

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : construction civile et industrielle*

THEME



Réalisé par:

M^{elle} OUSSAADI Sélia

et

M^{elle} DJEGHALI Hanane

Proposé et dirigé par :

M. BOUKAIS Said

et

M. NEKMOUCHE Aghiles

*Promotion
2018/2019*

REMERCIEMENT

Tous d'abord, notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté d'élaborer ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions nos promoteurs M^r BOUKAIS et M^r NEKMOUCHE, pour leur soutien, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements à nos familles respectives (la famille DJEGHALI et la famille OUSSAADI) et à tous nos amis(es).

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Merci



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- ❖ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, qui m'ont soutenu durant toute ma formation afin de me voir devenir ce que je suis aujourd'hui, merci.*
- ❖ *A mes très chers frères et à mes très chères sœurs.*
- ❖ *A toute ma famille sans exception.*
- ❖ *A ma chère binôme OUSSAADI Sélia.*
- ❖ *A mes très chers amis (Nacera, Yamina, Hanane, Thileli, Karim, Mohend, Kaci.....).*
- ❖ *A tous ceux que j'aime.*

DJEGHALI Hanane



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- ❖ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, qui m'ont soutenu durant toute ma formation afin de me voir devenir ce que je suis aujourd'hui, merci.*
- ❖ *A mes très chers frères et à ma très chère sœur.*
- ❖ *A toute ma famille sans exception.*
- ❖ *A ma chère binôme DJEGHALI Hanane.*
- ❖ *A mes très chers amis (Lysa, Lisa, Hanifa, Lyes, Youva, Meziane, Karim, Mohand ...).*
- ❖ *A tous ceux que j'aime.*

OUSSAADI Sélia

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.....01-09

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....10-24

Chapitre III : Calcul des éléments

III-1-L'acrotère.....25-32

III-2-Le balcon.....33-38

III-3-Les escaliers.....39-53

III-4-La poutre palière.....54-61

III-5-Les planchers62-91

III-6-Salle machine.....92-100

Chapitre IV : Modélisation de la structure101-117

Chapitre V : Vérification des conditions du RPA.....118-128

Chapitre VI: Ferrailage de la structure

VI-1- Ferrailage des poutres129-139

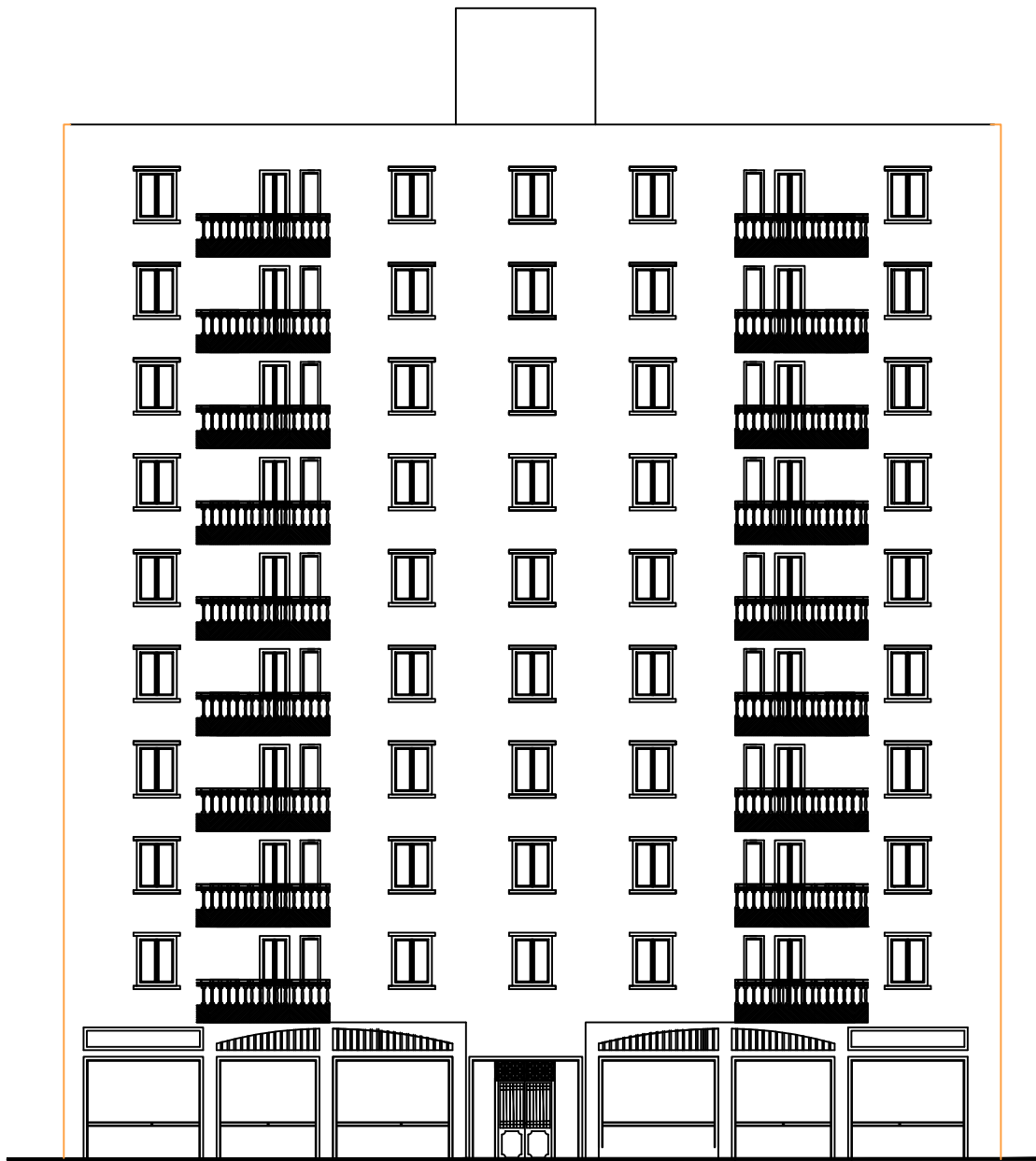
VI-2- Ferrailage des poteaux140-154

VI-3- Ferrailage des voiles155-165

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure.....166-192

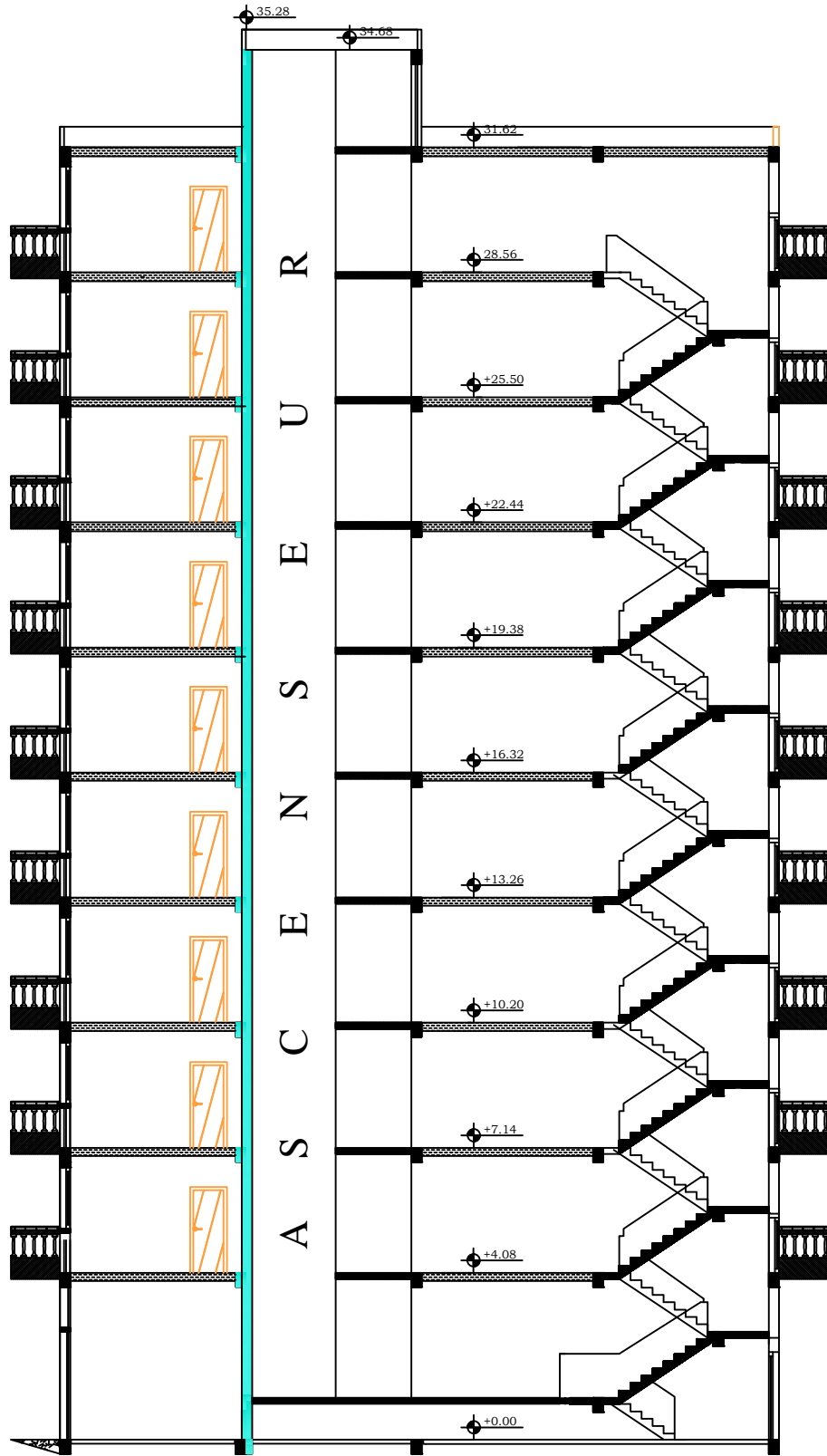
Conclusion

Bibliographie



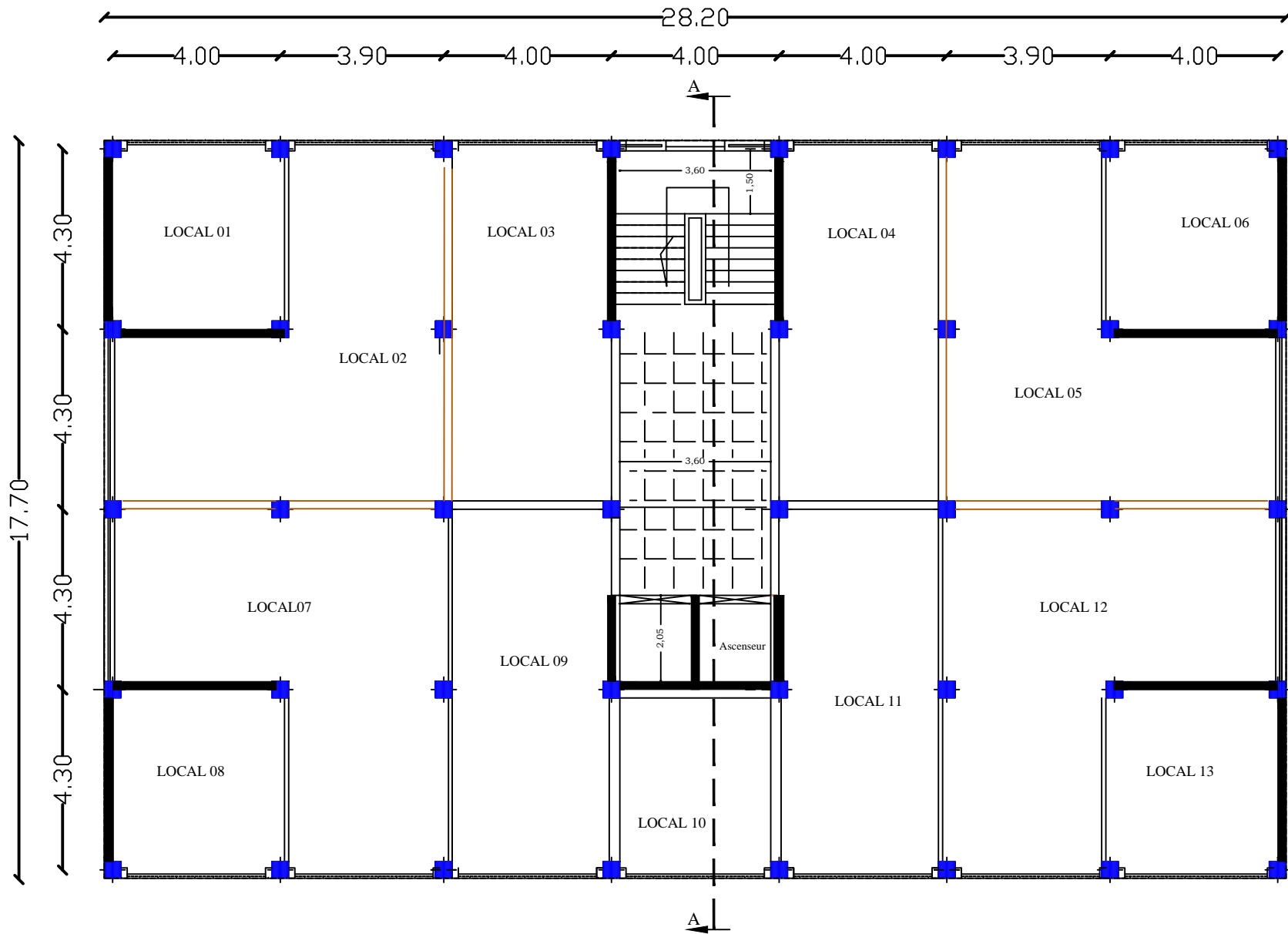
FACADE PRINCIPALE

1

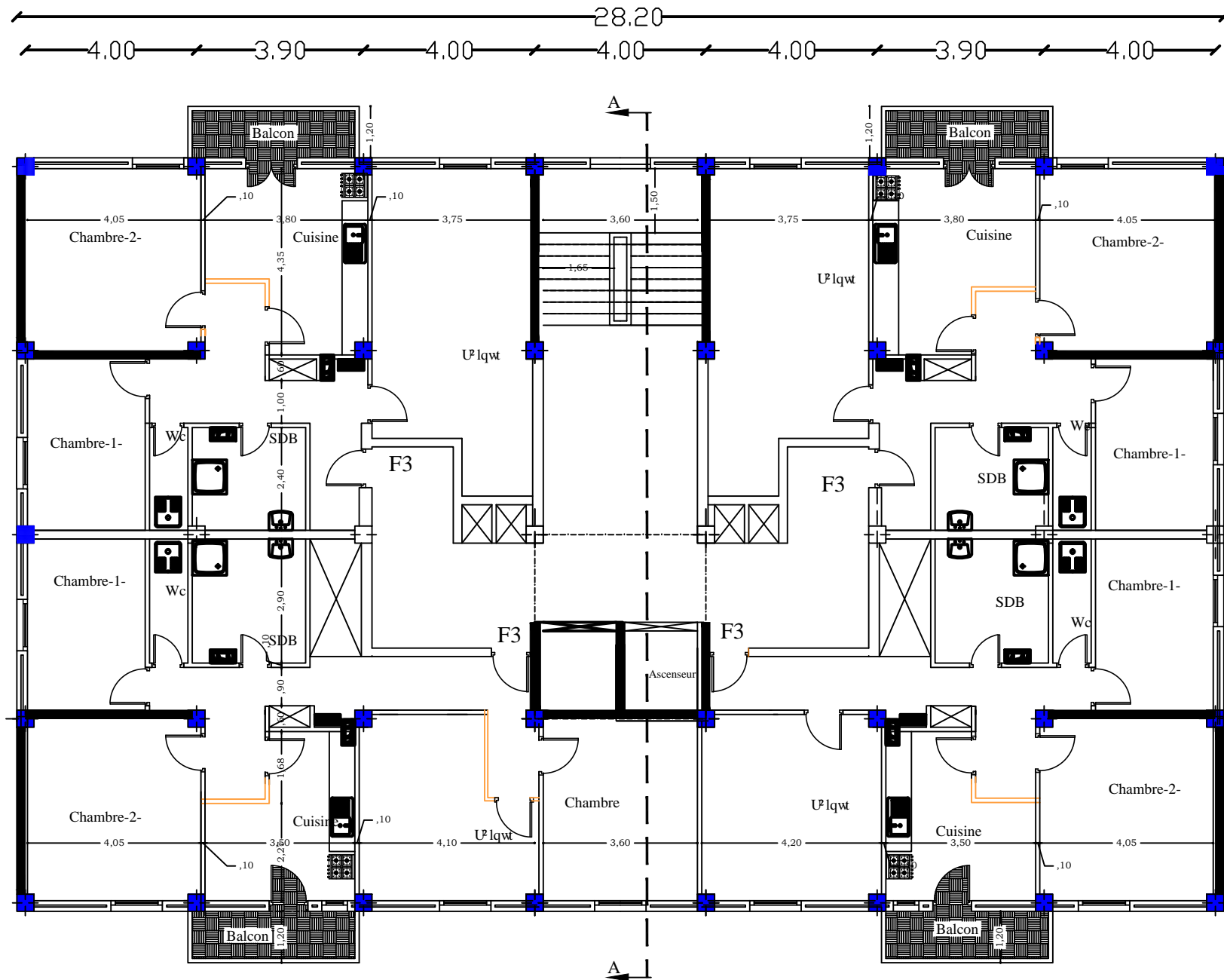


2

COUPE A-A



PLAN RDC

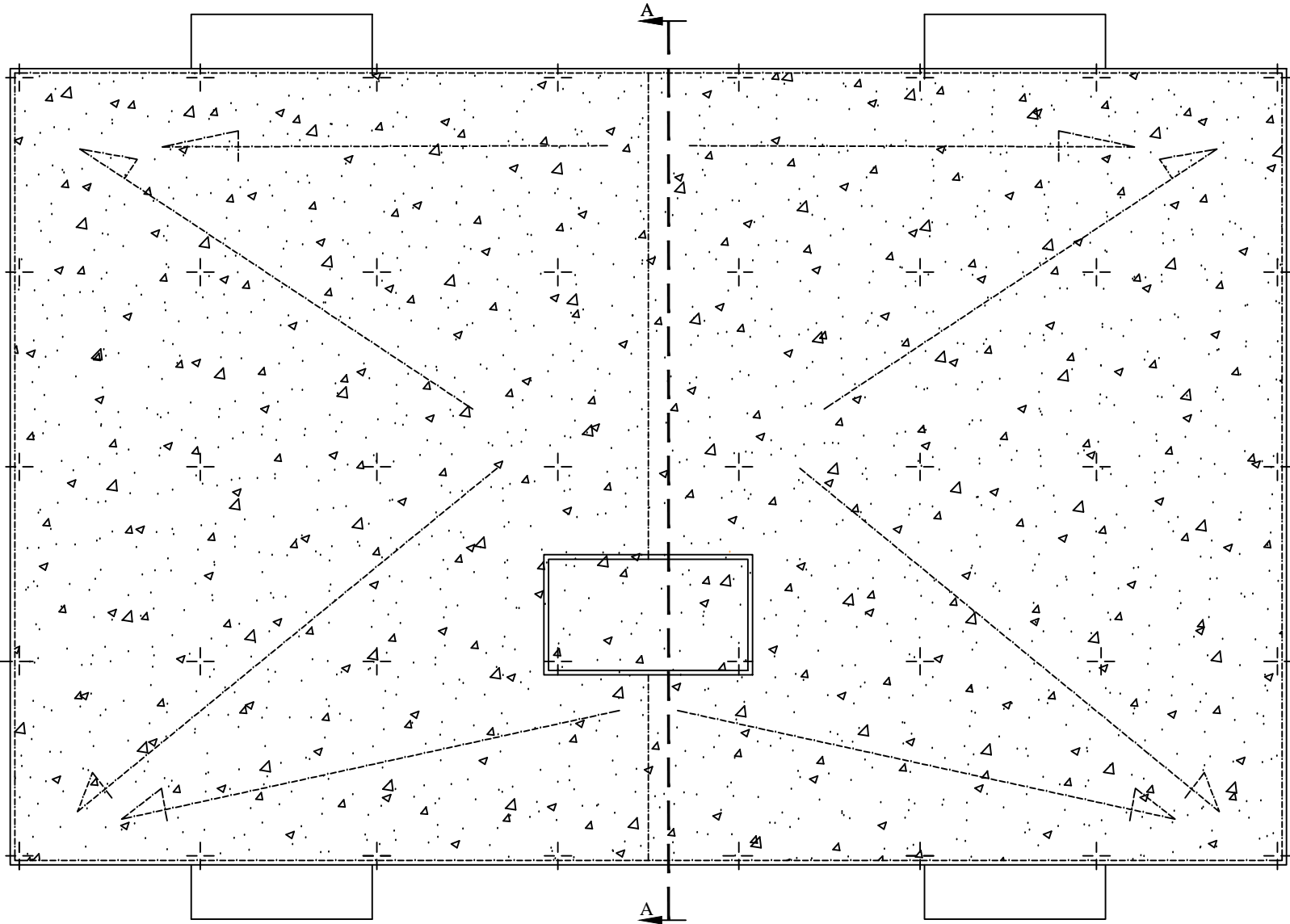


4

PLAN ETAGE COURANT

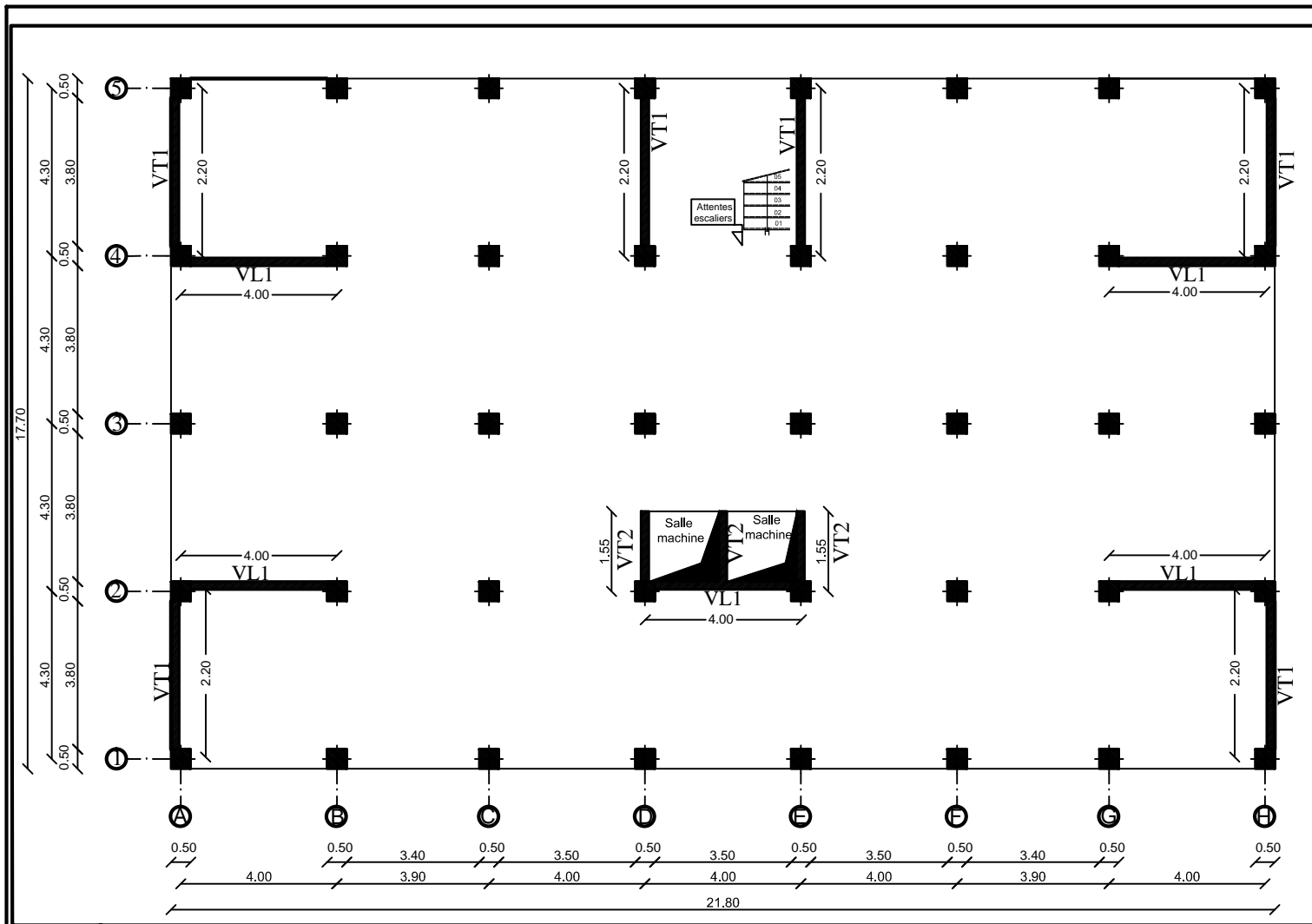
28.20
4.00 3.90 4.00 4.00 4.00 3.90 4.00

17.70
4.30 4.30 4.30 4.30



5

PLAN TOITURE



*Les Voiles Longitudinaux:

-VL 01 =4.00 m

*Les Voiles Transversaux :

-VT 01 =3.80m

-VT 02 =1.55 m (salle machine)

LA DISPOSITION DES VOILES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i>	<i>Titre :</i>	<i>Echelle°: 1/50</i>
-M ^{elle} DJEGHALI Hanane	LA DISPOSITION DES VOILES	<i>Plan N°: 02</i>
-M ^{elle} OUSSAADI Sélia		<i>Promotion:</i>
<i>Dirigé par -M^r BOUKAIS.S</i>		2019
-M ^r NEKMOUCHEA		

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, le calcul, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

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.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

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 en Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans ce présent projet, qui consiste à l'étude d'un bâtiment (R+9) contreventé par voiles porteurs, le calcul statique fait l'objet des trois premiers chapitres. De plus, une étude dynamique a été réalisée, en sollicitant la structure à un effort de séisme qu'on a défini par le spectre de réponse avec le logiciel ETABS 9.7.

I.1) INTRODUCTION :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à étudier, en l'occurrence, les caractéristiques géométriques, les éléments constitutifs et les caractéristiques mécaniques des matériaux composant ce dernier.

I.2) PRÉSENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles porteurs. Cet ouvrage est implanté à Tizi Ouzou classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre structure comporte :

- 01 rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- 09 étages à usages d'habitation.
- 01 cage d'escalier.
- 02 cage d'ascenseur.

I.3) CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE L'OUVRAGE :

La conception architecturale est tenue d'être respectée par l'ingénieur en génie Civil, qui doit prendre en considération les caractéristiques géométriques de cet ouvrage.

Les dimensions de ce dernier sont comme suit :

- La longueur totale du bâtiment :.....28.2m.
- La largeur totale du bâtiment :.....20m.
- La hauteur totale du bâtiment :..... 35.28m.
- La hauteur du rez-de-chaussée :.....4.08m.
- La hauteur de l'étage courant :.....3.06m.
- La hauteur de l'acrotère :.....0.60m.

I.4) LES CARACTÉRISTIQUES DU SOL D'ASSISE :

Le dossier géotechnique nous a donné une contrainte admissible du sol égal à :

$$\sigma_{sol} = 2\text{bars.}$$

I.5) LES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DE L'OUVRAGE :**A) L'OSSATURE :**

Cette tour est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et un ensemble de voiles.

- **Voiles :** Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

- **Portiques :** Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

B) LES PLANCHERS :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment, et pour fonction d'assurer la résistance mécanique et l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Plancher en dalle pleine coulée sur place, pour les balcons et les cages d'ascenseurs.

C) LES ESCALIERS :

Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tout les différents étages. Ces escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasse coulés sur place en béton armé.

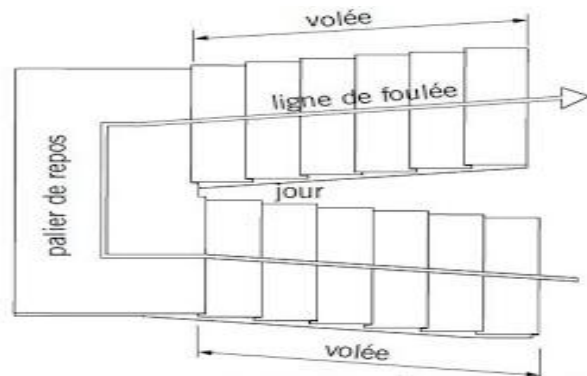


Figure I-1: Exemple d'escalier réalisé (à deux volées)

D) LA CAGE D'ASCENSEUR :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

Notre bâtiment est muni de deux cages d'ascenseur qui seront réalisées en voiles, coulées sur place.

E) LE REMPLISSAGE (MAÇONNERIE) :

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloisons.

- Les murs extérieurs et de séparation des appartements sont constitués de doubles cloisons en briques creuse de **15** et **10cm** d'épaisseur, séparés par une lame d'air de **5cm**.
- Les murs intérieurs sont constitués de cloisons simples en briques creuses de **10cm** d'épaisseur.

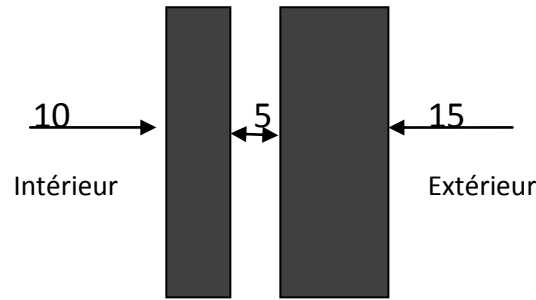


Figure I-2 : Schéma descriptif du mur

F) LES REVÊTEMENTS :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

H) BALCONS :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I) ACROTÈRE :

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

J) LES FONDATIONS :

Les fondations transmettent les charges et les surcharges de la superstructure au sol, pour cela on utilise soit des semelles isolées, soit des semelles filantes, soit un radier général, soit des semelles sur pieux.

Le choix se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

I.6) SYSTÈME DE COFFRAGE :

On utilise un système de coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.

I.7) CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX :

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

A) BÉTON :

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange de ciment, granulats, sable, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Il est le matériau de construction le plus utilisé au monde, ce dernier possède les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistant à la compression.
- La résistance aux agents agressifs (eau de mer, acides...)
- Sa mise en œuvre est aisée et ne nécessite que l'utilisation d'une main-d'œuvre rapidement formée.
- Son prix de revient fait du béton le matériau irremplaçable dans le domaine de la Construction.

Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350kg/ m³ de ciment (CPJ 325)

A-1) COMPOSITION DU BÉTON :

Le béton utilisé est un béton courant doser à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition Courante pour 1m³ est comme suit:

- Dosage de Ciment CPJ 325 : 350kg /m³.
- Gravier : 1125 kg/m³ (Dg ≤ 25 mm).
- Sable propre : 380 à 450kg/m³ (Dg ≤ 5 mm).
- Eau de gâchage : 175 kg.

A-2) RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE DU BÉTON :

On définit deux types de résistance :

❖ Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours. Elle est mesurée à partir des essais de compression axiale de cylindres droits, d'une hauteur double de leur diamètre (d=16 ; H=32cm).

Lorsqu'une sollicitation s'exerce sur un béton dont l'âge de (j) jours inférieur ou égale à 28 jours (j ≤ 28jours), sa résistance caractéristique à la compression est définie par :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{aligned} \right\} \text{ [BAEL91mod99/A2.1.11]}$$

Pour l'étude de ce projet on prend **fc28= 25MPa**.

❖ La Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ en MPa} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa,}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} \text{ en MPa} \quad \text{pour} \quad f_{cj} > 60 \text{ MPa,}$$

Dans notre cas :

$$f_{t28} = 0.6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa} \quad \text{(BAEL 91, Art A.2.1,12)}$$

A-3) MODULE DE DÉFORMATION LONGITUDINALE DU BÉTON :

Selon la durée des sollicitations, on distingue deux types de modules :

❖ **Module d'instantané du béton : [BAEL 91 modifié 99 / Art.2.1 21]**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[8]{f_{cj}} \text{ en (MPa)}$$

❖ **Module différé du béton : [BAEL 91 modifié 99/ Art .2.1 22]**

Pour les charges de longue durée d'application, et afin de tenir compte de l'effet de **fluage** et du **retrait** du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en (MPa)}$$

Le fluage : il correspond à un raccourcissement dans le temps sous contrainte qui se stabilise au bout d'une période comprise entre 3 et 5ans.

Le retrait : c'est un phénomène de raccourcissement différé due principalement au départ de l'eau libre interne.

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\implies \begin{cases} E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa} \end{cases}$

A-4) MODULE DE DÉFORMATION TRANSVERSALE DU BÉTON :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} \quad [\text{BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3}]$$

Avec :

E : module de Young

$$\vartheta = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

ϑ : Coefficient de poisson ;

$$\begin{cases} \vartheta = 0 \dots \dots \text{ pour le calcul des déformations en considérant le béton à l'ELU.} \\ \vartheta = 0.2 \dots \dots \text{ pour le calcul des déformations en considérant le béton à l'ELS.} \end{cases}$$

A-5) CONTRAINTES LIMITES :❖ **Contraintes limites ultime à la compression :**

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_{\gamma_b}} \text{ en MPa} \quad [\text{BAEL 91, Art A.4.3,41}]$$

Avec :

f_{bc} : Contrainte ultime du béton en compression.

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

- $\theta = 1$: si la durée d'application est $>24h$;
- $\theta = 0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h ;
- $\theta = 0.85$: si la durée d'application est ≤ 1 heure

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \textit{situation courante}; \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \textit{situation accidentelle}; \end{cases}$

- Pour $\gamma_b=1,50$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14,2$ MPa.
- Pour $\gamma_b=1,15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 18,48$ MPa si $\theta=0.85$ on aura $f_{bu} = 21.74$ MPa

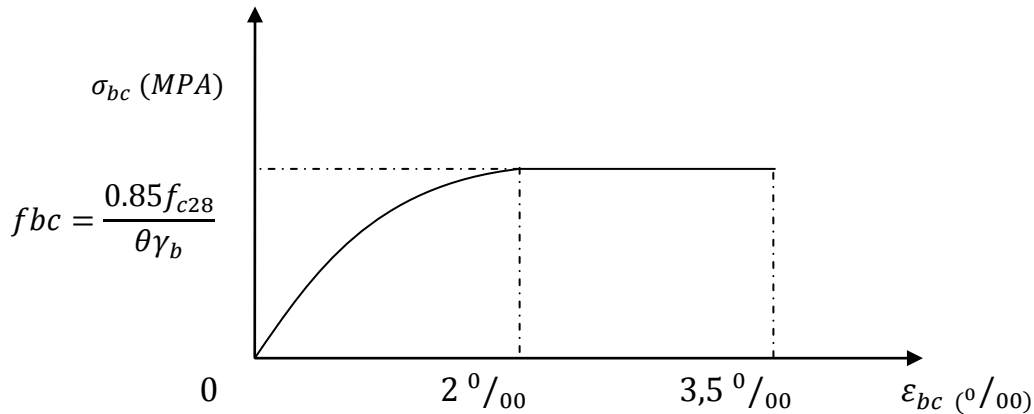


Figure I-3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

- $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ Compression pure (les déformations du béton sont limitées à 2‰)
- $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ Compression avec flexion (les déformations du béton sont limitées à 3,5‰).

❖ **La contrainte limite de Service à la compression :**

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

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ Avec $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

À $j=28$ jour et $f_{c28} = 25$ MPa

Donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa

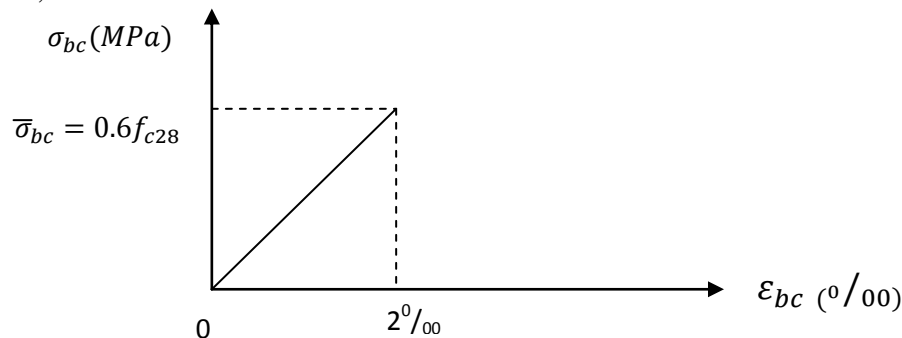


Figure I-4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

❖ **Contrainte limite de cisaillement à l'ELU:**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d} \quad [\text{BAEL91mod99/A 5.1.21}]$$

Avec:

v_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée à (L'E.L.U)

b_0 : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **pour une fissuration peu nuisible :**

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right); \text{ D'où : } \tau_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

➤ **pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right); \text{ D'où : } \tau_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

B) ACIER :**B-1) DÉFINITION :**

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5	400	14%
Aciers en Treillis	Treillis soudé(TS) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	1,3	1	520	8%

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

B-2) MODULE D'ÉLASTICITÉ LONGITUDINALE DE L'ACIER :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$.

B-3) CONTRAINTES LIMITES :❖ **Contrainte limite ultime à l'ELU :**

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

Avec :

f_e : Limite d'élasticité des aciers utilisés [MPa]

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \rightarrow \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1.00 & \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$\sigma_s = 348 \text{MPa}$ Pour $f_e E400$ en situation courante et 400 MPa en situation accidentelle.

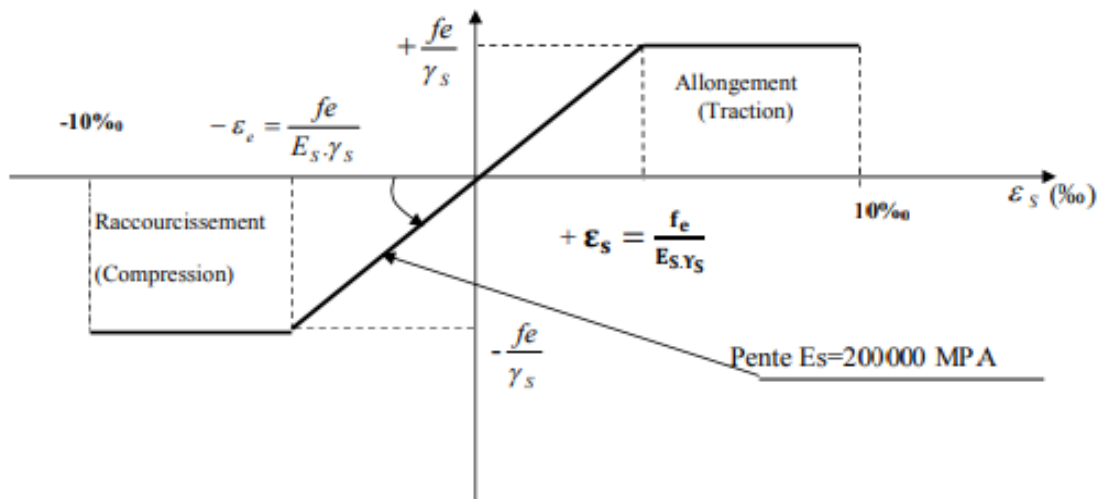


Figure 1-5 : Diagramme de contrainte déformation de l'acier.

❖ **Contrainte limite de service :**

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

➤ **Fissuration peu préjudiciable :** (BAEL91, art A.4.5, 32)

Dans ce cas l'élément se trouve dans des locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation donc il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

➤ **Fissuration préjudiciable :** (BAEL91, art A.4.5, 33)

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce, il faut vérifier que :

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{nftj}) \right] \text{MPa.}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91, art A.4.5.34)**

Lorsque les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité, on observe la règle suivante :

$$\sigma_s = \min[0,5f_e, 90\sqrt{nftj}]$$

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton [MPa].

n : Coefficient de fissuration.

- $n=1.6$ pour les aciers HA de diamètre $\geq 6\text{mm}$.
- $n = 1.3$ pour les aciers HA $< 6\text{mm}$
- $n = 1.0$ pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

B-4) PROTECTION DES ARMATURES :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, et que l'adhérence soit parfaite, on doit adopter un enrobage (c) des armatures conforme aux prescriptions suivantes :

- $c \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos. Dans notre structure, on prend un enrobage $c=2$ cm.

I-8) LES RÉGLEMENTATIONS UTILISÉES :

Les règles utilisées sont :

- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 99).
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA 99 VERSION 2003).
- Documents Technique Règlementaires (DTR-BC-22) : Les charges et les surcharges d'exploitation
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé (CBA 93).

II.1) INTRODUCTION :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celles des matériaux utilisés, nous passons au pré-dimensionnement des éléments porteurs à savoir les plancher, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2) PRÉ DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :**A) PLANCHER EN CORPS CREUX :**

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher, disposées suivant la plus petite portée.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99, Art B.6.8.423})$$

ht: Hauteur totale du plancher ($h_t = h_{cc} + h_{dc}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{cc}: \text{hauteur du corps creux} \\ h_{dc}: \text{hauteur de la dalle de compression} \end{array} \right.$$

L_{\max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

Ce qui nous donne : $h_t \geq \frac{375}{22.5} = 16.66 \text{ cm}$

On a : $h_t = 16.66 \text{ cm}$ \Rightarrow On opte pour un plancher à corps creux de 20 cm d'épaisseur (16+4) avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{cc} = 16 \text{ cm.} \\ h_{dc} = 4 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

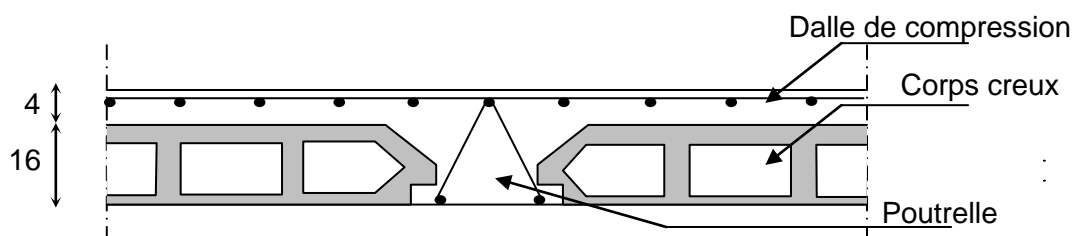


Figure II-1: Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

Remarque :

Pour le pré dimensionnement des planchers on se référera dans un premier temps au RPA 99 version 2003 En zone sismique II, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

B) PLANCHER EN DALLE PLEINE :

Les planchers en dalle pleine sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres éléments. L'épaisseur de la dalle pour les balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq L_0 / 10 \quad \Rightarrow \quad e \geq \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

Avec :

e : épaisseur de la dalle

$L_0 = 1,20 \text{ m}$: portée libre du balcon

On adoptera une épaisseur de **e=15cm**.

II.3) PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L d'après les prescriptions préconisées par le **RPA 99 (version 2003)** les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Hauteur h_t : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- Largeur b : $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

b : largeur de la poutre.

Les poutres doivent respecter les conditions ci- après :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
 - $h_t \geq 30 \text{ cm}$
 - $h_t / b \leq 4$
- RPA 99 version 2003 (art 7.5.1)**

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

A) POUTRES PRINCIPALES : [P.P]

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

➤ **Hauteur h_t :**

$$L_{\max} = 430 - 25 = 405 \text{ cm}$$

$$\frac{405}{15} \leq h_t \leq \frac{405}{10} \implies 27 \leq h_t \leq 40.5 \text{ cm} \implies \text{on prend } h_t = 35 \text{ cm.}$$

➤ **Largeur b :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \implies 16 \leq b \leq 28 \implies \text{On prend } b = 30 \text{ cm.}$$

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de ($b = 30 \text{ cm}$).

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1 du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 35 / 30 = 1,16 \leq 4$ condition Vérifiée

B) POUTRES SECONDAIRES [P. S] :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

➤ **Hauteur h_t :**

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \implies 25 \leq h_t \leq 37.5 \text{ cm} \implies \text{on prend } h_t = 30 \text{ cm.}$$

➤ **Largeur b :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \implies 14 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \implies \text{on prend } b = 25 \text{ cm.}$$

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de ($b = 25 \text{ cm}$).

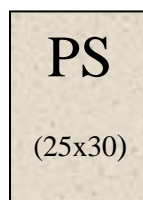
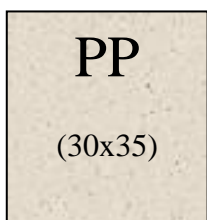
Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1 du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 30 / 25 = 1,2 \leq 4$ condition Vérifiée.

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, alors les sections ($b \times h$) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- **Poutre principale** (sens transversal) : **30x35 cm²**.
- **Poutre secondaire** (sens longitudinal): **25x30 cm²**.



II.4) PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure, le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} ; \quad \text{Avec :} \quad N = G + Q$$

Avec :

N : effort de compression repris par les poteaux.

S : section transversale du poteau

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone I et IIa} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone III et II}_b \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

A) DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur la structure en tenant compte du document technique réglementaire en l'occurrence le DTR BC.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation).

❖ Les charges permanentes (G) :

➤ Plancher terrasse :

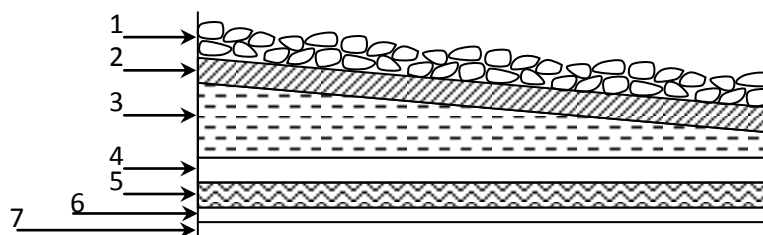


Figure II-2: Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ² / cm)	G (KN / m ²)
1	Couche de gravillon	5	0.2	1
2	Étanchéité multicouche	2	0.06	0.12
3	Forme de pente en béton	7	0.22	1.54
4	Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (16+4)	20	/	2.80
7	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
Charge permanent G				5.83

Tableau II-1 : Charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse.

➤ **Plancher d'étage courant :**

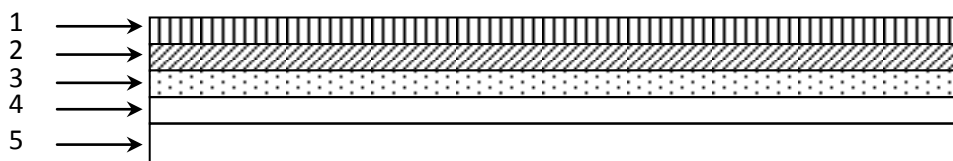


Figure II-3: Coupe verticale d'un plancher étage courant à corps creux.

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ² / cm)	G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	2	0.22	0.4
2	Mortier de pose	2	0.20	0.4
3	Couche de sable	3	0.22	0.66
4	Plancher en corps creux	20	/	2.80
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
6	Cloison en brique creuse	10	0.09	0.90
Charge permanent G				5.39

Tableau II-2 : Charges permanentes (G) revenant au plancher d'étage courant.

Les balcons (dalle pleine) :

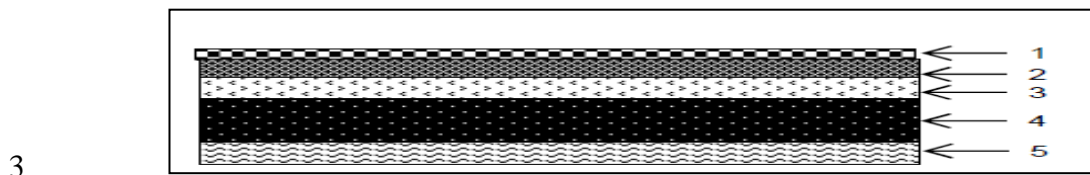


Figure II-4 : Coupe verticale d'un plancher étage courant à dalle pleine.

