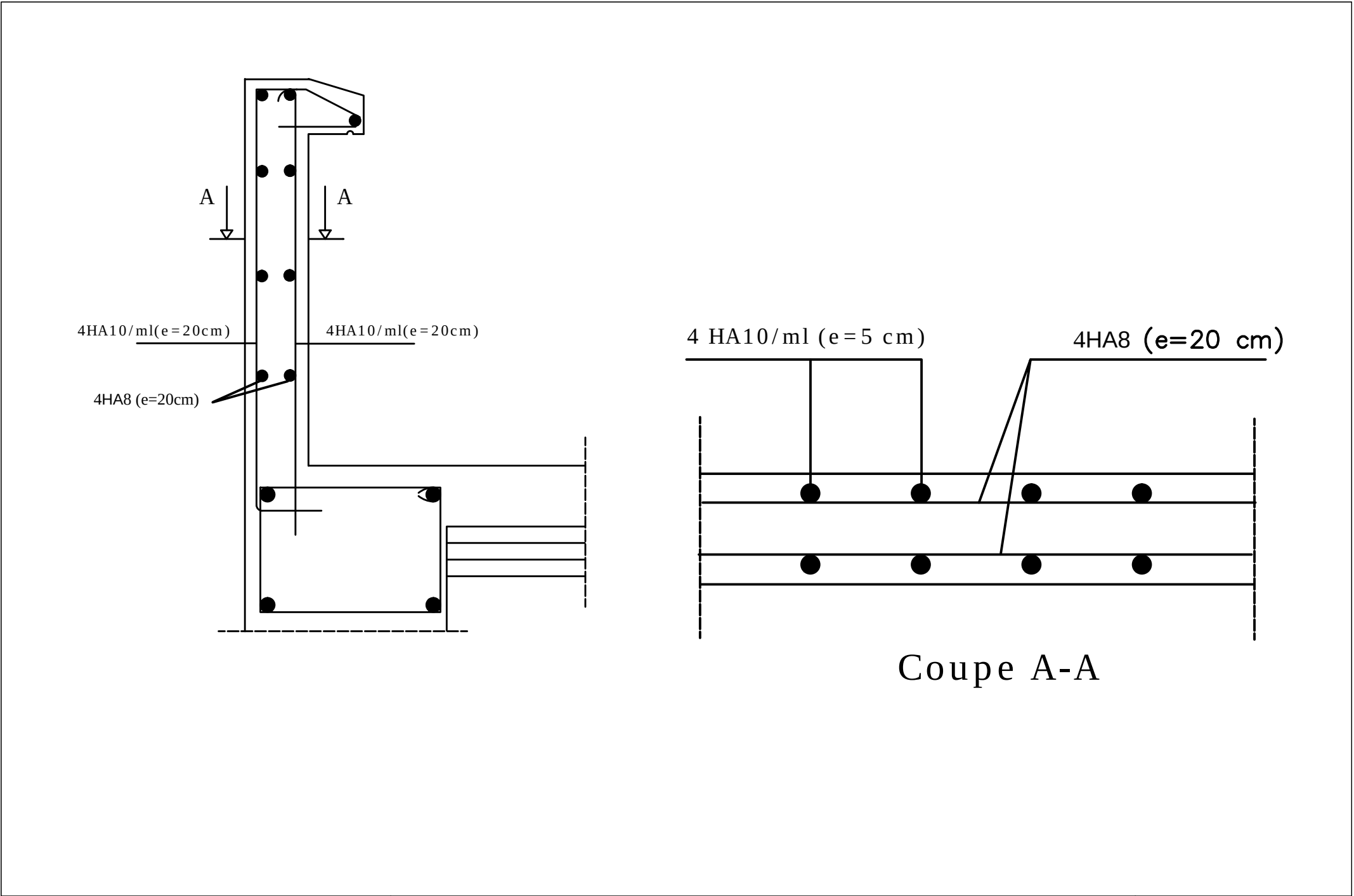




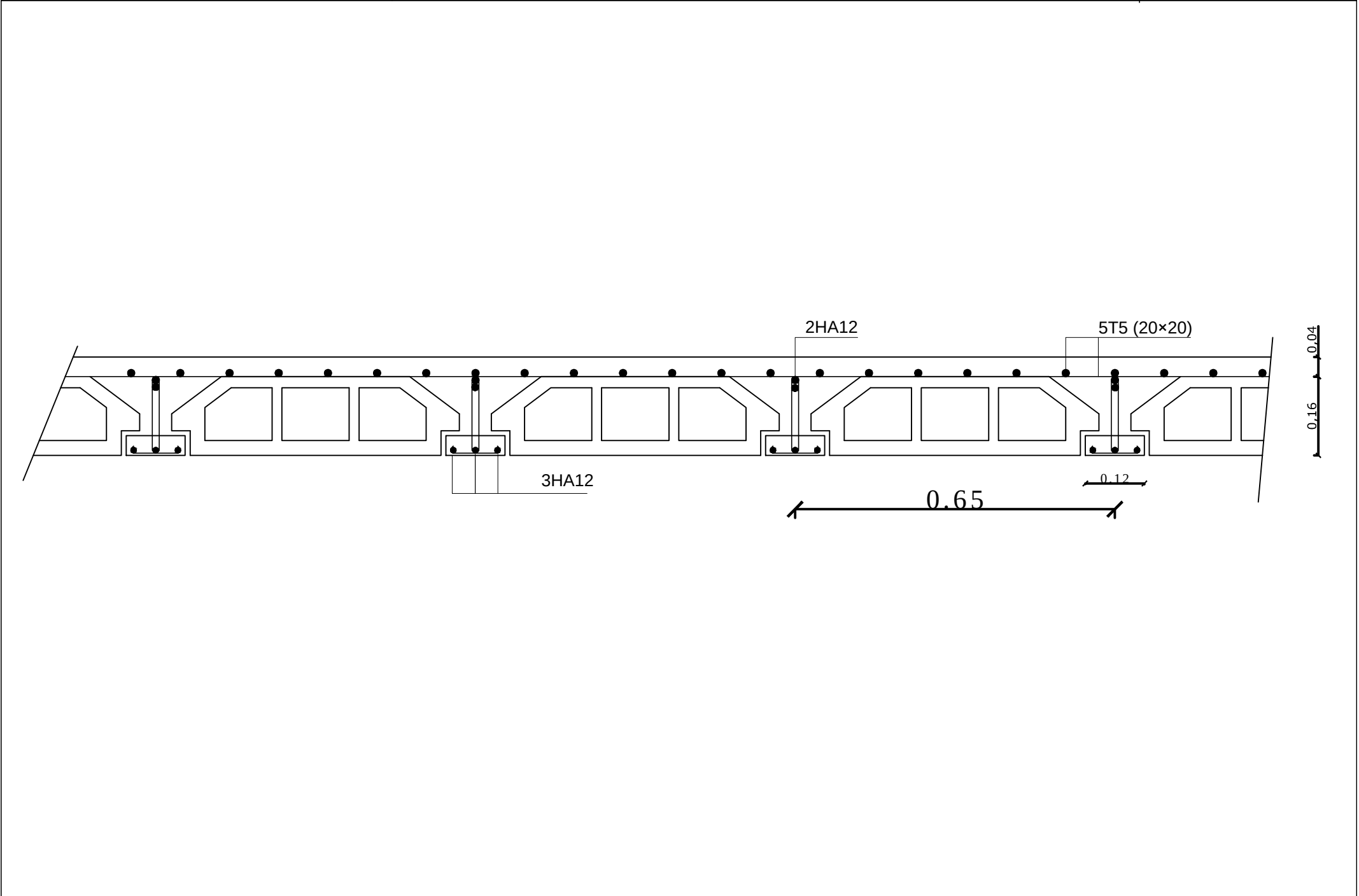
**Ferraillage de voile périphérique
coupe A-A**