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ² /cm)	G (KN / m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.22	0.44
2	Mortier de pose	2	0.20	0.4
3	Couche de sable	3	0.18	0.54
4	Dalle pleine en béton armé	15	0.25	3.75
5	Mortier de ciment	2	0.18	0.36
Charge permanent G				5.49

Tableau II-3 : Charges permanentes (G) revenant à la dalle pleine

➤ **Maconnerie :**

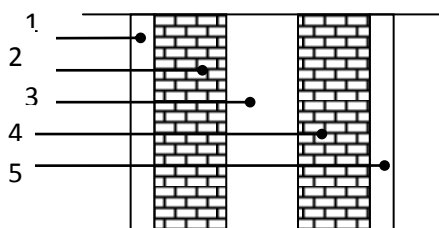


Figure II-5 : Coupe vertical d'un mur extérieur

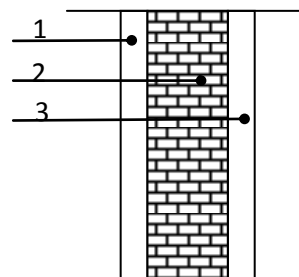


Figure II-6 : Coupe verticale d'un mur d'intérieur

• **Murs extérieurs :**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ² /cm)	G (KN / m ²)
1	Enduit ciment	2	0.22	0.44
2	Briques creuses	10	0.9	0.9
3	Lame d'air	5	/	/
4	Briques creuses	10	0.9	0.90
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
Charge permanent G				2.44

Tableau II-4 : Charges permanentes (G) revenant aux murs extérieurs

- Murs intérieurs :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m ² /cm)	G (KN / m ²)
1	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
2	Briques creuses	10	0.09	0.9
3	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
Charge permanent G				1.3

Tableau II-5 : Charges permanentes (G) revenant aux murs intérieurs.

➤ L'acrotère :

Calcul de son poids propre :

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - (0.1 \times 0.03/2)] \times 25$$

$$G = 1.71 \text{ KN/ml.}$$

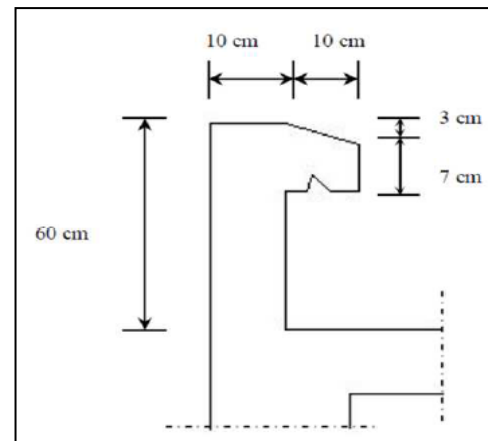


Figure II-7 : Dimensionnement de l'acrotère.

❖ Les surcharges d'exploitation (Q):

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR BC.2.2 comme suit :

Élément	Surcharges [KN/m ²]
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC (commercial)	3.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

Tableau II-6 : Charges permanentes (G) revenant aux murs intérieurs.

B) LOCALISATION DU POTEAU LE PLUS SOLLICITÉ :

Dans notre cas nous avons six (06) poteaux qui sont plus sollicités que les autres, Pour parvenir au pré dimensionnement des poteaux, nous avons choisi de calculer l'un des six poteaux.

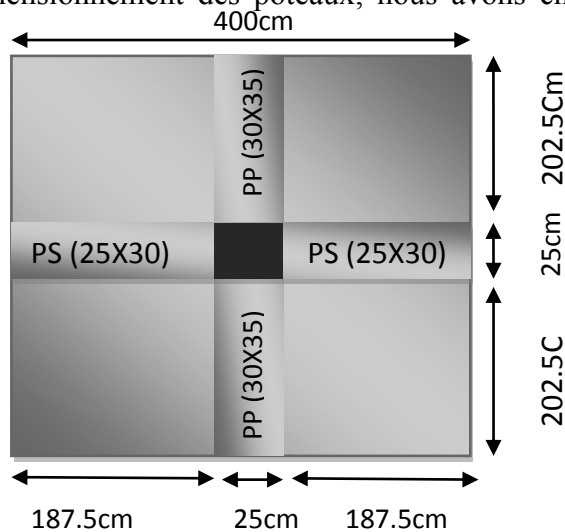


Figure II-8 : Surface d'influence du poteau

❖ **Surface d'influence :**

Selon le RPA la section minimale des poteaux est de (25x25) cm² pour la zone IIa. On impose donc, cette section donnée par le règlement.

- ✓ La surface nette revenant au poteau :
 $S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$ avec: $S_1 = S_2 = S_3 = S_4$
 $S_n = 4 \times S_1 = 4 \times (1.875 \times 2.025)$
 $S_n = 15.18 \text{ m}^2$

C) DESCENTE DE CHARGE :

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

❖ **Détermination du poids propre des éléments :**

Avec : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

➤ **Poids des planchers revenant au poteau le plus sollicité : $P = S \times G$**

plancher	Surface d'influence (m ²)	Charge Permanente (KN/m ²)	Charges revenant Au poteau P(KN) $P = S \times G$
Terrasse	15.18	5.83	88.49
Etage courants	15.18	5.39	81.82

Tableau II-7 : Charges permanentes des planchers

➤ Poids des poutres :

Poutres	Charges permanentes des poutres (KN) $G = b \times h \times L \times \rho$	Charges permanentes totales des poutres (KN) $P_{totale} = G_{pp} + G_{ps}$
Principales	$G_{pp} = (0.3 \times 0.35) \times 4.05 \times 25 = 10.63$	$P_t = 17.66$
Secondaires	$G_{ps} = (0.30 \times 0.25) \times 3.75 \times 25 = 7.03$	

Tableau II-8 : Charges permanentes des

➤ Poids propre des poteaux :

$$P_{Poteaux} = b \times h \times h_e \times \rho \text{ (KN).}$$

- RDC : $P = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25 = 6,375 \text{ KN}$
- Étage courant : $P = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN}$

➤ Détermination des charges d'exploitation des éléments :

Plancher terrasse : $Q_{terrasse} = 1 \times 15.18 = 15.18 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant : $Q_{étages} = 1,5 \times 15.18 = 22.77 \text{ KN}$.

Plancher RDC : $Q_{RDC} = 3,5 \times 15.18 = 53.13 \text{ KN}$

❖ Calcul des charges d'exploitation selon la loi de dégression :

Le (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges sur tous les planchers. Cette loi s'applique aux bâtiments élancés dont le nombre de niveau est supérieur à 5, ce qui est notre cas. La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n \geq 5$$

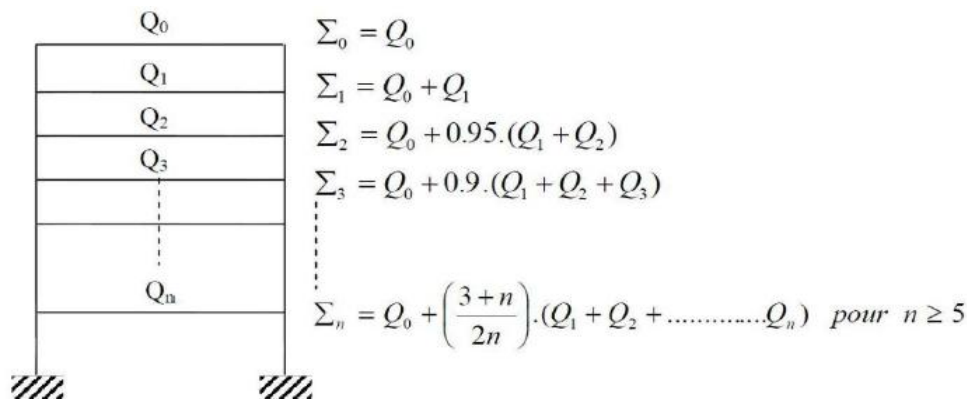
Avec :

Q_0 : charge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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



➤ **Coefficients de dégression de surcharges :**

Niveau	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.666

Tableau II-9: Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

➤ **Les surcharges cumulées Q_n :**

Avec :

$$Q_0 = 15.18 \text{ KN (terrasse)}$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = 1.5 \times 15.18 = 22.77 \text{ KN (étage courant)}$$

$$Q_9 = 3.5 \times 15.18 = 53.13 \text{ KN (RDC)}$$

NIVEAUX	Operations	Résultats(KN)
Terrasse	Q_0	15.18
Niveau 8	$Q_0 + Q_1$	37.95
Niveau 7	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	58.443
Niveau 6	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	76.659
Niveau 5	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	92.598
Niveau 4	$Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	106.260
Niveau 3	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	117.645
Niveau 2	$Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	128.984
Niveau 1	$Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	140.323
Niveau RDC	$Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	170.471

Tableau II.10: Résultats des surcharges cumulées.

D) DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN) $N_s = G_c + Q_c$	Section du poteau (cm ²)	
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G_{totale}	$G_{Cumulée}$	Q_n	Q_c		Section trouvée $s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
terrasse	88.49	17.66		106.150	106,15	15.180	15.180	121,33	80.88	25x25
8	81.82	17.66	4.781	104.261	210,411	22.77	37.950	248,361	165.574	25x25
7	81.82	17.66	4.781	104.261	314,672	22.77	58.443	373,115	248.743	25x25
6	81.82	17.66	4.781	104.261	418,933	22.77	76.659	495,592	330.394	30x30
5	81.82	17.66	4.781	104.261	523,194	22.77	92.598	615,792	410.528	30x30
4	81.82	17.66	4.781	104.261	627,455	22.77	106.260	733,715	489,143	30x30
3	81.82	17.66	4.781	104.261	731,716	22.77	117.645	849,361	566.240	35x35
2	81.82	17.66	4.781	104.261	835,977	22.77	128.984	964,961	643.307	35x35
1	81.82	17.66	4.781	104.261	940,238	22.77	140.323	1080,561	720.374	35x35
RDC	81.82	17.66	6.375	105.855	1046,093	53.13	170.471	1216,564	811.042	35x35

Tableau II.11 : Pré dimensionnement des poteaux.

☞ **Note :**

Les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- ✓ Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections des poteaux.
- ✓ Si la période de vibration n'est pas vérifiée.
- ✓ Si l'effort normal réduit n'est pas vérifié.

E) VÉRIFICATION RELATIVE AU COFFRAGE : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les Conditions suivant :

$$\text{Min (b x h)} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min (b x h)} \geq h_e/20$$

$$1/4 < b/h < 4$$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
25x25	$\text{min (b, h)} \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min (b, h)} = 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20}$	$h_e/20 = 15.3 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$b/h = 1$	
30x30	$\text{min (b, h)} \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min (b, h)} = 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20}$	$h_e/20 = 15.3 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$b/h = 1$	
35x35	$\text{min (b, h)} \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min (b, h)} = 35 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20}$	$h_e/20 = 15.3$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$b/h = 1$	

Tableau II-12 : Vérification relative au coffrage

F) VÉRIFICATION AU FLAMBEMENT :

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un Phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); C'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).

- La nature des appuis.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : l'élanement des poteaux.

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$ car le poteau est encasté à ses deux extrémités d'après le BAEL.91).

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).

L_0 : longueur libre du poteau.

S : section transversale du poteau ($b \times h$) tel que $b=h$.

I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$) tel que $b=h$.

Ce qui donne :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7l_0}{b} \quad \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b}$$

$$\longrightarrow \lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

- ✓ Poteaux (25x25) : $L_0 = 306\text{cm.} \Leftrightarrow \lambda = 29.62 < 50.$
- ✓ Poteaux (30x30) : $L_0 = 306\text{cm.} \Leftrightarrow \lambda = 24,68 < 50.$
- ✓ Poteaux (35x35) : $L_0 = 306\text{cm.} \Leftrightarrow \lambda = 21,15 < 50.$
- ✓ Poteaux (35x35) (RDC) : $L_0 = 408\text{cm.} \Leftrightarrow \lambda = 28.21 < 50.$

- **Conclusion :** La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

II-5) LES VOILES:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la fonction de contreventement qui leur garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales (séisme...) d'une part, et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

D'après le RPA99 version 2003, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

A) L'ÉPAISSEUR :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et les conditions de rigidité aux extrémités et elle doit être au minimum égale à **15 cm**.

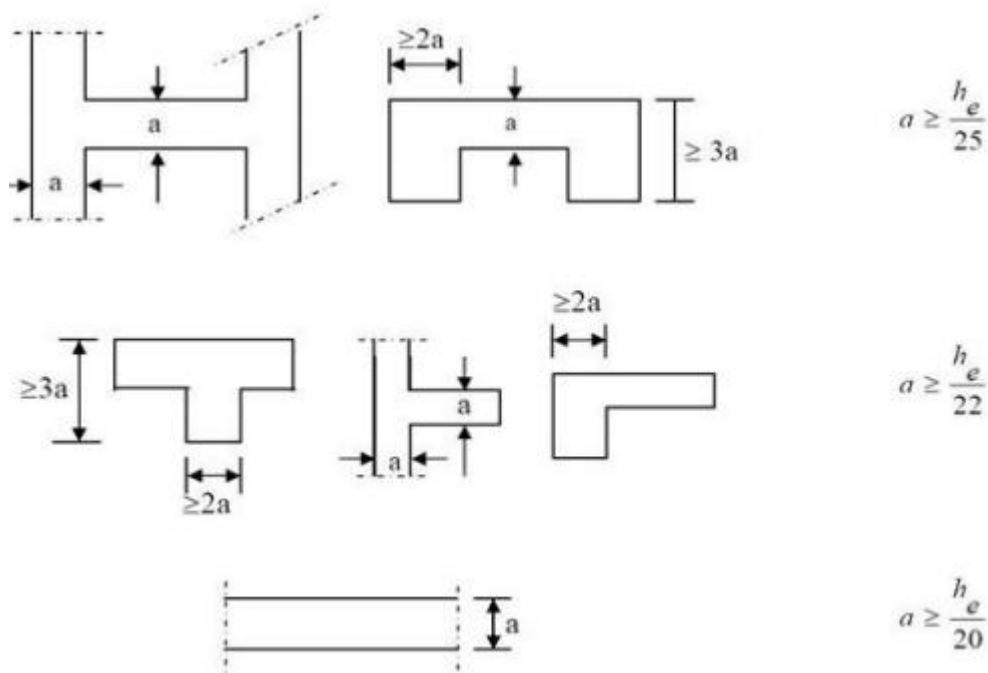


Figure II-9 : Epaisseurs des voiles.

Avec :

L_{\min} : la portée min des voiles.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

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

Relativement à notre cas : $a \geq \frac{h_e}{20}$ avec : $h_e = h - e_{\text{plancher}}$

h : hauteur de l'étage

e_{plancher} : épaisseur du plancher.

❖ **Pour RDC** : $h=408$ cm

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm} \implies a = \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,40 \text{ cm.}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : **$a=20$ cm**

❖ **Pour l'étage courant** : $h = 306$ cm

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \implies a \geq \frac{286}{20} = 14,3$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : **$a = 15$ cm.**

B) LONGUEUR MINIMAL DU VOILE: (vérification RPA 99Art 7.7.1)

Un élément est considéré comme étant voile si la condition suivante est satisfaite :

$$L_{\min} \geq 4a \text{ avec } L_{\min} : \text{portée minimale des voiles}$$

On a: $L_{\min} = 205 \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \implies L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$

➤ **Conclusion** : $a \geq (20; 15) \text{ cm}$. Donc on adopte pour les voiles une épaisseur : $a = 20 \text{ cm}$ sur tout la hauteur de la structure.

CONCLUSION :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

✓ **Les planchers :**

$$\text{Hauteur du plancher : } \begin{cases} \text{Corps creux} & \implies \text{ht} = 20 \text{ cm soit un plancher de } (16 + 4) \text{ cm} \\ \text{Dalle pleine} & \implies \text{ht} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Les poutres :**

- Section des poutres principales (30x35) cm²
- Section des poutres secondaires (25x30) cm²

✓ **Les poteaux :**

La section des poteaux est :

- RDC au 3^{eme} niveau $\implies (35 \times 35) \text{ cm}^2$
- 4^{eme} au 6^{eme} niveau $\implies (30 \times 30) \text{ cm}^2$
- 7^{eme} au 9^{eme} niveau $\implies (25 \times 25) \text{ cm}^2$

✓ **Les voiles :**

Épaisseur des voiles $e = 20 \text{ cm}$.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres.

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 on peut les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA version 2003. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- l'acrotère.
- Les balcons.
- Les escaliers.
- La poutre palière.
- les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- la salle machine.

III.1) CALCUL DE L'ACROTÈRE :

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{ KN/ml}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à l'ELU et l'ELS pour une bande de 1m de largeur.

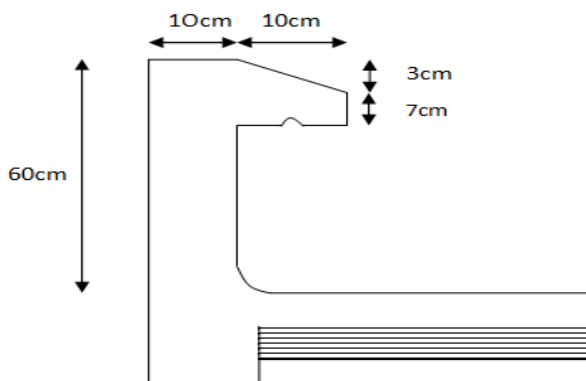


Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

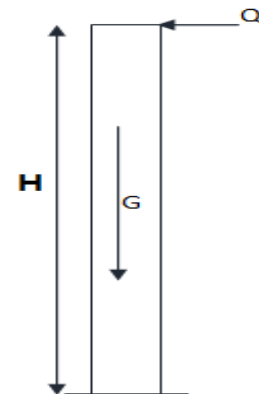


Figure III.1.2: Schéma statique de l'acrotère.

A) DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS :

- Poids propre de l'acrotère G : $\Rightarrow G = 1.71 \text{ KN/ml}$ (chapitre II)
- Surcharge d'exploitation Q : $\Rightarrow Q = 1,00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal dus au poids propre G : $\Rightarrow N = G \times 1 = 1,713 \text{ KN}$
- Effort tranchant T : $\Rightarrow T = Q \times 1 = 1,00 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $\Rightarrow M = Q \times H = 1 \times 0,60 = 0.60 \text{ KN.m}$

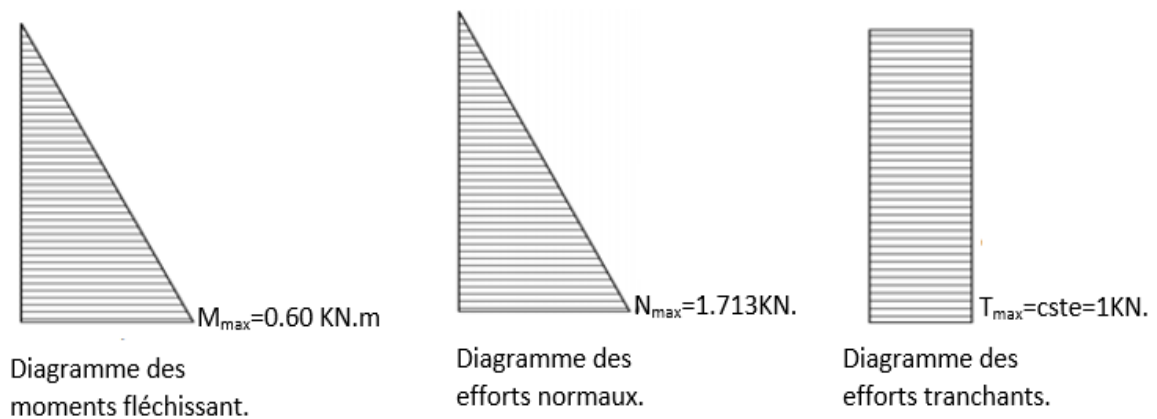


Figure III.1.3 : Diagramme des efforts internes.

B) COMBINAISON DES CHARGES (ART A.3.2.2 BAEL) :

❖ à l'état limite ultime (ELU) : La combinaison est (1,35 G + 1,50 Q)

- Effort Normal dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,713 = 2,313 \text{ KN}$
- Moment de flexion dû à Q : $M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$.

❖ à l'état limite de service (ELS) : La combinaison est (G + Q)

- Effort Normal dû à G : $N_s = N_G = 1,713 \text{ KN}$
- Moment de flexion dû à Q : $M_s = M_Q = 0,60 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$

C) FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE À L'ELU :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

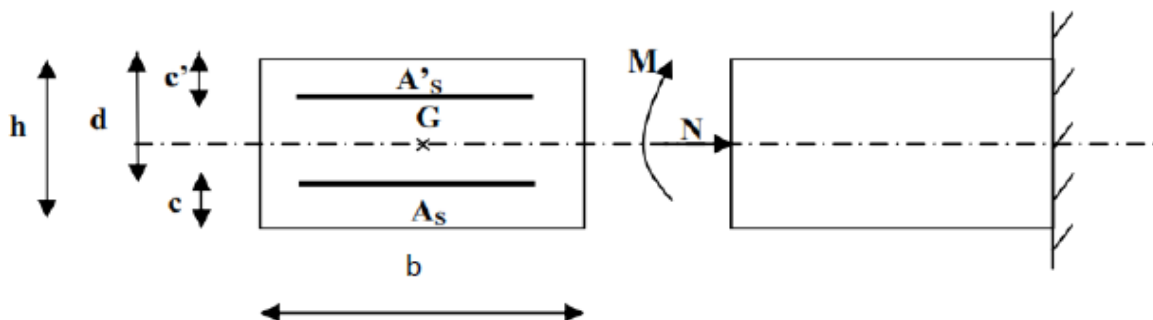


Figure III.1.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Avec :

h : Epaisseur de la section ($h=10$ cm).

b : Largeur de la section ($b=100$ cm).

c et c' : Enrobage ($c = c' = 2$ cm).

d : Hauteur utile ($h - c = 10 - 2 = 8$ cm).

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

❖ **Calcul de l'excentricité à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

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

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

Donc l'acrotère sera calculé en en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif (M_f) puis on déduira la section d'armatures réelles (A_s) en **flexion composée**.

❖ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**

• **Calcul du moment fictif :**

$$M_{fu} = N_u \cdot g$$

Avec

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité des armatures.

$$\implies g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$g = 0.398 + \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0.428 \text{ m}$$

d'où :

$$M_{fu} = N_u \cdot g = 2.31 \times 0.428 = 0.98 \text{ KN.m}$$

Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

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

$$\mu = \frac{0.98 \cdot 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0107$$

$$\mu = 0.0107 < \mu_l = 0.392 \implies \text{SSA.}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.0107 \implies \beta = 0.995$

- **Calcul des armatures fictives (flexion simple) :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_f = \frac{0.97 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul des armatures réelles (flexion composée) :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = A_u = 0.35 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

D) VÉRIFICATIONS À L'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité (A.4.2, 1BAEL91modifié 99) :**

$$A_u \geq A_{CNF}$$

$$A_{CNF} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.71} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

D'où :

$$A_{CNF} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 21}{400} \left[\frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{CNF} = 0.90 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale :

$$A_u = A_{CNF} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{adoptée} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } \text{un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- ❖ **Armatures de répartition :**

$$A_R = \frac{A_{adoptée}}{N_s} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_R = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \text{un espacement : } S_t = 18 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement) (A.5.1,2/BAEL91modifié 99) :**

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier.

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

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

Et :

T : effort tranchant.

$$T = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{1.5}{100 \times 8} \times 10 = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

➤ **Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 BAEL /91 modifié 99):**

On doit vérifier :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 .d \Sigma u_i}$$

Avec :

Σu_i : somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm} \quad ; n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5}{0.9 \times 8 \times 10} \times 10 = 0.21 \text{ MPa}$$

On a :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement,

$\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

On aura :

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

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

➤ **Ancrage des barres verticales (A.6.1, 23..BAEL91 / modifiée 99) :**

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec :

- $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

D'où :

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

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

E) VÉRIFICATIONS À L'ELS :

Il faut vérifiées les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

➤ **La contrainte dans acier :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}.$$

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{266.67 ; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

- $M_s = 0.6 \text{ KN.m}$
- $A_u = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.920 \rightarrow K_1 = 47.89$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.929 \times 8 \times 2.01} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201.63 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{47.89} \times 40.56 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

CONCLUSION :

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

RÉCAPITULATIF :

- ❖ Armatures principales : **4HA8 = 2.01 cm²** avec : S_t = 25 cm
- ❖ Armatures de répartition : **4 HA8 = 2.01 cm²** avec : S_t = 18 cm

F) VÉRIFICATION DE L'ACROTÈRE AU SÉISME (RPA 99. ART 6.2.3) :

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

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

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

AVEC :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. soit

Soit **A = 0.15 (ZONE IIa, GROUPE D'USAGE2).**

- **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

Soit : **C_p = 0.8**

- **W_p** : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 1.71 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.713 = 0.822 \text{ KN/ml}$$

$$F_p < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

CONCLUSION :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal Q=1KN/ml supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

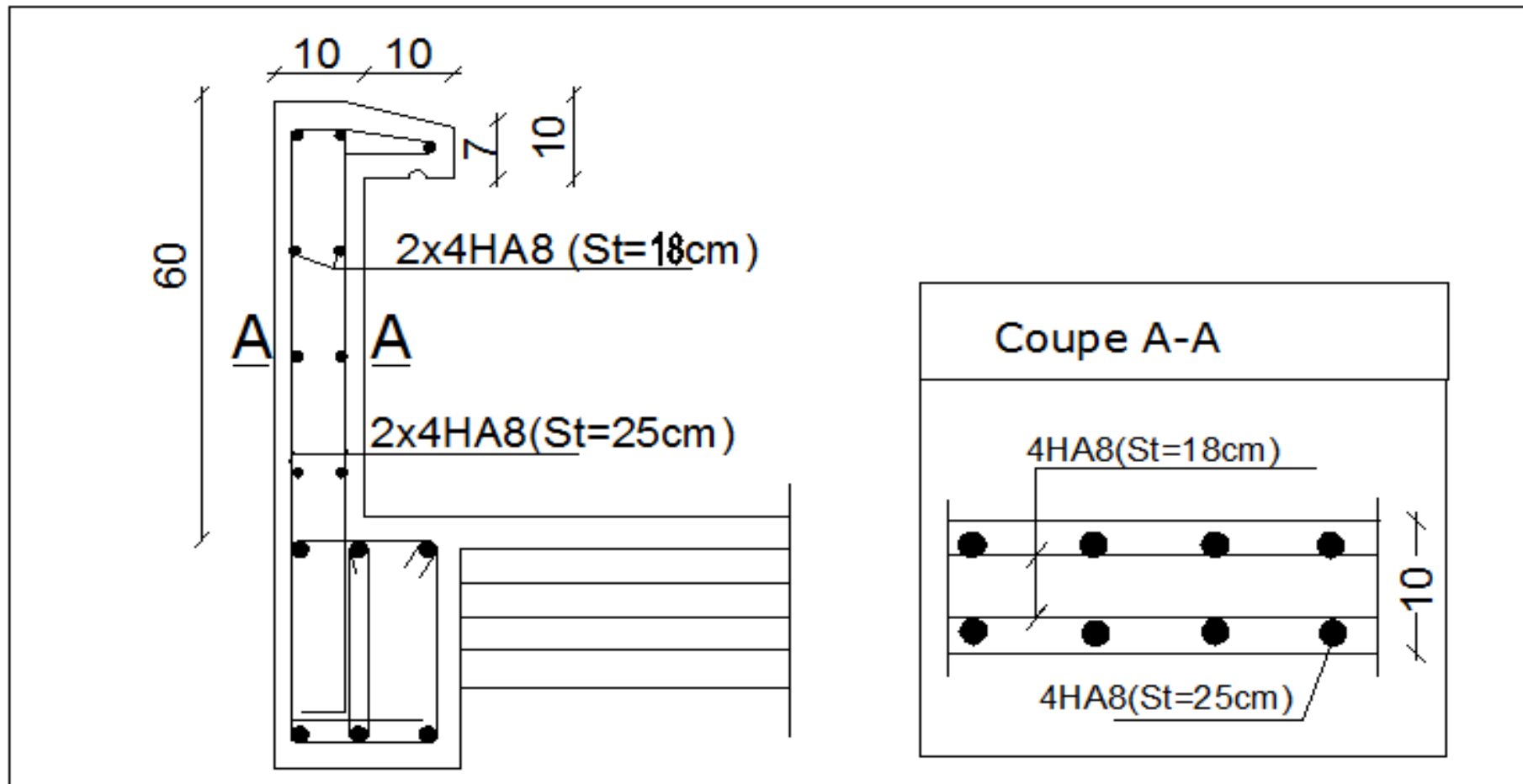
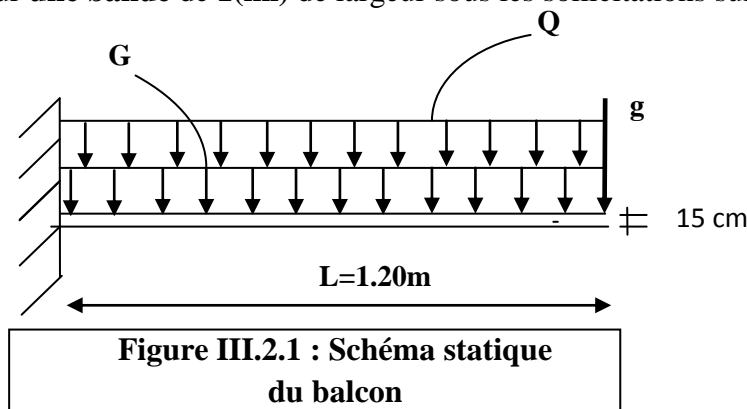


Figure III-1-5 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2) BALCON :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur $h=1[m]$ 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.

Le calcul se fera pour **une bande de 1(m)** de largeur sous les sollicitations suivantes :



Avec :

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps.

A) PRÉ DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE PLEINE (BALCON) :

L'épaisseur de la dalle pleine est :

$$h_p \geq \frac{l}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

On optera pour une épaisseur de $h_p = 15 \text{ cm}$.

B) DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES DU BALCON :**B.1) CHARGE PERMANENTE :**

$$G = 5.49 \text{ KN / m}^2 \quad (\text{déterminer dans le chapitre II})$$

B.2) CHARGE CONCENTRÉE (POIDS PROPRE DU GARDE-CORPS) :

N°	Désignation	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Brique	0.1	9	0.9
2	Enduit de ciment	0.02 x 2	18	0.72
g total				1.62

Tableau III.2.1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

Poids propre du garde de corps (en brique) : $G_1=1,62\text{KN/m}^2$.

B.3) SURCHARGE D'EXPLOITATION :

D'après le DTR : $Q= 3.5 \text{ KN/ m}^2$

Remarque : Le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

C) COMBINAISONS DE CHARGES :

C.1) A L'ELU :

❖ Dalle:

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 5.49 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.66\text{KN/ml}$$

❖ Garde corps:

$$G_u = (1.35 g) \times 1 = (1.35 \times 1.62) \times 1 = 2.19 \text{ KN}$$

C.2) A L'ELS :

❖ Dalle :

$$Q_s = (G + Q) \times 1 = (5.5 + 3.5) \times 1 = 9 \text{ KN/ml}$$

❖ Garde corps :

$$G_s = g \times 1 = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN}$$

D) CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

D.1) A L'ELU :

❖ moments fléchissant :

$$M_u = \frac{Q_u L^2}{2} + G_u \cdot l$$

$$M_u = \frac{12.66 \times (1.2)^2}{2} + 2.19 \times 1.2 = 11.743 \text{ KN.m}$$

❖ L'effort tranchant :

$$V_u = Q_u \cdot l + G_u$$

$$V_u = 12.66 \times 1.2 + 2.19 = 17.382 \text{ KN}$$

D.2) A L'ELS :

❖ moments fléchissant :

$$M_s = \frac{Q_s L^2}{2} + G_s \cdot l$$

$$M_s = \frac{9 \times (1.2)^2}{2} + 1.62 \times 1.2 = 8.424 \text{ KN.m}$$

❖ L'effort tranchant :

$$V_s = Q_s \cdot l + G_s$$

$$V_s = 9 \times 1.2 + 1.62 = 12.420 \text{ KN.}$$

E) FERRAILLAGE :**E.1) CALCUL À L'ELU:**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.



Figure III.2.2: section de balcon.

Avec :

h : Epaisseur de la section ($h = 15$ cm).

b : Largeur de la section ($b = 100$ cm).

c : Enrobage ($c = c' = 2$ cm).

d : Hauteur utile ($h - c = 15 - 2 = 13$ cm).

❖ Armature principal :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.743 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.048$$

☞ $\mu = 0.048 < \mu_l 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.048 \iff \beta = 0.975$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.743 \times 10^3}{0.975 \times 13 \times 348} = 2.66 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement : $St1 = 25$ cm

❖ Armature de répartition :

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

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement : $St2 = 25$ cm

F) VÉRIFICATION À L'ELU :**➤ Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :**

$$A_{\text{adopté}} = A_s > A_{\text{min}}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4.52\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57\text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de l'espacement (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :**

✓ **Armatures principales :**

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

$$S_t \leq \min(3 \times 15 ; 33\text{cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 25\text{cm} < 33 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée.

✓ **Armatures de répartition :**

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

$$S_t \leq \min(4 \times 15 ; 45\text{cm}) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement):**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (variation de température, l'eau, neige,...etc)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{A.5.1,2/BAEL91 modifié99})$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} 25 ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{17.382}{100 \times 13} \times 10 = 0.134 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.134 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Verification de l'adhérence et d'entraînement des barres (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :**

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement $\Rightarrow \psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times \pi \times 1.2 = 15.07 \text{ cm} \quad \text{avec } n : \text{ nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum \mu_i} = \frac{17.382}{0.9 \times 13 \times 15.07} \times 10 = 0.986 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.986 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.14 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s$: contrainte d'adhérence.

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

Soit : $l_s = 45 \text{ cm}$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

G) VÉRIFICATION À L'É.L.S :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91 modifiées 99) :**

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

➤ **Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 du BAEL91) :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}; \quad \sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st};$$

Avec :

$$M_s = 8.424 \text{ KN.m}; \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.348 \rightarrow \beta_1 = 0.900 \rightarrow K_1 = 39.6$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8.424 \times 10^3}{0.900 \times 13 \times 4.52} = 159.29 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{1}{39.6} \times 159.29 = 4.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{8.424}{10 \times 8.424} = 0.1 \quad \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Remarque :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CONCLUSION :

Le balcon est ferrillé comme suit :

- ❖ Armatures principales : 4HA12 avec $S_t=25$ cm.
- ❖ Armatures de répartition : 4HA8 avec $S_t=25$ cm.

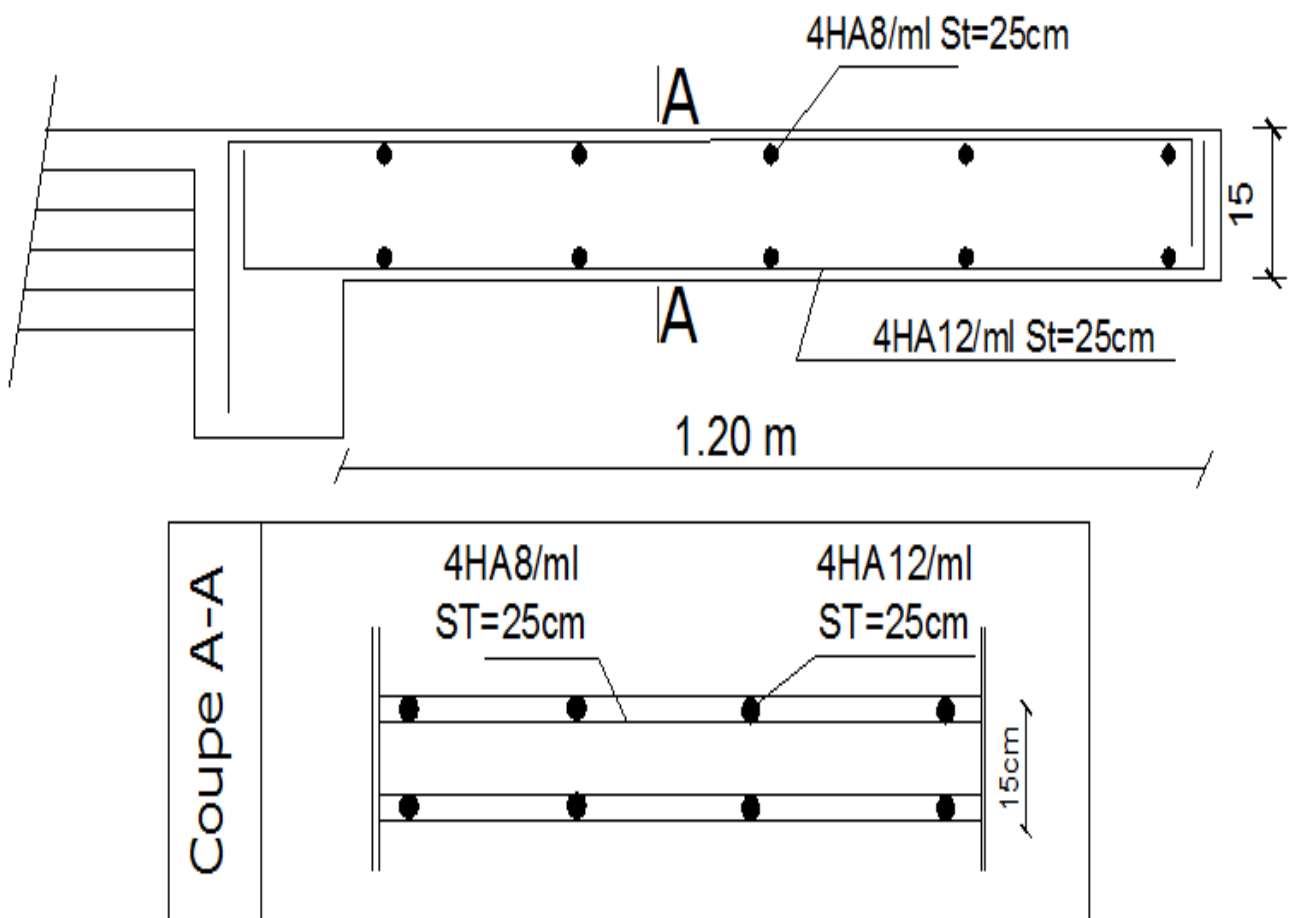


Figure III.2.3. Schéma ferrailage du balcon.

III.3) CALCUL D'ESCALIERS :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. La structure est munie d'une cage d'escaliers avec deux types :

-**Escalier d'étages courants** : comporte deux volées identiques et un seul palier de repos et un palier d'arrivée.

-**Escalier du RDC** : comporte trois volées dont deux sont identiques à celles de l'étage courant et deux paliers de repos et un palier d'arrivée.

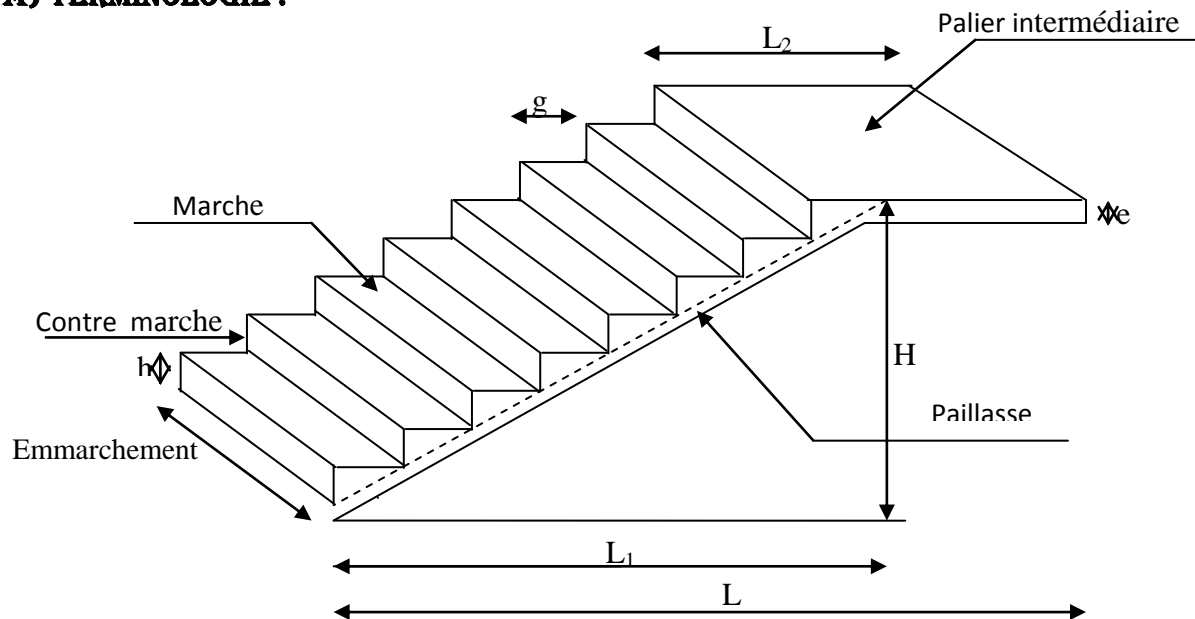
A) TERMINOLOGIE :

Figure III.3.1: schéma de l'escalier.

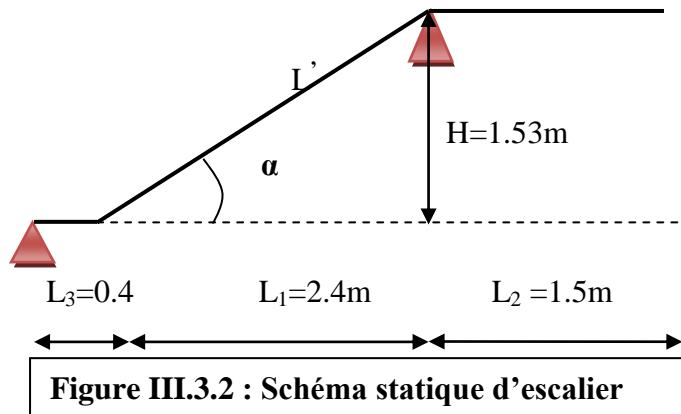
- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **La hauteur de la marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1\text{ m}$.

- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

B) CALCUL DES ESCALIERS :

B.1) SCHEMA STATIQUE :

Dans notre structure on doit étudier un seul type d'escalier dont le schéma statique est donné en (figure III.3.1) Toutefois, l'escalier de RDC est différent de celui de l'étage courant par les charge et comme la différence n'était pas conséquente, nous étudions ce dernier.



Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

❖ Calcul du nombre de contre marches :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

$$\text{Soit : } h = 17 \text{ cm}$$

$$n = \frac{H_t}{h} = \frac{153}{17} = 9 \implies n = 9 \text{ contre marches.}$$

❖ Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

❖ Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{H_t}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

❖ Calcul de la hauteur du giron :

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35\text{cm}$$

$$G = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

B.2) VÉRIFICATION DE LA RELATION DE BLONDEL :

On doit vérifiée que : $59\text{cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \quad \text{avec : } h=17\text{cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

condition vérifiée

❖ Pour le RDC:

On à la hauteur du RDC égale à 4,08 m

$$n = H/h = 408/17 = 24 \text{ contres marches}$$

On aura :

$n = 15$ contres marches pour la première volée.

Le nombre de marches est pris égale a : $m = n - 1 = 15 - 1 = 14$ marches.

$n = 9$ contres marches pour la deuxième volée.

Le nombre de marches est pris égale a : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

❖ Pour l'étage courant :

On a la hauteur de l'étage courant égale a 3,06 m

$$n = H/h = 306/17 = 18 \text{ contres marches}$$

On aura :

$n = 9$ contres marches pour la première volée

$n = 9$ contres marches pour la deuxième volée

Le nombre de marches est pris égale a : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

C) PRÉ DIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE ET DU PALIER:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + paliers) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse (e_p) doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) ;

L : longueur de la paillasse projetée ;

L_2 : longueur du palier.

Application :

$$\begin{cases} \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \implies \alpha = 32.52^\circ \\ L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(32.52)} = 284.63 \text{ cm} \\ L_0 = L' + L_2 = 284.63 + 150 = 434.63 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{D'ou : } \frac{434.63}{30} \leq e_p \leq \frac{434.63}{20} \implies 14.48 \text{ cm} \leq e_p \leq 21.73 \text{ cm}$$

On opte pour: $e_p = 17 \text{ cm}$

REMARQUE : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

D) DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

D.1) LES CHARGES PERMANENTES :

❖ Le poids des revêtements :

Élément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.03	18	0.54
Enduit ciment	0.015	18	0.27
Poids propre du garde corps	/	/	0.2
G_{totale}			1.85

Tableau III.3.1 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

❖ Le palier:

Élément	Épaisseur[m]	pds volumique [KN/m ³]	G[KN/m ²]
Dalle pleine en béton armé	0.17	25	4.25
poids des revêtements	/	/	1.85
G_{totale}			6.1

Tableau III.3.2 : Charges permanentes revenant au palier.

❖ La paillasse (Le volée) :

Élément	G[KN/m ²]
Poids propre de la paillasse	$25 \times (ep / \cos\alpha) = 25 \times (0.17 / \cos 32.52^\circ) = 5.04$
Poids des marches	$25 \times ep/2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2.12$
poids des revêtements	1.85
G total = 9.01	

Tableau III.3.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.

❖ La charge concentrée : Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = (1.53 - 0.3) \times 2.44 \times 1\text{m} = 3 \text{ KN}$$

D.2) SURCHARGES D'EXPLOITATIONS :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier : $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

D.3) COMBINAISON DES CHARGES :

❖ **ELU:** $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$.

Palier : $q_{u1} = (1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.99 \text{ KN} / \text{ml}$.

Volée : $q_{u2} = (1.35 \times 9.01 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 15.91 \text{ KN} / \text{ml}$.

Mur extérieure : $P_u = 1.35 \times 3 = 4.05 \text{ KN}$.

❖ **ELS:** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.

Palier : $q_{s1} = (6.1 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.6 \text{ KN} / \text{ml}$.

Volée : $q_{s2} = (9.01 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.51 \text{ KN} / \text{ml}$.

Mur extérieure : $P_s = 1 \times 3 = 3 \text{ KN}$

E) CALCULS À L'ELU :

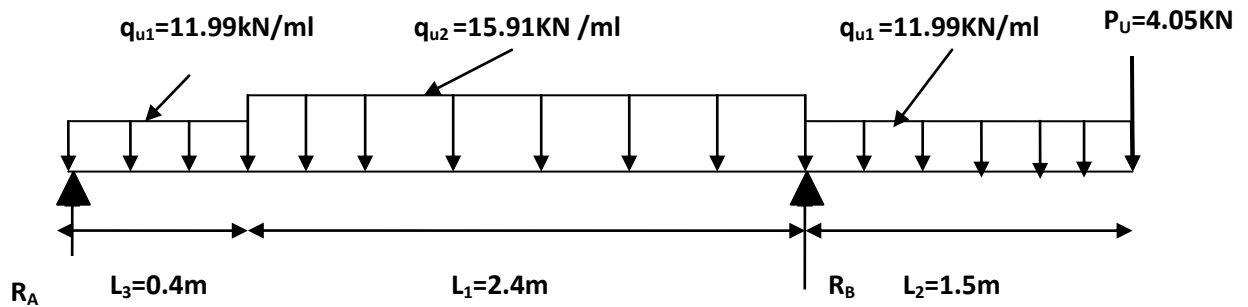


Figure III.3.3 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

E.1) CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

❖ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 11.99 \times 1.5 + 15.91 \times 2.4 + 11.99 \times 0.4 + 4.05$$

$$R_A + R_B = 65.01 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \implies -2.8R_B + (11.99 \times 0.4 \times 0.2) + (15.91 \times 2.4 \times 1.6) + (11.99 \times 1.5 \times 3.55) + 4.05 \times 4.3 = 0$$

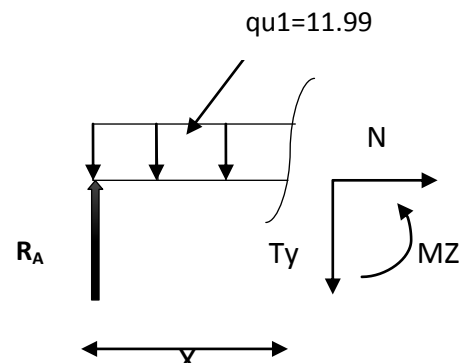
D'ou:

$$\begin{cases} R_A = 13.83 \text{ KN} \\ R_B = 51.18 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU :

✓ 1er tronçon : $0,00 \text{ m} \leq x \leq 0,4\text{m}$:

$$\begin{cases} N(x) = 0 \\ T(x) = R_A - q_{U1} \cdot x \\ M(x) = R_A \cdot x - q_{U1} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



Pour $X = 0 \text{ m}$

$$T(x=0) = 13.83 - 11.99x_0 = 13.83 \text{ KN}$$

$$M(x=0) = 13.83x_0 - 11.99x_0/2 = 0 \text{ KN.m}$$

Pour $X = 0.4 \text{ m}$

$$T(x=0.4) = 13.83 - 11.99 \times 0.4 = 9.03 \text{ KN}$$

$$M(x=0.4) = 13.83 \times 0.4 - (11.99 \times \frac{0.4^2}{2}) = 4.57 \text{ KN.m}$$

✓ 2^{ème} tronçon : $0,4 \text{ m} \leq x \leq 2,8 \text{ m}$:

$$\begin{cases} N(x) = 0 \\ T(x) = R_A - q_{U1} \cdot L_3 - q_{U2} (x - L_3) \\ M(x) = R_A \cdot x - q_{U1} \cdot L_3 \cdot (x - \frac{L_3}{2}) - q_{U2} \frac{(x - L_3)^2}{2} \end{cases}$$

$X = 0.4 \text{ m}$

$$T(x=0.4) = 13.83 - (11.99 \times 0.4) - 15.91 \times (0.4 - 0.4) = 9.03 \text{ KN}$$

$$M(x=0.4) = (13.83 \times 0.4) - (11.99 \times 0.4) (0.4 - \frac{0.4}{2}) - 15.91 (0) = 4.57 \text{ KN.m}$$

$X = 2.8 \text{ m}$

$$T(x=2.8) = 13.83 - (11.99 \times 0.4) - 15.91 \times (2.8 - 0.4) = -29.15 \text{ KN}$$

$$M(x=2.8) = (13.83 \times 2.8) - (11.99 \times 0.4) (2.8 - \frac{0.4}{2}) - 15.91 \frac{(2.8 - 0.4)^2}{2}$$

$$M(x=2.8) = -19.56 \text{ KN.m}$$

✓ Moment maximum :

$$T(x) = 0 \implies M_Z = M_{Z_{max}}$$

$$R_A - q_{u1} \cdot L_3 - q_{u2} (x - L_3) = 0$$

$$q_{u2} (x - L_3) = -q_{u1} \cdot L_3 + R_A$$

$$x = (\frac{R_A}{q_{u2}} - \frac{q_{u1}}{q_{u2}} L_3) + L_3$$

$$x = (\frac{16}{15.91} - \frac{11.99}{15.91} \times 0.4) + 0.4$$

$$x = 0.97 \text{ m} \implies 0.97 \text{ m} \in (0.4; 2.8)$$

$$M_{max}(x=0.97) = (13.83 \times 0.97) - (11.99 \times 0.4) (0.97 - \frac{0.4}{2}) - 15.91 \cdot \frac{(0.97 - 0.4)^2}{2}$$

$$M_{max}(x=0.97) = 7.137 \text{ KN.m}$$

✓ 3^{ème} tronçon : $0,00 \text{ m} \leq x \leq 1.5 \text{ m}$:

$$\begin{cases} N(x) = 0 \\ T(x) = q_{U1} \cdot x + P_U \\ M(x) = -q_{U1} \frac{x^2}{2} - P_U \cdot x \end{cases}$$

$X = 0 \text{ m}$

$$T(x=0) = 4.05 \text{ KN}$$

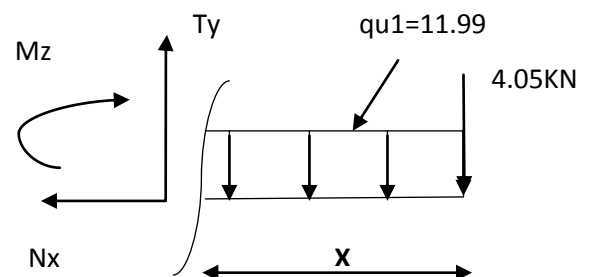
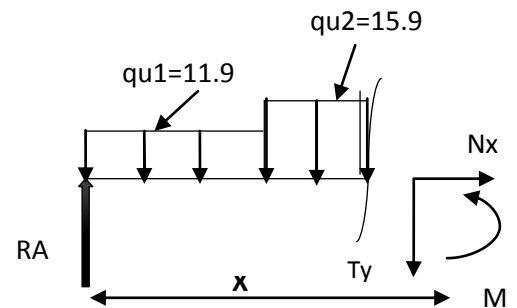
$$M(x=0) = 0 \text{ KN}$$

$X = 1.5 \text{ m}$

$$T(x=1.5) = (11.99 \times 1.5) + 4.05 = 22.03 \text{ KN}$$

$$M(x=1.5) = -11.99 \times \frac{1.5^2}{2} - 4.05 \cdot 1.5 = -19.56 \text{ KN.m}$$

Remarque :

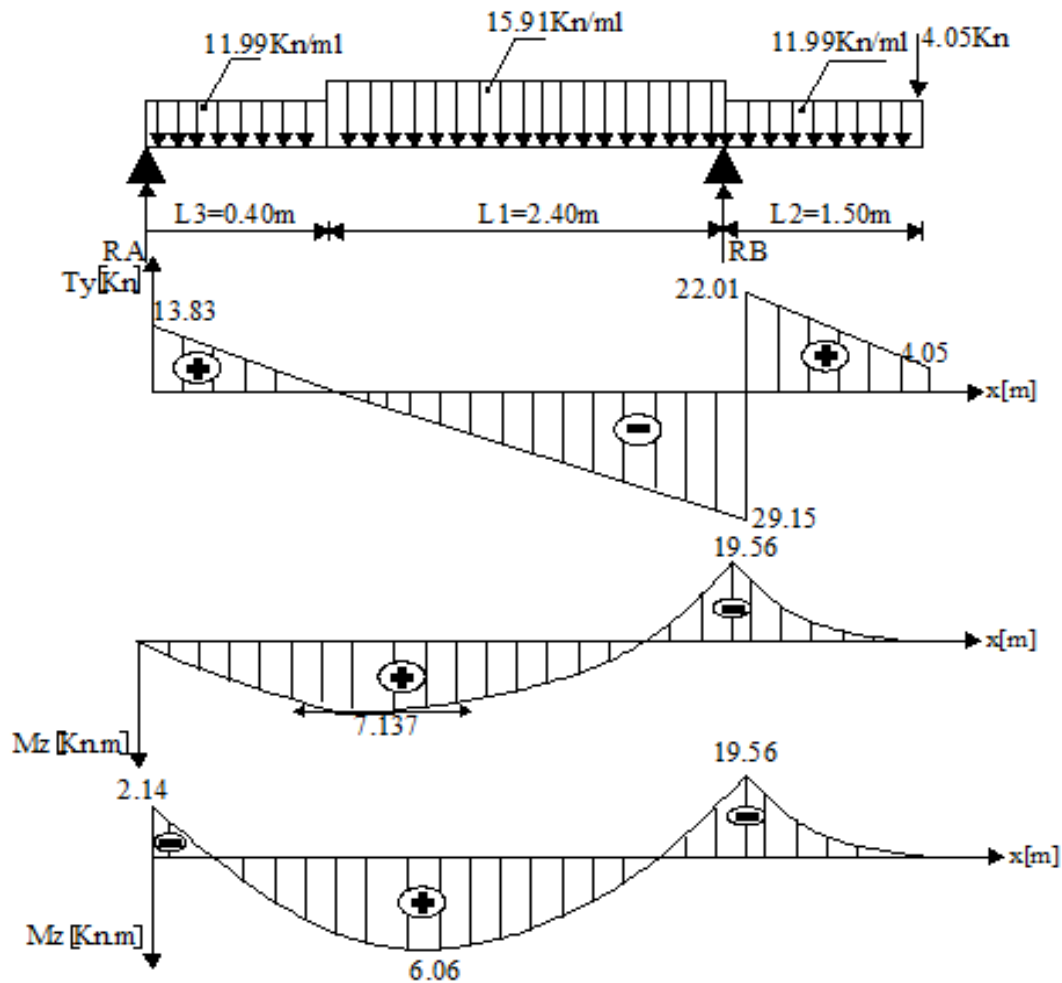


Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

✓ A l'appui B : $M_{ua} = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 7.137 = -2.14 \text{ KN.m}$

✓ En travée : $M_u^l = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 7.137 = 6.066 \text{ KN.m}$

E.2) DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLÉCHISSANT À L'ELU :

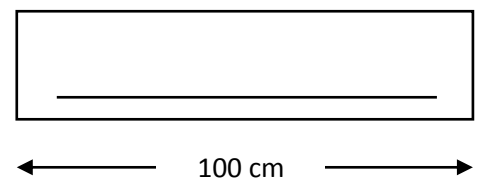


E.3) CALCUL DES ARMATURES :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 17 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 15 \text{ cm}.$
 $\gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Fe 400 , $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}.$



❖ Aux appuis :

✓ Armatures principales:

$$M_{ua} = - 2.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.14 \cdot 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.006 < \mu_l = 0.392 \implies \text{La section est simplement armée.}$$

Remarque : La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_a = 0.006 \implies \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.14 \times 10^3}{0.991 \times 15 \times 348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

✓ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ En travée :

✓ Armatures principales :

$$M_t = 6.066 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.066 \cdot 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_t = 0.018 < \mu_l = 0.392 \implies \text{la section est simplement armée.}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.018 \implies \beta = 0.991$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.066 \times 10^3}{0.991 \times 15 \times 348} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

F) VÉRIFICATION À L'ELU :

➤ Condition de non fragilité (A. A.4.2.1/ BEAL 91 modifie 99) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

✓ Aux appuis :

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

✓ **En travées :**

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.➤ **Espacement des armatures :**✓ **Armatures principales :**

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.✓ **Armatures répartitions :**

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.➤ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement):****(A.5.1.2/BAEL91modifié99)**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{fissuration non préjudiciable}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} 25 ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33 ; 4\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b.d} = \frac{22.01}{100 \times 15} \times 10 = 0.146 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.146 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

☞ Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier que :} \quad T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

$$T_{\max} = V_{u\max} : \text{Effort tranchant.}$$

$$T_{\max} = 22.01 \text{ KN}$$

$$a : \text{Longueur d'appuis de la bielle. } (a = 0.9 \times d)$$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.15 \times 1 = 900 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 22.01 \text{ KN} \leq 900 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) \frac{V_s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$$M_a = -2.14 \text{ KN.m} ; T_{\max} = 22.01 \text{ KN}$$

$$\left(22.01 + \frac{-2.14}{0.9 \times 0.15} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^2} \times 10^3 = 0.177 \text{ cm}^2 < A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence dans les barres (ART A.6.1,3_BAEL 91 modifiées99) :**

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

✓ **Appui :** 4 HA 10

$$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times \pi \times 10 = 125.6 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{22.01 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 125.6} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

✓ **Travée:** 5 HA 10

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{22.01 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 157} = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

☞ Pas de risque d'entraînement des barres

G) CALCULS À L'ELS :

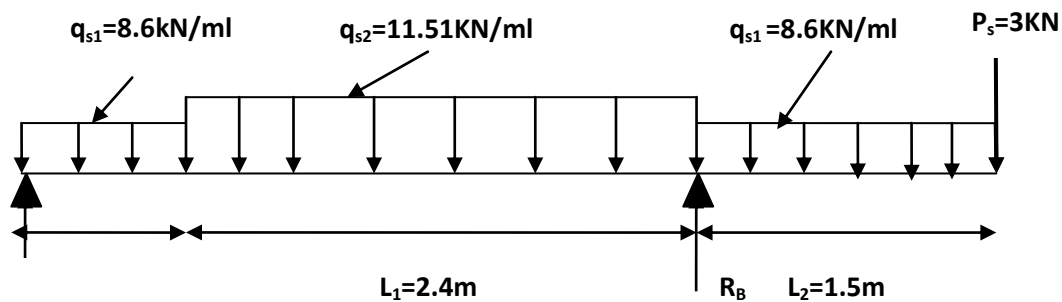


Figure III.3.4: Schéma statique d'escalier à l'ELS.

G.1) CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

❖ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 8.6 \times 0.4 + 11.51 \times 2.4 + 8.6 \times 1.5 + 3$$

$$R_A + R_B = 46.964$$

$$\sum M/A=0 \implies -2.8R_B - (8.6 \times 0.4 \times 0.2) + (11.51 \times 2.4 \times 1.6) + (8.6 \times 1.5 \times 3.55) + 3 \times 4.3 = 0$$

$$\text{D'où: } \begin{cases} R_A = 9.98 \text{ KN} \\ R_B = 39.97 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS :

✓ 1^{er} tronçon : $0,00\text{m} \leq x \leq 0,4 \text{ m}$:

$$\begin{cases} N(x) = 0 \\ T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x \\ M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

Pour $X = 0 \text{ m}$

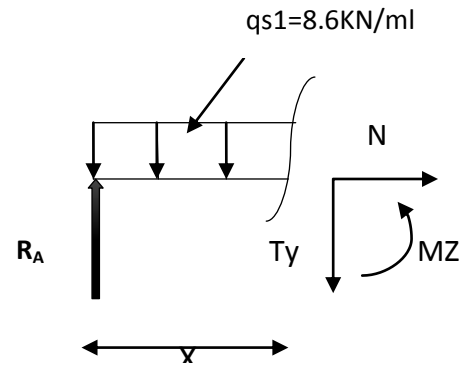
$$T(x=0) = 9.98 - 8.6 \times 0 = 9.98 \text{ KN}$$

$$M(x=0) = 9.98 \times 0 - 8.6 \times 0 / 2 = 0 \text{ KN.m}$$

Pour $X = 0.4 \text{ m}$

$$T(x=0.4) = 9.98 - 8.6 \times 0.4 = 6.54 \text{ KN}$$

$$M(x=0.4) = 9.98 \times 0.4 - (8.6 \times \frac{0.4^2}{2}) = 3.304 \text{ KN.m}$$



✓ 2^{ème} tronçon : $0,4 \text{ m} \leq x \leq 2,8 \text{ m}$:

$$\begin{cases} N(x) = 0 \\ T(x) = R_A - q_{s1} \cdot L_3 - q_{s2} (x - L_3) \\ M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \cdot L_3 \cdot (x - \frac{L_3}{2}) - q_{s2} \frac{(x - L_3)^2}{2} \end{cases}$$

$X = 0.4 \text{ m}$

$$T(x=0.4) = 9.98 - (8.6 \times 0.4) - 11.51 \times (0.4 - 0.4) = 6.54 \text{ KN}$$

$$M(x=0.4) = (9.98 \times 0.4) - (8.6 \times 0.4) (0.4 - \frac{0.4}{2}) - 11.51 (0) = 3.304 \text{ KN.m}$$

$X = 2.8 \text{ m}$

$$T(x=2.8) = 9.98 - (8.6 \times 0.4) - 11.51 \times (2.8 - 0.4) = -21.08 \text{ KN}$$

$$M(x=2.8) = (9.98 \times 2.8) - (8.6 \times 0.4) (2.8 - \frac{0.4}{2}) - 11.51 \frac{(2.8 - 0.4)^2}{2}$$

$$M(x=2.8) = -14.148 \text{ KN.m}$$

✓ Moment maximum :

$$T(x) = 0 \implies Mz = M_{zmax}$$

$$R_A - q_{s1} \cdot L_3 - q_{s2} (x - L_3) = 0$$

$$q_{s2} (x - L_3) = -q_{s1} \cdot L_3 + R_A$$

$$x = (\frac{R_A}{q_{s2}} - \frac{q_{s1}}{q_{s2}} L_3) + L_3$$

$$x = (\frac{9.98}{11.51} - \frac{8.6}{11.51} \times 0.4) + 0.4$$

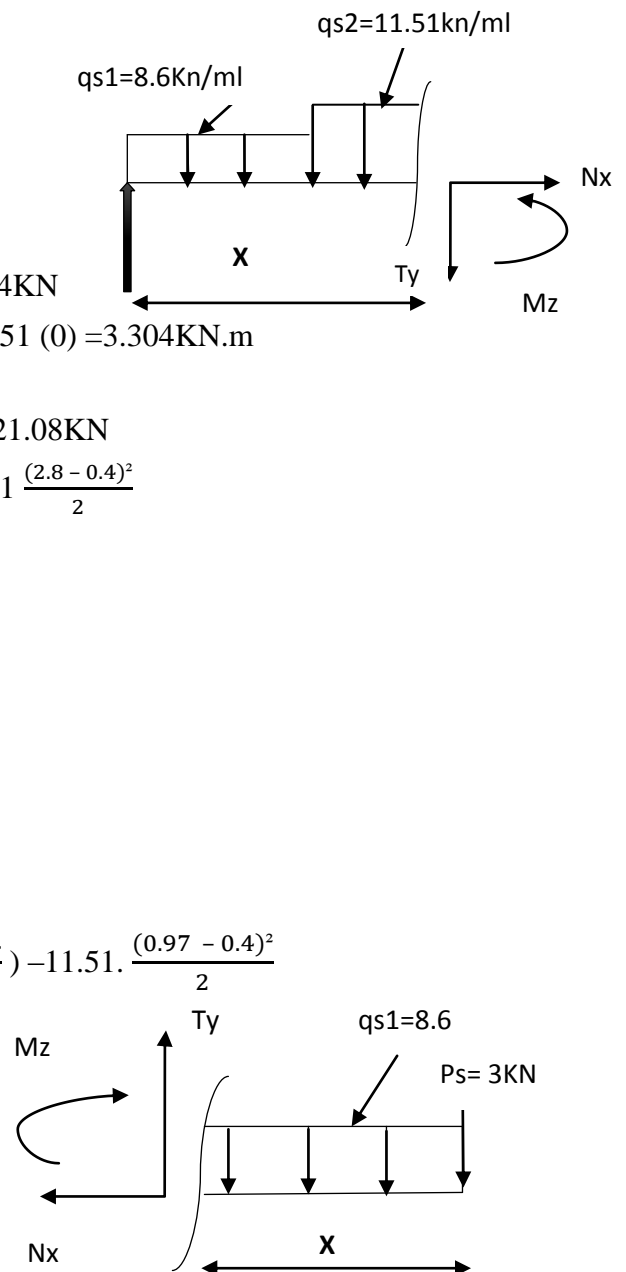
$$x = 0.97 \text{ m} \implies 0.97 \text{ m} \in (0.4; 2.8)$$

$$M_{max}(x=0.97) = (9.98 \times 0.97) - (8.6 \times 0.4) (0.97 - \frac{0.4}{2}) - 11.51 \cdot \frac{(0.97 - 0.4)^2}{2}$$

$$M_{max}(x=0.97) = 5.162 \text{ KN.m}$$

✓ 3^{ème} tronçon : $0,00 \text{ m} \leq x \leq 1.5 \text{ m}$:

$$\begin{cases} N(x) = 0 \\ T(x) = q_{s1} \cdot x + P_s \\ M(x) = -q_{s1} \frac{x^2}{2} - P_s \cdot x \end{cases}$$



$X = 0 \text{ m}$

$$T(x=0) = 3 \text{ KN}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ KN}$$

$X = 1.5 \text{ m}$

$$T(x=1.5) = (8.6 \times 1.5) + 3 = 15.9 \text{ KN}$$

$$M(x=1.5) = -8.6 \times \frac{1.5^2}{2} - 3 \times 1.5 = -14.148 \text{ KN}$$

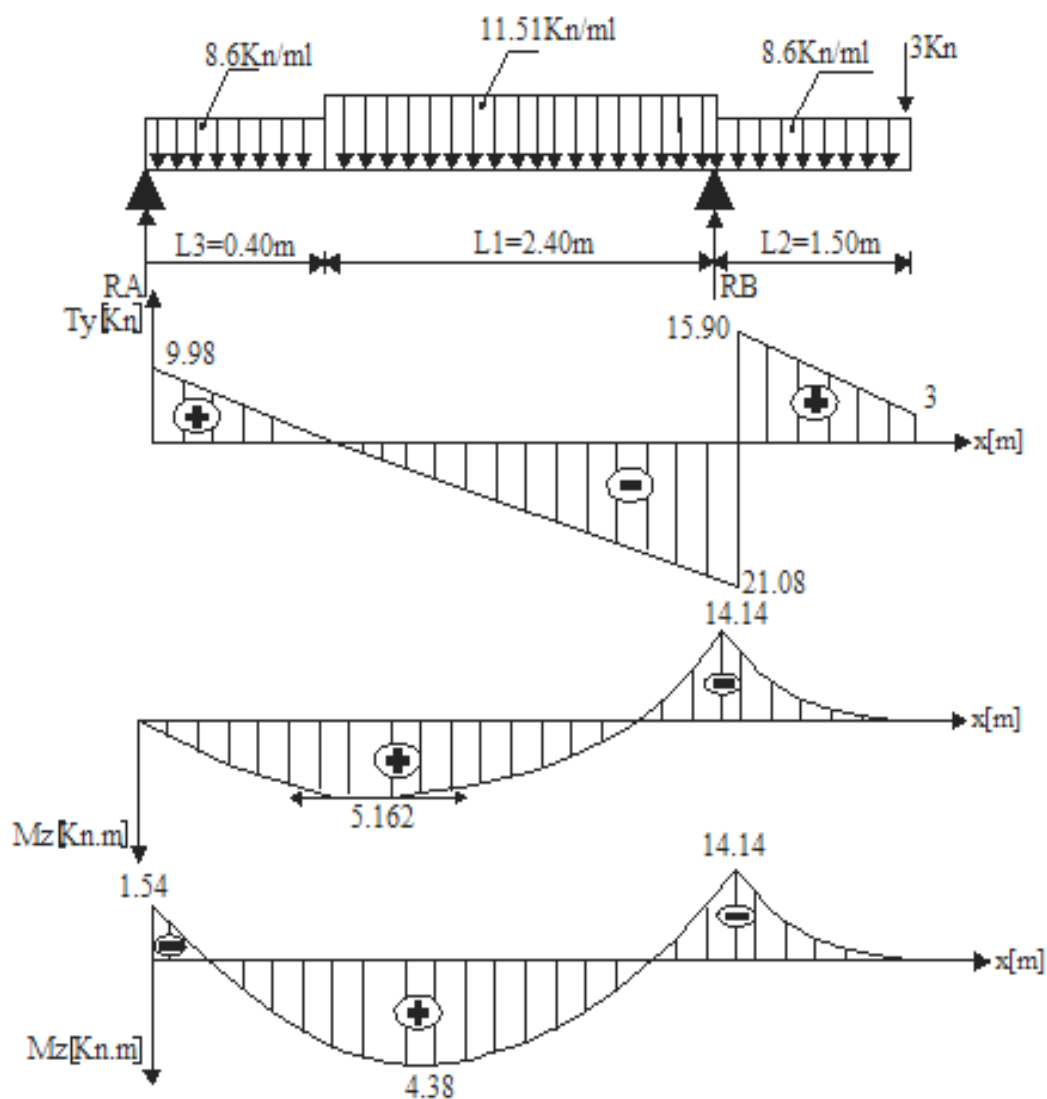
Remarque :

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

✓ **A l'appui :** $M_{ua} = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 5.162 = -1.548 \text{ KN.m}$

✓ **En travée :** $M_u^t = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 5.162 = 4.387 \text{ KN.m}$

G.2) DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLÉCHISSANT À L'ELS :



H) VÉRIFICATIONS À L'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

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

➤ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
travée	4.38	3.93	0.260	0.919	46.73	80.84	1.73	15	Condition vérifiée
appuis	-1.54	3.14	0.211	0.926	52.57	35.30	5.54	15	Condition vérifiée

Tableau III-3-1 : Etat limite de compression du béton

➤ **Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :**

Les règles (Art. B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{430} \rightarrow 0.0395 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{17}{430} = 0.0395 \geq \frac{4.387}{10 \times 5.162} = 0.084 \quad \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.93}{100 \times 15} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \quad \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche s'impose.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que : $f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{MPa}$$

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

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

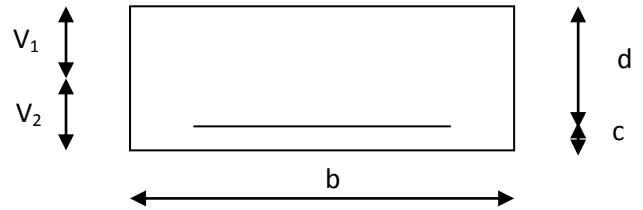
$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 15 = 15334.25 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 17) + (15 \times 3.93) = 1758.95 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{15334.25}{1758.95} = 8.71 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 17 - 8.71 = 8.29 \text{ cm}$$



Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (8.71^3 + 8.29^3) + 15 \times 3.93 \times (8.29 - 2)^2 = 43348.94 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.00262} = 3.20$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 15} = 0.00260 \quad ; \quad \rho = 0.260\% \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.919$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.38 \times 10^3}{0.919 \times 15 \times 3.93} = 80.84 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00260 \times 80.84 + 2.1} = 1.24$$

$$I_{fu} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 43348.94}{1 + (1.24 \times 3.20)} = 9598.19 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fu}} = \frac{4.387 \times (3.6)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 9598.19} = 0.54 \text{ cm} = 5.4 \text{ mm}$$

$$f = 5.4 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

CONCLUSION :

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant et RDC seront ferrillés comme suit :

Aux Appuis:

Armatures principales: 4HA10/ml avec un espacement $st = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : 4HA8/ml avec un espacement $st = 25 \text{ cm}$.

En travée :

Armatures principales: 5HA10/ml avec un espacement $st = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : 4 HA8 /ml avec un espacement $st = 25 \text{ cm}$.

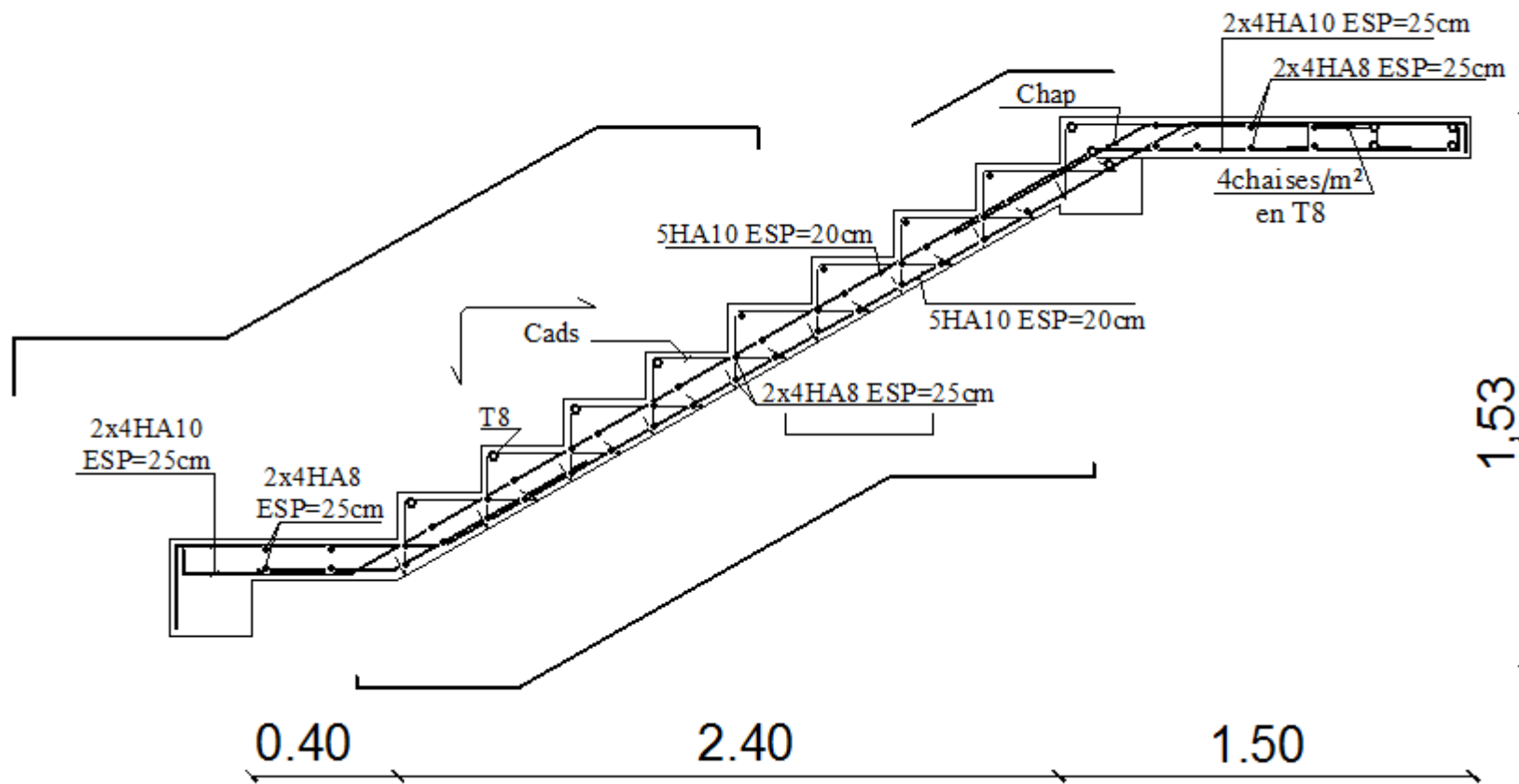


Figure III.3.5 : Schéma ferrailage du l'escalier.

III.4) LA POUTRE PALIÈRE :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (b×h). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités.

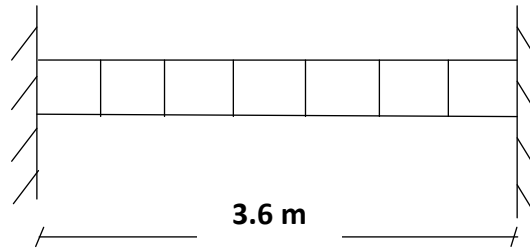


Figure III.4.1 : schéma statique de la poutre palière

A) PRÉ DIMENSIONNEMENT :

A.1) HAUTEUR :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L_{max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 360 \text{ cm}$$

Donc : $\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \implies 24 \text{ cm} \leq h_t \leq 36 \text{ cm}$

On opte pour $h_t = 35\text{cm}$

A.2) LARGEUR :

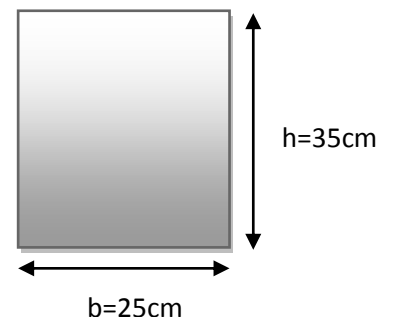
La largeur de la poutre palière est donnée par :

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

Selon le RPA : $b \geq 20\text{cm} \implies$ on opte pour $b = 25\text{cm}$

Vérification relative aux exigences du RPA :(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- $b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$
- $h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 35/25 = 1.2 < 4 \quad \text{condition vérifiée.}$



Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

B) DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.19 \text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN /ml}$

- Réaction du palier à l'ELU : $T_u = R_B = 51.18 \text{ kN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELS : $T_S = R_B = 39.97 \text{ kN/ml}$

B.1) COMBINAISON DE CHARGES:

- ELU : $q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 2.19) + 51.18 = 54.13 \text{ kN/ml}$
- ELS : $q_s = G + T_S = 2.19 + 39.97 = 42.16 \text{ kN/ml}$

C) CALCULS À L'ELU :

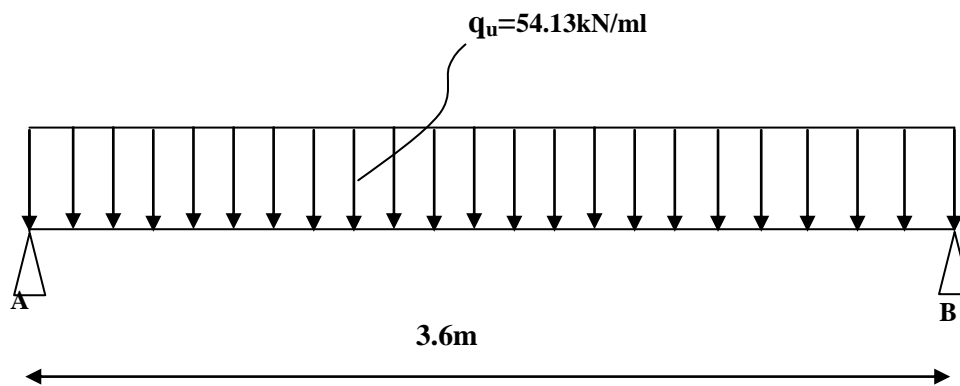


Figure III.4.2: Schéma statique de la poutre palière à l'ELU

C.1) CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

❖ Effort tranchant:

$$T_u = \frac{Q_u L}{2} = \frac{54.13 \times 3.6}{2} = 97.43 \text{ KN}$$

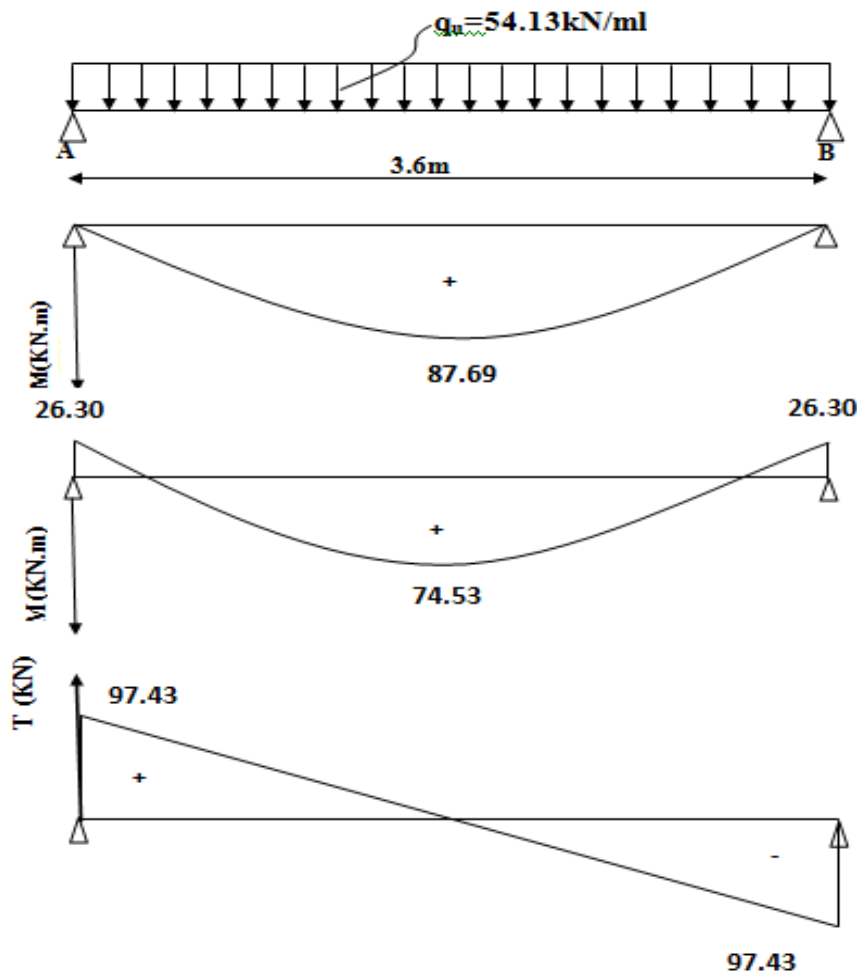
❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{54.13 \times 3.6^2}{8} = 87.69 \text{ KN.m}$$

❖ En tenant compte des encastremements partiels, les moments corrigés sont :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 87.69 = 74.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 87.69 = -26.30 \text{ KN.m}$$

C.2) DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNE À L'ELU :**C.3) FERRAILLAGE À ELU:**

❖ En travée :

$$h = 35; M_t = 74.53 \text{ KN.m}; b = 25 \text{ cm}; d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{74.53 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.192$$

$$\mu = 0.192 < \mu_1 0.392 \implies \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.112 \implies \beta = 0.892$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{74.53 \times 10^3}{0.892 \times 33 \times 348} = 7.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}14(\text{fillante}) + 2\text{HA}14(\text{chapeaux}) = 4.62 + 3.08 = 7.7 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis :

$$M_a = 26.30 \text{ KN.m}; b = 25 \text{ cm}; d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26.30 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.068$$

$$\mu = 0.068 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant: $\mu = 0.068 \iff \beta = 0.965$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26.30 \times 10^3}{0.965 \times 33 \times 348} = 2.37 \text{ cm}^2$$

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

D) VÉRIFICATION À ELU:

➤ **Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.99 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée :**

$$A_t = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.99 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.38 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :(Art A.5.1.2/BAEL91 modifiée 99)**

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

Avec : $T_{\text{max}} = V_{\text{umax}} = 97.43 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{umax}}}{b d} = \frac{97.43 \times 10}{25 \times 33} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

$$T_{\text{max}} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec : a: longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\text{max}} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 33 \times 25 \times 10^{-1} = 495 \text{ KN}$$

$$T_{\text{max}} = 97.43 \text{ KN} \leq 495 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$\left(T_{\text{max}} + \frac{M_{\text{max}}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$$

Avec : $M_a = -26.30 \text{ KN.m}$, $T_{\text{max}} = 97.43 \text{ KN}$

$$\left(97.43 - \frac{26.30}{0.9 \times 33} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 2.77 \text{ cm}^2 < A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence dans les barres (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :

$\sum \mu_i$: somme des périmètres utiles des barres

$\sum \mu_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$, n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{97.43}{0.9 \times 33 \times 21.98} \times 10 = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

☞ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Calcul des armatures transversal :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEL91)

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversal.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinal.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.4; \frac{25}{10} \right\} = \min \{ 1; 1.4; 2.5 \} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

Soit : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$; En prend un cadre et un étrier de HA8

- **Espacement des armatures transversal : Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :**

✓ **Zone nodal :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \emptyset_l \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.4 \right\} = \min \{ 8.75; 16.8 \} = 8.85 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

✓ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}; S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

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

E) CALCUL À L'ELS :

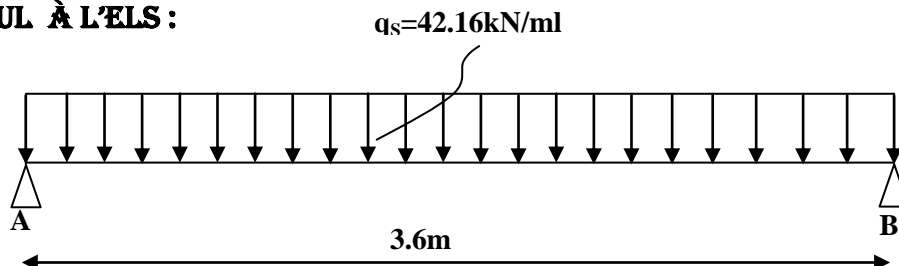


Figure III.4.3: Schéma statique de la poutre palière a l'ELS

E.1) CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

❖ Effort tranchant:

$$T_S = R_A = R_B = \frac{Q_S L}{2} = \frac{42.16 \times 3.6}{2} = 75.88 \text{ KN}$$

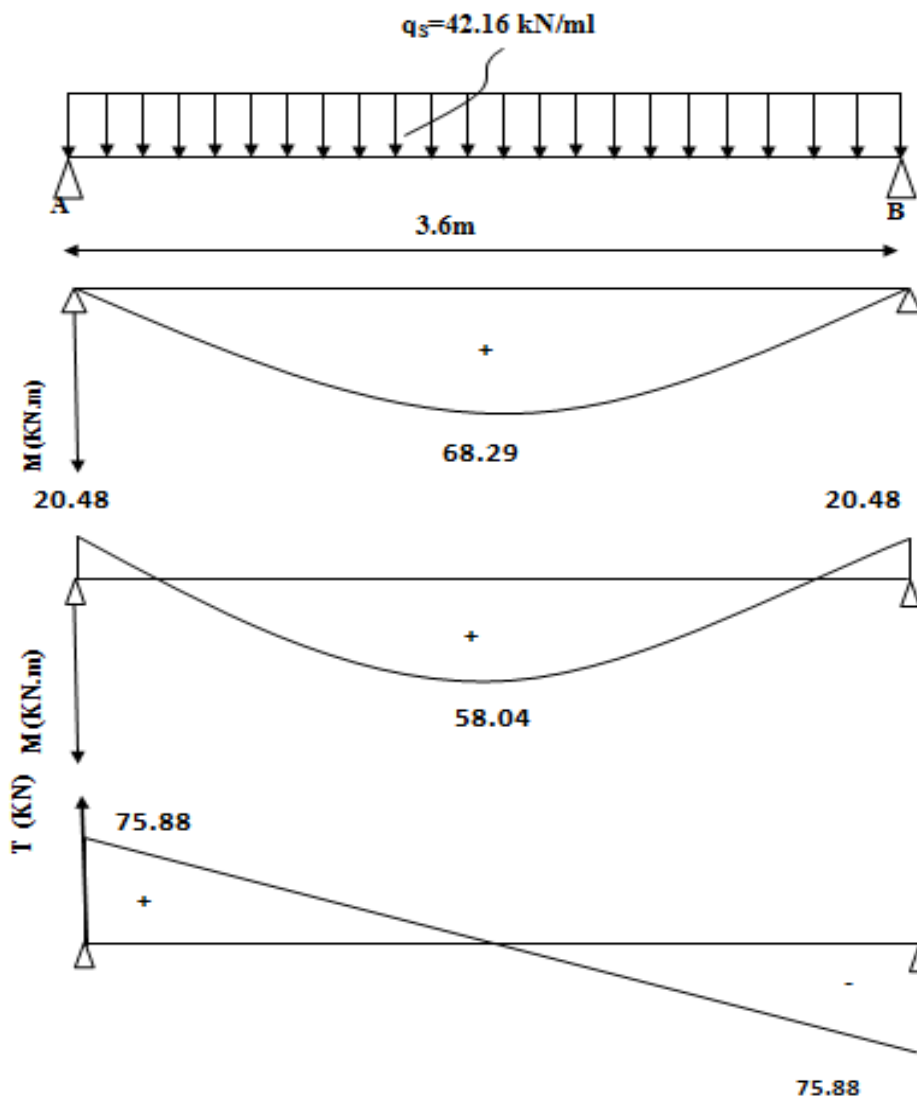
❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{Q_S L^2}{8} = \frac{42.16 \times 3.6^2}{8} = 68.29 \text{ KN}$$

❖ En tenant compte des encastremets partiels, les moments corrigés sont :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 68.29 = 58.04 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_u = -0.3 M_0 = -0.3 \times 68.29 = -20.48 \text{ KN.m}$

E.2) DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNE À L'ELS :

F) VÉRIFICATION À ELS:➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

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

➤ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
travée	58.04	8.04	0.975	0.862	21.23	253.77	11.95	15	Condition vérifiée
appuis	20.48	3.39	0.408	0.902	36.02	202.95	5.63	15	Condition vérifiée

☞ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0.097 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0.097 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{58.04}{10 \times 68.29} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{8.04}{25 \times 33} = 0.0097 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Remarque : Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

CONCLUSION : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :**En travée :**

3HA14 filantes+2HA14 Chapeaux pour le lit inférieur.

3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Aux appuis :

3HA14 filantes pour le lit inférieur.

3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

1cadre et 1 étrier en HA8 .

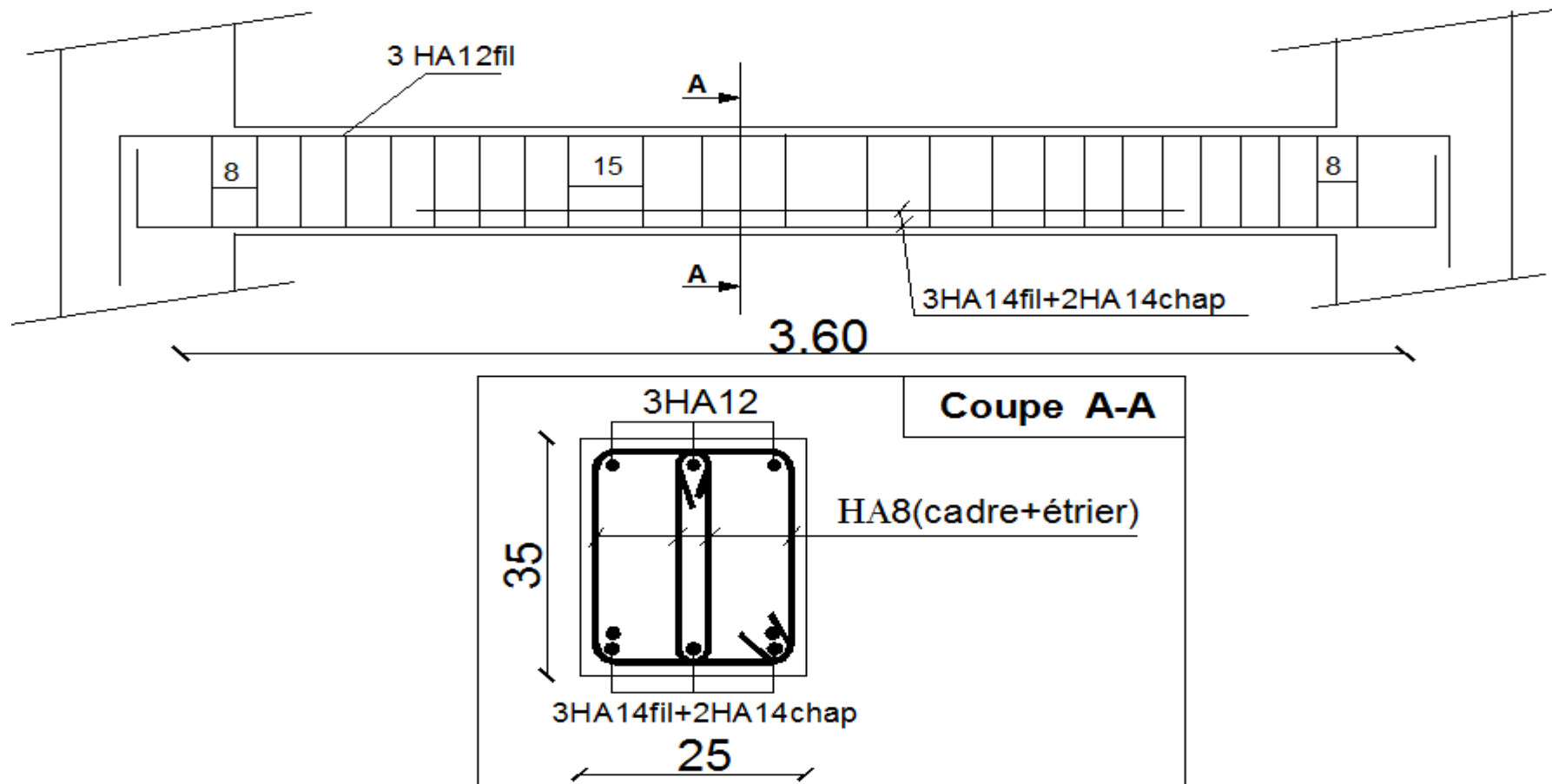


Figure : III.4.4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5) CALCULS DES PLANCHERS À CORPS CREUX :

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

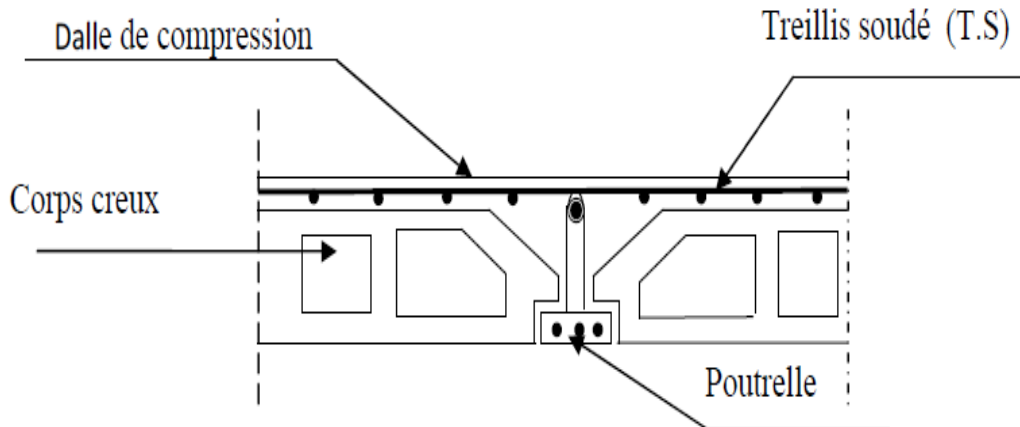
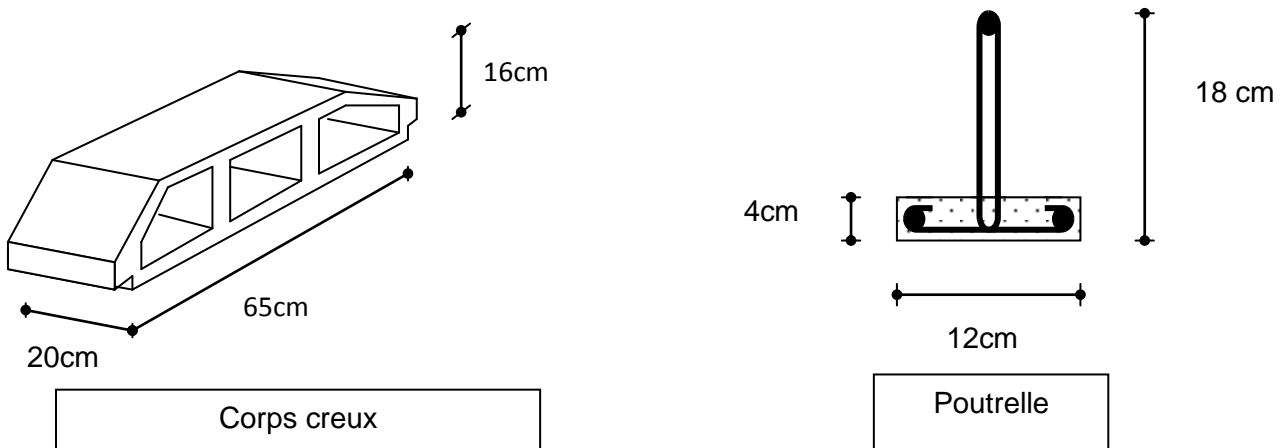


Figure III.5.1 Coupe verticale sur un plancher en corps creux

❖ Les planchers à corps creux sont constitué de :

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

**A) DÉTERMINATION DES DIMENSIONS DE LA SECTION EN T :**

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

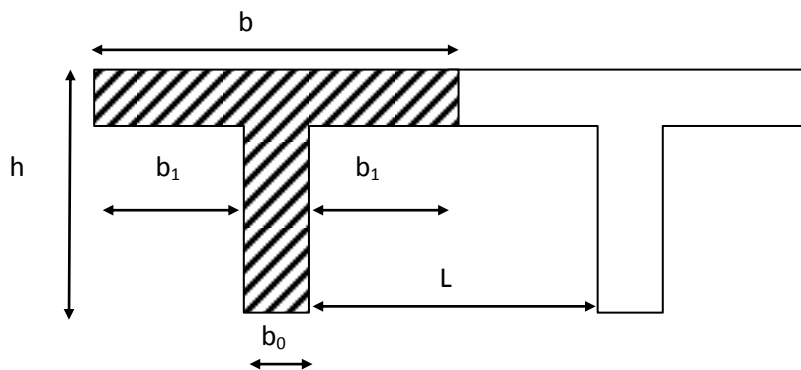


Figure III.5.2 Dimensions de la poutrelle.