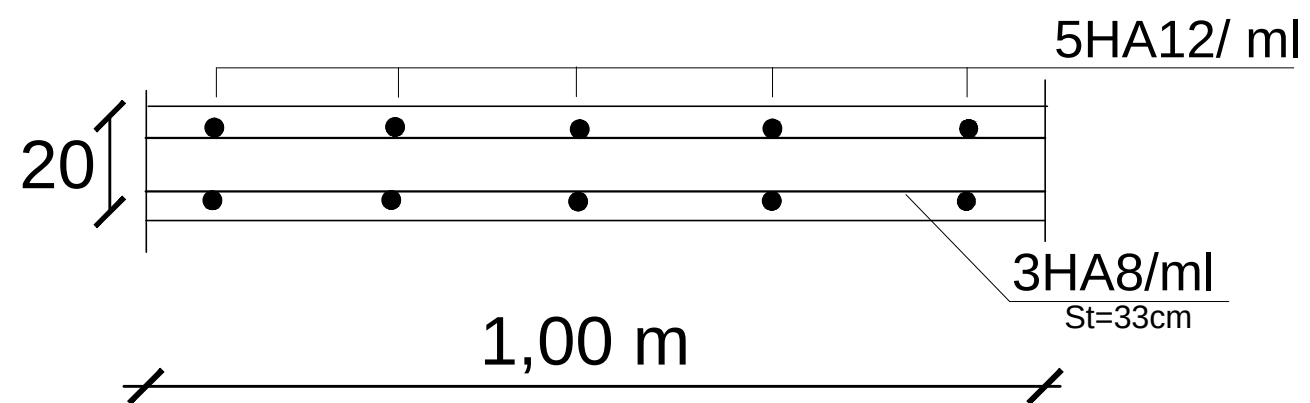
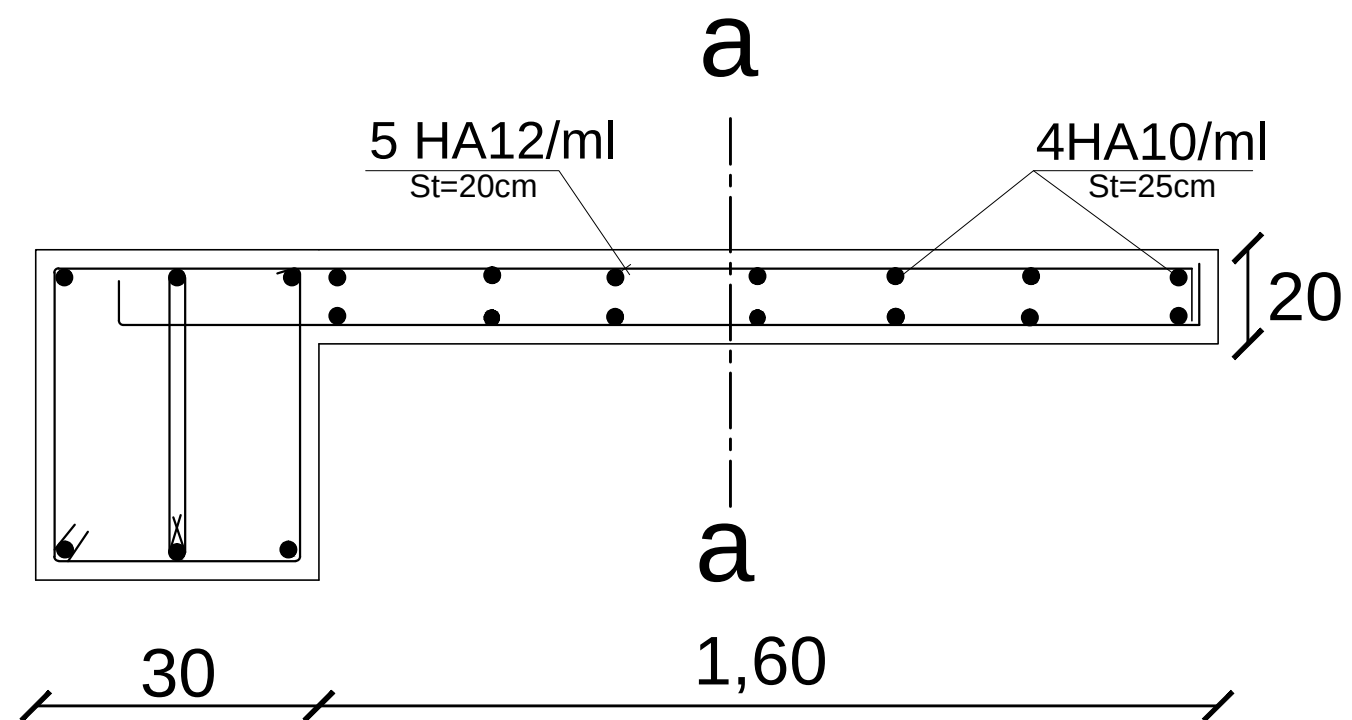
Présenté par:	M ^{elle} : TAMANI Lysa M ^{elle} : YATAGHANE Kenza	FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE	2018/2019
Encadré par:	Mr: IDDIR .A		