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

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

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

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

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

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$L = 65 - 12 = 53$ cm

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

$L_1 = 400$ cm = 4 m.

$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{400}{10}; (8 \times 4)\right)$

$b_1 \leq \min(26.5; 40; 32) \implies b_1 = 26.5$ cm.

B) FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :

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

- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

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

Soit : $A^\perp = 5T6 \text{ cm}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$

Avec : $St = 25$ cm.

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A// = \frac{A^\perp}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \quad \text{Soit : } A// = 5T6=1.41 \text{ cm}^2$$

Avec : $St=25$ cm.

C) CALCUL DE LA POUTRELLE À L'ELU :**C.1) Avant le coulage de la dalle de compression:**

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

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids total : $G= 0.74 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

❖ **calcul du moment isostatique :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable ($L=4\text{m}$).

• **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5(1) = 2.50 \text{ KN/ml}$$

• **Le moment max en travée :**

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

❖ **L'effort tranchant max :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ kN}$$

❖ **ferraillage de la poutrelle :**

Avec :

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5 \times 10^6}{120 \cdot 20^2 \cdot 14.2} = 7.33$$

Donc :

$$\mu = 7.33 > \mu_1 = 0.392 \implies \text{la section est doublement armée (SDA).}$$

Remarque :

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

C.2) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités

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

Charges permanentes: $G = 5,83 \times 0,65 = 3,79 \text{ KN/ml}$

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

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

Charges permanentes: $G = 5,39 \times 0,65 = 3,50 \text{ KN/ml}$

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

• **Plancher RDC:**

Charges permanentes: $G = 5,39 \times 0,65 = 3,50 \text{ KN/ml}$

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

❖ **Combinaison de charges :**• **Plancher terrasse :**

ELU: $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,79) + (1,5 \times 0,65) = 6,09 \text{ KN/ml}$

ELS : $Q_{ser} = G + Q = 3,79 + 0,65 = 4,44 \text{ KN/ml}$

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

ELU: $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,5) + (1,5 \times 0,975) = 6,18 \text{ KN/ml}$

ELS : $Q_{ser} = G + Q = 3,5 + 0,975 = 4,47 \text{ KN/ml}$

• **Plancher RDC :**

ELU: $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,5) + (1,5 \times 0,975) = 6,18 \text{ KN/ml}$

ELS : $Q_{ser} = G + Q = 3,5 + 0,975 = 4,47 \text{ KN/ml}$

REMARQUE :

On constate que le chargement pour le plancher qui représente le cas le plus défavorable, est celui du RDC et de l'étage courant (même chargement pour les deux plancher).

C.3) Choix de la méthode de calcul :

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

- ❖ La méthode forfaitaire.
- ❖ La méthode des trois moments.
- ❖ La méthode de Caquot.

➤ **LES CONDITIONS D'APPLICATION DE LA MÉTHODE FORFAITAIRE (CBA93-ARTICLE B.6.2.2.1) :**

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

- Plancher RDC :

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

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.39 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 \leq \max\{10.78 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 \leq 10.78\text{KN/m}^2 . \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Plancher étage courant (usage d'habitation) :

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

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.39 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 \leq \max\{10.78 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 \leq 10.78\text{KN/m}^2 . \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. \Longrightarrow **Condition vérifiée.**

❖ Le rapport de deux portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{4}{3.9} = 1.02$$

$$\frac{3.9}{4} = 0.975$$

$$\frac{4}{4} = 1$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{4}{3.9} = 1.02 \\ \frac{3.9}{4} = 0.975 \\ \frac{4}{4} = 1 \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable. \Longrightarrow **Condition vérifiée.**

CONCLUSION :

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

C.4) PRINCIPE DE LA MÉTHODE :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

C.5) EXPOSÉ DE LA MÉTHODE :

Le rapport (α) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées :

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

Avec : $0 < \alpha < \frac{2}{3}$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée l que la travée considérée est soumise au mêmes charges.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

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

M_e : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max\{1.05 M_0; (1 + 0.3 \alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ (Dans une travée intermédiaire.)
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ (Dans une travée de rive.)

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

0.6 M_0 : pour une poutre à deux travées.

0.5 M_0 : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

0.3 M_0 : pour les appuis de rive semi encastés.

- Effort tranchant :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec :

- l : Longueur de la travée considérée.
- $\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique.
- M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis (i) et ($i+1$) respectivement en valeurs algébriques.

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad ; \quad T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

REMARQUE:

Dans notre cas le plancher est composé de deux différentes poutrelles :

- ❖ Poutrelle 1 a sept travées.
- ❖ Poutrelle 2 a sept travées.

C.6) CALCUL DES COEFFICIENTS :

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

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0.97}{3.5 + 0.97} = 0.217$$

Avec : $0 < \alpha = 0.217 < \frac{2}{3}$

α	$1+0.3\alpha$	$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$
0.217	1.065	0.532	0.632

C.7) APPLICATION DE LA MÉTHODE FORFAITAIRE :

▪ **CALCUL DE LA POUTRELLE 01 À L'ELU :**

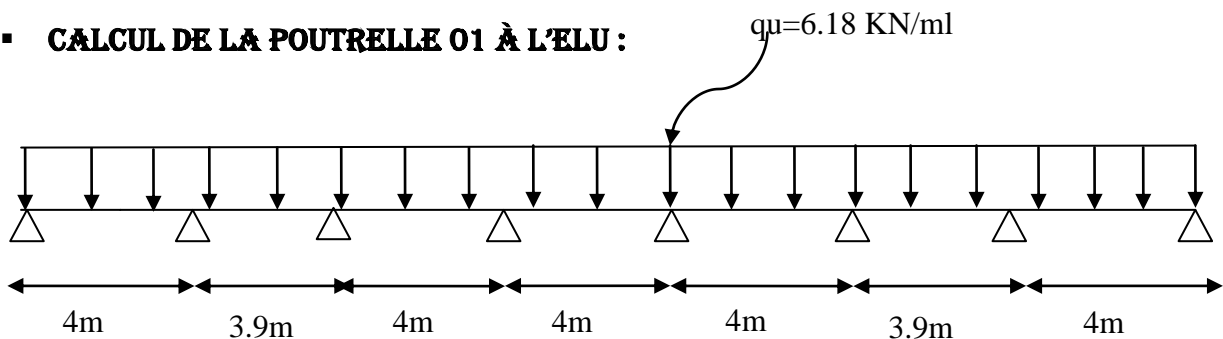


Figure III.5.3 : Schéma statique de la poutrelle 01.

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

Travée 1-2 : L=4m

$$M_{01} = q_u L^2 / 8 = 6.18(4)^2 / 8 = 12.36 \text{ KN.ml}$$

Travée 2-3 : L=3,9m

$$M_{02} = q_u L^2 / 8 = 6.18 (3,9)^2 / 8 = 11.74 \text{ KN.ml}$$

Travée 3-4 : $L=4\text{m}$

$$M03 = quL^2/8 = 6.18 (4)^2/8 = 12.36\text{KN.m}$$

Travée 4-5 : $L=4\text{m}$

$$M04 = quL^2/8 = 6.18 (4)^2/8 = 12.36\text{KN.m}$$

Travée 5-6: $L=3,60\text{m}$

$$M05 = quL^2/8 = 6.18 (4)^2/8 = 12.36\text{KN.m}$$

Travée 6-7: $L=3,9\text{m}$

$$M06 = quL^2/8 = 6.18 (3,9)^2/8 = 11.74\text{KN.m}$$

Travée 7-8: $L=4\text{m}$

$$M07 = quL^2/8 = 6.18 (4)^2/8 = 12.36\text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M1 = 0,3M01 = 0,3 \times 12.36 = 3.70\text{KN.m} \quad \Longrightarrow \quad M1=M8=3.70\text{KN.m}$$

$$M2 = 0,5 \max (M01; M02) = 0,5 \times 12.36 = 6.15\text{KN.m}$$

$$M3 = 0,4 \max (M02; M03) = 0,4 \times 12.36 = 4.94\text{KN.m}$$

$$M4 = 0,4 \max (M03; M04) = 0,4 \times 12.36 = 4.94\text{KN.m}$$

$$M5 = 0,4 \max (M04; M05) = 0,4 \times 12.36 = 4.94\text{KN.m}$$

$$M6 = 0,4 \max (M05; M06) = 0,4 \times 12.36 = 4.94\text{KN.m}$$

$$M7 = 0,5 \max (M06; M07) = 0,5 \times 12.36 = 6.15\text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

• **Travée de rive 1-2 :**

$$Mt_{1-2} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M01$$

$$Mt_{1-2} = 0.632 \times 12.36 = 7.81\text{KN.m}$$

$$Mt_{1-2} + \frac{M1 + M2}{2} \geq M01$$

$$Mt_{1-2} + \frac{3.70 + 6.15}{2} \geq 12.36$$

$$Mt_{1-2} = 5.58\text{KN.m}$$

On prend le max $Mt_{1-2} = 7.81\text{KN.m}$

• **Travée intermédiaire 2-3:**

$$Mt_{2-3} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M02$$

$$Mt_{2-3} = 0.532 \times 11.74 = 6.24 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{2-3} + \frac{M2 + M3}{2} \geq M02$$

$$Mt_{2-3} + \frac{6.15 + 4.94}{2} \geq 11.74$$

$$Mt_{2-3} = 6.19 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{2-3} = 6.24 \text{ KN.m}$

- **Travée intermédiaire 3-4:**

$$Mt_{3-4} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M03$$

$$Mt_{3-4} = 0.532 \times 12.36 = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{3-4} + \frac{M3 + M4}{2} \geq M03$$

$$Mt_{3-4} + \frac{4.94 + 4.94}{2} \geq 12.36$$

$$Mt_{3-4} = 7.42 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{3-4} = 7.42 \text{ KN.m}$

- **Travée intermédiaire 4-5 :**

$$Mt_{4-5} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M04$$

$$Mt_{4-5} = 0.532 \times 12.36 = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{4-5} + \frac{M4 + M5}{2} \geq M04$$

$$Mt_{4-5} + \frac{4.94 + 4.94}{2} \geq 12.36$$

$$Mt_{4-5} = 7.42 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{4-5} = 7.42 \text{ KN.m}$

- **Travée intermédiaire 5-6:**

$$Mt_{5-6} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M04$$

$$Mt_{5-6} = 0.532 \times 12.36 = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{5-6} + \frac{M5 + M6}{2} \geq M05$$

$$Mt_{5-6} + \frac{4.94 + 4.94}{2} \geq 12.36$$

$$Mt_{5-6} = 7.42 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{5-6} = 7.42 \text{ KN.m}$

- **Travée intermédiaire 6-7:**

$$Mt_{6-7} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M06$$

$$Mt_{6-7} = 0.532 \times 11.74 = 6.24 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{6-7} + \frac{M6 + M7}{2} \geq M06$$

$$Mt_{6-7} + \frac{4.97 + 6.15}{2} \geq 11.74$$

$$Mt_{6-7} = 6.19 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{6-7} = 6.24 \text{ KN.m}$

- **Travée de rive 7-8 :**

$$Mt_{7-8} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M07$$

$$Mt_{7-8} = 0.632 \times 12.36 = 7.81 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{7-8} + \frac{M7 + M8}{2} \geq M07$$

$$Mt_{7-8} + \frac{6.15 + 3.7}{2} \geq 12.36$$

$$Mt_{7-8} = 7.43 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{7-8} = 7.81 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{Mw - Me}{L} + \frac{qu \times L}{2}$$

$$T_e = T_w - qu \times L$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	(1 ; 2) L=4m	(2 ; 3) L=3.9m	(3 ; 4) L=4m	(4 ; 5) L=4m	(5 ; 6) L=4m	(6 ; 7) L=3.9m	(7 ; 8) L=4m
Mw (KN. m)	3.70	6.15	4.94	4.94	4.94	4.94	6.15
Me (KN. m)	6.15	4.94	4.94	4.94	4.94	6.15	3.70
Tw (KN)	11.74	12.36	12.36	12.36	12.36	11.74	12.97
Te (KN)	-12.97	-11.74	-12.36	-12.36	-12.36	-12.36	-11.74
Mt (KN. m)	7.81	6.24	7.42	7.42	7.42	6.24	7.81

❖ **DIAGRAMME DES MOMENTS FLÉCHISSANT ET DES EFFORTS TRANCHANT :**

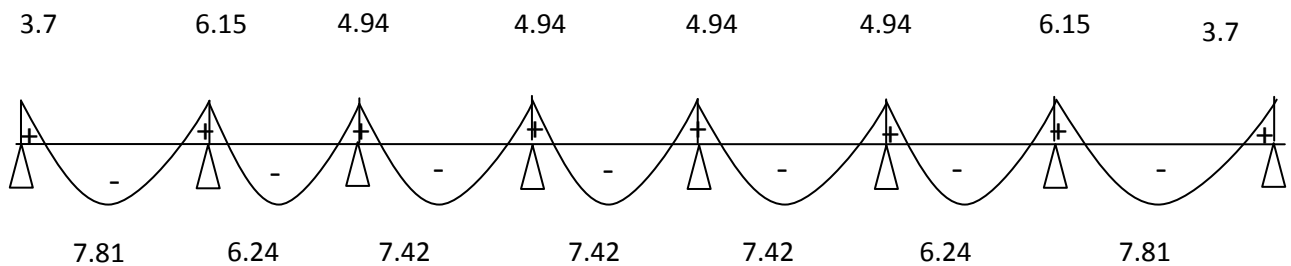


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 01

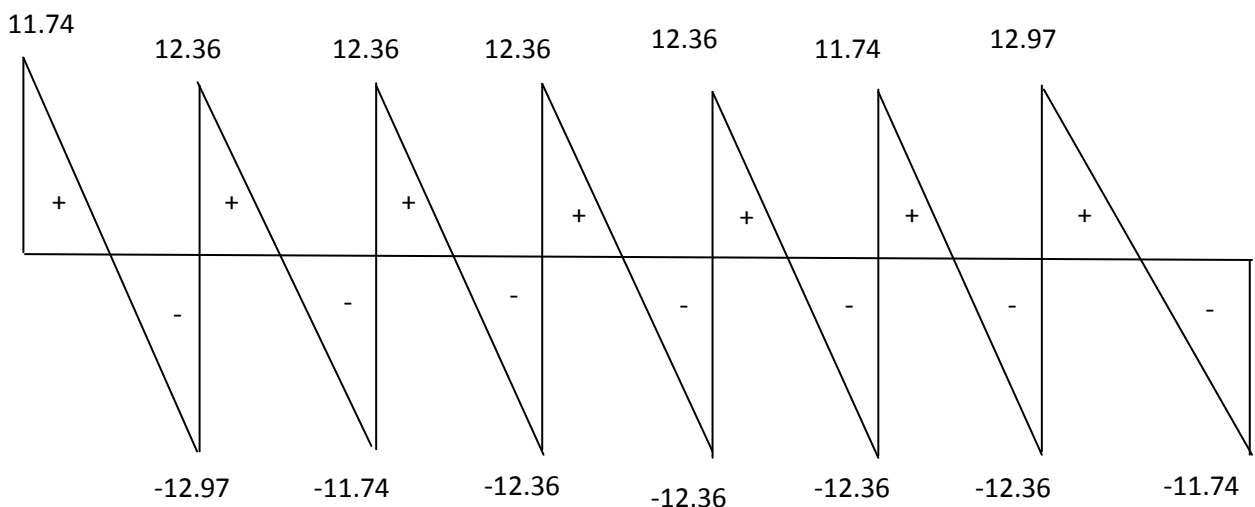


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle 01

▪ **CALCUL DE LA POUTRELLE 02 À L'ELU :**

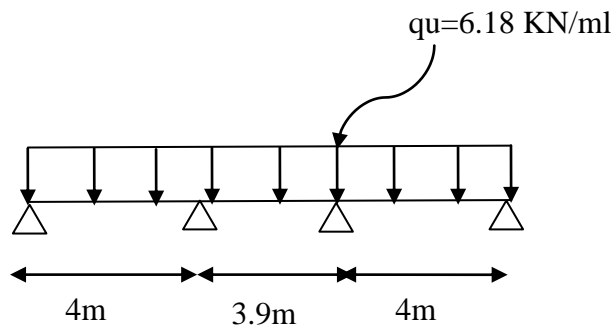


Figure III.5.4 Schéma statique de la poutrelle 02.

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

Travée 1-2 : $L=4\text{m}$

$$M01 = quL^2/8 = 6.18(4)^2/8 = 12.36 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 : $L=3,9\text{m}$

$$M02 = quL^2/8 = 6.18 (3,9)^2/8 = 11.74 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4 : $L=4\text{m}$

$$M03 = quL^2/8 = 6.18 (4)^2/8 = 12.36 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M1 = 0,3M01 = 0,3 \times 12.36 = 3.70 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \quad M1 = M4 = 3.70 \text{ KN.m}$$

$$M2 = 0,5 \max (M01; M02) = 0,5 \times 12.36 = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$M3 = 0,5 \max (M02; M03) = 0,5 \times 12.36 = 6.15 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

• **Travée de rive 1-2 :**

$$Mt_{1-2} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M01$$

$$Mt_{1-2} = 0.632 \times 12.36 = 7.81 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{1-2} + \frac{M1 + M2}{2} \geq M01$$

$$Mt_{1-2} + \frac{3.70 + 6.15}{2} \geq 12.36$$

$$Mt_{1-2} = 5.58 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{1-2} = 7.81 \text{ KN.m}$

- **Travée intermédiaire 2-3:**

$$Mt_{2-3} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M02$$

$$Mt_{2-3} = 0.532 \times 11.74 = 6.24 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{2-3} + \frac{M2 + M3}{2} \geq M02$$

$$Mt_{2-3} + \frac{6.15 + 4.94}{2} \geq 11.74$$

$$Mt_{2-3} = 6.19 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{2-3} = 6.24 \text{ KN}$.

- **Travée de rive 3-4:**

$$Mt_{3-4} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M03$$

$$Mt_{3-4} = 0.632 \times 12.36 = 7.81 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{3-4} + \frac{M3 + M4}{2} \geq M03$$

$$Mt_{3-4} + \frac{4.94 + 4.94}{2} \geq 12.36$$

$$Mt_{3-4} = 7.42 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{3-4} = 7.81 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{Mw - Me}{L} + \frac{qu \times L}{2}$$

$$T_e = T_w - qu \times L.$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	(1 ; 2) L=4m	(2 ; 3) L=3.9m	(3 ; 4) L=4m
M_w (KN. m)	3.70	6.15	6.15
M_e (KN. m)	6.15	6.15	3.70
T_w (KN)	11.74	12.05	12.97
T_e (KN)	-12.97	-12.05	-11.74
M_t (KN. m)	7.81	6.24	7.81

❖ **DIAGRAMME DES MOMENTS FLÉCHISSANT ET DES EFFORTS TRANCHANT :**

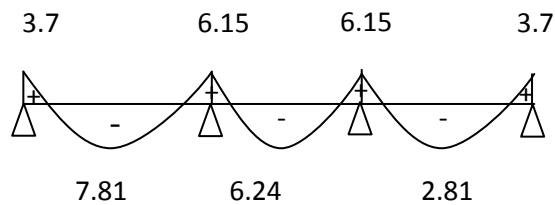


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 02

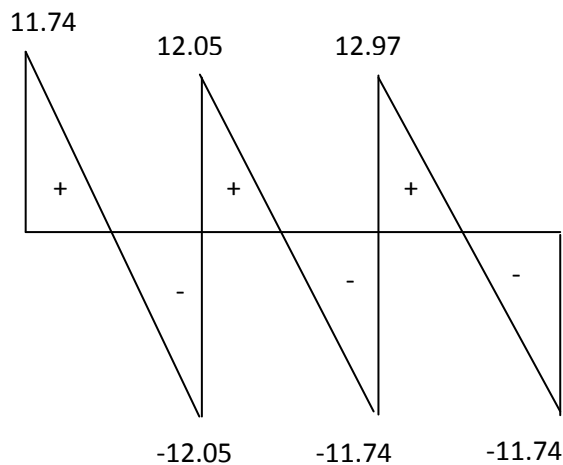


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle 02

C.8) FERRAILLAGE À L'ELU :

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_{tmax} = 7.81KN.m$$

$$M_{amax} = 6.15KN.m$$

➤ **Armature en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{KN.m}$$

Donc : $M_{\max}^t < M_t \implies$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc elle sera comprimée la section sera calculée comme une section rectangulaire .

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.81}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.016 < 0.392$$

La section est simplement armée (**SSA**) donc $As' = 0$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.016 \implies \beta = 0.992$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{7.81}{0.992 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} \times 10^4 = 1.25 \text{cm}^2$$

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

• **Armature aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{6.15}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.020$$

Donc : $\mu = 0.02 < 0.392 \implies$ La section est simplement armée (**SSA**) donc $As' = 0$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$

$$A_t = \frac{M_{\max}^a}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{6.15}{0.990 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} \times 10^4 = 0.99 \text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{cm}^2$

CONCLUSION :

- **En travée :** $3\text{HA}12 = 3.39 \text{cm}^2$
- **Aux appuis :** $2\text{HA}10 = 1.57 \text{cm}^2$.

- **Armature transversal :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12BAEL91) :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_{\max}; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec :

- \varnothing_t : diamètre des armatures transversal.
- \varnothing_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right\} = \min\{0.571; 1.6; 1.2\} = 0.571 \text{ cm}$$

On prend : $\varnothing_t = 0.6 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } A_t = 2 \times \varnothing_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

On adopte: **armature transversal 2HA8 : $A_t=1\text{cm}^2$**

- **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{0.9 \times 18; 40\text{cm}\} = \min\{16.2; 40\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

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

La section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91modifie 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} > 0.4 \text{ MPa}$$

Avec : $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\frac{0.56 \times 400}{12 \times 15} > 0.4 \text{ MPa}$$

1.24 MPa > 0.4 MPa \implies **Condition vérifiée.**

CONCLUSION :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers de $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$, avec un espacement constant de $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

❖ **VÉRIFICATION A L'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99) :**

$$A > A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

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

- **Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant ($T_{\max} = 12.97 \text{ KN}$).

$$\tau_u = \frac{12.97 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.600 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad ; \text{ fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.600 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

REMARQUE :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :**

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0$$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant.

a: Longueur d'appuis de la bielle ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \times 10^3 = 129.6 \text{ KN}$$

POUR LA POUTRELLE 01 :

- **Appui intermédiaire :** $T_{\max} = 12.36 \text{ KN}$

$$T_{\max} = 12.36 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appui de rive :** $T_{\max} = 12.97 \text{ KN}$

$$T_{\max} = 12.97 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

POUR LA POUTRELLE 02 :

- **Appui intermédiaire :** $T_{\max} = 12.05 \text{ KN}$

$T_{\max} = 12.05 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \implies$ **Condition vérifiée.**

- **Appui de rive :** $T_{\max} = 12.97 \text{ KN}$

$T_{\max} = 12.97 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \implies$ **Condition vérifiée.**

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inferieures (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :**

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{Y_s}{f_e} < A$$

POUR LA POUTRELLE 01 :

- **Appui de intermédiaire :** $M_{\max} = 7.42 \text{ KN.m}$ et $T_{\max} = 12.36 \text{ KN}$

$\left(12.36 - \frac{7.42}{0.9 \times 0.18}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.96 \text{ cm}^2 < A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \implies$ **condition verifiée.**

- **Appui de rive :** $M_{\max} = 7.81 \text{ KN.m}$ et $T_{\max} = 12.97 \text{ KN}$

$\left(12.97 - \frac{7.81}{0.9 \times 0.18}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -1.01 \text{ cm}^2 < A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \implies$ **condition verifiée**

POUR LA POUTRELLE 02 :

- **Appui de intermédiaire :** $M_{\max} = 6.24 \text{ KN.m}$ et $T_{\max} = 12.05 \text{ KN}$

$\left(12.05 - \frac{6.24}{0.9 \times 0.18}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.76 \text{ cm}^2 < A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \implies$ **condition verifiée.**

- **Appui de rive :** $M_{\max} = 7.81 \text{ KN.m}$ et $T_{\max} = 12.97 \text{ KN}$

$\left(12.97 - \frac{7.81}{0.9 \times 0.18}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -1.01 \text{ cm}^2 < A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \implies$ **condition verifiée**

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA)

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres
 $\sum u_i = n \pi \phi = 3 \times \pi \times 1.6 = 15.07 \text{ cm}$, n : nombre de barres.

POUR LA POUTRELLE 01 :

Avec : $T_{\max} = 12.97 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{12.97}{0.9 \times 18 \times 15.07} \times 10 = 0.53 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

POUR LA POUTRELLE 02 :

Avec : $T_{\max} = 12.05 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{12.05}{0.9 \times 18 \times 15.07} \times 10 = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

➤ **Ancrage des barres : (Art A.6.1, 23..BAEL91/modifiée 99):**

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

D'où :

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 35 \text{ cm}$

Les règles de **BAEL 91 [Art. A.6.1]** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

Avec : L_c c'est la longueur des crochets normaux adoptés.

$$L_c = 0.4 L_s$$

$$L_c = 0.4 \times 35.21 = 14.1 \text{ cm}$$

❖ **CALCUL DE LA POUTRELLE 01 À L'ELS :**

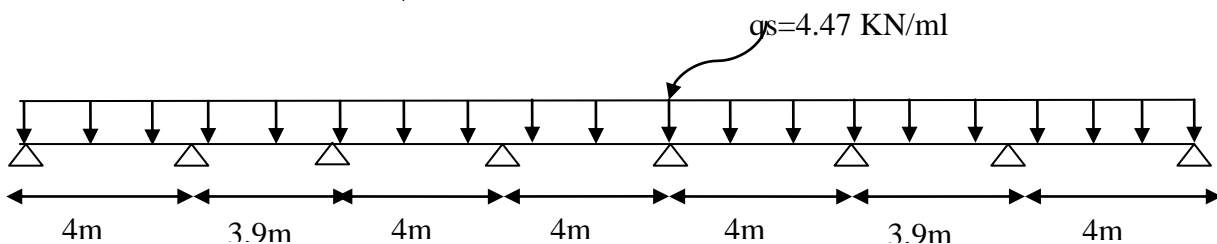


Figure III.5.5 : Schéma statique de la poutrelle 01.

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

Travée 1-2 : L=4m

$$M_{01} = q_s L^2 / 8 = 4.47(4)^2 / 8 = 8.94 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 : L=3,9m

$$M_{02} = q_s L^2 / 8 = 4.47 (3,9)^2 / 8 = 8.49 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4 : L=4m

$$M_{03} = q_s L^2 / 8 = 4.47(4)^2 / 8 = 8.94 \text{ KN.m}$$

Travée 4-5 : L=4m

$$M_{04} = q_s L^2 / 8 = 4.47 (4)^2 / 8 = 8.94 \text{ KN.m}$$

Travée 5-6: L=4m

$$M_{05} = q_s L^2 / 8 = 4.47 (4)^2 / 8 = 8.94 \text{ KN.m}$$

Travée 6-7: L=3,9m

$$M_{06} = q_s L^2 / 8 = 4.47 (3,9)^2 / 8 = 8.49 \text{ KN.m}$$

Travée 7-8: L=4m

$$M_{07} = q_s L^2 / 8 = 4.47 (4)^2 / 8 = 8.94 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = 0,3M_{01} = 0,3 \times 8.94 = 2.682 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 8.94 = 4.47 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 8.94 = 3.576 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 8.94 = 3.576 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 8.94 = 3.576 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,4 \max (M_{05}; M_{06}) = 0,4 \times 8.94 = 3.576 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0,5 \max (M_{06}; M_{07}) = 0,5 \times 8.94 = 4.47 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = 0,3M_{08} = 0,3 \times 11.54 = 2.682 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

• **Travée de rive 1-2 :**

$$M_{t_{1-2}} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01}$$

$$M_{t_{1-2}} = 0.632 \times 8.94 = 5.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{1-2}} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq M_{01}$$

$$Mt_{1-2} + \frac{2.68 + 4.47}{2} \geq 8.94$$

$$Mt_{1-2} = 5.36 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{1-2} = 5.64 \text{ KN.m}$

- **Travée intermédiaire 2-3:**

$$Mt_{2-3} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M02$$

$$Mt_{2-3} = 0.532 \times 8.49 = 4.51 \text{ KN. m}$$

$$Mt_{2-3} + \frac{M2 + M3}{2} \geq M02$$

$$Mt_{2-3} + \frac{4.47 + 3.57}{2} \geq 8.49$$

$$Mt_{2-3} = 5.75 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{2-3} = 5.75 \text{ KN.m}$.

- **Travée intermédiaire 3-4:**

$$Mt_{3-4} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M03$$

$$Mt_{3-4} = 0.532 \times 8.94 = 4.75 \text{ KN. m}$$

$$Mt_{3-4} + \frac{M3 + M4}{2} \geq M03$$

$$Mt_{3-4} + \frac{3.57 + 3.57}{2} \geq 8.94$$

$$Mt_{3-4} = 5.37 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{3-4} = 5.37 \text{ KN. m}$

- **Travée intermédiaire 4-5 :**

$$Mt_{4-5} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M04$$

$$Mt_{4-5} = 0.532 \times 8.94 = 4.75 \text{ KN. m}$$

$$Mt_{4-5} + \frac{M4 + M5}{2} \geq M04$$

$$Mt_{4-5} + \frac{3.57 + 3.57}{2} \geq 8.94$$

$$Mt_{4-5} = 5.37 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{4-5} = 5.37 \text{ KN.m}$

- **Travée intermédiaire 5-6:**

$$Mt_{5-6} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M04$$

$$Mt_{5-6} = 0.532 \times 8.94 = 4.75 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{5-6} + \frac{M5 + M6}{2} \geq M05$$

$$Mt_{5-6} + \frac{3.57 + 3.57}{2} \geq 8.94$$

$$Mt_{5-6} = 5.37 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{5-6} = 5.37 \text{ KN.m}$

- **Travée intermédiaire 6-7:**

$$Mt_{6-7} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M06$$

$$Mt_{6-7} = 0.532 \times 8.49 = 4.51 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{6-7} + \frac{M6 + M7}{2} \geq M06$$

$$Mt_{6-7} + \frac{3.57 + 4.47}{2} \geq 8.49$$

$$Mt_{6-7} = 4.47 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{6-7} = 4.51 \text{ KN.m}$

- **Travée de rive 7-8:**

$$Mt_{7-8} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M07$$

$$Mt_{7-8} = 0.632 \times 8.94 = 5.65 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{7-8} + \frac{M7 + M8}{2} \geq M07$$

$$M_{t_{7-8}} + \frac{4.47 + 2.68}{2} \geq 8.94$$

$$M_{t_{7-8}} = 5.36 \text{ KN.m}$$

On prend le max $M_{t_{7-8}} = 5.64 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

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

$$T_e = T_w - q_s \times L.$$

Travée	(1 ; 2) L=4m	(2 ; 3) L=3.9m	(3 ; 4) L=4m	(4 ; 5) L=4m	(5 ; 6) L=4m	(6 ; 7) L=3.9m	(7 ; 8) L=4m
$M_w \text{ (KN. m)}$	2.682	4.47	3.576	3.576	3.576	3.576	4.47
$M_e \text{ (KN. m)}$	4.47	3.576	3.576	3.576	3.576	4.47	2.682
$T_w \text{ (KN)}$	8.48	8.94	8.94	8.94	8.94	8.48	9.39
$T_e \text{ (KN)}$	-9.39	-8.48	-8.94	-8.94	-8.94	-8.94	-8.48
$M_t \text{ (KN. m)}$	5.64	5.75	5.37	5.37	5.37	4.51	5.64

➤ **DIAGRAMME DES MOMENTS FLÉCHISSANT ET DES EFFORTS TRANCHANT :**

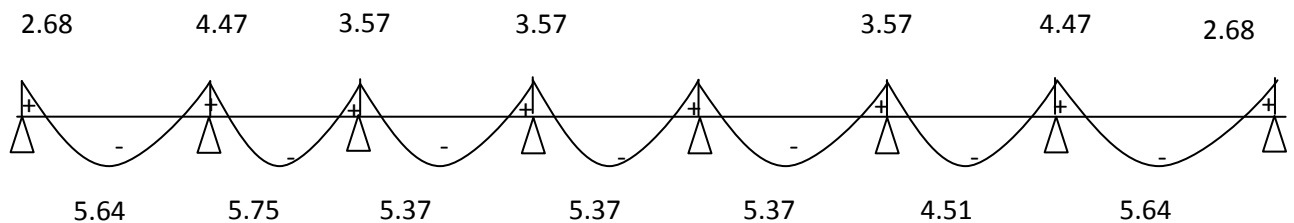


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 01

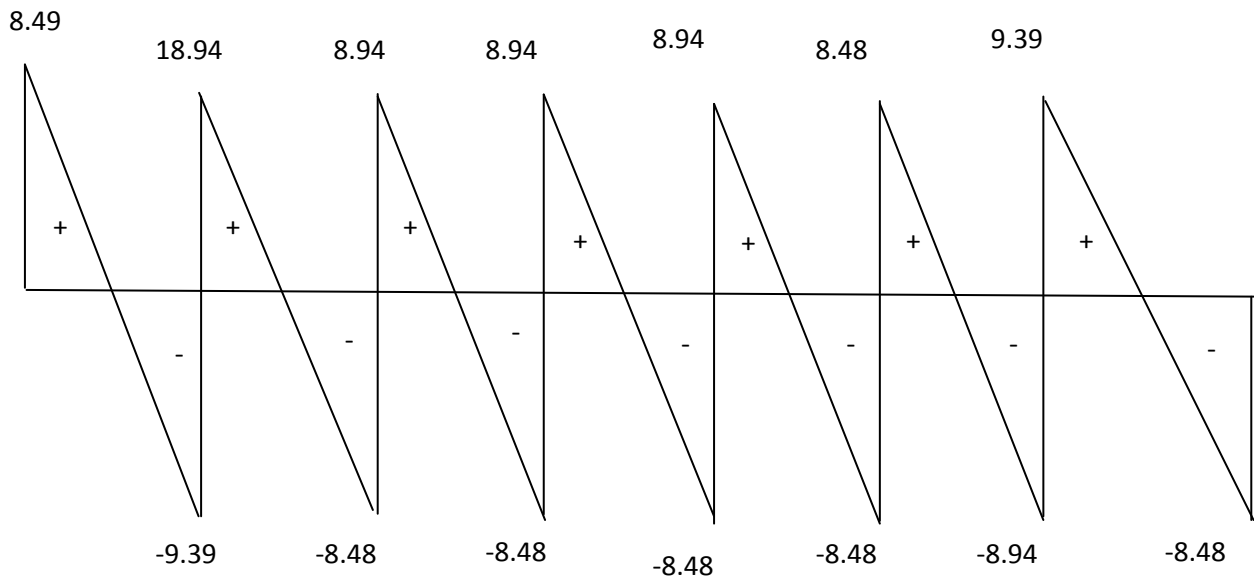


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle 01

➤ **CALCUL DE LA POUTRELLE 02 À L'ELS :**

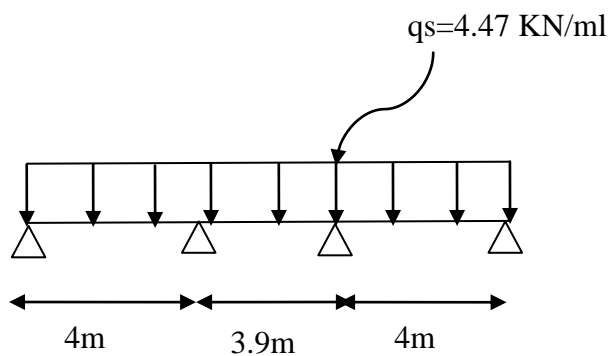


Figure III.5.6 Schéma statique de la poutrelle 02.

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

Travée 1-2 : $L=4\text{m}$

$$M_{01} = q_s L^2 / 8 = 4.47(4)^2 / 8 = 8.94 \text{ KN.ml}$$

Travée 2-3 : $L=3,9\text{m}$

$$M_{02} = q_s L^2 / 8 = 4.47 (3,9)^2 / 8 = 8.49 \text{ KN.ml}$$

Travée 3-4 : $L=4\text{m}$

$$M_{03} = q_s L^2 / 8 = 4.47 (4)^2 / 8 = 8.94 \text{ KN.ml}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M1 = 0,3M01 = 0,3 \times 8.94 = 2.682 \text{ KN.m}$$

$$M2 = 0,5 \max (M01; M02) = 0,5 \times 8.94 = 4.47 \text{ KN.m}$$

$$M3 = 0,5 \max (M02; M03) = 0,5 \times 8.94 = 4.47 \text{ KN.m}$$

$$M4 = 0,3M01 = 0,3 \times 8.94 = 2.682 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

• **Travée de rive 1-2 :**

$$Mt_{1-2} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M01$$

$$Mt_{1-2} = 0.632 \times 8.94 = 5.64 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{1-2} + \frac{M1 + M2}{2} \geq M01$$

$$Mt_{1-2} + \frac{2.68 + 4.47}{2} \geq 8.94$$

$$Mt_{1-2} = 5.36 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{1-2} = 5.64 \text{ KN.m}$

➤ **Travée intermédiaire 2-3:**

$$Mt_{2-3} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M02$$

$$Mt_{2-3} = 0.532 \times 8.49 = 4.51 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{2-3} + \frac{M2 + M3}{2} \geq M02$$

$$Mt_{2-3} + \frac{4.47 + 4.47}{2} \geq 8.49$$

$$Mt_{2-3} = 4.02 \text{ KN.m}$$

On prend le max $Mt_{2-3} = 5.51 \text{ KN.m}$

• **Travée intermédiaire 3-4:**

$$Mt_{3-4} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M03$$

$$Mt_{3-4} = 0.632 \times 8.94 = 5.64 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{3-4} + \frac{M3 + M4}{2} \geq M03$$

$$Mt_{3-4} + \frac{4.47 + 2.682}{2} \geq 8.94$$

$$Mt_{3-4} = 5.36 \text{KN.m}$$

On prend le max $Mt_{3-4} = 5.64 \text{KN.m}$

❖ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qs \times L}{2}$$

$$T_e = T_w - qs \times L$$

Travée	(1 ; 2) L=4m	(2 ; 3) L=3.9m	(3 ; 4) L=4m
M_w (KN. m)	2.682	4.47	4.47
M_e (KN. m)	4.47	4.47	2.682
T_w (KN)	8.49	8.71	9.39
T_e (KN)	-9.39	-8.71	-8.49
M_t (KN. m)	5.64	5.51	5.64

❖ **DIAGRAMME DES MOMENTS FLÉCHISSANT ET DES EFFORTS TRANCHANT :**

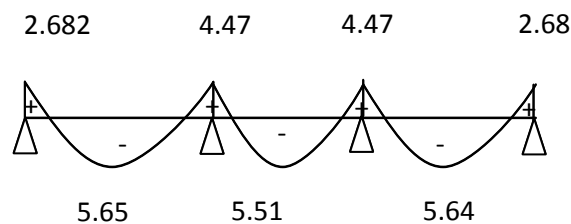


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 02

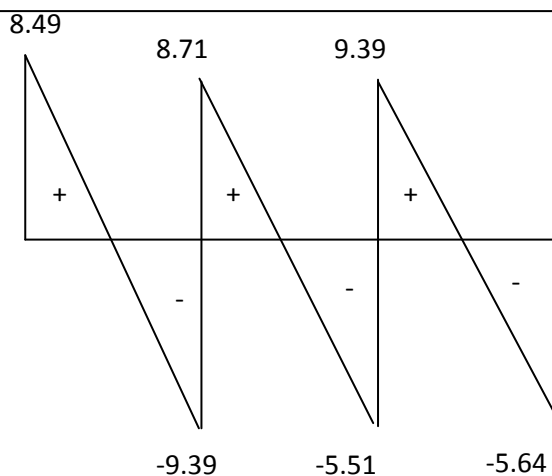


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle 02

❖ **VÉRIFICATION A L'ELS :**➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

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

➤ **Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/modifiée 99) :**➤ **Contrainte dans le béton :**• **En travée :**

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } M_s = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.560$$

$$\rho_1 = 1.560 \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow K_1 = 15.67$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5.75 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 112.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{15.67} \times 112.58 = 7.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En appuis :**

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$M_s = 4.47 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

$$\rho_1 = 0.726 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow K_1 = 25.50$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.47 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 180.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{25.5} \times 180.56 = 7.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

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

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

$$3) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

- h : hauteur totale. (h = 20 cm).
- l : porté entre nœuds d'appuis. (l = 4.45)
- M_t : moment max en travée.
- M₀ : moment max de la travée isostatique.
- A_t : section des armatures.
- b₀ : largeur de la nervure.
- d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.063 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 1^{ème} condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

➤ **CALCUL DE LA FLÈCHE :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

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

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

I₀ : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

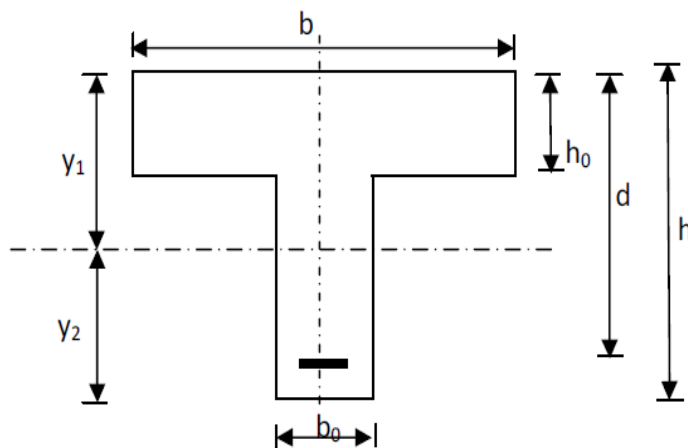


Figure III.5.7 Schéma statique de calcul.

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

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec :

- S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section.

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

$$S_{xx} = 12 \times \frac{20}{2} \times 20 + (65 - 12) \times \frac{4}{2} \times 4 + 15 \times 3.39 \times 18 = 4071.4 \text{ cm}^3$$

- B_0 : la section homogénéisée.

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12(20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 3.39 = 521.3 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{4071.4}{521.3} = 7.44 \text{ cm}$$

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

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

$$I_0 = 16291.74 \text{ cm}^4$$

• Calcul des coefficients :

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.978$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{5.75 \times 10^3}{0.978 \times 18 \times 3.39} = 96.35 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.015} = 1.027$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 96.35 + 2.1} = 0.533$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 16291.74}{1 + (0.533 \times 1.027)}$$

$$I_{fv} = 11581.37 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{5.75 \times 10^7 \times (4)^2}{10 \times 10818.87 \times 11581.37} = 0.73 \text{ cm}$$

$$f = 0.73 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

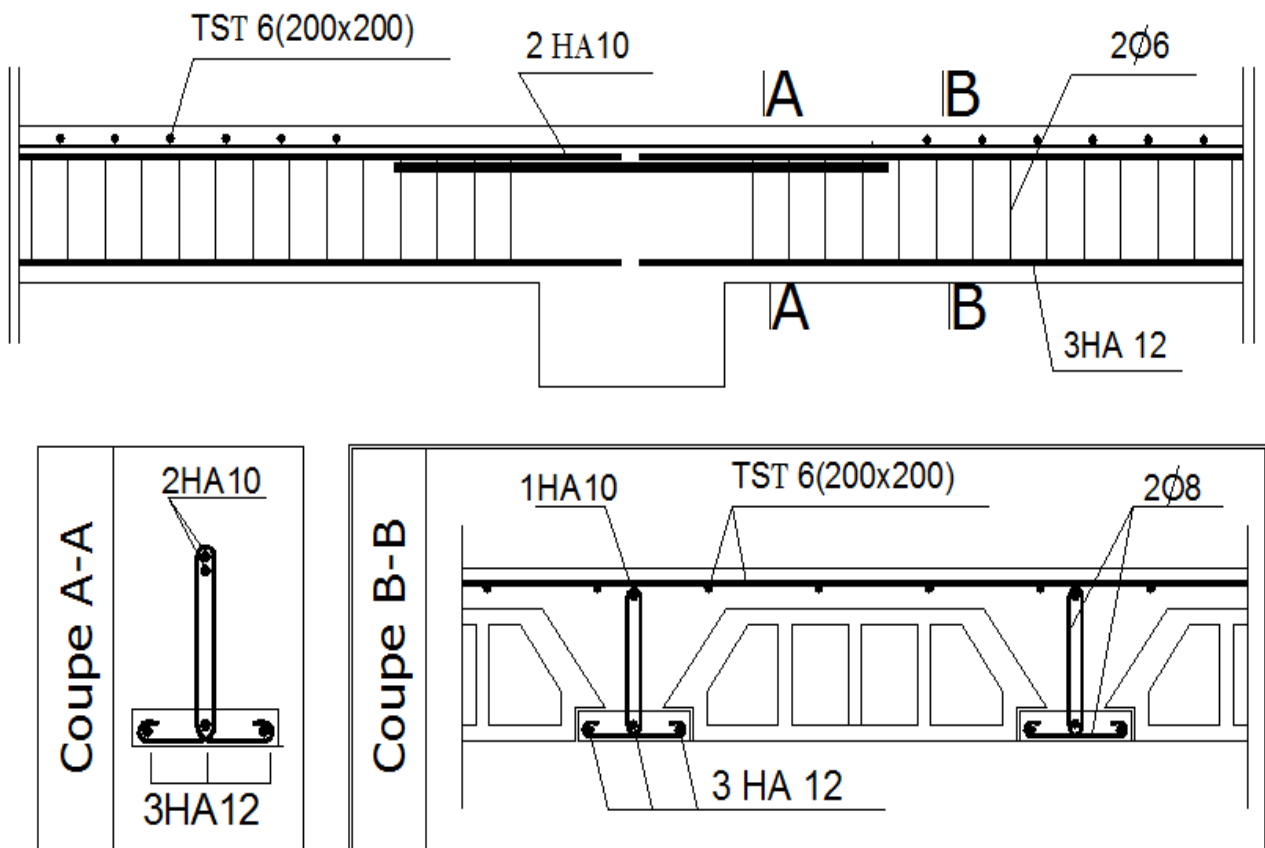


Figure III-5-8 : schéma de ferrailage du plancher.