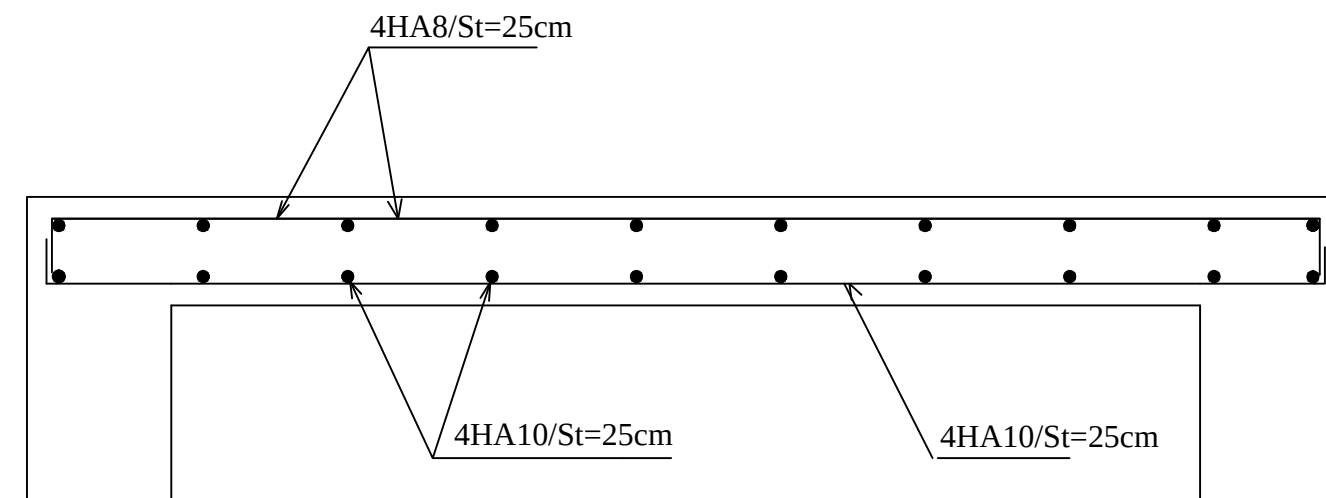
Présenté par:	M ^{elle} : TAMANI Lysa M ^{elle} : YATAGHANE Kenza	FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE	2018/2019
Encadré par:	Mr: IDDIR .A		