III.6) SALLE MACHINE :

Le bâtiment comprend deux cages d'ascenseurs de caractéristiques identiques (donc il suffit d'étudier une seule), de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{m/s}$), la surface de la cabine est de ($l_x \times l_y = 3,485\text{ m}^2$), la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes ($P = 90\text{KN}$) répartie sur une surface de $(80 \times 80)\text{ cm}^2$ et La charge d'exploitation Q est prise égale à 1KN/m^2 .

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

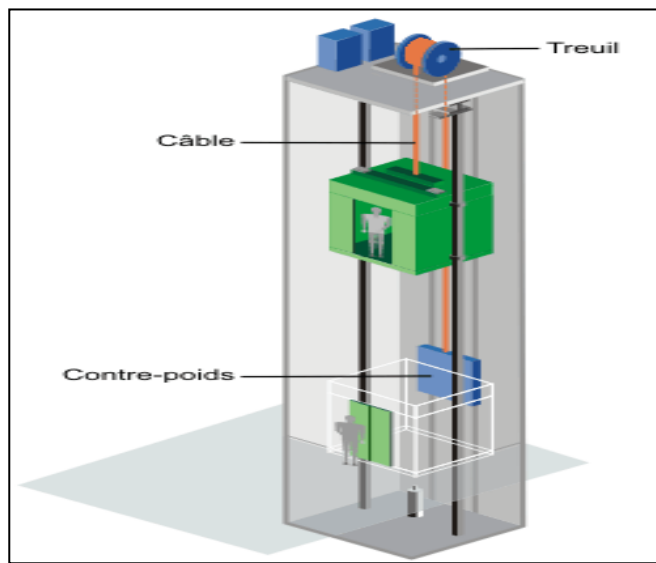
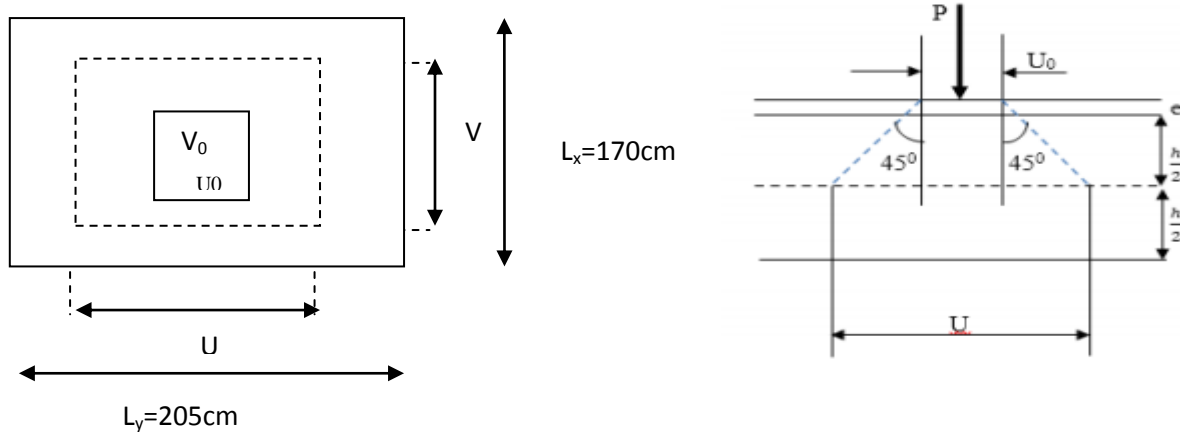


Figure III.6.1 : Schéma l'ascenseur

A) DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE SALLE MACHINE



❖ **Épaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle h_t doit satisfaire les conditions suivantes :
Dans notre cas c'est une dalle isolée.

$$\text{On a } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{205} = 0.83 \implies 0.4 \leq \rho = 0.83 \leq 1$$

Avec :

L_x : la petite portée

L_y : la grande portée

Dans ce cas le panneau travaille dans les deux sens, donc on considère au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur.

$$\text{donc } h_t \geq \frac{L_x}{30} \implies h_t \geq \frac{170}{30} \implies h_t \geq 5.66 \text{ cm}$$

h_t : Épaisseur d'une dalle pleine.

NB : le RPA99 version 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$. Donc on prend **$h_t = 15 \text{ cm}$** .

❖ **Calcul de U et V :**

U, V : Dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge **P** compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton, elles sont déterminées au niveau du feuillet moyen de

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t \end{cases}$$

Avec :

ξ : Coefficient de la nature de revêtement $\xi = 1$ (revêtement aussi solide que le béton).

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

h_t : épaisseur de la dalle.

U_0, V_0 : surface de contact, zone dans laquelle P est concentrée ($U_0=V_0=80 \text{ cm}$)

D'où :

$$U = 80 + 2(1) \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2(1) \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

B) DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS :❖ **A L'ELU :**

- ✓ Poids propre de la dalle $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$ (bande de 1m de largeur).
- ✓ La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/m^2 .
- ✓ $P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$ (charge concentrée du système de levage).
- ✓ $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3.75 + 1,5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$ (charge uniformément répartie).

❖ A L'ELS:

- ✓ $P_s = P = 90 \text{ KN}$
- ✓ $q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$.

C) CALCUL À ELU :

C.1) LES MOMENTS M_{x1} , M_{y1} ENGENDRÉ PAR LE SYSTÈME DE LEVAGE :

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

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u (M_1 + vM_2) \\ M_{y1} = P_u (M_2 + vM_1) \end{cases}$$

Avec :

$$v : \text{coefficient de poisson à } \begin{cases} \text{L'ELU} & v = 0 \\ \text{L'ELS} & v = 0,2 \end{cases}$$

M_1 et M_2 : coefficients donnés en fonction de $(\rho ; u/l_x ; v/l_y)$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = 0.83 ; \quad \frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.70} = 0.62 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{2.05} = 0.51$$

A partir des abaques de PIGEAUD, et après interpolation :

$$\Rightarrow M_1 = 0.095 , \quad M_2 = 0.067$$

$$\text{Donc } \begin{cases} M_{x1} = 1.35P_u \times M_1 = 1.35 \times 90 \times 0.095 = 11.54 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 1.35P_u \times M_2 = 1.35 \times 90 \times 0.067 = 8.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

C.2) CALCUL DE M_{x2} ET M_{y2} DUS AU POIDS PROPRE ET À LA SURCHARGE DE LA DALLE PLEINE :

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions. Donc, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

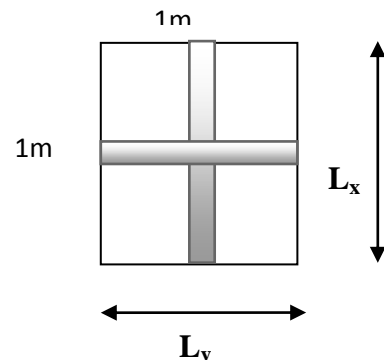
Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du (BAEL 91 modifié 99).

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

M_{x2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_x .

M_{y2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_y .

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et v



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{2.05} = 0.83 \quad ; \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} v=0 \\ \rho=0.83 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0531 \\ \mu_y = 0.649 \end{cases} \quad (\text{Tirer des tableaux de Pigeaud})$$

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0521 \times 6.56 \times 1.70^2 = 0.592 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.649 \times 0.592 = 0.384 \text{ KN.m}$$

C.3) SUPERPOSITION DES MOMENTS AGISSANT AU CENTRE DU PANNEAU :

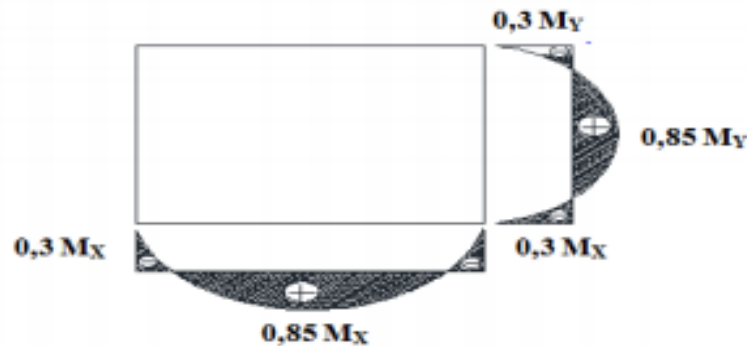
$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.54 + 0.592 = 12.132 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.14 + 0.384 = 8.524 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

D) DIAGRAMME DES MOMENTS DE PANNEAU DE DALLE EN TRAVÉE ET AUX APPUIS :



Les moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 12.132 = 10.312 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.524 = 7.245 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis:

$$M_x^a = 0.3 M_x = 0.3 \times 12.132 = 3.639 \text{ KN.m} \quad \implies \quad M_x^a = M_y^a = 3.639 \text{ KN.M}$$

$$M_y^a = 0.3 M_y = 0.3 \times 8.524 = 2.557 \text{ KN.m}$$

E) DÉTERMINATION DE LA SECTION DES ARMATURES :

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur de la dalle, et nous avons un même ferrailage dans le sens x-x et dans le sens y-y.

❖ En travée :

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 13 \text{ cm}; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa};$$

✓ Armatures // à X-X :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.312 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0430$$

$$\mu = 0.0430 < \mu_1 = 0.392 \quad \implies \quad \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.0480 \implies \beta = 0.9785$

$$A_x^t = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.312 \times 10^3}{0.9785 \times 13 \times 348} = 2.33 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10/ml = 3.14 cm² avec un espacement S_t = 25cm

✓ **Armatures // à Y-Y :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.245 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030$$

$\mu = 0.030 < \mu_1 = 0.392$ \implies La section est simplement armée.

À partir des abaques, on détermine la valeur de β correspondant : $\mu = 0.030 \iff \beta = 0.985$

$$A_y^t = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.245 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA10/ml = 3,14 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

❖ **Aux appuis :**

On a : d = 13, c = 2cm, b = 100cm M_x^a = M_y^a = 3.639KN.M

$$\mu = \frac{M^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.639 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0151$$

$\mu = 0.0151 < \mu_1 = 0.392$ \implies La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant. $\mu = 0.0151 \iff \beta = 0.9925$

$$A^a = \frac{M^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.639 \times 10^3}{0.9925 \times 13 \times 348} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8/ml = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25cm

F) VÉRIFICATION À L'ELU :

➤ **condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99) :**

✓ **Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} \implies A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} b h$$

Avec :

- ($\rho = l_x/l_y = 0.83$)
- ω_0 = taux d'acier minimal 0.8‰ = 0.0008 Pour [fe 400]
- ω_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.
- A_{\min} : section minimale d'armatures.

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.83}{2} \times 100 \times 15 = 1.302 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^x = 1.302 \text{ cm}^2 < A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée.

$$A_{\min}^x = 1.302 \text{ cm}^2 < A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée.

✓ **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\omega_y = \frac{A_{\min}^y}{b h} \geq \omega_0 = 0.0008 \iff A_{\min}^y \geq \omega_0 \times b \times h$$

ω_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min}^y \geq 0.0008 \times (100 \times 15) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 < A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 < A_y^a = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Ecartement des barres [Art A.8.2.42 du BAEL.91] :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
(Charge concentrée)

✓ **Armatures Ax//Lx :**

$$\text{Armatures supérieures : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Armatures inférieures : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ **Armatures Ay//Ly :**

$$\text{Armatures supérieures : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Armatures inférieures : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Condition de non poinçonnement (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2.42) :**

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$P_u \leq P_0 = 0.045 \mu_c h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : charge de calcul à l'ELU.

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

h_t : épaisseur de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m.}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN} \leq P_0 = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \frac{25.10^3}{1.5} = 472.5 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc : Aucune armature transversale n'est nécessaire.

➤ **Diamètre maximale des barres (BAEL91 modifié 99/ Art A. 8. 2. 42):**

$$\text{On doit vérifier que : } \emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Avec :

θ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\theta = 10 \text{ mm} < \theta_{\max} = 15 \text{ mm}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$b=1\text{m}=1000\text{mm}$; $d=0.9h=0.9 \times 15=13.5\text{cm}=135\text{mm}$.

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{p_u}{2U+V} \quad \text{avec : } p_u = 1.35 G = 1.35 \times 90 = 121.50 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{p_u}{3V}$$

$$T_u = \frac{121.50}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

☞ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

G) CALCUL À L'ELS:

G.1) LES MOMENTS M_{x1} , M_{y1} ENGENDRÉ PAR LE SYSTÈME DE LEVAGE :

A L'ELS $v = 0.2$; $P_s = 90 \text{ KN}$

$$M_{x1} = P_s (M_1 + v M_2) = P_s (M_1 + 0.2 M_2)$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + v M_1) = P_s (M_2 + 0.2 M_1)$$

$$M_1 = 0.095, \quad M_2 = 0.067$$

$$M_{x1} = 90(0.095 + 0.2 \times 0.067) = 9.756 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0.067 + 0.2 \times 0.095) = 7.74 \text{ KN.m}$$

G.1) CALCUL DE M_{x2} ET M_{y2} DÛS AU POIDS PROPRE ET À LA SURCHARGE DE LA DALLE PLEINE :

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

$$\rho = 0.83 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0600 \\ \mu_y = 0.750 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \quad ; \quad M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$q_s = G+Q = 4.75\text{KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0600 \times 4.75 \times 1.7^2 = 0.824 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.750 \times 0.824 = 0.618 \text{ KN.m}$$

G.1) SUPERPOSITION DES MOMENTS AGISSANT AU CENTRE DU PANNEAU :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.756 + 0.824 = 10.58 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.74 + 0.618 = 8.358 \text{ KN.m}$$

G.2) CORRECTION DES MOMENTS:

❖ Les moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 10.58 = 8.993 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.358 = 7.104 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments aux appuis:

$$M_x^a = 0.3 M_x = 0.3 \times 10.58 = 3.174 \text{ KN.m} \quad \implies \quad M_x^a = M_y^a = 3.174 \text{ KN.M}$$

$$M_y^a = 0.3 M_y = 0.3 \times 8.358 = 2.507 \text{ KN.m}$$

H) VÉRIFICATION À L'ELS :

➤ Etat limite de fissuration :

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

➤ Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

Avec : $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$; $\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$

zone	Sens	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
travée	X-X	8.953	3.14	0.241	0.921	48.75	238.14	4.88	15	C.V
	Y-Y	7.104	3.14	0.241	0.921	48.75	188.96	3.87	15	C.V
appuis	X-X	3.174	2.01	0.155	0.936	62.4	129.77	2.08	15	C.V
	Y-Y	3.174	2.01	0.155	0.936	62.4	129.77	2.08	15	C.V

➤ Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuis sur 4 cotés .Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = \frac{15}{170} = 0.088 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0.85}{20} = 0.0425 \quad \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

CONCLUSION :

Après toutes vérifications, on opte le même ferrailage pour les deux dalle salle machine qui est comme suit :

❖ **Sens x-x :**

En travées : 4HA10/ml avec un espacement $st= 25\text{cm}$.

En appuis : 4HA8/ml avec un espacement $st= 25\text{cm}$.

❖ **Sens y-y :**

En travées : 4HA10/ml avec un espacement $st= 25\text{cm}$.

En appuis : 4HA8/ml avec un espacement $st= 25\text{cm}$.

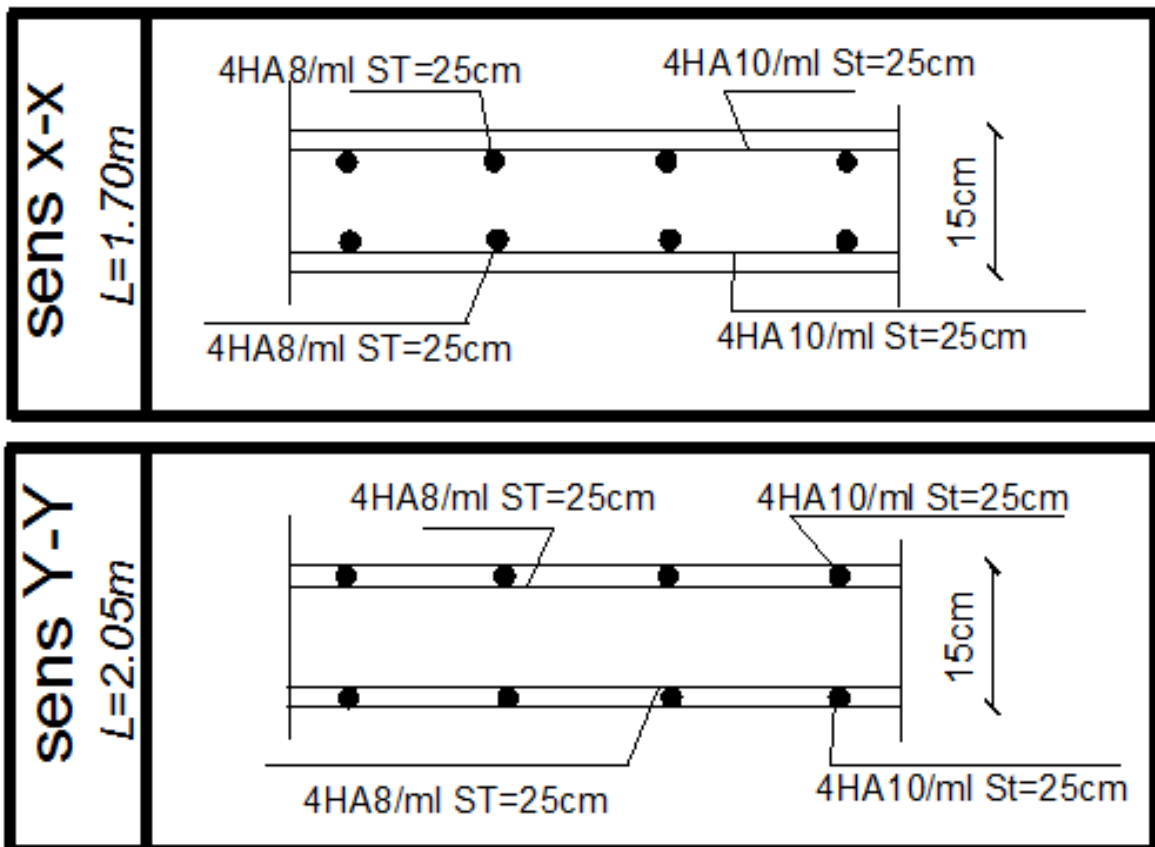


Figure III.6.2: schéma de ferrailage de la dalle salle machine.

IV. INTRODUCTION :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.1) PRINCIPES DE LA MEF:

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La MEF est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud.

La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques.

Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

IV.2) DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS BUILDING SYSTEMS):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments est ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi

- La modélisation de tous types de structures
- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamiques est statique
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibrationetc
- Le transfert de données avec d'autres logiciels

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Restraints: degrés de liberté(D.D.L)

Loads: charge

Materials: matériaux

Concrete: béton

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define: définir

Steel: acier

Frame section : coffrage

Column: poteau

Beam: poutre

IV.3) MANUEL D'UTILISATION DE L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

**IV.4) ETAPES DE MODÉLISATION :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

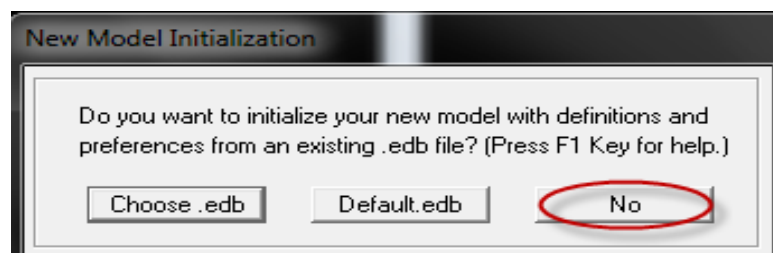
- introduction de la géométrie du modèle,
- spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier...etc),
- spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.),
- définition des charges statiques (G, Q),
- introduction du spectre de réponse (E) selon le (RPA99 /version2003),
- définition de la charge sismique E,
- chargement des éléments,
- introduction des combinaisons d'actions,
- déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

A) INTRODUCTION DE LA GÉOMÉTRIE DU MODÈLE :**❖ Choix des unités :**

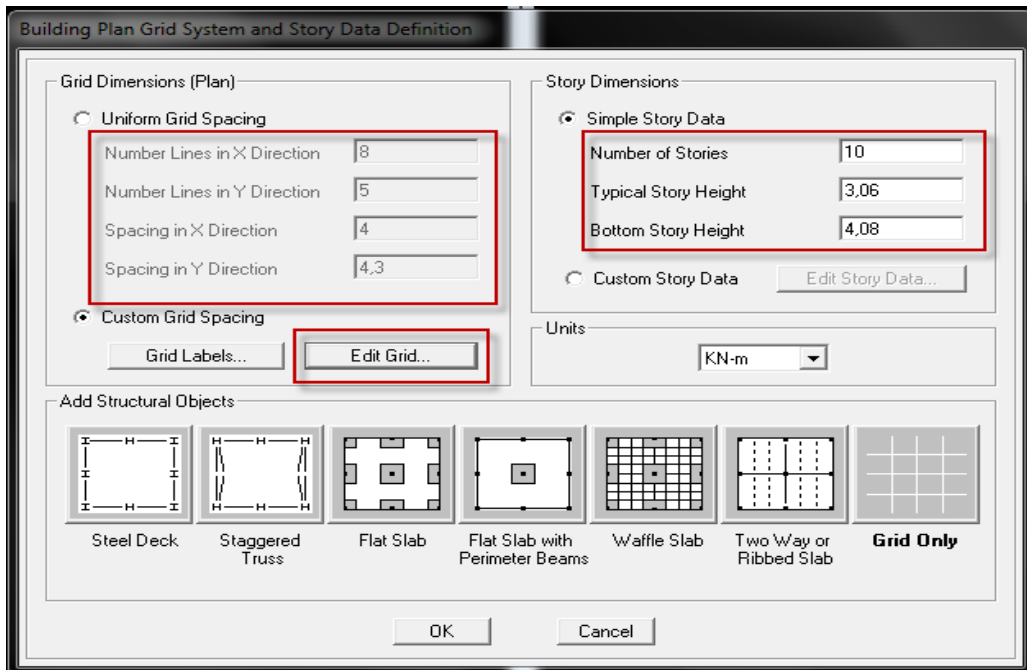
La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS En bas de l'écran, l'unité utilisée dans notre cas est (KN.m).

**❖ Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** → **New model**, cette option permet d'introduire :



- Le nombre de portiques suivant x-x=8
- Le nombre de portique suivant y-y=5
- Le nombre d'étages : 10 niveaux

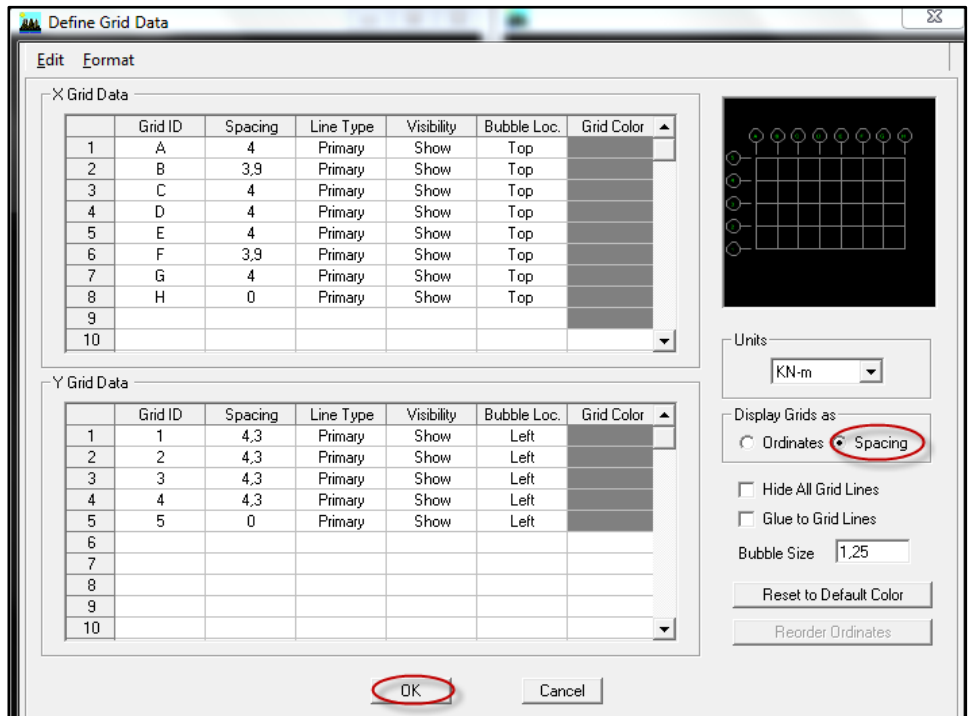


❖ **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.
 Nous cliquons sur **Custom** → **Grid Edit Grid**



Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur Spacing puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y.



☞ Par la suite en cliquons sur **ok**.

➤ Etages

Sur **story dimensions** nous introduisons le nombre de planchers que nous avons (Number of stories), puis **Custom Story Data Edit Story Data**.

Nous introduisons les hauteurs des différents étages

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	TERRASSE	3,06	31,62	Yes		No	0,
10	ET8	3,06	28,56	No	STORY10	No	0,
9	ET7	3,06	25,5	No	STORY10	No	0,
8	ET6	3,06	22,44	No	STORY10	No	0,
7	ET5	3,06	19,38	No	STORY10	No	0,
6	ET4	3,06	16,32	No	STORY10	No	0,
5	ET3	3,06	13,26	No	STORY10	No	0,
4	ET2	3,06	10,2	No	STORY10	No	0,
3	ET1	3,06	7,14	No	STORY10	No	0,
2	RDC	4,08	4,08	No	STORY10	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height: 3,06 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

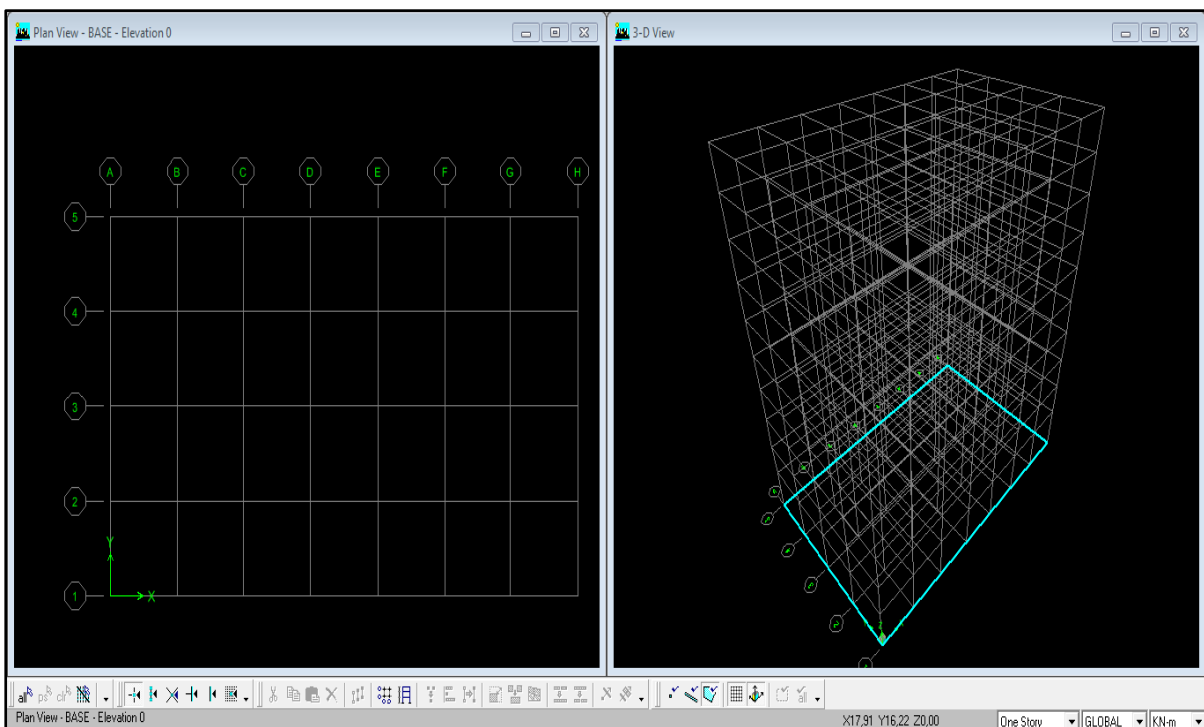
Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [KN-m]

OK [Cancel]

Après validations des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la figure :



B) SPÉCIFICATION DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX :

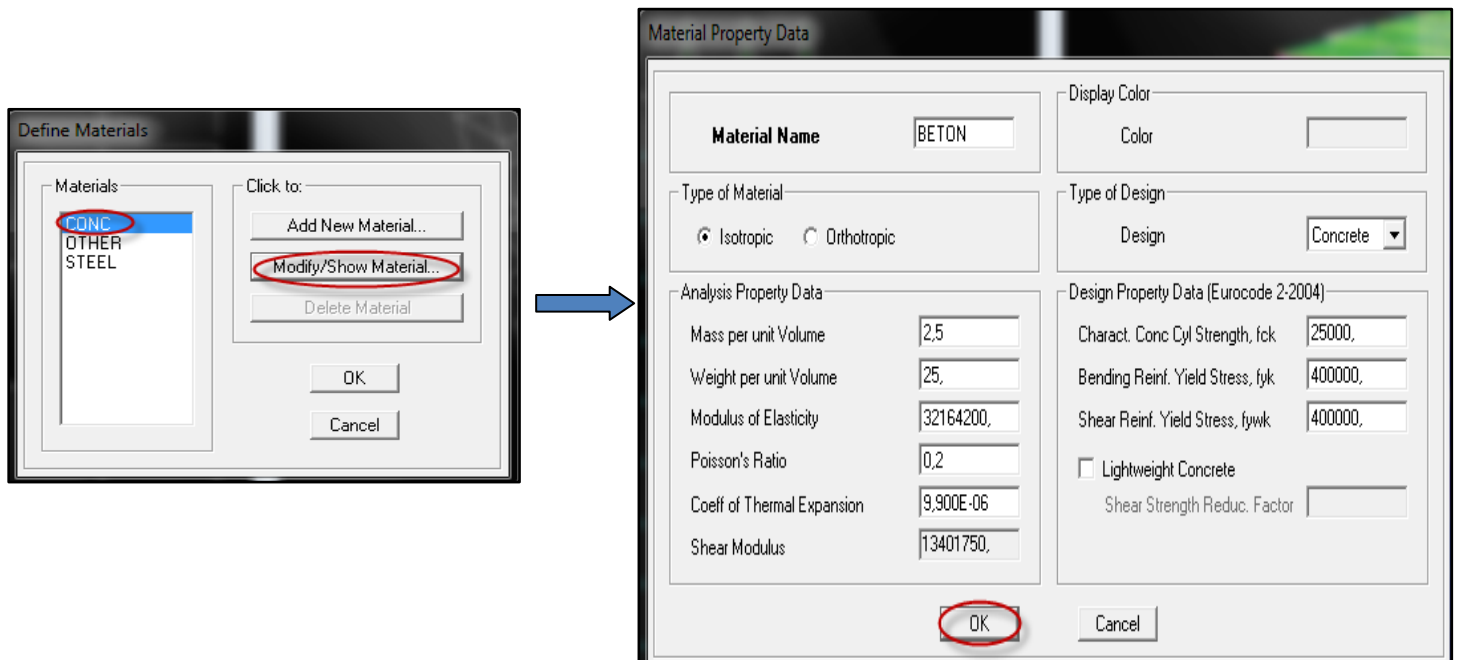
On clique sur **Define** puis **Matériel proprietes** on sélectionne le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material** ou bien on utilise le raccourci suivant :



Après on apporte les modifications suivantes :

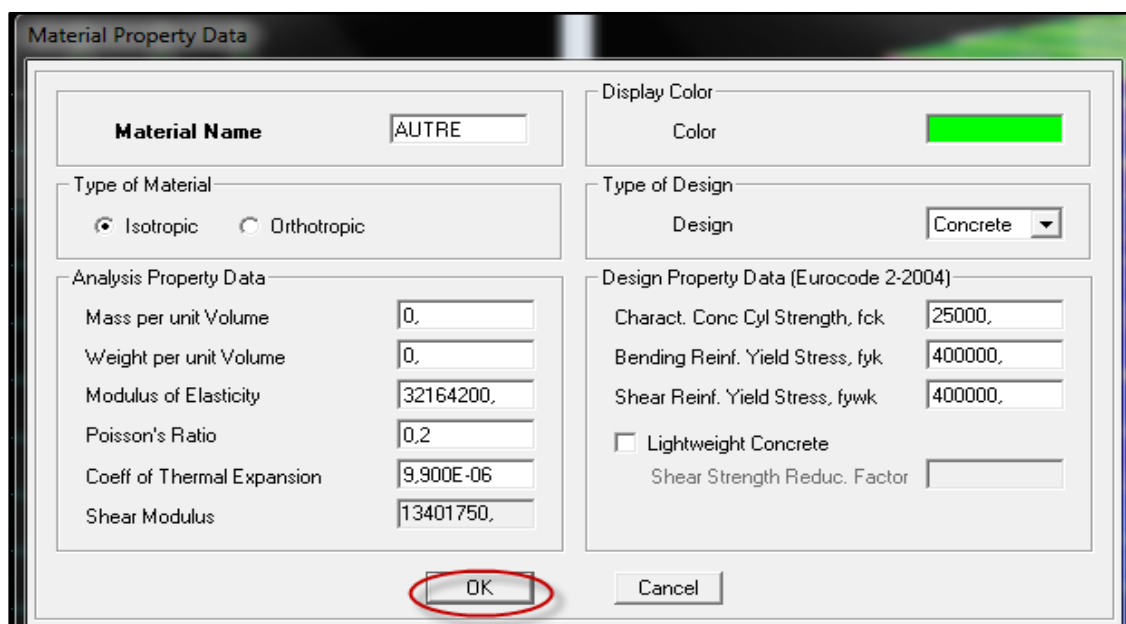
Le béton 25 :

- Masse volumique béton : 2.5 KN/m^3
- Poids volumique béton : 25 KN/m^3
- Module de Young: 32164200 KN/m^2
- Contrainte max du béton à la compression : 25000 KN/m^2
- Contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 KN/m^2
- Contrainte max des aciers transversaux : 400000 KN/m^2



Le matériau neutre (autre) :

- Masse per unit volume (masse volumique béton) : 0 KN/m^3
- Weight per unit volume (Poids volumique béton) : 0 KN/m^3



C) SPÉCIFICATION DES PROPRIÉTÉS GÉOMÉTRIQUES DES ÉLÉMENTS :

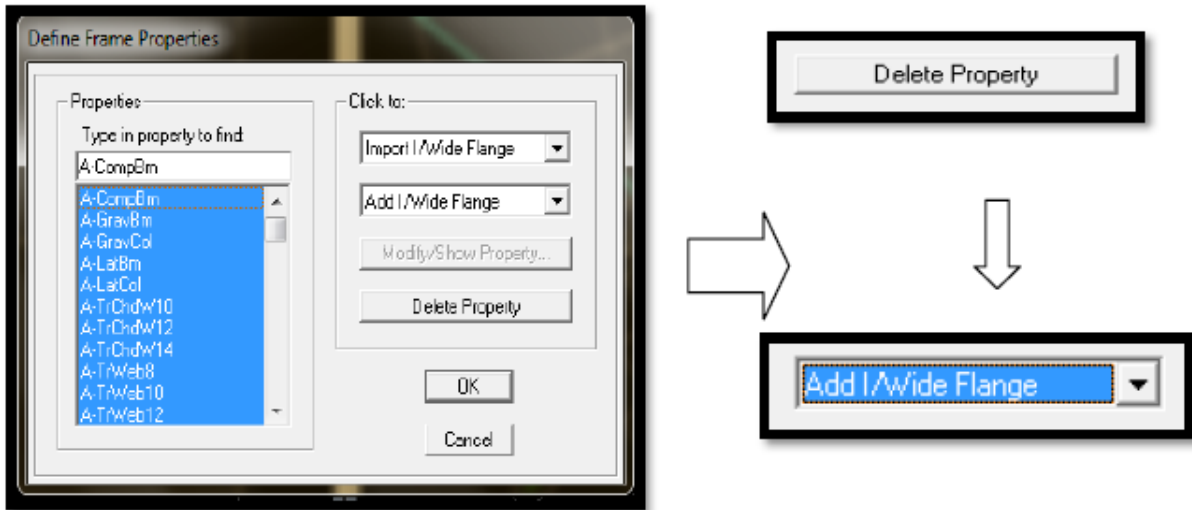
La troisième étape consiste à créer les éléments de la structure puis leur affecter leurs propriétés géométriques.

• **Poutres, Poteaux :**

Nous commençons par les poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS).

Nous procédons comme suit :

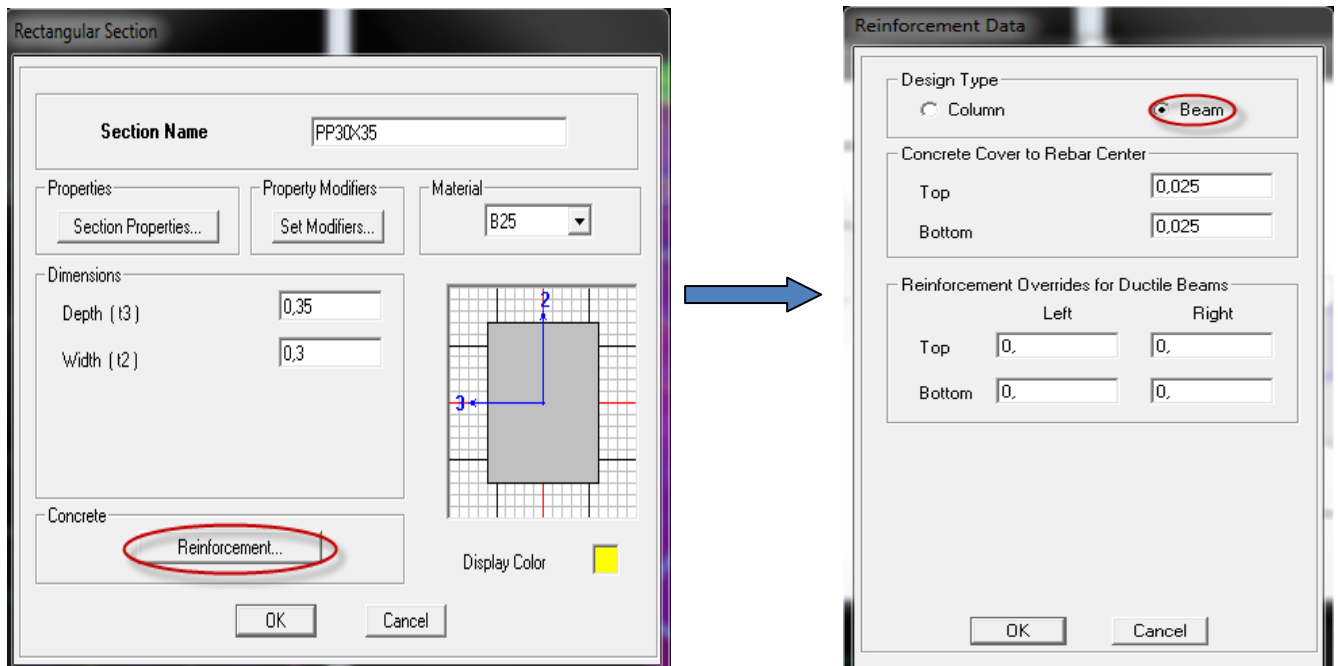
Define → **Frame sections.**



Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne, puis nous cliquons sur **Delete Property**.

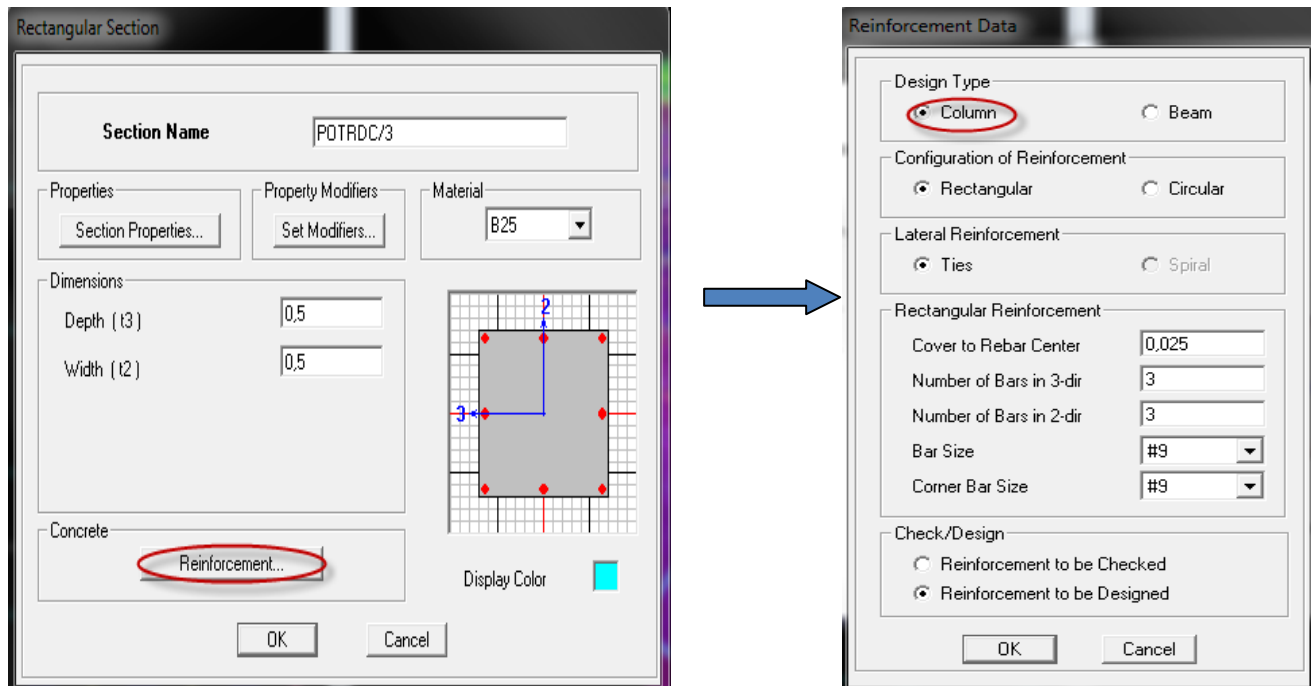
Ensuite nous cliquons sur : **Add I / Wide Flange** → **Add rectangular.**

Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément :

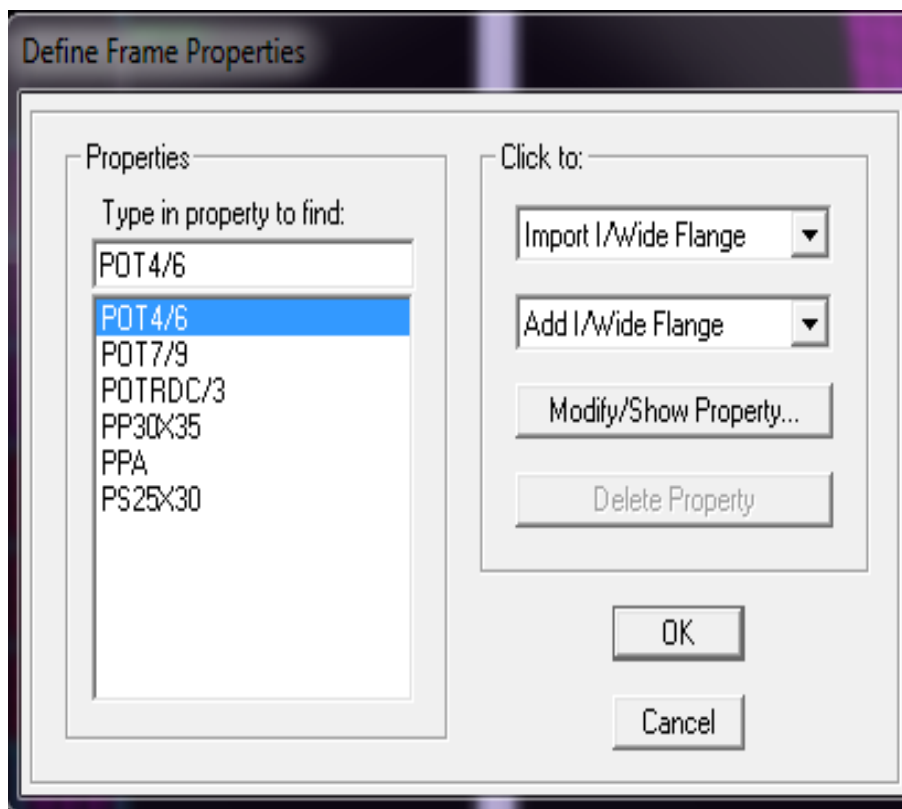


Puis sur : **Reinforcement** → **Beam**.

La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.



A la fin on aura :

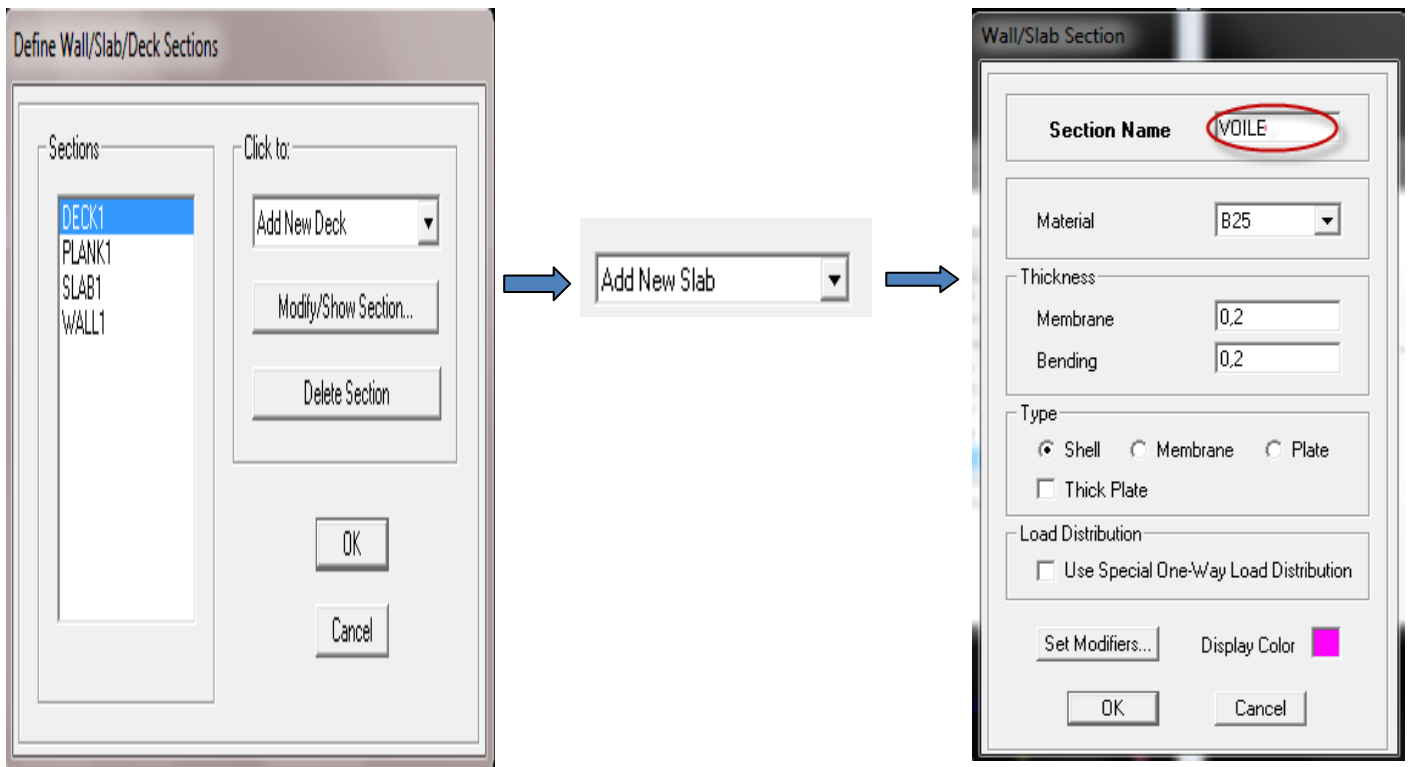


Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments planchers, et voiles.