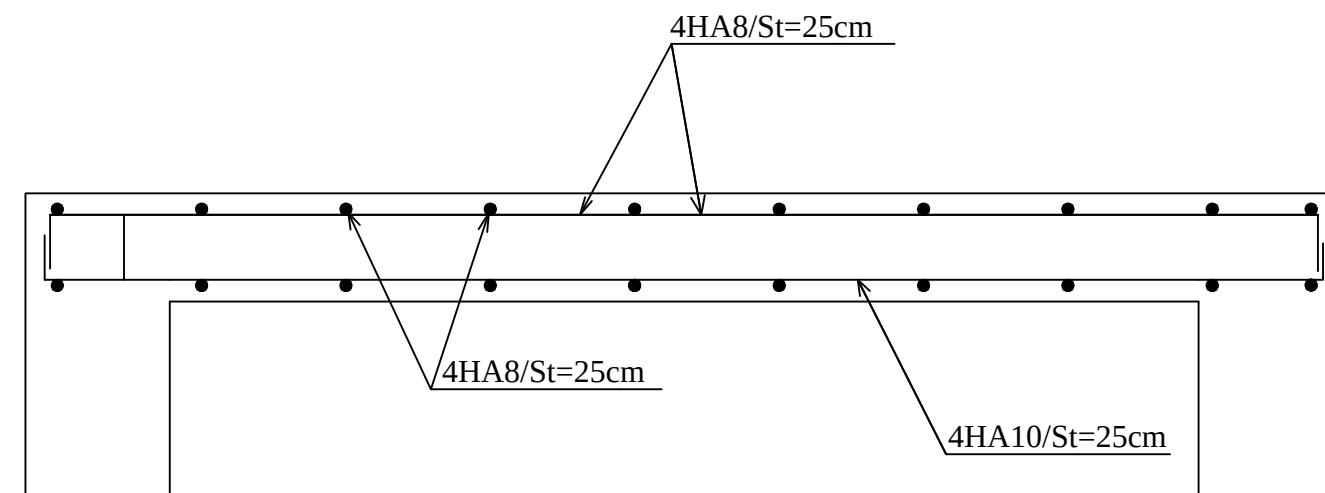
Présenté par:	M ^{elle} : TAMANI Lysa M ^{elle} : YATAGHANE Kenza	FERRAILLAGE DU PLANCHER-	2018/2019
Encadré par:	Mr: IDDIR .A		