• **Voiles :**

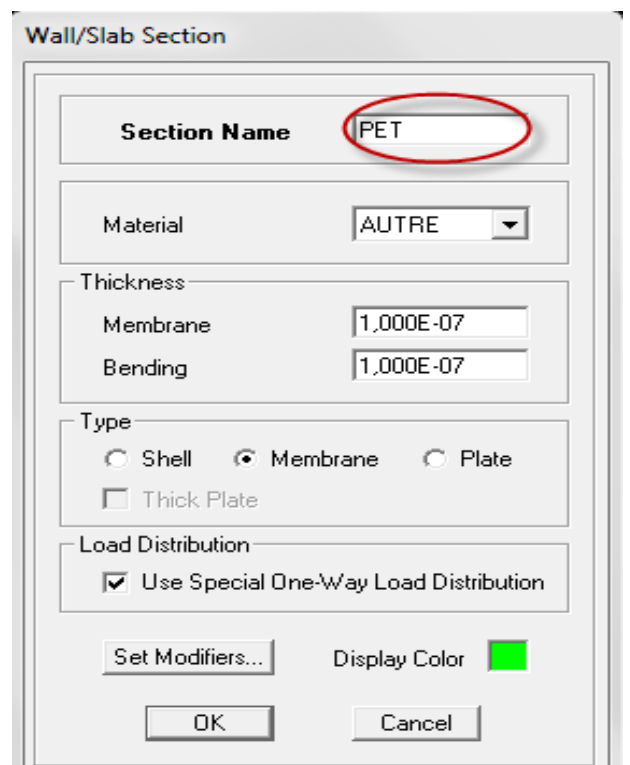
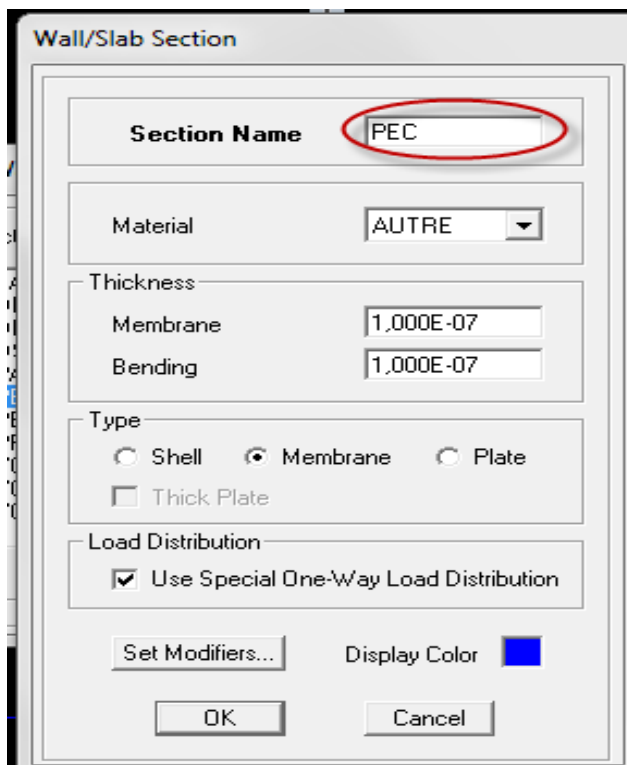
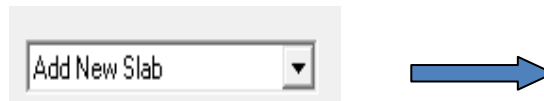
Nous procédons comme suit :

Define → **wall/slab/deck sections** → **Add new wall (Voile).**

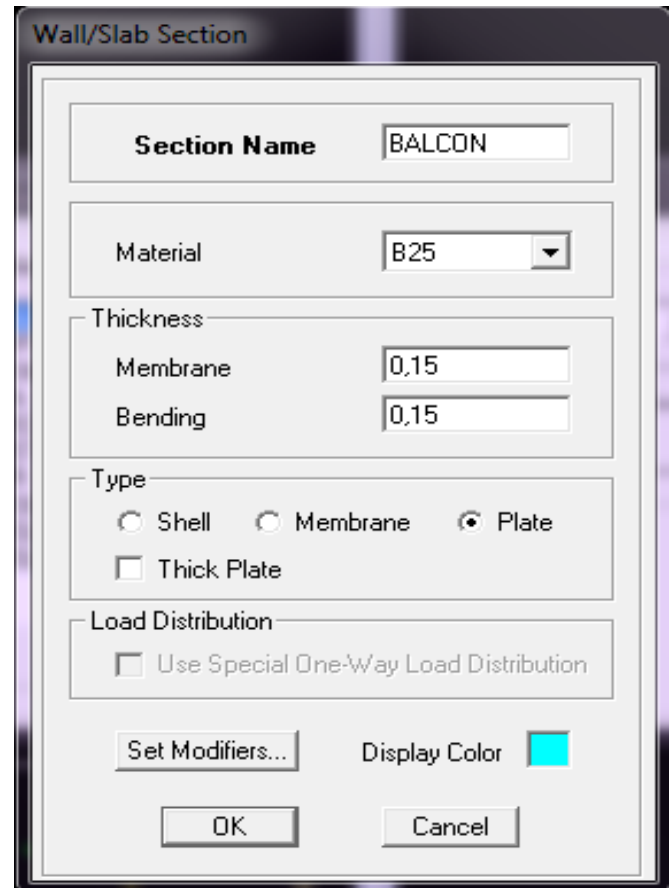
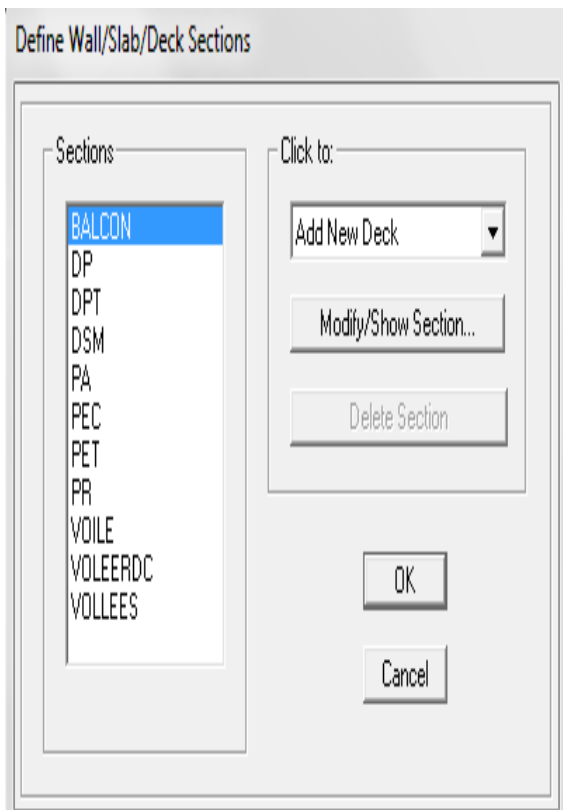


• **Planchers:**

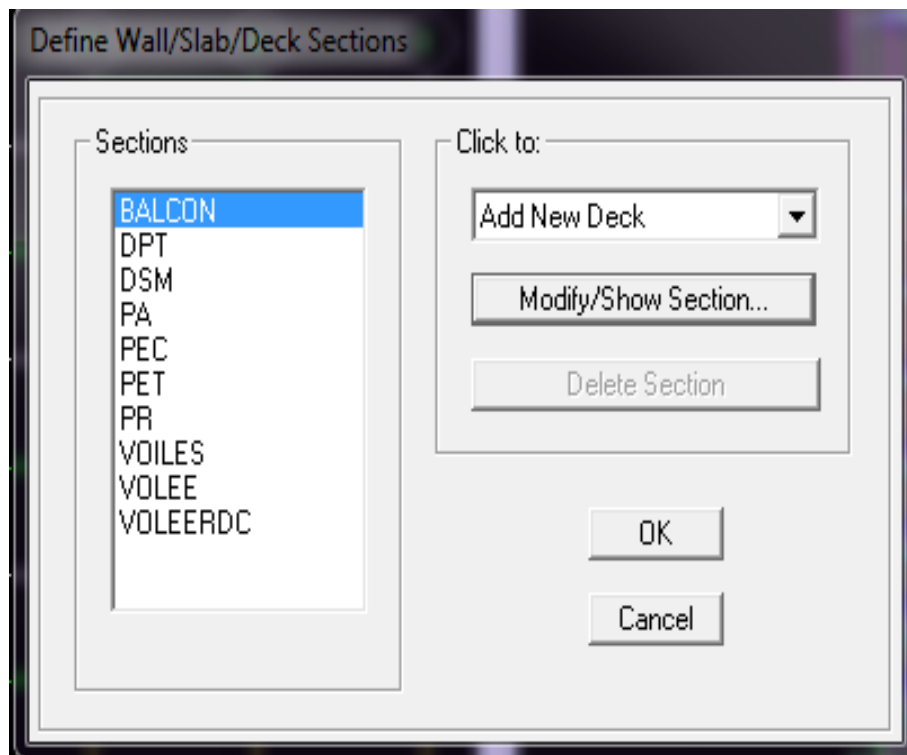
- **Corps creux:**



• **Balcon :**



A la fin on aura :



D) DÉFINITION DES CHARGES STATIQUES (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des charges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**.

- **Charges permanentes** : Load Name (Nom de la charge) : G

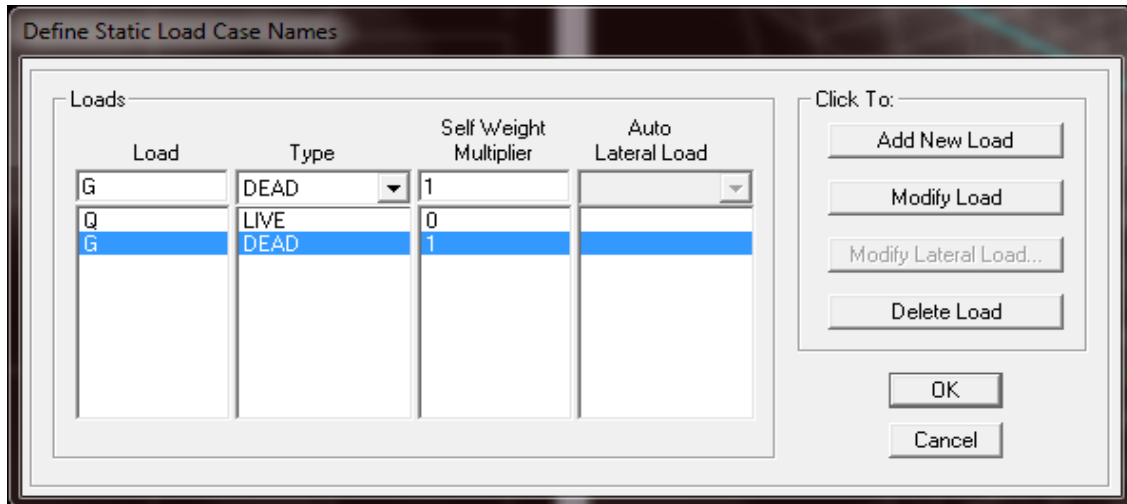
Type → **DEAD** (permanente).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) → **1**

- **Surcharges d'exploitation** : Load Name (Nom de la charge) : Q

Type → **LIVE** (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) → **0**



On chargera les éléments secondaires (plancher, les escaliers, les dalles pleines l'acrotère et les poutres secondaires) comme suit :

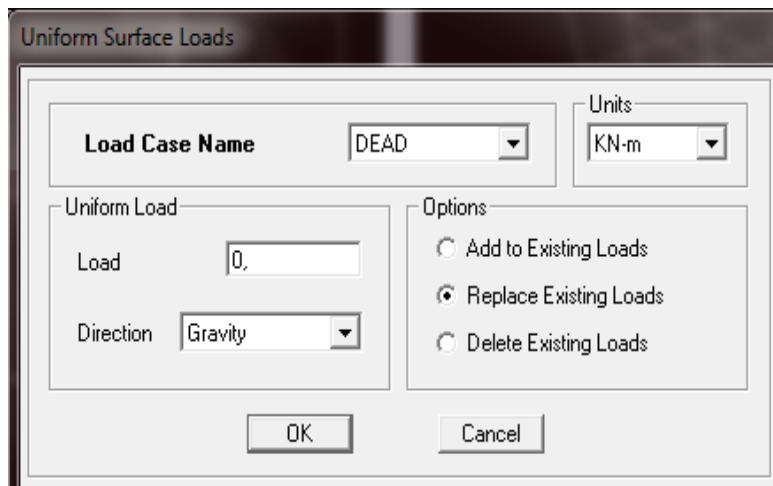
- **Plancher et dalles pleine :**

D'abord on sélectionne les éléments à charger en utilisant la méthode suivante :

Select → **by Wall/Slab/Deck/section** puis on choisit l'élément à charger et appliquer la charge correspondante.

Une fois la sélection est faite on choisit : **Assign** → **Assign uniform loads**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.



- **Poutre secondaire et acrotère :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on chargement linéaire qui lui revient introduit le en cliquant sur :

Assign → **Frame/line loads Distributed.**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

E) ANALYSE MODALES :

- **Charge sismique(E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté ou mis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel:

La zone : **IIa**

Le groupe d'usage : **2** (bâtiments a usage d'habitations).

Le coefficient de comportement **R** : **contreventer par voiles porteurs (R = 3.5)**.

Le coefficient **A** : **A = 0,15 (Tableau 4.1 RPA 99. V2003)**.

Site : **S3**. (site meuble)

Facteur de qualité (Q): toutes les conditions ont été vérifiées donc :

$$Q=1+\sum Pq=1+0.15 \rightarrow Q=1.15$$

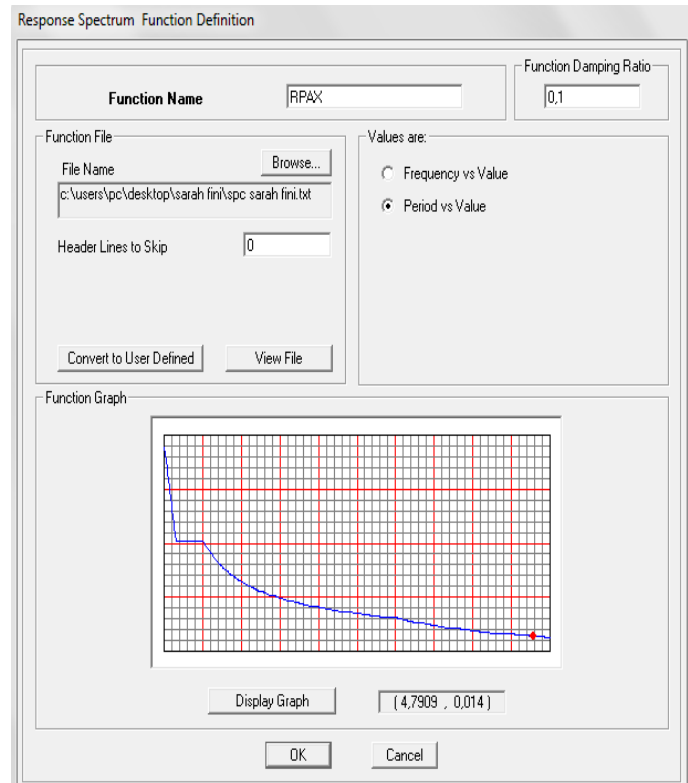
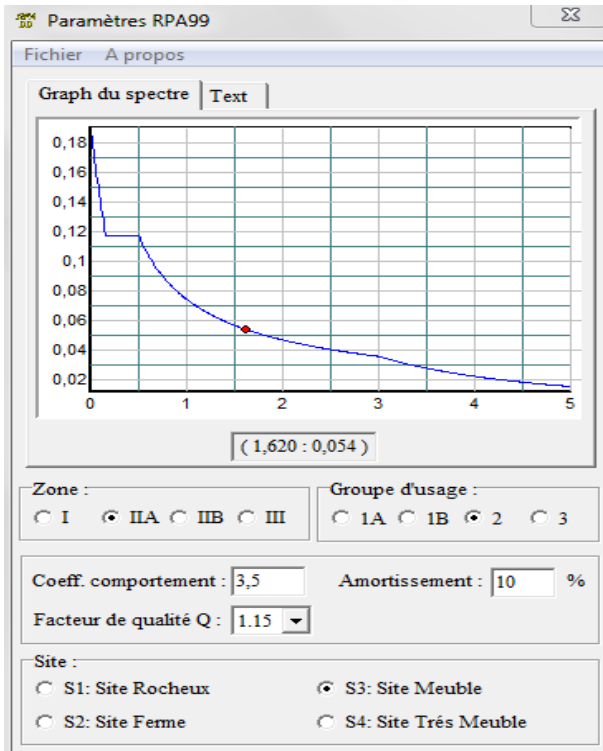
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS.

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define Response → Spectrum function → Spectrum from file

Function Name (nom du spectre) : RPA.

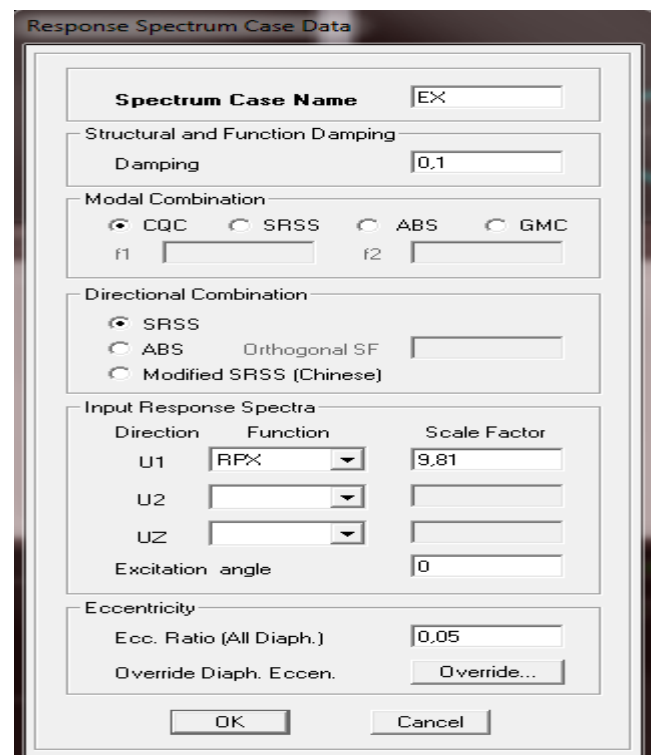
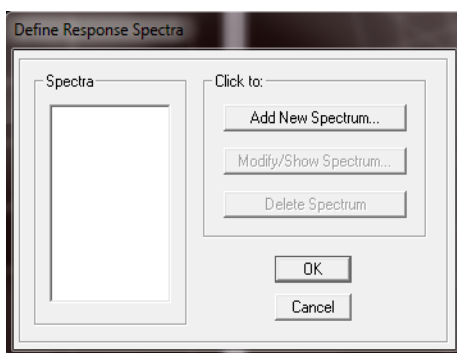
On clique sur OK pour valider.



• Définition les directions sismique EX et EY :

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit :

Define → Response spectrum cases → Add New Spectrum.



- **Introduction des combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons courantes :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- Combinaisons courantes :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

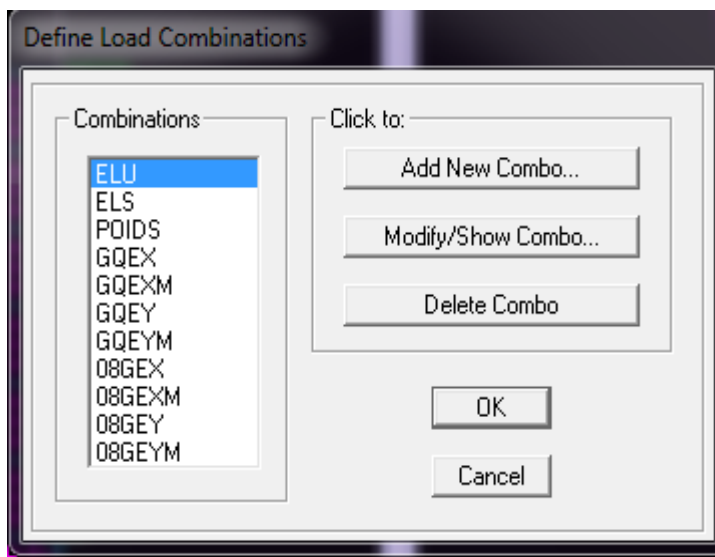
POID : G+1,2Q

- Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE: G+Q+E

08GE:0.8G±E

Define → Load Combinations → Add New Combo



- **Définir la masse source :**

La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à :

$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA → $\beta=0.2$

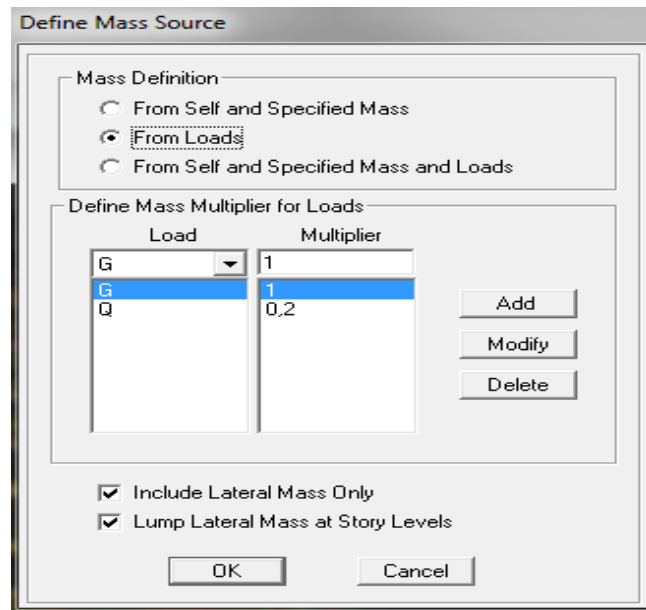
L'instruction à suivre :

Define → masse source ou bien on clique sur cette icône



On donne la valeur **1** pour la charge permanente **G**.

On donne la valeur **0,2** pour la charge d'exploitation **Q**



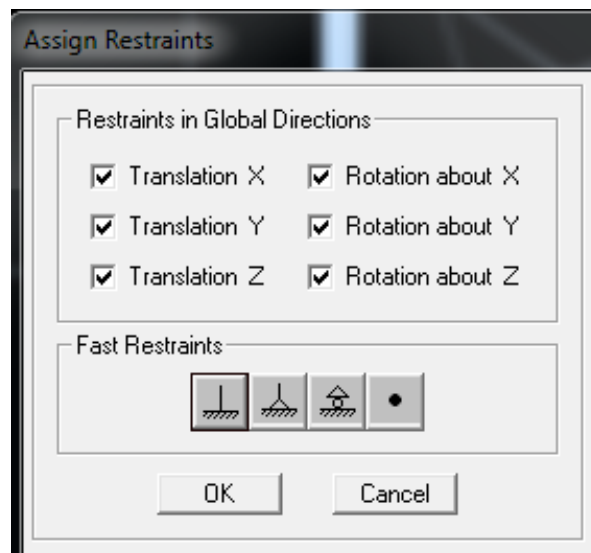
- **Spécification des conditions aux limites :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la Base puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Restraints**.

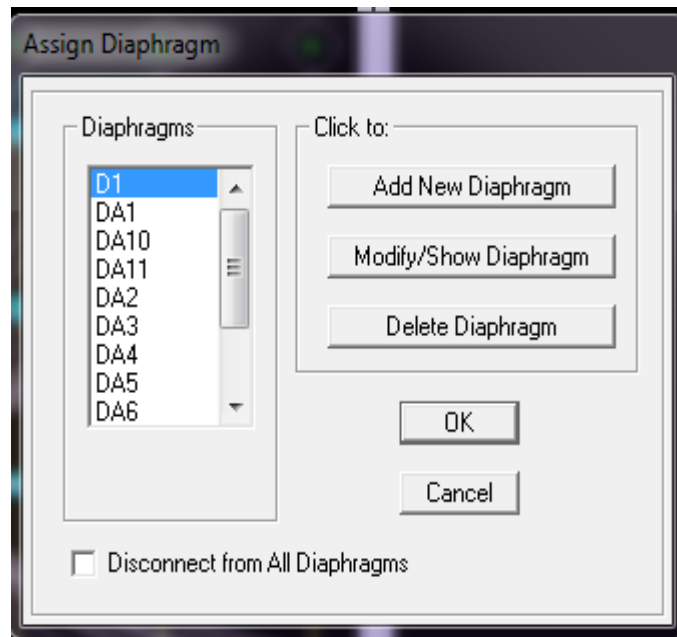


- **Diaphragme**

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ». Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par *ETABS*.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

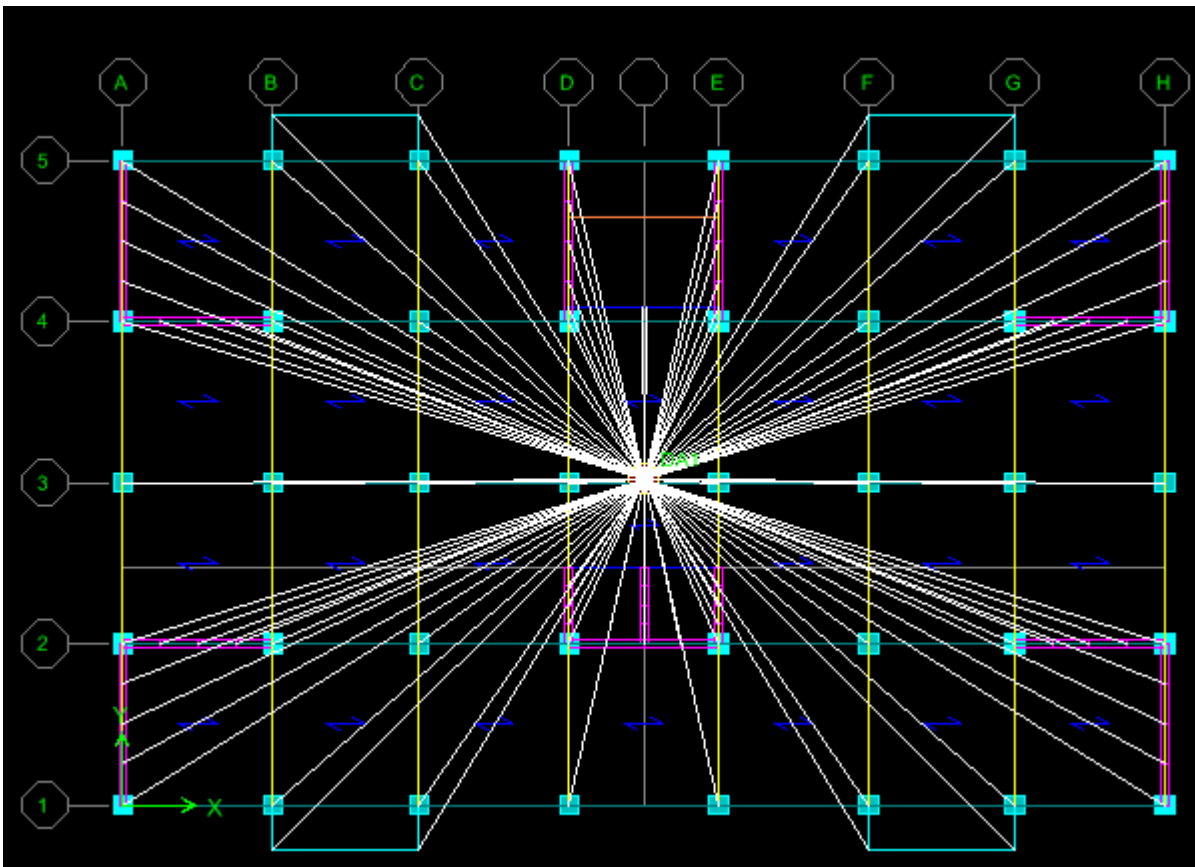
Assign → Joint/point → Diaphragme → Add New Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur OK pour valider.

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler DA2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers

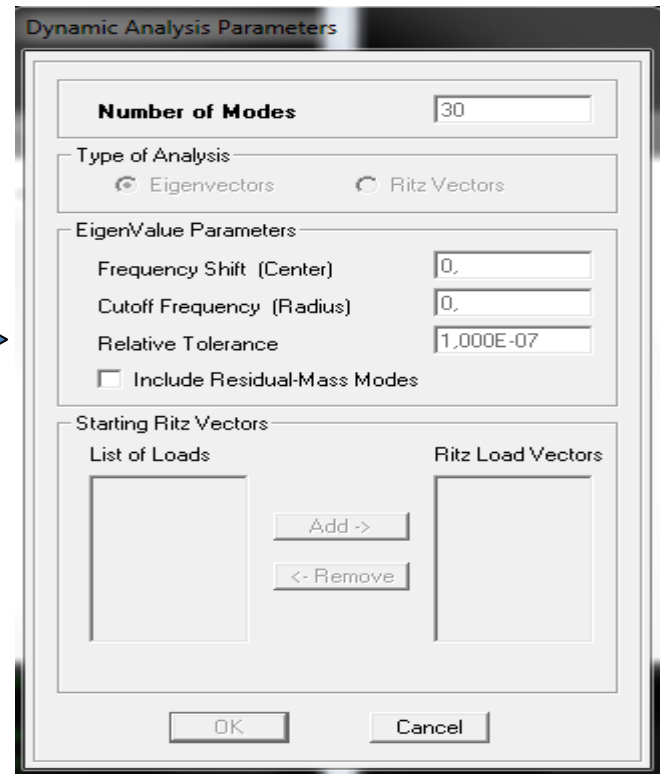
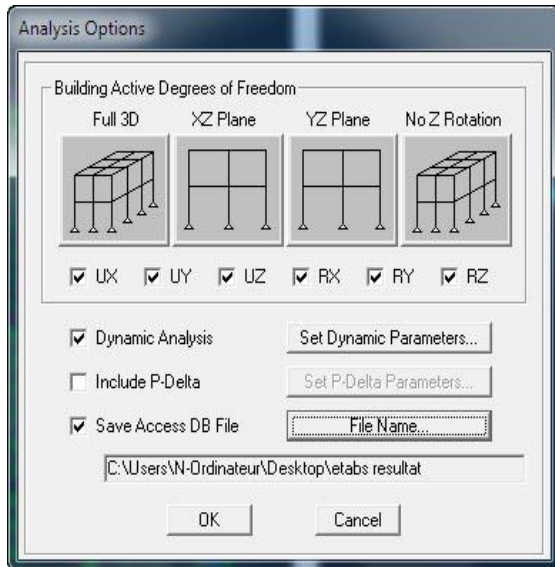
Dans notre structure, nous avons onze planchers ce qui nous donne onze diaphragmes.



F) DÉROULEMENT DE L'ANALYSE ET VISUALISATION DES RÉSULTATS :

Analyze → Set analyz Options → Dynamic Analysis → Set Dynamic Parameter.

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit **Number of Modes** → OK → Analysis option



- **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet :

Analyze → Run Analysis.

REMARQUE:

La visualisation des resultat de l'analyse seront dans le chapitre suivant (chapitre vérification RPA) .

Vue en 3D de notre structure :

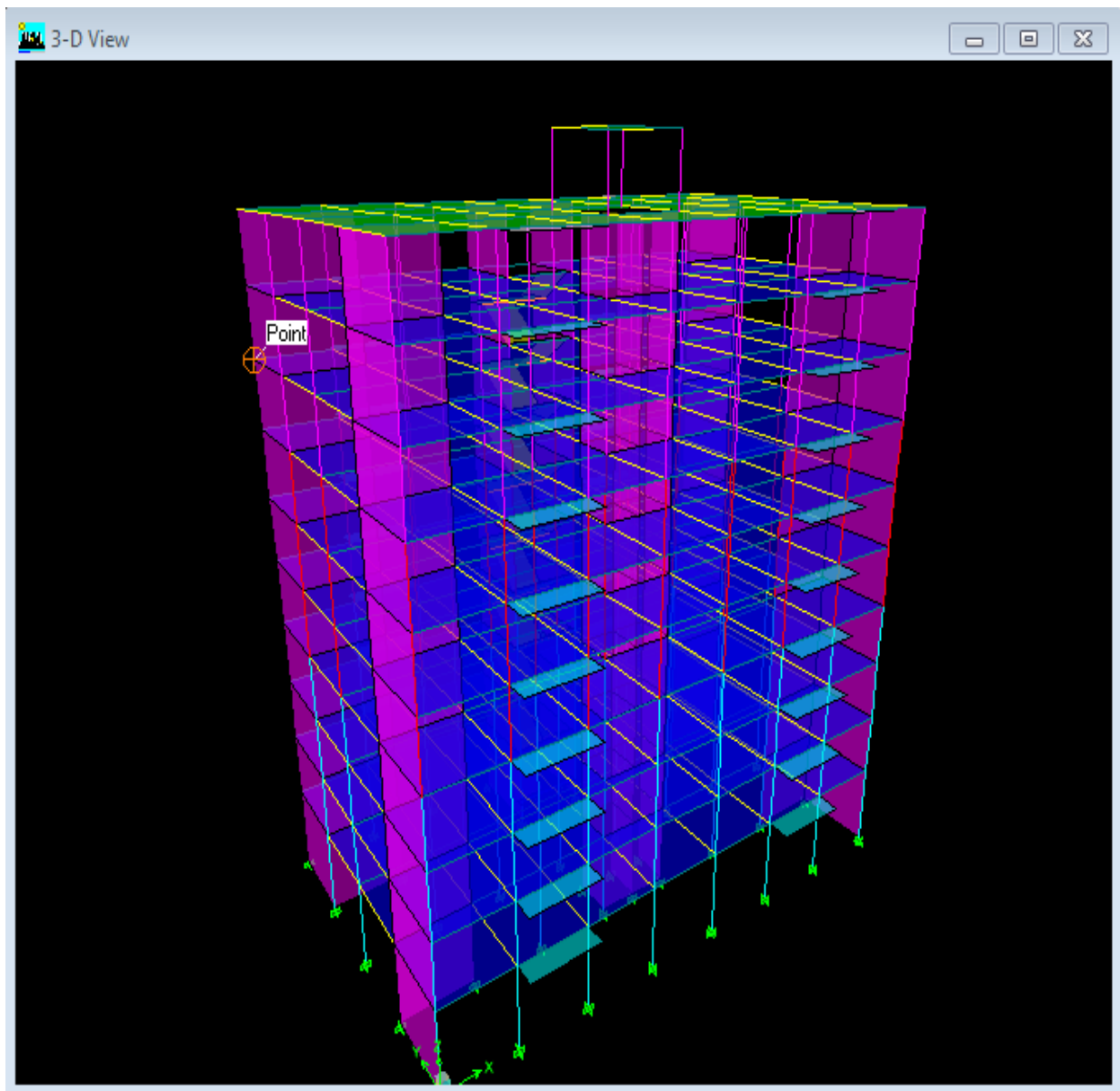


Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure

V.1)INTRODUCTION:

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

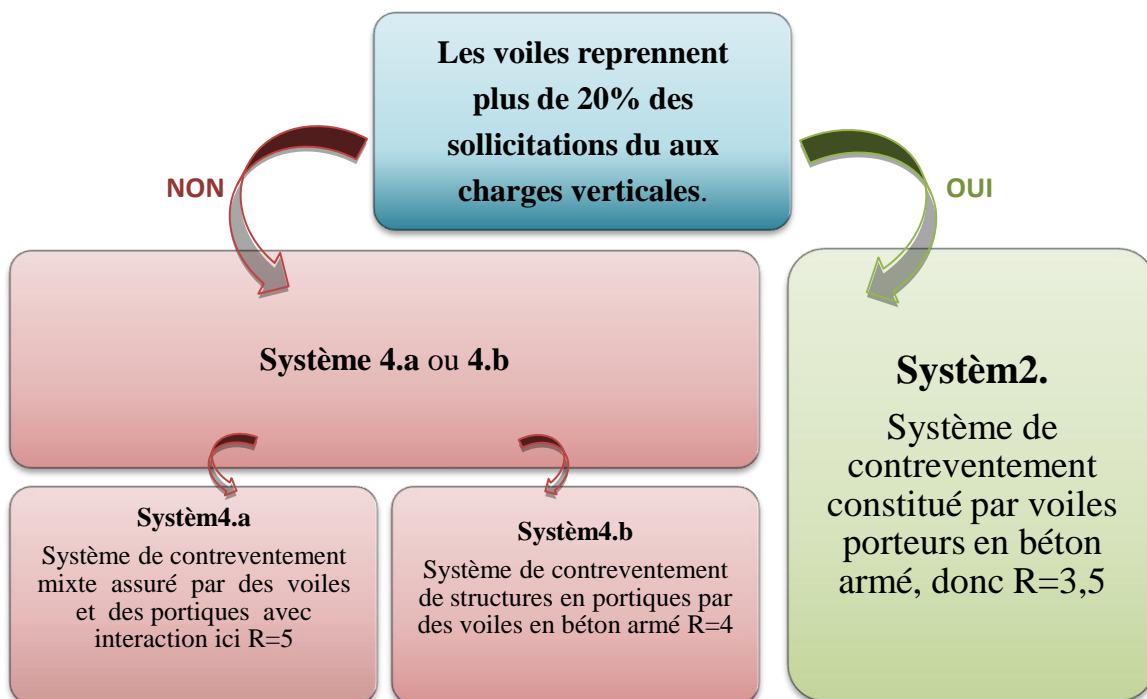
Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V.2) JUSTIFICATION DU SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT :

L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

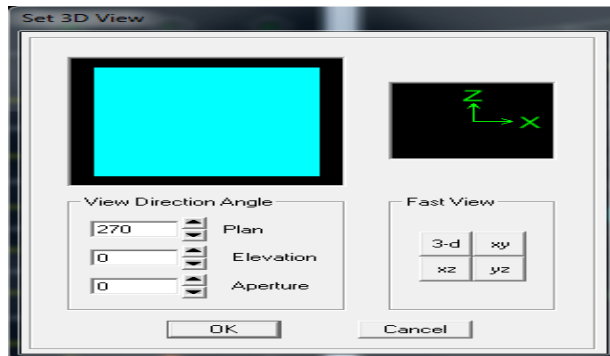
Selon les définitions données par le RPA99/V2003, pour le choix de système de contreventement , choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et des charges horizontales reprises par les portiques et les voiles.



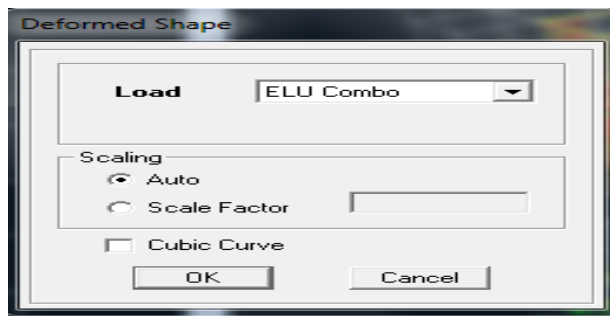
Pour déterminer les charges verticales et horizontales repris par les voiles dans ETABS on suit les étapes ci-après :

View → **Set 3D view**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



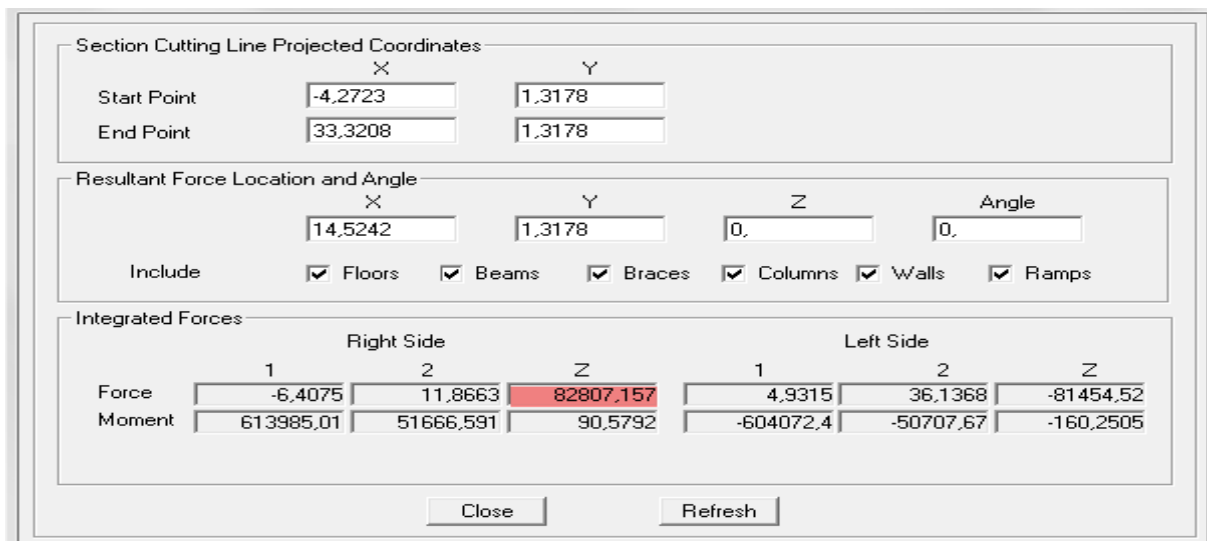
Display → **show Deformed shape** → **Load: ELU**



En suite:

Draw → **Draw Section Cut,**

En coupant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-Z**) C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-15,1714	13,8609	31402,6631	9,6964	89,4264	-31025,945
Moment	246292,387	19611,2543	291,8983	-243449,69	-19186,977	-199,6492

Au finale, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

Le même cheminement pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELU par **Ex** et **Ey** et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2).

❖ **Récapitulatif des résultats :**

$V_{portiques +voile} \longrightarrow 100\%$
 $V_{voiles} \longrightarrow X\%$

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles uniquement	
	KN	%	KN	%
Unité				
ELU	82807.157	100	31402.663	37.92
sens EX	3067.14	100	2786.31	90.84
sens EY	3197.30	100	2955.40	92.43

Tableau V.1 : pourcentages charges verticales et horizontales repris par les voiles.

Conclusion:

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5** (structure à **voiles porteurs**).

V.3) VÉRIFICATION DES RÉSULTATS DU LOGICIEL SELON LE RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier certaines conditions.

- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification de la participation de la masse modale
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P-Δ).

A) VÉRIFICATION DE L'EFFORT NORMAL RÉDUIT : (RPA99/V2003.ART7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

avec :

N_d : Effort normal dans les poteaux.

B_c : Section du poteau

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

story	Section [cm ²]	Nd[KN]	f _{c28} [KN/cm ²]	Nd/ (Bcx f _{c28})	Observation
RDC/ET3	35x35	1505.45	2.5	0.49	≤ 0.3 C.N.V
ET4/ET6	30x30	875.48	2.5	0.38	≤ 0.3 C.N.V
ET7/TERRASSE	25x25	430.38	2.5	0.27	≤ 0.3 C.V

Tableau V.2 : Vérification de l'effort normal réduit.

Remarque :

D'après les sections de poteaux obtenus dans le chapitre II, la condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée donc on augmente les sections de poteaux.

story	Section [cm ²]	Nd[KN]	f _{c28} [KN/cm ²]	Nd/ (Bcx f _{c28})	Observation
RDC/ET3	50x50	1663.63	2.5	0.26	≤ 0.3 C.V
ET4/ET6	45x45	993.21	2.5	0.19	≤ 0.3 C.V
ET7/TERRASSE	40x40	481.3	2.5	0.12	≤ 0.3 C.V

Tableau V.3 : Vérification de l'effort normal réduit avec les nouvelles sections de poteaux.

Conclusion :

Toutes les conditions sont satisfaites, donc on garde les mêmes sections des poteaux.

B) POURCENTAGE DE LA PARTICIPATION DE LA MASSE MODALE :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Display \Rightarrow show table \Rightarrow modal information \Rightarrow building modal information \Rightarrow table: modal Participation Mass Ratios et le tableau suivant s'affiche:

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,734128	67,1525	0,0017	67,1525	0,0017	1,4259
2	0,685046	0,0018	67,9944	67,1543	67,9960	0,0003
3	0,639358	1,4104	0,0005	68,5646	67,9965	66,4707
4	0,168344	18,5763	0,0000	87,1409	67,9966	0,5218
5	0,150230	0,0000	19,3177	87,1409	87,3143	0,0000
6	0,139815	0,0036	0,0000	87,1445	87,3143	13,9351
7	0,133672	2,0469	0,0000	89,1914	87,3143	5,9367
8	0,121169	0,0000	1,3732	89,1914	88,6875	0,0000
9	0,115302	0,0561	0,0000	89,2475	88,6875	0,2282
10	0,073436	6,0780	0,0000	95,3255	88,6875	0,2993
11	0,064058	0,0000	6,5853	95,3255	95,2528	0,0000
12	0,059416	0,2770	0,0000	95,6025	95,2528	6,4194
13	0,045606	2,4523	0,0000	98,0549	95,2528	0,1114
14	0,039058	0,0000	2,7207	98,0549	97,9735	0,0000
15	0,036182	0,0901	0,0000	98,1450	97,9735	2,6572
16	0,032863	1,0248	0,0000	99,1698	97,9735	0,0444
17	0,027716	0,0000	1,1551	99,1699	99,1286	0,0000
18	0,025999	0,4553	0,0000	99,6252	99,1286	0,0095

La somme des masses modales dans le 11^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

C) ESTIMATION DE LA PÉRIODE FONDAMENTALE : [Art 4. 2. 4] du RPA 99 mod 2003 :

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = CT.(hN)^{3/4} \dots\dots\dots [Formule 4.6 du RPA 99 / version 2003].$$

Avec :

hN: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$Temp = 0.05 \times (34,68)^{3/4} = 0.714S.$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Autrement dit : $T_{LOG} < T_{RPA}$

- Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$$T_{RPA} = 0.714 \times 1.3 = 0.92 \text{ s}$$

Du logiciel ETABS on tire T_{LOG} : $T_{LOG} \rightarrow 0.73s$

- Comparaison des résultats :

$$T_{RPA} = 0,92s > T_{LOG} = 0,73s \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

C) VÉRIFICATION DE L'EXCENTRICITÉ :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$. (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.

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\%L_x$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5\%L_y$$

Avec :

XCM : le centre de masse.

XCM : le centre de torsion.

Display \rightarrow show tables \rightarrow building output \rightarrow tab: centre masse rigidity

	Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
▶	RDC	DA1	13,898	8,701	13,900	7,774
	ET1	DA2	13,900	8,650	13,898	7,794
	ET2	DA3	13,900	8,650	13,897	7,862
	ET3	DA4	13,900	8,651	13,897	7,936
	ET4	DA5	13,900	8,651	13,897	8,006
	ET5	DA6	13,900	8,651	13,897	8,069
	ET6	DA7	13,900	8,652	13,897	8,120
	ET7	DA8	13,900	8,653	13,897	8,158
	ET8	DA9	13,905	8,611	13,897	8,182
	TERRASSE	DA10	13,901	8,510	13,897	8,182
	TERRASSE-1	DA11	13,900	6,450	13,900	6,263

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que :

$$|XCM - XCR| \leq 5\%Lx$$

Story	Diaphragm	XCM[m]	XCR[m]	XCM-XCR[m]	5%LX[m]	Observation
RDC	DA1	13,898	13,9	0,002	1,41	C.V
ET1	DA2	13,9	13,898	0,002	1,41	C.V
ET2	DA3	13,9	13,897	0,003	1,41	C.V
ET3	DA4	13,9	13,897	0,003	1,41	C.V
ET4	DA5	13,9	13,897	0,003	1,41	C.V
ET5	DA6	13,9	13,897	0,003	1,41	C.V
ET6	DA7	13,9	13,897	0,003	1,41	C.V
ET7	DA8	13,9	13,897	0,003	1,41	C.V
ET8	DA9	13,905	13,897	0,008	1,41	C.V
TERRASSE	DA10	13,901	13,897	0,004	1,41	C.V
TERRASSE-1	DA11	13,9	13,9	0	1,41	C.V

Tableau V.4 : vérification de l'excentricité suivant le sens x-x.

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$|YCM - YCR| \leq 5\%Ly$$

Story	Diaphragm	YCM[m]	YCR[m]	YCR-YCM[m]	5%Ly[m]	Observation
RDC	DA1	8,701	7,774	0,927	1	C.V
ET1	DA2	8,65	7,794	0,856	1	C.V
ET2	DA3	8,65	7,862	0,788	1	C.V
ET3	DA4	8,651	7,936	0,715	1	C.V
ET4	DA5	8,651	8,006	0,645	1	C.V
ET5	DA6	8,651	8,069	0,582	1	C.V
ET6	DA7	8,652	8,12	0,532	1	C.V
ET7	DA8	8,653	8,158	0,495	1	C.V
ET8	DA9	8,611	8,182	0,429	1	C.V
TERRASSE	DA10	8,51	8,182	0,328	1	C.V
TERRASSE-1	DA11	6,45	6,263	0,187	1	C.V

Tableau V.5: vérification de l'excentricité suivant le sens y-y.

D) VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT À LA BASE (RÉSULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL) : [Art 4. 3. 6 du RPA 99 mod 2003] :

La résultante des forces sismiques à la base 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, autrement dit :

$$V_{dyn} \geq 0.8 \times V_{stat}$$

Avec :

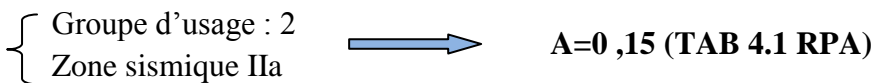
$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times WT \dots \dots \dots [\text{Art 4. 2. 3 RPA 99 mod 2003}]$$

R

- A** : coefficient d'accélération de zone.
- D** : facteur d'amplification dynamique.
- R** : coefficient de comportement global de la structure.
- Q** : facteur de qualité
- WT** : poids total de la structure.

➤ **Déduction des coefficients A, R, Q et D :**

A : dépend de deux paramètres :



R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement **R = 3.5 (voiles porteurs) (Tab 4.3 RPA)**

Q : facteur de qualité $Q = Q_x = Q_y = 1 + \sum P_q$

Critère q	Pénalité p_q
Condition minimale des files porteuses	0.00
Redondance en plan	0.00
Régularité en plan	0.00
Régularité en élévation	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10

Tableau V.6 : Critères du facteur de qualité.

D'où $Q = Q_x = Q_y = 1 + \sum P_q = 1.15$

D : Calcul du facteur d'amplification dynamique: [Art 4. 2. 3 RPA 99 mod 2003, formule 2. 3]

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$$T = \min \begin{cases} Temp = 0.714 \\ 1.3 \times Temp = 0.928 \\ T_{LOG} = 0.734 \end{cases} \quad \text{Donc } T=0.714$$

Avec **T2 et T1** : périodes caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

T₁=0.15 s ; T₂= 0,50s

η : facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad ; \quad \eta = 0.764 \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

Dans notre cas $\zeta = 10\%$.

Nous avons : $T_2 \leq T = 0.714 \leq 3 \text{ s}$ donc : $D = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1,5$

➤ **Calcul du poids total de la structure :**

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.1 → Pour un bâtiment d'habitation $\beta = 0.20$

Le poids total de la structure est tiré du logiciel :

Display ➡ Show Tables ➡ Select Cases/ Combos ➡ poids comb +OK
 ➡ $W_t = 54149.23 \text{ KN}$.

	A	D	R	Q	W_t
Valeurs	0.15	1.5	3.5	1.15	54149.23

On aura donc :

$$V_{stat} = \frac{0.15 \times 1.5 \times 1.15}{3.5} 54149.23 = 4003.17 \text{ KN}$$

➤ **Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par ETABS comme suit :**

Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale

Display ➡ Show tables ➡ building Output ➡ Story Shears ➡ Select Cases/combos Ex et Ey.

	V dynamique (KN)	Vstatique (KN)	0.8 Vstat	V dyn >0.8 V stat
Sens X-X	3094.18	4003.17	3202.54	C.V
Sens y-y	3233.11	4003.17	3202.54	C.V

Tableau V.7: vérification de l'effort tranchant a la base.

E) VÉRIFICATION DU DÉPLACEMENT INTER-ÉTAGES (JUSTIFICATION VIS-À-VIS DES DÉFORMATIONS) [Art 5. 10 du RPA 99 mod 2003] :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad [\text{Art}4. 4. 3] \text{ du RPA 99 mod 2003}]$$

Avec : $\delta K = R \times \delta_{ek}$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement (R=3,5). Les valeurs de δ_{ek} seront tiré du logiciel ETABS :

Story	Diaphragm	$\delta kX[m]$	$\delta kY[m]$	$\Delta \delta kX[m]$	$\Delta \delta kY[m]$	$1\%h_k[m]$	Observation
TERRASSE-1	DA11	0,0175	0,0216	0,0021	0,0014	0.0306	C.V
TERRASSE	DA10	0,0154	0,0196	0,0019	0,0017	0.0306	C.V
ET8	DA9	0,0135	0,0172	0,0018	0,0018	0.0306	C.V
ET7	DA8	0,0117	0,0147	0,0019	0,0018	0.0306	C.V
ET6	DA7	0,0098	0,0123	0,0019	0,0017	0.0306	C.V
ET5	DA6	0,0079	0,0099	0,0018	0,0017	0.0306	C.V
ET4	DA5	0,0061	0,0076	0,0017	0,0016	0.0306	C.V
ET3	DA4	0,0044	0,0054	0,0015	0,0013	0.0306	C.V
ET2	DA3	0,0029	0,0035	0,0013	0,0012	0.0306	C.V
ET1	DA2	0,0016	0,0019	0,001	0,0009	0.0306	C.V
RDC	DA1	0,0006	0,0008	0,0006	0,0005	0.0306	C.V

Tableau V.8 : Vérification du déplacement inter-étages.

Remarque : On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

6) VÉRIFICATION DE L'EFFET P - Δ : [Art 5. 9 RPA 90 mod 2003]

L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = P_k \frac{\Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

$P_k = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Niv	Pk[KN]	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		$\Delta k[M]$	Vk[KN]	Vk x hk	Θ	$\Delta k[M]$	Vk[KN]	Vk x hk	Θ
Ter-1	205,89	0,0021	48,91	149,66	0,0028	0,0014	49,16	150,42	0,0019
Ter	5722,65	0,0019	708,93	2169,32	0,005	0,0017	749,32	2292,91	0,0042
8	10874,95	0,0018	1220,59	3735,00	0,0052	0,0018	1284,64	3930,99	0,0049
7	16027,25	0,0019	1617,31	4948,96	0,0061	0,0018	1701,75	5207,35	0,0055
6	21309,59	0,0019	1952,37	5974,25	0,0067	0,0017	2056,35	6292,43	0,0057
5	26591,94	0,0018	2241,53	6859,08	0,0069	0,0017	2361	7224,66	0,0062
4	31874,29	0,0017	2484,49	7602,53	0,0071	0,0016	2613,74	7998,04	0,0063
3	37301,99	0,0015	2687,27	8223,04	0,0068	0,0013	2821,7	8634,40	0,0056
2	42729,69	0,0013	2854,8	8735,68	0,0063	0,0012	2991,6	9154,29	0,0056
1	48157,38	0,001	2989,23	9147,04	0,0052	0,0009	3127,44	9569,96	0,0045
RDC	54149,23	0,0006	3094,18	12624,25	0,0025	0,0005	3233,11	13191,08	0,0020

Tableau V.9 : Vérification de l'effet P - Δ .

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

CONCLUSION :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique, et nous allons passer au ferrailage de la Structure.

VI.1) FERRAILAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

- ELU (1.35G+1.5Q)
- accidentelles (G+Q±E et 0.8G±E) et suivant les règles du RPA99.

Ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU et à l'ELS.

A) RECOMMANDATIONS DU RPA :

A.1) 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 :

	Amin=0.5% bh	Amax=4%bh	Amax=6%bh
Poutre principale (30 × 35)	5.25	42	63
Poutre secondaire (25 × 30)	3.75	30	45

Tableau VI.1.1 : Section des armatures longitudinales.

- La longueur de recouvrement est de 40∅ (zone II a).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

A.2) ARMATURES TRANSVERSALES (ART 7.5.2.2 RPA 99/ VERSION 2003) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$: S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

- La valeur du diamètre Φ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm de nu de l'appui ou de l'encastrement.

B) CALCUL DU FERRAILLAGE À L'ELU :

❖ **Les armatures longitudinales :**

➤ **Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

A_{st} : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A_{sc} : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

➤ **Calcul du moment réduit « μ » :** $\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$ avec $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

Avec : $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85$ cas accidentel.

$\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$ cas durable.

➤ **Définition du moment réduit limite « μ_1 » :**

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et **0.379** pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

1^{er} cas : ($\mu \leq \mu_1$) Section simplement armée (**SSA**) les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$) Section d'acier tendue :

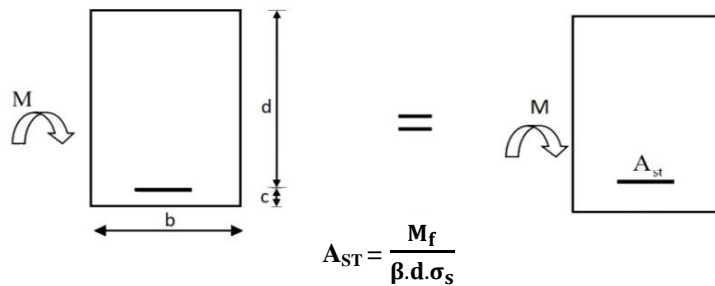


Figure VI.1.1 : section rectangulaire simplement armée

2^{ème} cas : ($\mu \geq \mu_1=0.392$) Section doublement armée (**SDA**) la section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections On Calcul:

$$M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

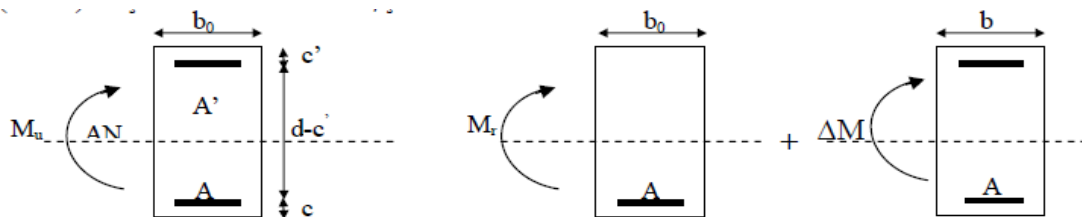


Figure VI.1.2 : Section rectangulaire doublement armée.

➤ **Ferrailage des poutres :**

Après avoir extrait les moments, nous allons passer au ferrailage.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

➤ **Exemple de calcul:** Poutre principale (30x35) travée pour LE RDC au 3^{ème} étage de $M_{ELU}=33.593$ kN.m

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{33.593 \cdot 10^6}{300 \cdot 320^2 \cdot 14.2} = 0.078 \leq \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa. } \beta = 0.959$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{33.593 \cdot 10^5}{0.959 \cdot 32 \cdot 348} = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ ;}$$

$$A_{CNF} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{(A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)}$$

➤ **Poutres principales : (30*35)**

En travée :

Niveau	comb	M _u (KN.m)	μ	OBS	β	A _s (cm ²)	CNF (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC au 3 ^{ème} étage	ELU	33.593	0.078	SSA	0.959	3.14	1.16	3HA14	4.62
4 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage	ELU	34.510	0.079	SSA	0.958	3.14		3HA14	4.62
7 ^{ème} étage au 9 ^{ème} étage	ELU	37.975	0.088	SSA	0.954	3.57		3HA14	4.62

Tableau VI.1.2 : Ferrailage des poutres principales en travée.

Aux appuis :

Niveau	comb	M _u (KN.m)	μ	OBS	β	A _s (cm ²)	CNF (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC au 3 ^{ème} étage	GQE	-68.844	0.158	SSA	0.914	6.76	1.16	3HA14 (fil) + 3HA14 (chap)	9.24
4 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage	GQE	-81.347	0.186	SSA	0.896	8.15		3HA14 (fil) + 3HA14 (chap)	9.24
7 ^{ème} étage au 9 ^{ème} étage	GQE	-86.333	0.198	SSA	0.889	8.72		3HA14 (fil) + 3HA14 (chap)	9.24

Tableau VI.1.3 : Ferrailage des poutres principales aux appuis.

➤ Poutres secondaires (25x30) :

En travée :

Niveau	Comb	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	CNF (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC au 3 ^{ème} étage	ELU	23.386	0.090	SSA	0.953	2.66	0.815	3HA12 (fil)	3.39
4 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage	ELU	25.19	0.098	SSA	0.948	2.82		3HA12 (fil)	3.39
7 ^{ème} étage au 9 ^{ème} étage	ELU	27.457	0.106	SSA	0.944	3.09		3HA12 (fil)	3.39

Tableau VI.1.4: Ferrailage des poutres secondaires en travée.

En appuis :

Niveau	comb	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	CNF (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC au 3 ^{ème} étage	GQE	-33.992	0.130	SSA	0.930	3.89	0.815	3HA12 (fil) + 3HA12 (chap)	6.79
4 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage	GQE	-42.844	0.166	SSA	0.909	5.01		3HA12 (fil) + 3HA12 (chap)	6.79
7 ^{ème} étage au 9 ^{ème} étage	GQE	-45.416	0.176	SSA	0.902	5.35		3HA12 (fil) + 3HA12 (chap)	6.79

Tableau VI.1.5 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis.

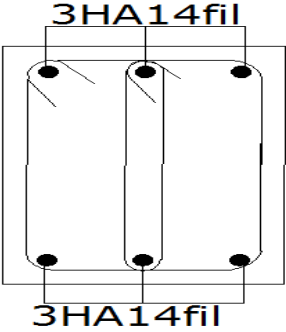
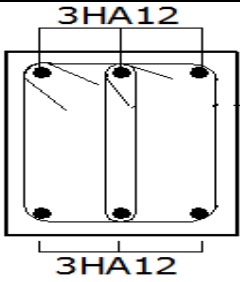
Remarque :

En travée : On a adopté le même ferrailage pour les trois zones.

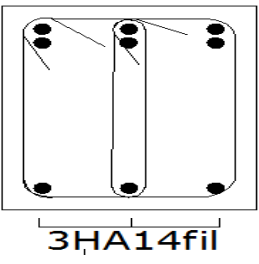
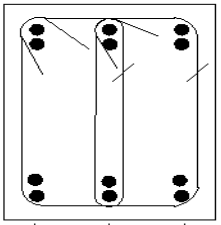
Aux appuis : On a adopté le même ferrailage pour les trois zones.

C) VÉRIFICATIONS À L'ELU :

➤ Vérification de la condition minimale du RPA en travée :

	Coupe en travée	A_t adopté	$A_{min}=0.5\%bh$	A adopté > A_{min}
Poutres principales	 <p>3HA14fil 3HA14fil</p>	9.24	5.25	C.V
Poutres Secondaires	 <p>3HA12 3HA12</p>	6.79	3.75	C.V

➤ Vérification de la condition minimale du RPA aux appuis :

	Coupe aux appuis	A_t adopté	$A_{min}=0.5\%bh$	A adopté > A_{min}
Poutres principales	 <p>3HA14fil+3HA14chap 3HA14fil</p>	13.85	5.25	C.V
Poutres Secondaires	 <p>3HA12fil+3HA12chap 3HA12fil+3HA12chap</p>	13.57	3.75	C.V

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

- **Poutre principale :** $\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = (1; 3; 1.4) = 1\text{cm}$
- Soit : $\phi_t = 8\text{ mm}$
- **Poutre secondaire :** $\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{25}{10}; 1.4\right) = (0.857; 2.5; 1.4) = 0.857\text{cm}$
- Soit : $\phi_t = 8\text{ mm}$

➤ **La section d'armature transversale :**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01\text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales : D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)**

- **Zone nodal :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30\text{ cm}\right)$
 - Poutre principal :**
 $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30\text{ cm}\right) = (8.75; 16.8; 30) = 8.75\text{ cm}$ Soit : $S_t = 5\text{ cm}$
 - Poutre secondaire :**
 $S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.4; 30\text{ cm}\right) = (7.5; 16.8; 30) = 7.5\text{ cm}$ Soit : $S_t = 5\text{ cm}$
- **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$
 - Poutre principal :**
 $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5\text{ cm}$ Soit : $S_t = 15\text{ cm}$
 - Poutre secondaire :**
 $S_t \leq \frac{30}{2} = 15\text{ cm}$ Soit : $S_t = 15\text{ cm}$

➤ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- **Poutre principal :** $A_t = 2.01\text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{ cm}^2$
- **Poutre principal :** $A_t = 2.01\text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125\text{ cm}^2$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- **Poutre principal :** $L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$
- **Poutre secondaire :** $L' = 2 \times 30 = 60\text{ cm}$

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec :

T_{\max} : effort tranchant max à ELU

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \implies \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

- **Poutre principales :**

$$\frac{97.33 \times 10}{30 \times 32} = 1.013 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$\frac{27.51 \times 10}{30 \times 32} = 0.40 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99) :**

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$$

- **Poutre principales :**

$$T_{\max} = 97.33 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 576 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$T_{\max} = 27.5 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 27 \times 25 \times 10^{-1} = 405 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si: $\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \implies$ la vérification n'est pas nécessaire.

Si: $\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \geq 0 \implies$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment.

Niveau	POUTRES	Tu max	Mu	$Tu + \frac{Mu}{0.9d}$
RDC Au 3 ^{ème} étage	Principales	88.27	-68.844	-150.17
	Secondaire	21.98	-33.992	-117.9
4 ^{ème} étage Au 6 ^{ème} étage	Principales	94.2	-81.347	-188.25
	Secondaire	25.78	-42.844	-150.53
7 ^{ème} étage Au 9 ^{ème} étage	Principales	97.33	-86.333	-202.43
	Secondaire	27.51	-45.416	-159.38

Tableau VI.1.6: Influence de l'effort tranchant sur les armatures.

Remarque :

$\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0$ donc Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres ; $\sum u_i = n\pi\phi$,
 n : nombre de barres.

• Poutre principales : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37$

$$\tau_u = \frac{97.33}{0.9 \times 32 \times 26.37} \times 10 = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Poutre secondaire : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 + 3 \times 3.14 \times 1 = 20.72$

$$\tau_u = \frac{27.51}{0.9 \times 27 \times 20.72} \times 10 = 0.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 . f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

- Pour $\phi 10$: $L_s = 35.27 \text{ cm}$ soit : $L_s = 40 \text{ cm}$
- Pour $\phi 12$: $L_s = 42.33 \text{ cm}$ soit : $L_s = 45 \text{ cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 49.38 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0.4L_s$.

- Pour $\phi 10$: $L_c = 16 \text{ cm}$
- Pour $\phi 12$: $L_c = 18 \text{ cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_c = 20 \text{ cm}$

C) VÉRIFICATIONS À L'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations** (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

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

➤ **Etat limite de compression du béton :**

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

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d}$$

Poutres principales :

Niveaux		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
RDC au 3 ^{ème} étage	Travée	24.346	4.62	0.483	0.895	32.62	184	5.64	15	C.V
	appuis	-44.645	9.24	0.975	0.862	21.23	175.16	8.25	15	C.V
4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	Travée	25.012	4.62	0.483	0.895	32.62	189.04	5.79	15	C.V
	appuis	-53.029	9.24	0.975	0.862	21.23	208.06	9.80	15	C.V
7 ^{ème} au 9 ^{ème} étage	Travée	27.70	4.62	0.483	0.895	32.62	209.35	6.41	15	C.V
	appuis	-57.678	9.24	0.975	0.862	21.23	226.30	10.65	15	C.V

Tableau VI.1.7 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales.

Poutres secondaires :

Niveaux		M _S (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
RDC au 3 ^{ème} étage	Travée	6.191	3.39	0.506	0.853	31.30	79.29	2.53	15	C.V
	appuis	-13.912	5.74	0.848	0.828	22.88	108.41	4.74	15	C.V
4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	Travée	8.924	3.39	0.506	0.853	31.30	114.30	3.65	15	C.V
	appuis	-18.758	5.74	0.848	0.828	22.88	146.17	6.38	15	C.V
7 ^{ème} au 9 ^{ème} étage	Travée	10.329	3.39	0.506	0.853	31.30	132.29	4.22	15	C.V
	appuis	-21.114	5.74	0.848	0.828	22.88	164.53	7.19	15	C.V

Tableau V1.1.8 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les Poutres secondaires.

➤ **Etat limite de déformation :**

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

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

f : La valeur de la flèche trouvée par ETABS

Poutre principal : $f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0.88 \text{ cm}$

$f = 0.336 \text{ cm} < \bar{f} = 0.88 \text{ cm}$

Condition vérifiée.

Poutre secondaire : $f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm}$

$f = 0.339 \text{ cm} < \bar{f} = 0.8 \text{ cm}$

Condition vérifiée.

E) SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES :

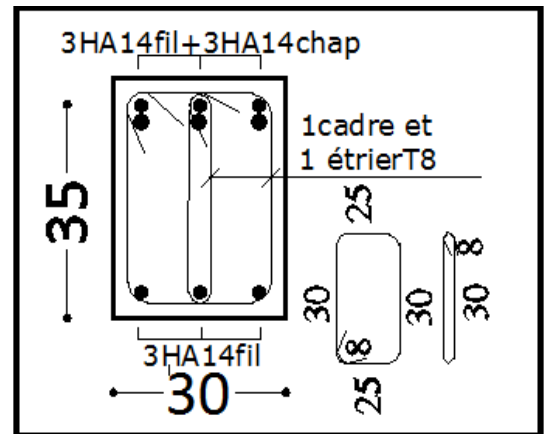
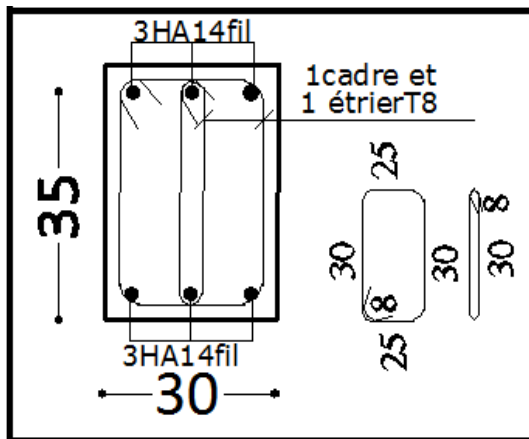
➤ **Poutres principales :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8.

✓ **Aux appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8.



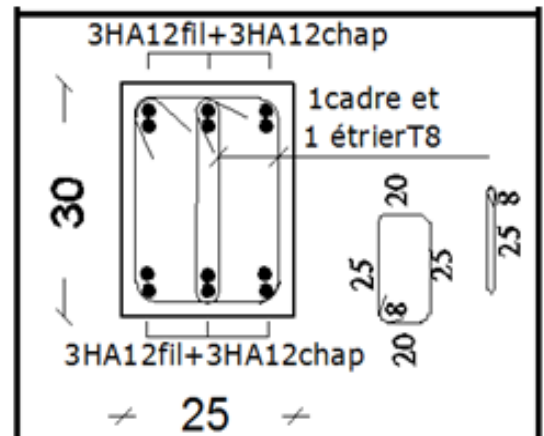
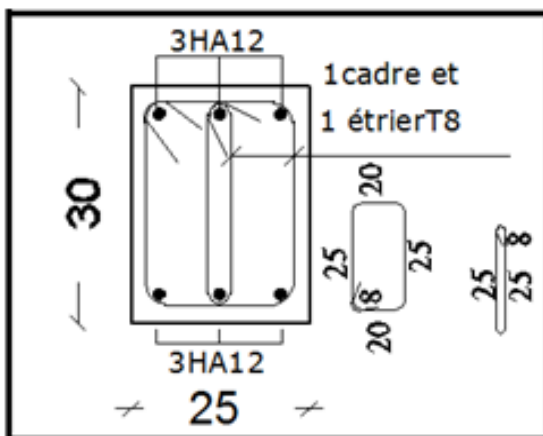
➤ **Poutres secondaires :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8.

✓ **Aux appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8



VI.2) FERRAILAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en effectue des vérifications à l'ELS.

Le ferrailage des poteaux s'effectuera à partir des logiciels automatiques au lieu des méthodes manuelles qui sont très lentes et moins précises.

Les calculs se font en considérant que le séisme est réversible et en tenant compte de trois types de sollicitations:

- effort normal maximal (**Nmax**) et le moment correspondant (**Mcorrespondant**).
- effort normal minimal (**Nmin**) et le moment correspondant (**Mcorrespondant**).
- moment fléchissant maximal (**Mmax**) et l'effort normal correspondant (**Ncorrespondant**).

Sous les combinaisons : $(1.35G+1.5Q)$, $(G+Q\pm E)$ et $(0.8G\pm E)$

Et selon l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

situation	γ_b	γ_s	θ	F_{c28}	f_{bu}	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau VI.2.1. Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

A) RECOMMANDATIONS DU RPA :

- **Armatures longitudinales : (R.P.A 99 révisé 2003/Art.7.5.2.2)**
 - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
 - Le diamètre minimal est de **12 mm**.
 - La longueur minimale de recouvrement est de **$40\Phi_L$** (zone II a).
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** en zone IIa.
 - Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.
- **Section minimal et maximal d'armatures longitudinales:**

Section de poteaux (cm^2)	minimal d'armatures $0.8\% b h$ (cm^2)	maximal d'armatures	
		Zone courante $4\% b h$ (cm^2)	Zone de recouvrement $6\% b h$ (cm^2)
Poteaux (50x50)	20	100	150
Poteaux (45x45)	16.2	81	121.5
Poteaux (40x40)	12.8	64	96

Tableau VI.2.2 : la section minimal et maximal d'armatures recommandées par le RPA.

B) CALCUL DU FERRAILAGE À L'ELU :

- ❖ Les armatures longitudinales :
- Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, deux cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

• **Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

(Que ça soit un effort normal 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 :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u (d - c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- **Détermination des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas :**

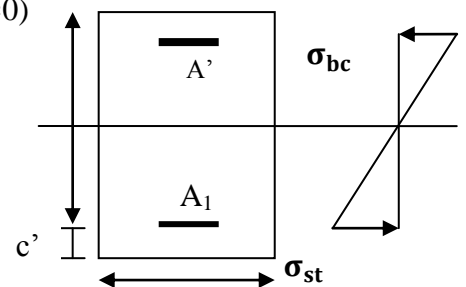
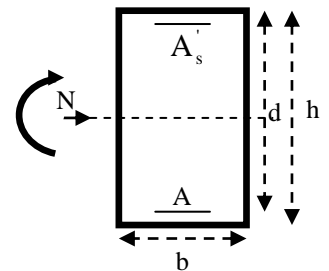
Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On calcul: $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\left\{ \begin{aligned} A_1 &= \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A' &= \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{aligned} \right.$$



La section réelle d'armature :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{array} \right.$$

• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81 \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

1er cas :

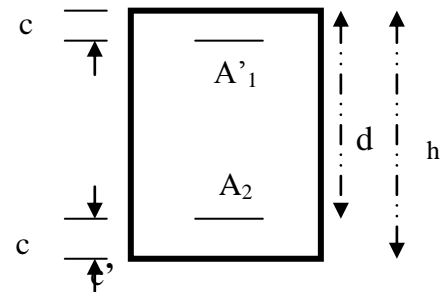
Si $N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f - (d - 0.5h) bh f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$



2^{ème} cas :

Si $N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est Simplement armée

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

Remarque :

Nous allons ferrailler par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

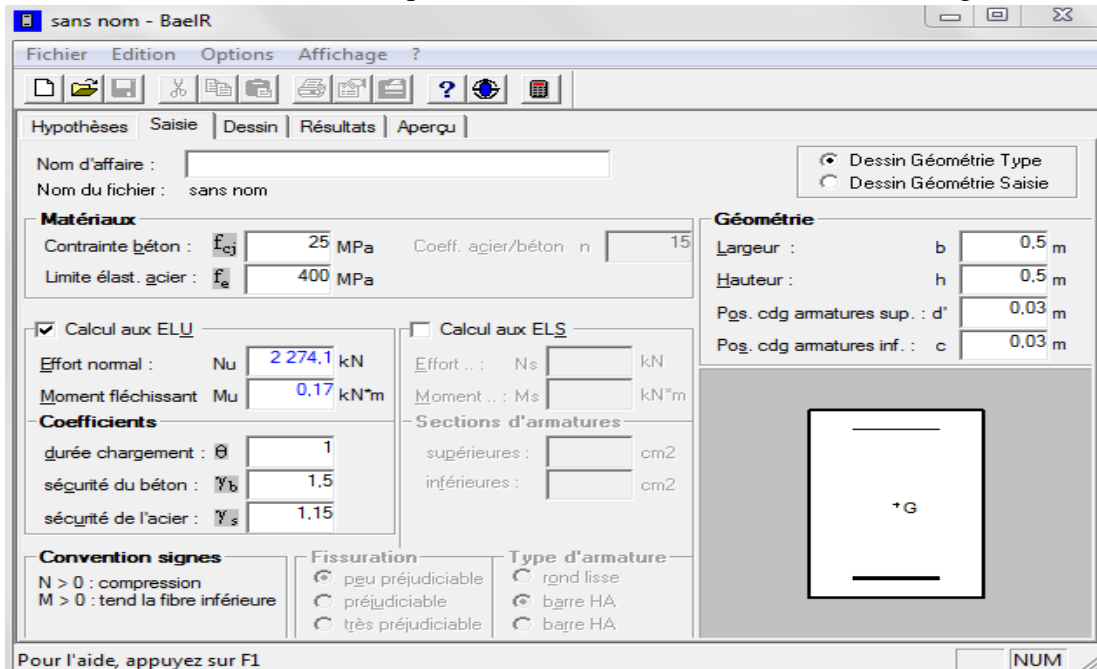
Zone I : RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.

Zone II : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage.

Zone III : 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage.

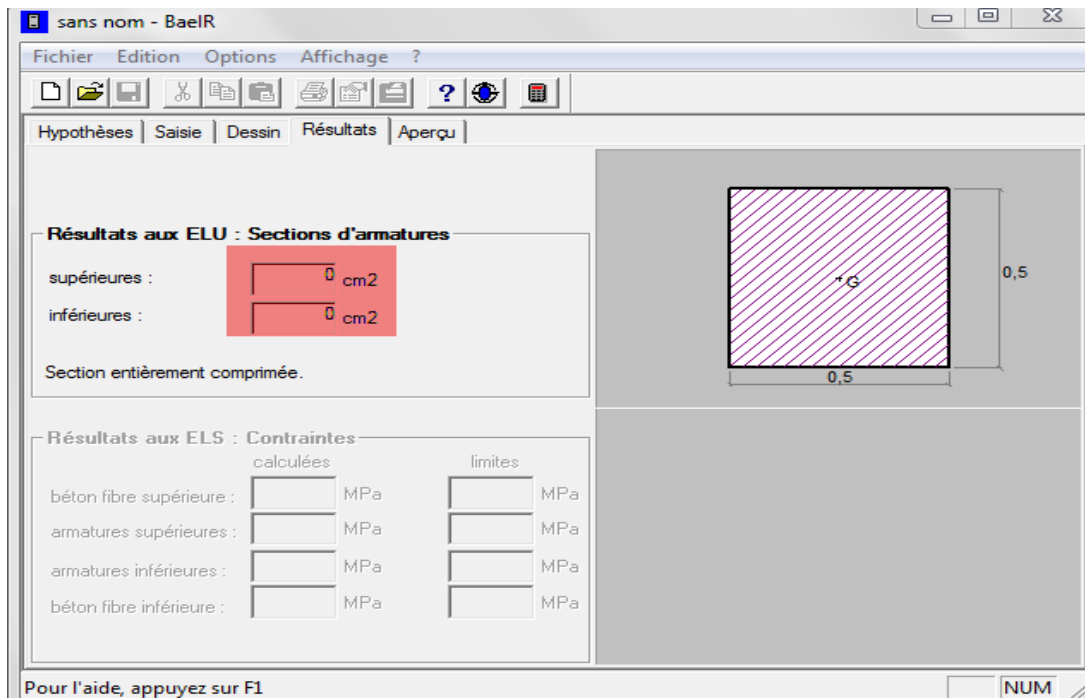
➤ **Calcul du ferraillage des poteaux avec SOCOTEC:**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.



Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats :

Puis la fenêtre suivante s'affiche :



➤ **Exemple de calcul manuel :**

Poteau 50x50 :

$N_{\max} = 2274.141 \text{ KN}$ $M_{\text{cor}} = 0.167 \text{ KN.m}$ (Effort de compression sens longitudinal)

$$\frac{h}{2} - c = \frac{50}{2} - 3 = 0.22 \text{ m} > e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.167}{2274.141} = 7.34 \times 10^{-5} \text{ m}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.167 + 2274.141(0.22) = 500.478 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') = 1501.10 > \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc} = 255.955 \longrightarrow \text{condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc SEC

$$\text{Si } N_u (d - c') - M_f = 500.144 \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} = -106.25 \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

☞ donc la section à besoin d'armatures comprimé.

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

$$A_1' = 0.0000143 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_2 = 0.000002 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{CNF}} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_u - 0.455.d}{e_u - 0.185.d} \cdot b \cdot d \right]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

zone	niveaux	section	N(KN)	M(KN.m)	Asup	Ainf	e (m)	h/2-c	M _f (KN/m)	Nature	OBS	A _{CNF} (cm ²)	choix	Aadopte (cm ²)
I	RDC au 3 ^{ème} étage	50x50	N _{max} = -2274.14	M _{2_{corr}} = -0.485	0	0	0.0002	0.22	500.79	SEC	SSA	6.97	2HA20 + 1HA16	7.82
				M _{3_{Corr}} =0.176	0	0	0.00007		500.47	SEC	SSA	6.97		
			N _{min} = -350.1	M _{2_{corr}} =18.19	0	0	0.051		95.21	SEC	SSA	7.00		
				M _{3_{Corr}} =0.608	0	0	0.0017		77.63	SEC	SSA	6.97		
			N _{corr} = -954.34	M _{2_{max}} = -66.79	0	0	0.069		276.74	SEC	SSA	7.01		
			N _{corr} = -1051.67	M _{3_{max}} =24.631	0	0	0.0234		255.99	SEC	SSA	6.98		
II	4 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage	45x45	N _{max} = -1331.06	M _{2_{corr}} = -1.028	0	0	0.00077	0.195	260.58	SEC	SSA	5.61	2HA20 + 1HA14	7.41
				M _{3_{Corr}} = 1.568	0	0	0.0011		261.12	SEC	SSA	5.61		
			N _{min} =331.49	M _{2_{corr}} =1.113	0	0	0.003		65.75	SET	SSA	5.61		
				M _{3_{Corr}} =3.58	0	0	0.10		68.22	SET	SSA	5.87		
			N _{corr} = -539.1	M _{2_{max}} = -74.16	0	0	0.137		179.28	SEC	SSA	6.04		
			N _{corr} = -165.19	M _{3_{max}} =30.337	0	0.02	0.183		62.54	SEC	SSA	5.87		
III	7 ^{ème} étage au 9 ^{ème} étage	40x40	N _{max} = -655.64	M _{2_{corr}} = -1.227	0	0	0.0018	0.17	112.68	SEC	SSA	4.38	2HA16 + 1HA14	5.56
				M _{3_{Corr}} =2.138	0	0	0.0032		113.59	SEC	SSA	4.39		
			N _{min} =56.93	M _{2_{corr}} =0.347	0	0	0.006		10.025	SET	SSA	4.40		
				M _{3_{Corr}} =1.205	0	0	0.21		10.88	SPT	SSA	4.47		
			N _{corr} = -175.52	M _{2_{max}} = -72.455	0	3.53	0.412		102.29	SPC	SSA	4.59		
			N _{corr} = -138.79	M _{3_{max}} = -31.836	0	0.49	0.229		55.43	SPC	SSA	4.47		

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poteaux

C. VÉRIFICATIONS À L'ELU :➤ **Vérification de la condition minimale de RPA :**

$$A_t \text{ adopté} > A_{\min RPA} = 0.8\% bh$$

zone	section	choix	At adopté	A _{minRPA}	observation
I	50X50	4HA20+4HA16	20.60	20	C.V
II	45X45	4HA20+4HA14	18.83	16.2	C.V
III	40X40	4HA16+4HA14	14.20	12.8	C.V

Tableau VI.2.4 : Vérification de la condition minimale de RPA .

➤ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

- **Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm} \longrightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$ (4HA8)
Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

- **Espacement des armatures transversales :**

- **Espacement des armatures : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

$$S_t \leq \min(15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, a + 10\text{cm}) = \min(15 \times 1.4, 40\text{cm}, (40 + 10)\text{cm}).$$

$$S_t \leq 21\text{cm}$$

a : le plus petit des côtés pour les poteaux.

- **Espacement des armatures : (Art.7.4.2.2/RPA99 version 2003)**

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_t : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

S_t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant;

$$\rho_a \begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Remarque :

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

- Elancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , \quad l_f = 0.707 l_0$$

Avec :

l_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : Hauteur libre du poteau.

i : rayon de giration.

S : section brute du poteau $[(b-c) \times (h-c^2)]$.

I : moment d'inertie du poteau ($I = bh^3 / 12$) par rapport à l'axe faible.

- Application numérique :**- RDC poteau (50x50) :**

$$l_f = 0.707 \cdot l_0 = 0.707 \times 4.08 = 2.88 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0.0052}{0.25}} = 0.14 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{2.88}{0.14} = 20.57 \text{ m}$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

La section d'armature transversal égal à $A_t = 2.34 \text{ cm}$.

L'effort tranchant max est égale a $V_u = 43.62 \text{ KN}$.

$$S_t = \frac{h_t \cdot f_e A_t}{\rho_a \cdot V_u} = \frac{201 \times 400 \times 408 \times 10^{-1}}{2.5 \times 43.62 \times 10^3} = 30 \text{ cm}$$

• Espacement maximal des armatures transversales: (Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{\min}; 15\text{cm}\} \quad S_t \leq \min\{10 \times 1.4; 15\text{cm}\} \quad S_t \leq 14\text{cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}\} = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \quad S_t \leq 21 \text{ cm}$$

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

➤ Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \cdot b_1$

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 considère.

Poteaux	A_t^{\min} [cm ²]		$A_{adoptée}$ [cm ²]	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
50x50	2.25	1.5	20.1	CNV	C.V
45x45	2.025	1.35	2.01	CNV	C.V
40x40	1.8	1.2	2.01	CV	C.V

Tableau VI.2.5 : Quantité minimale d'armatures transversales.

Remarque :

D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales ($A_t^{\min} > A_t$) aux niveaux des poteaux (45x 45) et (50x50) cm², alors pour cela en diminue l'espacement en zone courant.

Poteaux (50x 50) :

Soit : $S_t = 12\text{cm}$ (zone courante) ; $A_t^{\min} = 1.8\text{cm}^2 < A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

Poteaux (45x 45) :

Soit : $S_t = 12\text{cm}$ (zone courante) ; $A_t^{\min} = 1.62\text{cm}^2 < A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

➤ Vérification contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu}$

✓ $\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right\}$ (Art A.5.1.211/BAEL 91)

✓ $\bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$ (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003)

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section	V_u [KN]	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}(\text{RPA})$ [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}(\text{BAEL})$ [MPa]	observation
50×50	43.62	0.174	0,075	1,875	3,33	C.V
45×45	50.13	0.247	0,075	1,875	3,33	C.V
40×40	58.81	0.367	0,075	1,875	3,33	C.V

Tableau VI.2.6 : Vérification des contraintes tangentielles.

➤ **Longueur minimale des recouvrements :**

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II_a est: $L=40 \times \varnothing$.

Pour $\varnothing 20$: $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 80 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing 16$: $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 65 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing 14$: $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R := 56 \text{ cm}$.

➤ **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Art .A.6.1.221):**

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} ; \overline{\tau_s} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 ; f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les 4 HA 20 : } l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 16 : } l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 14 : } l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 \text{ cm}$$

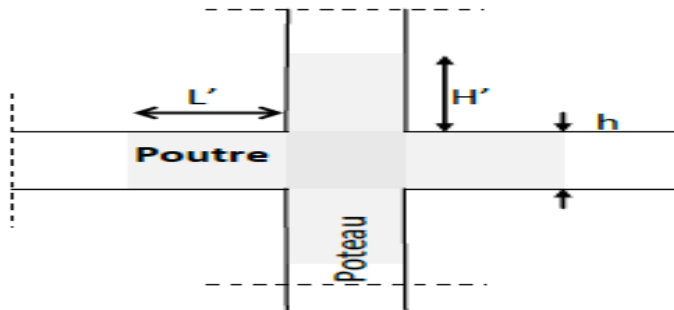
➤ **Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifié 2003) :**

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \max (408/6 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}) = 68 \text{ cm}$$

Avec : h_e : Hauteur de l'étage,

(b_1, h_1) : dimensions du poteau,

h : hauteur de la poutre,



D) VÉRIFICATIONS À L'ELS :

➤ **Condition de non fragilité :**

La sollicitation provoquant 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 suivant :

$$A_{st} \geq A_{CNF} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Le sens longitudinal (M_3) .

Le sens transversal (M_2).

zone	niveaux	section	Ns(KN)	Ms(KN.m)	e (m)	h/6	Nature	A _{CNF} (cm ²)	A _{ST} (cm ²)	observation
I	RDC au 3 ^{ème} étage	50x50	Nmax= -1654	M _{2corr} = -0.352	0.0002	0.833	SEC	6.97	7.82	C.V
				M _{3Corr} =0.128	0.00007		SEC	6.97		C.V
			Nmin= - 627.98	M _{2corr} =0.473	0.00075		SEC	6.97		C.V
				M _{3Corr} =5.579	0.0018		SEC	6.97		C.V
			Ncorr= - 849.43	M _{2max} = -26.711	0.069		SEC	7.01		C.V
			Ncorr= - 644.92	M _{3max} = -6.472	0.033		SEC	6.99		C.V
II	4 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage	45x45	Nmax= -968.23	M _{2corr} =0.745	0.00077	0.075	SEC	5.61	7.41	C.V
				M _{3Corr} =1.135	0.0011		SEC	5.61		C.V
			Nmin=128.19	M _{2corr} = -1.944	0.0032		SET	5.61		C.V
				M _{3Corr} = -0.857	0.0066		SET	6.28		C.V
			Ncorr= -454.63	M _{2max} = -28.214	0.062		SEC	5.64		C.V
			Ncorr= -230.64	M _{3max} =8.584	0.0372		SEC	5.62		C.V
III	7 ^{ème} étage au 9 ^{ème} étage	40x40	Nmax= -477.36	M _{2corr} = -0.909	0.0018	0.066	SEC	4.38	5.56	C.V
				M _{3Corr} = -1.547	0.0032		SEC	4.39		C.V
			Nmin= 4.16	M _{2corr} = -2.108	0.506		SPT	4.6		C.V
				M _{3Corr} =1.001	0.21		SPT	4.47		C.V
			Ncorr= -154.85	M _{2max} = 31.602	0.204		SPC	4.47		C.V
			Ncorr= -76.91	M _{3max} =10.577	0.137		SPC	4.44		CV

Tableau VI.2.7: vérification du ferrailage a l'ELS.

➤ **Etat limite d'ouverture de fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

➤ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

- $$\begin{cases} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_C : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée.} \end{cases}$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } P = \begin{cases} L_C = \frac{h}{2} + C_S \\ -3L_C^2 - \frac{90A'_S}{b} (L_C - c') + \frac{90A_S}{b} (d - L_C) \\ q = -2L_C^3 - \frac{90A'_S}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90A_S}{b} (d - L_C) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

-Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

-Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_C < h$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15 [A_S (d - y_1)^2 + A'_S (y_1 + c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 N_S}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

• **Les contraintes obtenues sont :**

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

➤ Vérification des contraintes à l'ELS sens transversal:

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	σ_{bs}	σ_{bi}	$\bar{\sigma}_b$	σ_{ss}	σ_{si}	$\bar{\sigma}_s$	Obs
RDC au 3 ^{ème} étage	$N_{max} = -1654$	$M_{cor} = -0.352$	50x50	5.29	5.32	15	79.4	79.7	348	C.V
	$N_{min} = -627.98$	$M_{cor} = 0.473$		2.03	2		30.4	30		
	$N_{cor} = -849.43$	$M_{max} = -26.711$		1.91	3.54		30.1	51.6		
4 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage	$N_{max} = -968.23$	$M_{cor} = 0.745$	45x45	3.85	3.78	15	57.6	56.8	348	C.V
	$N_{min} = 128.19$	$M_{cor} = -1.944$		0.42	0.59		6.52	8.64		
	$N_{cor} = -454.63$	$M_{max} = -28.214$		0.61	2.97		11.05	42.3		
7 ^{ème} étage au 9 ^{ème} étage	$N_{max} = -477.36$	$M_{cor} = -0.909$	40x40	2.3	2.41	15	34.7	36	348	C.V
	$N_{min} = 4.16$	$M_{cor} = -2.108$		0	0.17		3.2	2.12		
	$N_{cor} = -154.85$	$M_{max} = 31.602$		2.89	0		37.8	24.7		

Tableau VI.2.8: Vérification des contraintes à l'ELS sens transversal.

➤ Vérification des contraintes à l'ELS sens longitudinal :

NIV	N (KN)	M (KN.m)	b _x h	σ_{bs}	σ_{bi}	$\bar{\sigma}_b$	σ_{ss}	σ_{si}	$\bar{\sigma}_s$	Obs
RDC au 3 ^{ème} étage	$N_{max} = -1654$	$M_{cor} = 0.128$	50x50	5.31	5.3	15	79.6	79.5	348	C.V
	$N_{min} = -627.98$	$M_{cor} = 5.519$		2.18	1.84		32.5	28		
	$N_{cor} = -644.92$	$M_{max} = -6.472$		1.87	2.27		28.4	33.6		
4 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage	$N_{max} = -968.23$	$M_{cor} = 1.135$	45x45	3.86	3.77	15	57.9	56.6	348	C.V
	$N_{min} = 128.19$	$M_{cor} = -0.857$		0.47	0.54		7.11	8.05		
	$N_{cor} = -230.64$	$M_{max} = -8.584$		1.27	0.55		18.3	8.95		
7 ^{ème} étage au 9 ^{ème} étage	$N_{max} = -477.36$	$M_{cor} = -1.547$	40x40	2.26	2.45	15	34.2	36.5	348	C.V
	$N_{min} = 4.16$	$M_{cor} = 1.001$		0.09	0.005		1.115	-0.95		
	$N_{cor} = -76.91$	$M_{max} = 10.577$		1.04	0.03		14.1	-3.78		

Tableau VI.2.9: Vérification des contraintes à l'ELS sens longitudinal.

VI.3) FERRAILAGE DES VOILES :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

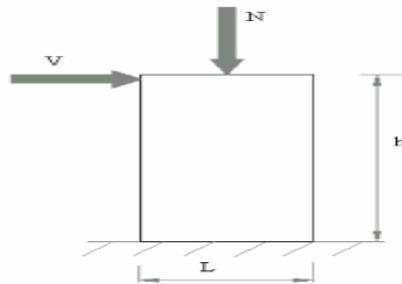


Figure VI.3.1 : La coupe d'effort qui agit sur un voile.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : RDC.
- **Zone II** 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage.
- **Zone III** : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage.
- **Zone IV** : 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage.

La méthode utilisée est la méthode classique :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Elles seront ferrillées en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- 1.35G+1.5Q à l'ELU
- G+Q±E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

A) EXPOSÉ DE LA MÉTHODE :

- ❖ calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N}$$

- ❖ déterminer le diagramme des contraintes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, m), en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v'}{I}$$

Avec :

Ω : section du béton

I: moment d'inertie du trumeau ;

M et N leur valeur seront tirés du logiciel ETABS

v et v' : bras de levier. $v = v' = \frac{L_{voile}}{2}$

❖ calcul de la hauteur utile (d):

La hauteur utile(d) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues.

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile.

Trois cas se présentent :

- 1-faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de **10cm** et un enrobage de **5cm**.
- 2-Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; Alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.
- 3-en fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue et placer ces armatures dans toute cette zone.