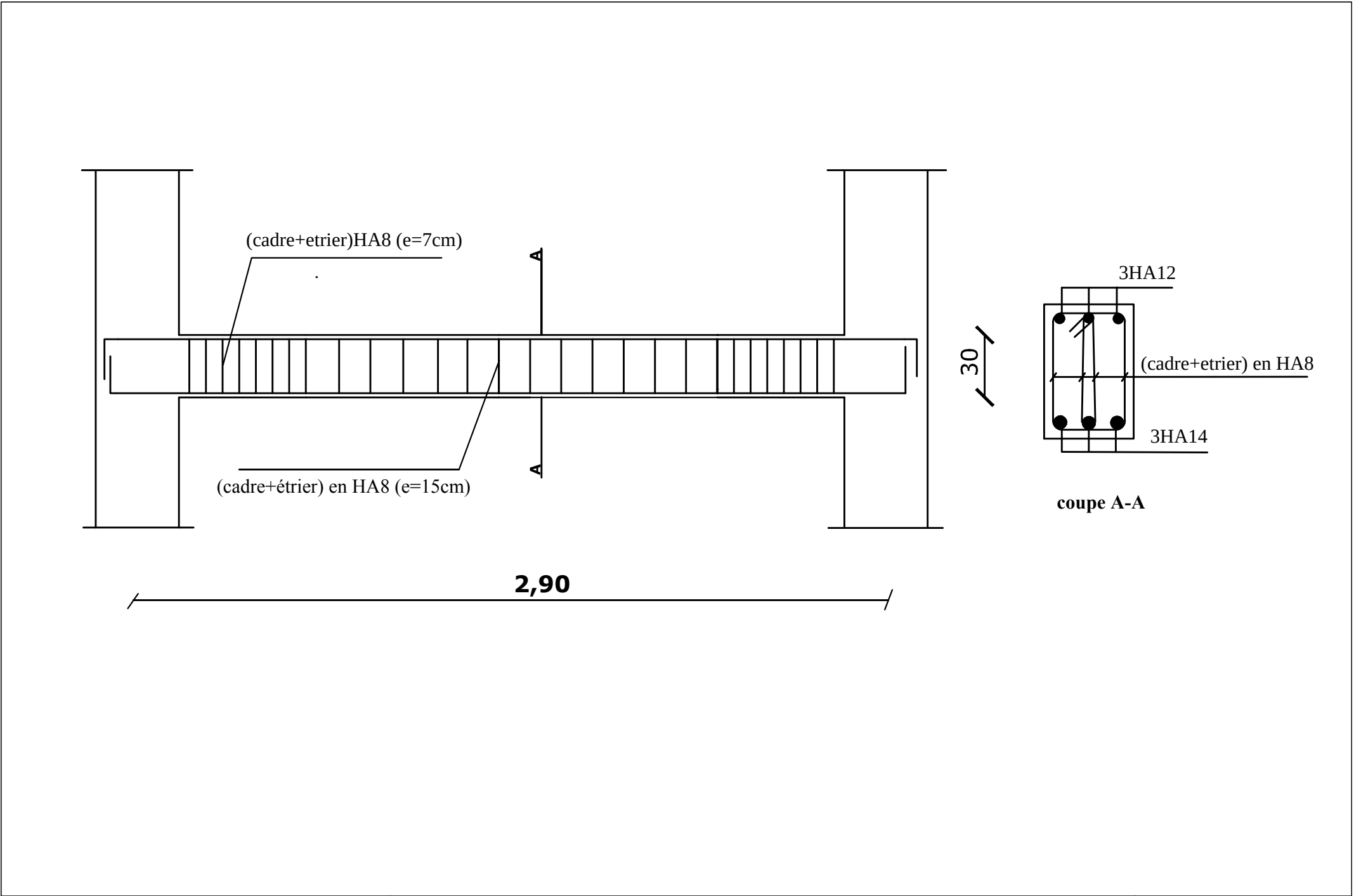
Coupe a-a



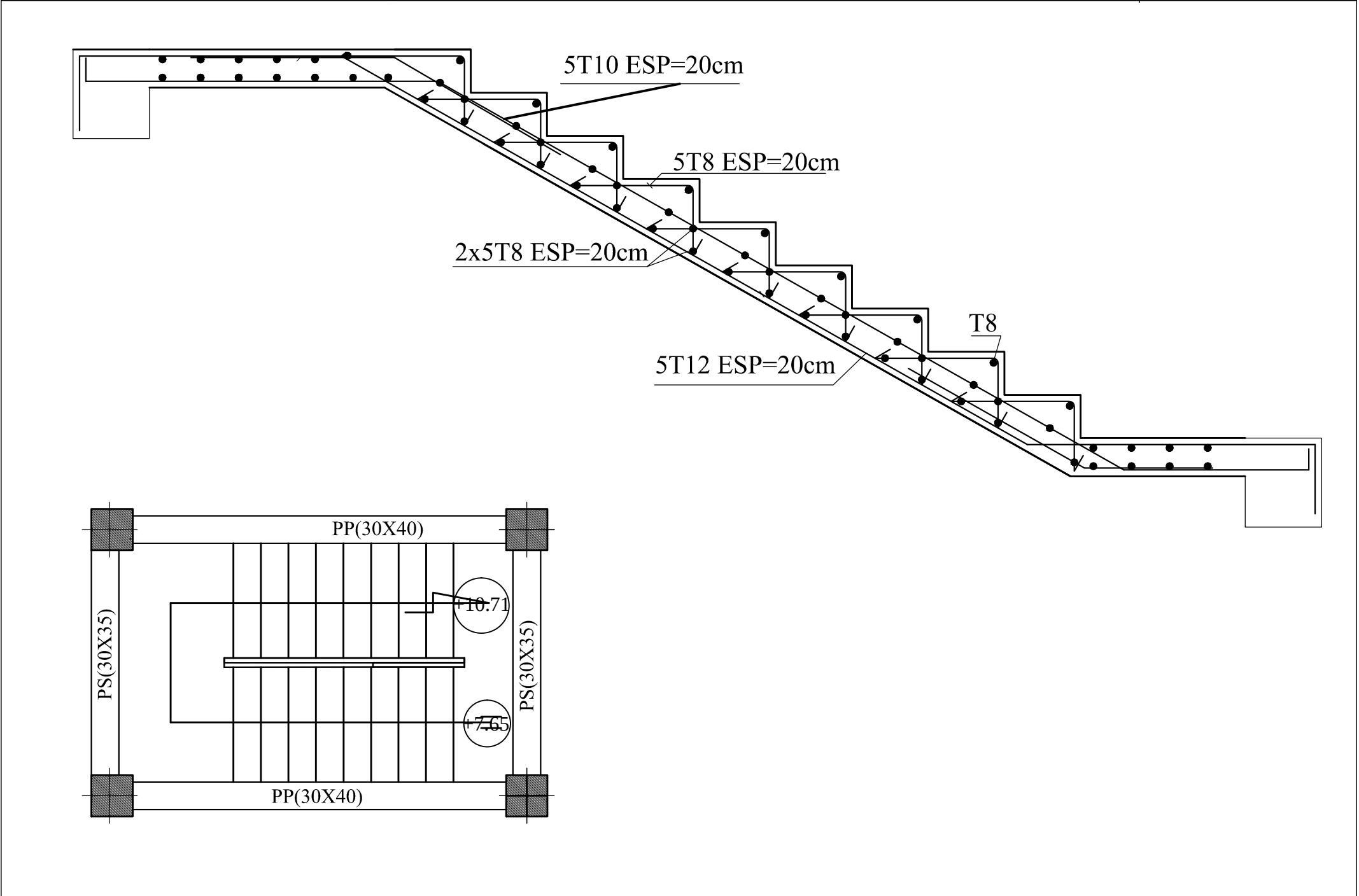
Ferrailage suivant x-x



Ferrailage suivant y-y



Présenté par:	Melle : TAMANI Lysa Melle: YATAGHANE Kenza	FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIÈRE	2018/2019
Encadré par:	Mr: IDDIR .A		



Présenté par:	Melle : TAMANI Lysa Melle: YATAGHANE Kenza	COFFRAGE & FERRAILLAGE DES ESCALIER	2018/2019
Encadré par:	Mr: IDDIR .A		

Conclusion générale

Ce travail a été un premier pas vers notre vie professionnelle, et fût une expérience épanouissante qui nous a permis de rassembler nos connaissances et de poser des questions aux quelles les réponses étaient source de savoirs.

Lorsque ce projet nous a été confié, nous avons eu conscience des contraintes aux quelles nous allons être confronté, nous avons fait de notre mieux afin d'accomplir cette tâche, même si la route était pleine de compromis, on a su y faire face, grâce aux enseignants qui nous ont incités à la recherche et qui ont pris le grand soin de nous transmettre un savoir sans le quel rien ne serait possible aujourd'hui.

A présent que l'étude de notre structure est achevée, nous avons constaté :

- Que l'élaboration d'un projet n'est pas uniquement basé sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le coté pratique.
- Qu'après avoir essayé différentes dispositions des voiles, les résultats nous ont amené à un contreventement par des voiles porteurs et non un contreventement mixte, dont la répartition des charges sismiques est équitable entre les voiles et les portiques, chose qu'on aurait souhaité afin d'éviter un surcout économique lors du ferrailage des voiles.
- Qu'une durée de temps importante est indispensable pour l'étude et le calcul du ferrailage dans chaque élément avec ses efforts propres.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin, il faut toujours garder en soi que la route du savoir est sans fin, la vie professionnelle est pleine d'expériences que nous allons devoir surpassé, et un jour à notre tour on pourra transmettre ce qui nous a été transmis, ainsi le cycle de la vie est fait ...

Bibliographie

- [1] Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- [2] DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- [3] Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés.
- [4] Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [5] Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- [6] Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- [7] Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.