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

❖ Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M_t = M - N (d - L / 2)$$

❖ Ferrailage du voile :

➤ Armatures verticales :

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} \text{ Avec } f_{bu} = \frac{0.85 f_c 28}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : 1.15 situation accidentelle ; $\theta = 0.85$: si la durée d'application est < à 1 heure

$\mu_b < \mu_l \iff$ SSA

$\mu_b > \mu_l \iff$ SDA

$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec A_v : section des armatures tendue du voile.

Remarque:

Le reste des armatures verticale s'occupent de la zone courante du trumeau sera déterminé par les conditions de vérification que nous allons voir plus tard.

➤ Armatures horizontales :

- **Exigence du RPA** (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

$$A_H > 0,15\% \times B$$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL : (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)**

$$A_H = \frac{Av}{4}$$

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression. D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- **Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{ 1.5e, 30\text{cm} \}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $10/1$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Armatures de coutures :**

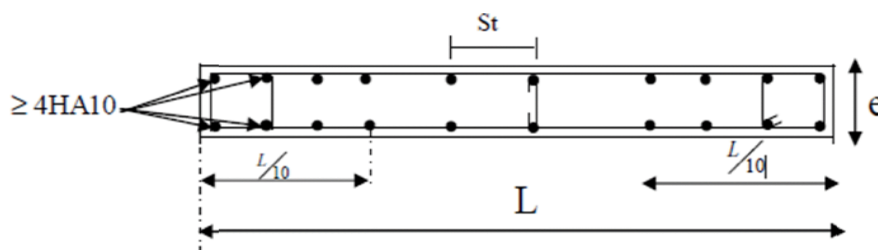
Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e}$$

Avec: $\bar{T} = 1,4V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement



❖ **Vérification :**➤ **Exigences du RPA 99 (version 2003)**▪ **Zone tendue :**

On doit vérifier

$$A_{\text{total tendu}} \geq 0.2\%B \times l_t \quad (\text{Art 7.7.4.1})$$

Avec :

B : la section de voile

l_t : la longueur de la zone tendue.

▪ **Globalement dans le voile :**

On doit vérifier

$$A_{\text{total de voile}} \geq 0.15\%B \quad (\text{Art 7.7.4.2})$$

▪ **Zone courante :**

On doit vérifier

$$A_{\text{total courante}} \geq 0.10\%L_c \times b \quad (\text{Art 7.7.4.2})$$

Avec :

$L_c = L - 2L/10$: La longueur de la zone courante

b : la largeur de voile.

➤ **Exigences du BAEL :**

$$A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, on considère : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : (G+Q) L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**▪ **D'après le RPA99 version 2003 (Art 7.7.2) :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

Avec: $\bar{V} = 1,4V_u$

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.

- D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right); \text{ pour la fissuration préjudiciable}$$

B) EXEMPLE DE CALCUL :

- ❖ Calcul du VL1 de la zone 1(RDC) : (cas accidentelle)

- Caractéristiques géométriques :

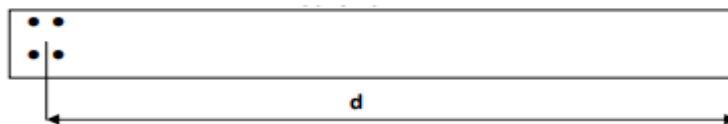
$$L=3.5\text{m} \quad ; \quad B = b \times L = 0.2 \times 3.5 = 0.7\text{m}^2 \quad ; \quad I = \frac{bL^3}{12} = \frac{0.2 \times 3.5^3}{12} = 0.714\text{m}^4 \quad ; \quad v=v'=1.75\text{m}$$

- Les sollicitations :

$$N_u = -1895.79\text{KN} \quad (\text{Compression}) \quad M_u = 7308.9 \text{ KN.m} \quad ; \quad V = 521.96 \text{ KN.}$$

- La hauteur utile d :

- 1^{er} cas: il consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (schéma 1).



$$\text{Avec : } d = L - (\text{CDG des armatures du potelet}) = 350 - (5+5) = 340 \text{ cm}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7308.9}{1895.79} = 3.85 \text{ m} > \frac{l}{2} - c = \frac{3.5}{2} - 5 = 1.7\text{m}$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

- Espacement :

En zone courante $D \leq \min\{1.5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$; Soit $D = 20 \text{ cm}$ en zone courante
Et en zone d'extrémité c'est $D/2 = 10 \text{ cm}$ (espacement du potelet) .

- Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M_t = M - N \left(d - L/2\right) = 7308.9 - 1895.79 \left(3.4 - \frac{3.5}{2}\right) = 4180.84\text{KN.m}$$

$$M_t = 4180.84\text{KN.m}$$

- Ferrailage du voile :

- Armatures verticales :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.7\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4180.84 \times 10^2}{20 \times 340^2 \times 2.1} = 0.08 < \mu_1 = 0.392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta=0.958$$

☞ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s} = \left(\frac{4180.84}{0.958 \times 3.40 \times 400} - \frac{1895.79}{400} \right) \times 10 = 10.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}20 = 12.57 \text{ cm}^2$$

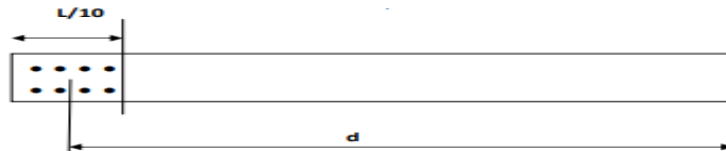
Remarque : dans ce cas la longueur $L=10\text{cm}$ n'est pas suffisante pour placée la section d'armature verticale, donc nous sommes amenés à la répartir sur la longueur

$$L=L/10=35\text{cm.}$$

▪ **2^{ème} cas:**

Il consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité ($L/10$).

Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (schéma 2).



➤ **Calcul la hauteur utile(d) :**

$$d = L - [(L/10)/2] - 5 = 350 - 17.5 - 5 = 327.5 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7308.9}{1895.79} = 3.85 \text{ m} > \frac{l}{2} - c = \frac{3.5}{2} - 5 = 1.7\text{m}$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la **section est partiellement comprimée**

➤ **Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :**

$$M_t = M - N (d - L / 2) = 7308.9 - 1895.79(3.27 - \frac{3.5}{2}) = 4417.82 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4417.82 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferrailage du voile :**

▪ **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4417.82 \times 10^2}{20 \times 327.5^2 \times 2.1} = 0.094 < \mu_l = 0.392 \quad \Longleftrightarrow \quad \text{SSA} \quad \Longleftrightarrow \quad \beta = 0.951$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

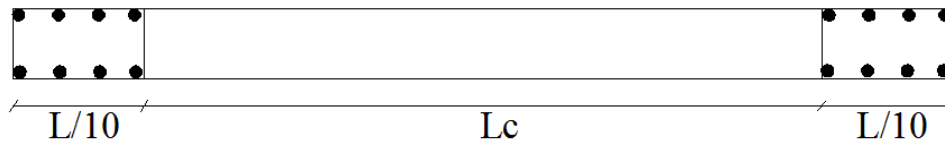
$$A_{V(L/10)} = \frac{M}{\beta d \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s} = \left(\frac{4417.82}{0.951 \times 3.27 \times 400} - \frac{1895.79}{400} \right) \times 10 = 11.27 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA14 = 12.32 cm² Avec $S_t = 10 \text{ cm}$.

➤ **Calcul des armatures verticales dans tout le voile :**

▪ **Dans la zone courante :**

Détermination de la zone courante : Lc



$$L_c = L - 2 \times (L/10) = 350 - 70 = 280 \text{ cm} = 2.8 \text{ m}$$

$$A_{vc} = 0.10\% \times B_c$$

Avec :

$$B_c = L_c \times b$$

b: la section de la zone courante.

$$B_c = 2.8 \times 0.20 = 0.56 \text{ m}^2 = 5600 \text{ cm}^2$$

$$A_{V/\text{zone } c} = 0.001 \times 5600 = 5.6 \text{ cm}^2$$

Soit 2(14HA10) = 28HA10 = 22 cm² Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

▪ **Dans la zone tendue :**

☞ Pour L/10 on adopte 8HA14 = 12.32 cm²

☞ Pour Lt - L/10 = 116 cm on adopte 2x (6HA10) = 9.42 cm²

▪ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad ; \text{ Avec: } \bar{T} = 1,4 V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} = 1,1 \frac{730,74 \times 10}{400} = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total tendu}} = 20/4 + 12.32 + 9.42 = 26.74 \text{ cm}^2$$

➤ **Exigences de RPA 99 (version 2003) :**

▪ **Zone tendue :**

On doit vérifier

$$A_{\text{total tendu}} \geq A_{\text{tendu min}} = 0.2\% b \times l_t$$

$$A_{\text{tendu min}} = 0.2\% b \times l_t = 0.2/100 \times 0.2 \times 1.57 = 6.31 \text{ m}$$

$$A_{\text{total tendu}} = 26.74 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{tendu min}} = 6.31 \text{ cm}^2$$

condition vérifié

▪ **Globalement dans le voile :**

Section minimal pour voile : $A_{\text{total de voile}} \geq A_{\text{min de voile}} = 0.15\% b \times L$ (Art 7.7.4.2)

$$A_{\text{total voile}} = 12.32 \times 2 + 22 = 46.64 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min de voile}} = 0.15\% \times 0.2 \times 4 = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total de voile}} = 46.64 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min de voile}} = 12 \text{ cm}^2$$

condition vérifié

Zone courante :

On doit vérifier $A_{\text{total courante}} \geq A_{\text{min}} = 0.10\% L_c \times b$

$$A_{\text{total courante}} = 22 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 0.10/100 \times 20 \times 320 = 6.4 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures horizontales/nappe :**

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_v}{4}; 0.15\% \times B \right)$$

$$A_H \geq \max \left(\frac{46.64}{4}; 0.15\% \times 408 \times 20 \right)$$

$$A_H \geq 12.24 \text{ cm}^2$$

En adopte $A_H = 20 \text{ HA}10 = 15.71 \text{ cm}^2$ avec $st = 20 \text{ cm}$

▪ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

• **D'après le RPA99 version 2003 (Art 7.7.2) :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} = \frac{1.4 \times 521.96}{0.2 \times 332.5 \times 10^3} = 1.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

• **D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{521.96}{0.2 \times 3.325 \times 10^3} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) = 3.26 \text{ MPa}; \text{ pour la fissuration préjudiciable}$$

$$\text{Donc } \tau_u = 0.79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

$$N_{\text{ser}} = -2865.79 \text{ KN}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} = \frac{2865.79 \times 10}{20 \times 350 + 15 \times 46.64} = 3.72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.72 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié.}$$

C) LE FERRAILAGE DES VOILES SONT RÉSUMÉE DANS LES TABLEAUX SUIVANTS :

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques Géométriques	L (m)	3,5	3,5	3,55	3,6
	b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,7	0,7	0,71	0,72
	I(m ⁴)	0,7145	0,7145	0,7456	0,7776
	L/10 (m)	0,35	0,35	0,355	0,36
Sollicitation de calcul	T (KN)	521,96	399,67	375,52	372,36
	T'=1,4*T (KN)	730,74	559,54	525,73	521,30
	N (KN)	-1895,79	-1890,44	-1304,7	-1093,02
	M(KN.m)	7308,9	7191,8	5227,4	4286,6
	e(m)	-3,8553	-3,8042	-4,0065	-3,9217
	OBS	SPC	SPC	SPC	SPC
	σ_{max} (KN/m ²)	17748,1251	17428,0245	12183,4892	9507,1224
	σ_{min} (KN/m ²)	-23164,667	-22829,281	-15858,700	-12543,289
	Lt (m)	1,5183	1,5152	1,5423	1,5521
	D (m)	3,275	3,275	3,3225	3,37
	Mt (KN.m)	4417,8202	4308,8793	3208,3767	2570,5586
Armatures verticales	Av1 (L/10) (cm ²)	11,27	10,4	8,1	5,35
	Av/zone c (cm ²)	5,6	5,6	5,68	5,76
	Av/adopté zone c (cm ²)	22	22	22	22
	Av2 (Lt-L/10) (cm ²)	9.42	9.42	9.42	9.42
Ferrailage adopté Pour les armatures verticales	A'v1 adoptée (cm ²)	12,32	12,32	9,05	6,28
	A'v2 adoptée (cm ²)	9.42	9.42	9.42	9.42
	choix de A'v1	8HA14	8HA14	8HA12	8HA10
	choix de A'v2	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	espacement minimal (cm)	30	30	30	30
	St de A'v1 (cm)	10	10	10	10
	St de A'v2 (cm)	20	20	20	20
Section totale	A total tendu (cm ²)	22,03	22,03	18,76	15,99
	A total du voile (cm ²)	46,64	46,64	40,1	34,56
Armatures minimales	A min tendu (cm ²)	6,0732	6,0608	6,1694	6,2086
	A min total (cm ²)	10,5	10,5	10,65	10,8
	A min zone courante (cm ²)	5,6	5,6	5,68	5,76
Armatures horizontales	A H/nappe (cm ²)	12,24	11,66	10,025	9,18
	A H adoptée (cm ²)	15,71	15,71	15,71	15,71
	choix de la section	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10
	Espacement (cm ²)	20	15	15	15
Armatures transversales	A T adoptée	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification Des Contraintes	$\tau_b(adm)=5Mpa > \tau_b$	1,1599	0,8881	0,8227	0,8044
	$\tau_u(adm)=3,26Mpa > \tau_u$	0,7456	0,5709	0,5289	0,5171
	Ns (KN)	-2865,79	-2001,84	-1690,26	-1007,28
	$\sigma_b(adm)=15Mpa > \sigma_b$	3,7219	2,5999	2,1947	1,3050

Tableau VI.3.1 : Ferrailage de voile longitudinale (VL1)

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques Géométriques	L (m)	3,8	3,8	3,85	3,9
	b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m²)	0,76	0,76	0,77	0,78
	I(m⁴)	0,9145	0,9145	0,9511	0,9886
	L/10 (m)	0,38	0,38	0,38	0,39
Sollicitation de calcul	T (KN)	854,67	1199,67	875,52	516,32
	T'=1,4*T (KN)	1196,54	1679,54	1225,73	722,84
	N (KN)	-2822,64	-2802,52	-1595,79	-1082,67
	M(KN.m)	6107,8	6010,21	3589,27	2193,78
	e(m)	2,1638	2,1445	2,2492	2,0262
	OBS	SPC	SPC	SPC	SPC
	σmax (KN/m²)	9643,19	9456,24	5475,08	3049,89
	σmin (KN/m²)	-17071,23	-16831,30	-9619,99	-5825,96
	Lt (m)	1,3717	1,3669	1,3964	1,3401
	D (m)	3,56	3,56	3,60	3,65
	Mt (KN.m)	10793,42	10662,39	6274,18	4039,73
Armatures verticales	Av1 (L/10) (cm²)	14,50	13,72	8,62	4,56
	Av/zone c (cm²)	6,08	6,08	6,16	6,24
	Av/adopté zone c (cm²)	22	22	22	22
	Av2 (Lt-L/10) (cm²)	7,85	7,85	7,85	7,85
Ferrailage adopté Pour les armatures verticales	A'v1 adoptée (cm²)	16,08	16,08	12,32	9,05
	A'v2 adoptée (cm²)	7,85	7,85	7,85	7,85
	choix de A'v1	8HA16	8HA16	8HA14	8HA12
	choix de A'v2	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
	espacement minimal (cm)	30	30	30	30
	St de A'v1 (cm)	10	10	10	10
Section totale	A total tendu (cm²)	32,1562	35,4769	28,5969	21,8695
	A total du voile (cm²)	54,16	54,16	46,64	40,10
Armatures minimales	A min tendu (cm²)	5,4868	5,4677	5,5856	5,3604
	A min total (cm²)	11,40	11,40	11,55	11,70
	A min zone courante (cm²)	6,08	6,08	6,16	6,24
Armatures horizontales	A H/nappe (cm²)	13,54	13,54	11,66	11,7
	A H adoptée (cm²)	15,71	15,71	15,71	15,71
	choix de la section	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10
	Espacement (cm²)	20	15	15	15
Armatures transversales	A T adoptée	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification Des Contraintes	τb (adm)=5Mpa>τb	1,74932	2,4554	1,7687	1,02969
	τu (adm)=3,26Mpa>τu	1,1245	1,5785	1,1370	0,6619
	Ns (KN)	-2371,41	-2321,41	-1519,01	-811,99
	σb(adm)=15Mpa>σb	2,8189	2,7595	1,8084	0,9664

Tableau VI.3.2 : Ferrailage de voile transversal (VT1).

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques Géométriques	L (m)	2	2	2,02	2,05
	b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,4	0,4	0,404	0,41
	I(m ⁴)	0,1333	0,1333	0,1373	0,1435
	L/10 (m)	0,2	0,2	0,202	0,205
Sollicitation de calcul	T (KN)	542,14	528,37	421,52	282,89
	T'=1,4*T (KN)	758,99	739,71	590,12	396,04
	N (KN)	-370	-367,65	-305,98	-260,39
	M(KN.m)	774,65	722,31	436,52	375,65
	e(m)	-2,0936	-1,9646	-1,4266	-1,4426
	OBS	SPC	SPC	SPC	SPC
	σ_{max} (KN/m ²)	10694,75	9915,52	5597,85	4597,3279
	σ_{min} (KN/m ²)	-12544,75	-11753,77	-7112,60	-5867,52
	Lt (m)	0,9203	0,9151	0,8896	0,9005
	D (m)	1,85	1,85	1,86	1,89
	Mt (KN.m)	1089,15	1034,81	699,35	602,84
Armatures verticales	Av1 (L/10) (cm ²)	6,04	5,94	3,53	2,81
	Av/zone c (cm ²)	3,2	3,23	3,28	3,28
	Av/adopté zone c (cm ²)	12,56	12,56	12,56	12,56
	Av2 (Lt-L/10) (cm ²)	6,28	6,28	6,28	6,28
Ferrailage adopté Pour les armatures verticales	A'v1 adoptée (cm ²)	6,16	6,16	4,52	3,14
	A'v2 adoptée (cm ²)	6,28	6,28	6,28	6,28
	choix de A'v1	4HA14	4HA14	4HA12	4HA10
	choix de A'v2	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
	espacement minimal (cm)	30	30	30	30
	St de A'v1 (cm)	10	10	10	10
Section total	St de A'v2 (cm)	20	20	20	20
	A total tendu (cm ²)	33,3123	32,7822	27,0285	20,3112
Armatures minimales	A total du voile (cm ²)	24,88	24,88	21,6	18,84
	A min tendu (cm ²)	3,6815	3,6606	3,5585	3,6023
	A min total (cm ²)	6	6	6,06	6,15
Armatures horizontales	A min zone courante (cm ²)	3,2	3,2	3,232	3,28
	A H/nappe (cm ²)	6,22	6,22	6,06	6,15
	A H adoptée (cm ²)	30,79	30,79	30,79	30,79
	choix de la section	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10
Armatures transversales	Espacement (cm ²)	20	15	15	15
	A T adoptée	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification Des Contraintes	τ_b (adm)=5Mpa> τ_b	2,1083	2,0547	1,6230	1,0732
	τ_u (adm)=3,26Mpa> τ_u	1,3553	1,3209	1,0433	0,6899
	Ns (KN)	-848,62	-822,98	-619,01	-511,99
	σ_b (adm)=15Mpa> σ_b	1,9405	1,8818	1,4184	1,1682

Tableau VI.3.3 : Ferrailage de voile transversal (VT2).

INTRODUCTION :

Les fondations sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé charpente en bois...) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

VII-1) LES PRINCIPAUX RÔLES DE LA FONDATION :

- ❖ Reprendre les charges et 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 (le terrain d'assise ne doit pas **tasser**, et la structure ne doit pas **déplacer**).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

VII-2) TYPE DE FONDATION :

Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

- Superficielle si $D < 1,5.B$
- Semi-profondes si $1,5.B < D < 5.B$
- Profondes si $D > 5.B$

A) FONDATIONS SUPERFICIELLES :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes. Selon la structure qu'elles supportent, les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

B) FONDATIONS PROFONDES :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

VII.3) ETUDE GÉOTECHNIQUE DU SOL :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.4) CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain. Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la supère structure.
- Le tassement du sol.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement.

VII.5) DIMENSIONNEMENT :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures.

On commence par les semelles isolés, si elles ne sont pas vérifiées on passe aux semelles filantes et on fini par le radier générales.

A) SEMELLES ISOLÉES :

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux.

Leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte. Pour le pré dimensionnement il faut considérer l'effort normal N_{smax} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

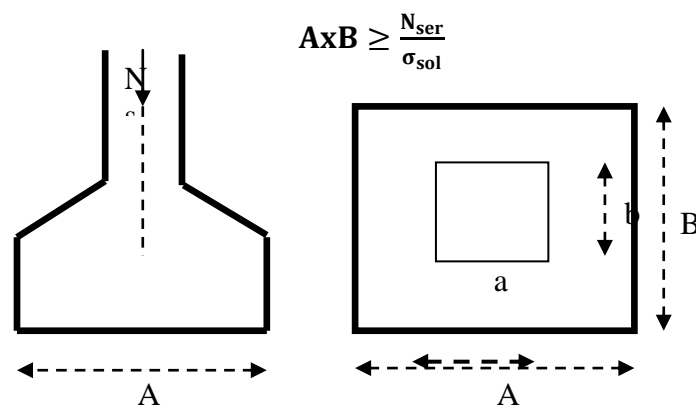


Figure VII.1 : Schéma de la semelle isolée

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{50} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

➤ **Exemple de calcul :**

$$N_{Ser} = 1654 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1654}{200}} = 2.87 \text{ m} \Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

B) SEMELLES FILANTES :

➤ **Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N_s ,

$$N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{B \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent a la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

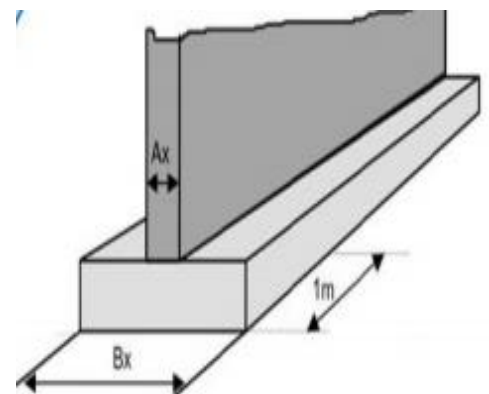


Figure VII.2 : semelles filantes sous ..

• **Sens longitudinal :**

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VL1	973.96	4	1.10	4.40
VL2	984.49	4	1.11	4.44
VL3	936.34	4	1.08	4.32
VL4	997.88	4	1.12	4.48
VL5	936.24	4	1.08	4.32
				Σ=21.96

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

- Sens transversal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VT1	973.96	4.3	1.06	4.57
VT2	1115.33	4.3	1.13	4.85
VT3	1050.33	4.3	1.10	4.75
VT4	984.49	4.3	1.06	4.60
VT5	992.48	2.05	1.55	3.18
VT6	590.61	2.05	1.2	2.46
VT7	997.88	2.05	1.56	3.19
VT8	936.34	4.3	1.04	4.48
VT9	936.24	4.3	1.04	4.48
				Σ=36.56

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles filantes sous voiles est :

$$S_V = \sum S_i = 21.96 + 36.56 = 58.52 \text{ m}^2$$

- **Semelles filantes sous poteaux :**

❖ **Hypothèse de calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Étape de calcul :**

Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} ;$$

Avec e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution de charges par (ml) de semelle :

Si $e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

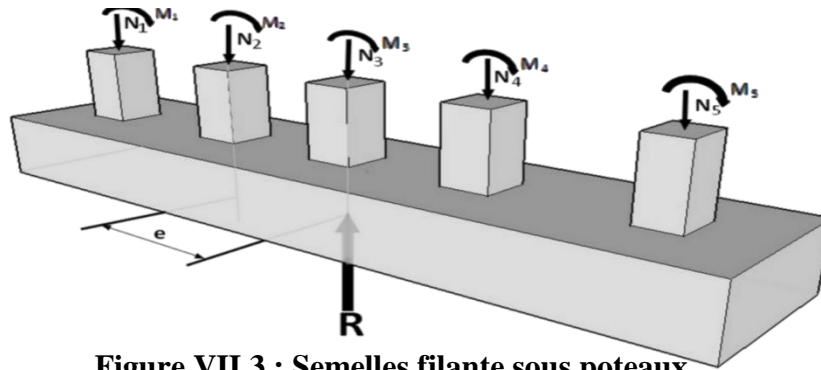


Figure VII.3 : Semelles filante sous poteaux.

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N_S (KN)	M_i (KN.m)	e_i (m)	$N_S \times e_i$ (KN.m)
C37	1147.34	-6.608	-8.6	-9867.5
C38	1571.06	-0.511	-4.3	-6755.5
C39	1653.99	-0.389	0	0
C40	1575.16	-0.149	4.3	6776.37
C41	1128.16	5.952	8.6	9702.1
Somme	$\Sigma=7075.67$	$\Sigma= -1.705$		$\Sigma=-144.53$

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-144.53 + (-1.705)}{7075.67} = -0.02\text{m}$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :

On a : $e = -0.02 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17.2}{6} = 2.86 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

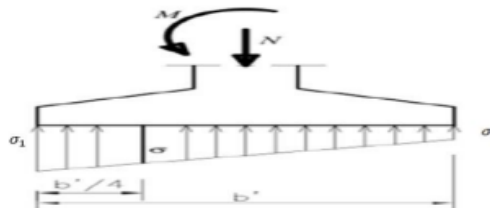


Figure VII.4 : Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{7075.67}{17.20} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.02)}{17.20} \right) = 414.53 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{7075.67}{17.20} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.02)}{17.20} \right) = 379.80 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{7075.67}{17.20} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.02)}{17.20} \right) = 412.95 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{412.95}{200} = 2.06 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 2.1 \text{ m}$.

On aura : $S = B \times L = 2.1 \times 17.20 = 36.12 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 8 \times 36.12 = 288.96 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 288.96 + 58.52 = 347.48 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 17.20 \times 27.8 = 478.16 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{347.48}{478.16} \times 100 = 72\%$$

Donc : $S_t = 72\% > 50\% S_{\text{bat}}$

CONCLUSION :

Les semelles occupent plus de 50% de la surface de la totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général comme fondation pour notre bâtiment

C) ETUDE DU RADIER NERVURÉE :

Un radier est défini comme étant une fondation 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 son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.

➤ **Pré dimensionnement du radier :**

❖ **Condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$).

La hauteur du radier sera le (h_{max}) trouvé entre le h de la condition de la longueur d'élasticité et la condition forfaitaire.

❖ **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie.

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.3\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.85\text{m} ; \text{ on prend } \mathbf{h=90 \text{ cm}}$$

❖ **Condition forfaitaire :**

- **Sous voile:** $L_{max}=4.3\text{m}$

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{430}{8} \leq h \leq \frac{430}{5} \Rightarrow 53 \leq h \leq 86 \text{ cm}$$

h : épaisseur du radier.

L_{max} : distance entre deux voiles successifs ($L_{max}=4.3\text{m}$) ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **$h = 60 \text{ cm}$** .

- **Sous poteaux :** $L_{max}=4.3\text{m}$

Dalle : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{430}{20} = 21.50\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \mathbf{h_d = 30 \text{ cm}}$$

Nervure (poutre) : Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \mathbf{h_n = 55 \text{ cm}}$$

☞ Finalement on adopte un $h=90\text{cm}$ (donné par la Condition de vérification de la longueur élastique)

La base de la nervure :

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad \Rightarrow \quad 0.4 \times 90 = 36 \leq b_n \leq 0.7 \times 90 = 63 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{soit : } b_n = 55 \text{ cm}$$

CONCLUSION :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$h_n = 90 \text{ cm}$ (hauteur de la nervure)

$h_d = 30 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle)

$b_n = 55 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)

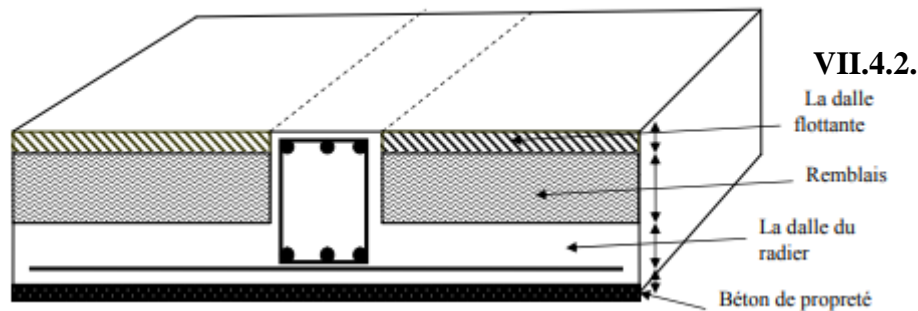


Figure VII.5 : La coupe verticale d'un radier générale

➤ **Détermination des sollicitations de calcul :**

❖ **Poids de la structure :**

Charge permanente de la structure : $G = 52474.49 \text{ KN}$
 Charge d'exploitation de la structure : $Q = 8373.67 \text{ KN}$ D'après ETABS

❖ **Combinaison d'actions :**

A l'ELU : $N_U = 1.35G + 1.5Q$

$$N_U = 1.35 \times 52474.49 + 1.5 \times 8373.67 = 83401.06 \text{ KN}$$

A l'ELS : $N_S = G + Q$

$$N_S = 52474.49 + 8373.67 = 60848.16 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de la surface du radier :**

A l'ELU : $S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{83401.06}{1.33 \times 200} = 313.53 \text{ m}^2$

A l'ELS : $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{60848.16}{200} = 304.24 \text{ m}^2$

D'où $S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}) = 313.53 \text{ m}^2$
 $S_{bat} = 478.16 \text{ m}^2 > S_{rad} = 313.53 \text{ m}^2$

☞ **Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{90}{2}; 30\text{cm} \right) = 45\text{cm}.$$

Soit un débord de : $L_{\text{déb}} = 45 \text{ cm}$

$$S_{\text{déb}} = S_{\text{déb}} = L_{\text{déb}} (L_x + L_y) \times 2 = 0.45 (27.8 + 17.2) \times 2 = 40.5 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 478.16 + 40.5 = 518.16 \text{ m}^2$

➤ Calcul des sollicitations à la base du radier :

Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 518.16 \times 0.3 \times 25 = 3886.2 \text{ KN}$$

Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x.n + L_y.m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.55 \times (90 - 0.3) \times (27.8 \times 5 + 17.2 \times 8) \times 25 = 2281.95 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x.n + L_y.m) = (0.55 \times 17.2 \times 8) + (0.55 \times 27.8 \times 5) = 248.94 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (523.16 - 248.94) \times (0.9 - 0.3) \times 17 = 3203.71 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (518.16 - 248.94) \times 0.1 \times 25 = 613.4 \text{ KN}$$

le poids total du radier est :

$$G_{\text{rad}} = 3886.2 + 2281.95 + 3203.71 + 613.4 = 10044.91 \text{ KN}.$$

Poids totale de l'ouvrage :

$$G_{\text{rad}} = 10044.91 \text{ KN}; (\text{Calculer})$$

$$G_{\text{bat}} = 52474.49 \text{ KN}; (\text{ETABS})$$

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 52474.49 + 10044.91 = 62518.91 \text{ KN}$$

Surcharge totale :

Surcharge de bâtiment : $Q = 8373.67 \text{ KN}; (\text{ETABS})$

Surcharge du radier : $Q = 3.5 \times 518.16 = 2615.8 \text{ KN}; (\text{Calculer})$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 8373.67 + 2615.8 = 10989.47 \text{ KN} .$$

Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 62518.91 + 1.5 \times 10989.47 = 101334.33 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 62518.91 + 10989.47 = 73841.42 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } N_u = 101334.33 \text{ KN} ; N_s = 73841.42 \text{ KN}$$

D) VÉRIFICATIONS:

➤ Vérification l'effort sous pressions :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$p \geq p' = \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma \cdot z$$

$$\gamma_w: \text{ Poids volumique de l'eau} = 10 \text{ KN/m}^3$$

Z: Profondeur de l'infrastructure (z= 1m).

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha=1,5$

$$P = G_{\text{tot}} = 62851.95 \text{ KN (Poids total à la base du radier)}$$

$$p' = \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma \cdot z = 1.5 \times 518.16 \times 10 \times 1 = 7847.4 \text{ KN}$$

$$P = 62851.95 \text{ KN} \geq 7847.4 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

☞ Pas de risque de soulèvement de la structure.

➤ Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : b=100 cm ; d= 0.9h_d = 0.9 x 30 =27 cm

$$T_U^{\text{max}} = \frac{q_u L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{101334.33 \times 1}{523.16} \times \frac{4.30}{2} = 416.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{416.45 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.54 \text{ MPa}$$

$$\text{Finalement : } \tau_u = 1.54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

➤ Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

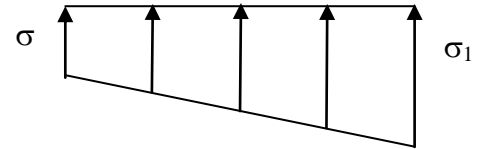


Figure VII.6 : Diagramme des contraintes

- Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

L'ELU : $\sigma_m \leq 1.33 \sigma_{sol}$

L'ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

➤ Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 13.9 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 8.6 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = \frac{27.8 \times 17.2^3}{12} = 11788.23 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{hb^3}{12} = \frac{17.2 \times 27.8^3}{12} = 30795.09 \text{ m}^4$$

➤ Calcul des moments :

$$M_{0x} = 70188.745 \text{ KN.m} \text{ et } T_{0x} = 3094.18 \text{ KN} \quad ;(\text{ETABS})$$

$$M_{0y} = 66786.907 \text{ KN.m} \text{ et } T_{0y} = 3233.11 \text{ KN} \quad ;(\text{ETABS})$$

$$M_{xx} = M_{0x} + T_{0x} h_n = 70188.745 + (3094.18 \times 0.9) = 72973.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = M_{0y} + T_{0y} h_n = 66786.907 + (3233.11 \times 0.9) = 69696.70 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal (x-x):**

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{101334.33}{518.16} + \frac{72973.35}{30795.09} \times 13.90 = 228.49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{101334.33}{518.16} - \frac{72973.35}{30795.09} \times 13.90 = 162.63 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 228.49 + 162.63}{4} = 212.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 212.02 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{73841.42}{518.16} + \frac{32973.35}{30795.09} \times 13.90 = 175.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V_x = \frac{73841.42}{518.16} - \frac{32973.35}{30795.09} \times 13.90 = 110.01 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 175.63 + 110.01}{4} = 156.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 156.97 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

➤ **Sens transversal (Y-Y) :**

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{101334.33}{518.16} + \frac{69696.70}{11788.23} \times 8.6 = 246.40 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{101334.33}{518.16} - \frac{69696.70}{11788.23} \times 8.6 = 144.72 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 246.40 + 144.72}{4} = 220.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 218.05 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{73841.42}{518.16} + \frac{69696.70}{11788.23} \times 8.6 = 193.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{73841.42}{518.16} - \frac{69696.70}{11788.23} \times 8.6 = 91.66 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 193.34 + 91.66}{4} = 167.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 167.92 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)**

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ou le voile .

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

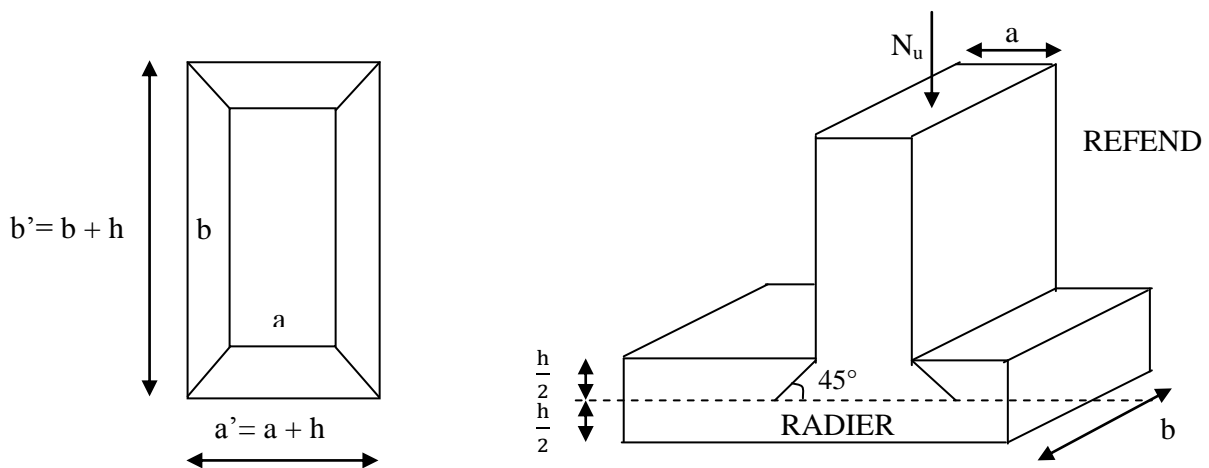


Figure VII.7 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,50 + 0,50 + 2 \times 1) = 6 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4500 \text{ KN}$$

$$N_u = 3094.18 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4500 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 7001,83 \text{ KN}, e = 20\text{cm}, b = 4\text{m}$$

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,2 + 4 + 2 \times 1) = 17,2\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 12,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 9300 \text{ KN}$$

$$N_u = 7001,89 \text{ KN} < \bar{N}_u = 9300 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

E) FERRAILLAGE DU RADIER NERVURÉE :

Pour le calcul du ferrailage on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisées 99. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et appuyé sur les poteaux et les voiles.

➤ Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :

Deux cas se présentent à nous :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4 \quad \Longrightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)}$$

$$0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \quad \Longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

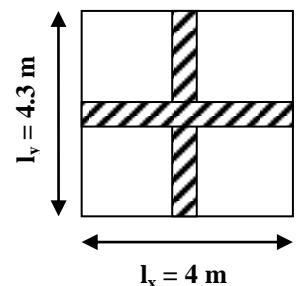
☞ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

❖ Identification du panneau le plus sollicité :

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

L _x (m)	L _y (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU		ELS	
			μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
4	4.30	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.881



(L_x : petite portée du panneau ; L_y : grand portée du panneau) .

Les valeurs des coefficients μ_y et μ_x sont données en fonction du rapport ρ et du coefficient de poisson.

$$0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,93 \leq 1 \quad \Longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(212,02; 220,98) = 220,98 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(156.97; 167.92) = 167.92 \text{ KN/m}^2.$$

D'où :

A l'ELU :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(220.98 - \frac{10044.91}{518.16} \right) \times 1 \text{ m} = 200.16 \text{ KN/ml}$$

A l'E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(167.92 - \frac{10044.91}{518.16} \right) \times 1 \text{ m} = 148.53 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul des moments isostatiques :**

Le moment isostatique dans le sens de L_y est donné par la formule suivante :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2$$

Le moment isostatique dans le sens de L_x est donné par la formule suivante :

$$M_{0y} = \mu_y M_x$$

ELU : $q_u=200.16 \text{ KN/ml}$		ELS : $q_s=148.53 \text{ ml}$	
$M_{0x}=137.06$	$M_{0y}=115.27$	$M_{0x}=118.824$	$M_{0y}=104.68$

☞ **Remarque :**

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- 0,75 : pour les moments en travées,
- 0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,
- 0,30 : pour les moments sur appuis de rive,

A l'ELU :

Sens X-X :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 137.06 = 102.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 137.06 = -68.53 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 115.27 = 87.525 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 115.27 = -57.63 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Sens X-X :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 118.824 = 89.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 118.824 = -59.412 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y :

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 104.68 = 78.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 104.68 = -52.34 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage à ELU :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d=h-c=30-3= 27\text{cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} ; A_u = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_{st}} ; f_{bu}=14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s =34,8 \text{ MPa} .$$

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ	μ ₁	OBS	β	A (cm ²)	Choix des barres	A adoptée (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	68.53	0.061	0.392	SSA	0.801	8.78	8HA12	9.05	13
	Travée	102.79	0.092		SSA	0.952	11.08	8HA14	12.32	13
yy	Appuis	57.63	0.051		SSA	0.973	6.07	7HA12	7.92	15
	travée	86.45	0.077		SSA	0.959	9.25	7HA14	10.77	15

Tableau VII.4 : Ferraillage du radier nervurée.

➤ **Vérification à L'ELU :**

- **Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :**

Armature parallèles à L_x :

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} \implies A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} b . h$$

W_x:Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armature dans une direction donnée à la section totale de béton.

ω₀: Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

$$A_{min}^x = 0.0008 \frac{3-1}{2} \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Armature parallèles à L_y :

$$\omega_y = \frac{A_{min}^y}{b h} \geq \omega_0 \implies A_{min}^y \geq \omega_0 . b . h$$

$$A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Il faut vérifiée que : A adoptée > Amin

Sens	Zone	A adoptée (cm ²)	Amin (cm ²)	OBS
X-X	Appuis	9.05	2.4	C.V
	Travée	12.32	2.4	C.V
Y-Y	Appuis	7.92	2.4	C.V
	Travée	10.77	2.4	C.V

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

• **Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, L'écartement 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 :

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

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2,5\text{MPa.}$$

$$b = 100\text{cm} ; d = 28\text{cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{101334,33 \times 1}{518,16} \cdot \frac{4,3}{2} = 420,46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{420,46 \times 10^3}{1000 \times 280} = 1,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,94 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification A L'ELS :**

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

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms (KN.m)	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ _{st}	σ _b	σ _b	Obs
X-X	Appuis	9.05	59.412	0.324	0.911	41.18	257.36	348	6.25	15	Cv
	Travée	12.32	89.11	0.439	0.899	34.50	287.34	348	8.32	15	Cv
Y-Y	Appuis	7.92	52.34	0.283	0.916	44.52	257.66	348	5.79	15	Cv
	travée	10.77	78.51	0.388	0.904	37.08	287.99	348	7.76	15	Cv

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, on opte un même ferrailage pour tous les panneaux.

F) FERRAILAGE DU DÉBORD:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

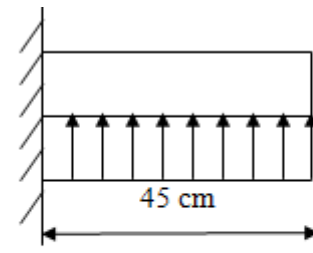


Figure VII.9: Schéma statique du de débord.

- Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$P_u = q_u = 200.16 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{P_u l^2}{2} = \frac{200.16 \times 0.45^2}{2} = 20.26 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

$$P_s = q_s = 148.53 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{P_s l^2}{2} = \frac{-148.53 \times 0.75^2}{2} = 15.03 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures : $b = 1 \text{ m}; d = 28 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.26 \cdot 10^3}{100 \times 28^2 \times 14.2} = 0.018 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.018 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.989$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.26 \cdot 10^3}{0.991 \times 28 \times 348} = 2.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{ad} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 23 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartition : } A_r = \frac{A_{ad}}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 28 \times 2.1}{400} = 3.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.38 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

G) FERRAILLAGE 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.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. 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, dans ce cas le calcul devient classique.

❖ Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$$

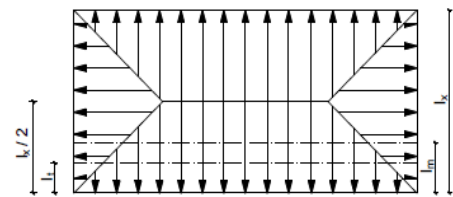


Figure VII.10: Répartition trapézoïdale.

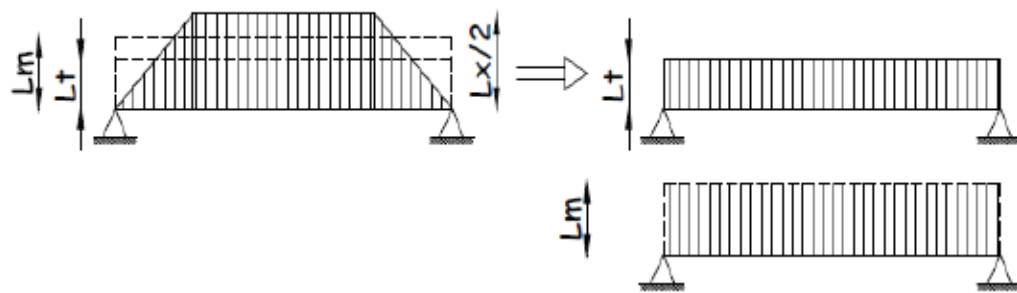
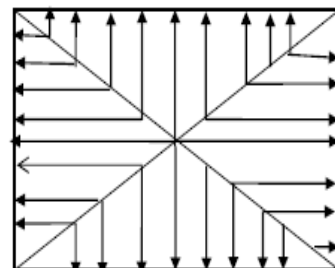


Figure VII.11: Présentation des chargements simplifiés.

❖ Cas de chargement triangulaire :

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = 0.333 \times I_x$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = 0.25 \times I_x$$



Figures VII.12 : Répartition triangulaire.

❖ Déterminations des charges :

$$q_u = 200.16 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 148.53 \text{ KN/ml}$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinale : Nervure (file 3)

travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	qu	qs	MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	4	4,3	0,930	triangulaire	1,332	1,075	200,160	148,530	266,613	533,226	197,842	395,684	215,172	430,344	159,670	319,340
	2	4	4,3	0,930	triangulaire	1,332	1,075	200,160	148,530	266,613		197,842		215,172		159,670	
B - C	1	3,9	4,3	0,907	triangulaire	1,299	1,075	200,160	148,530	259,948	519,896	192,896	385,792	215,172	430,344	159,670	319,340
	2	3,9	4,3	0,907	triangulaire	1,299	1,075	200,160	148,530	259,948		192,896		215,172		159,670	
C - D	1	4	4,3	0,930	triangulaire	1,332	1,075	200,160	148,530	266,613	533,226	197,842	395,684	215,172	430,344	159,670	319,340
	2	4	4,3	0,930	triangulaire	1,332	1,075	200,160	148,530	266,613		197,842		215,172		159,670	
D - E	1	4	4,3	0,930	triangulaire	1,332	1,075	200,160	148,530	266,613	533,226	197,842	395,684	215,172	430,344	159,670	319,340
	2	4	4,3	0,930	triangulaire	1,332	1,075	200,160	148,530	266,613		197,842		215,172		159,670	
E - F	1	4	4,3	0,930	triangulaire	1,332	1,075	200,160	148,530	266,613	533,226	197,842	395,684	215,172	430,344	159,670	319,340
	2	4	4,3	0,930	triangulaire	1,332	1,075	200,160	148,530	266,613		197,842		215,172		159,670	
F - G	1	3,9	4,3	0,907	triangulaire	1,299	1,075	200,160	148,530	259,948	519,896	192,896	385,792	215,172	430,344	159,670	319,340
	2	3,9	4,3	0,907	triangulaire	1,299	1,075	200,160	148,530	259,948		192,896		215,172		159,670	
G - H	1	4	4,3	0,930	triangulaire	1,332	1,075	200,160	148,530	266,613	533,226	197,842	395,684	215,172	430,344	159,670	319,340
	2	4	4,3	0,930	triangulaire	1,332	1,075	200,160	148,530	266,613		197,842		215,172		159,670	

Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversal: Nervure (file c)

travée	panneau	L _x	L _y	ρ	chargement	l _m	l _t	q _u	q _s	MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
										Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
1-2	1	4	4,3	0,930	Trapézoïdale	1,423	1,15	200,160	148,530	284,850	568,138	211,375	421,590	230,184	465,372	170,810	345,332
	2	3,9	4,3	0,907	Trapézoïdale	1,415	1,175	200,160	148,530	283,288		210,215		235,188		174,523	
2-3	1	4	4,3	0,930	Trapézoïdale	1,423	1,15	200,160	148,530	284,850	568,138	211,375	421,590	230,184	465,372	170,810	345,332
	2	3,9	4,3	0,907	Trapézoïdale	1,415	1,175	200,160	148,530	283,288		210,215		235,188		174,523	
3-4	1	4	4,3	0,930	Trapézoïdale	1,423	1,15	200,160	148,530	284,850	568,138	211,375	421,590	230,184	465,372	170,810	345,332
	2	3,9	4,3	0,907	Trapézoïdale	1,415	1,175	200,160	148,530	283,288		210,215		235,188		174,523	
4-5	1	4	4,3	0,930	Trapézoïdale	1,423	1,15	200,160	148,530	284,850	568,138	211,375	421,590	230,184	465,372	170,810	345,332
	2	3,9	4,3	0,907	Trapézoïdale	1,415	1,175	200,160	148,530	283,288		210,215		235,188		174,523	

Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

❖ Détermination des sollicitations:

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudinal :

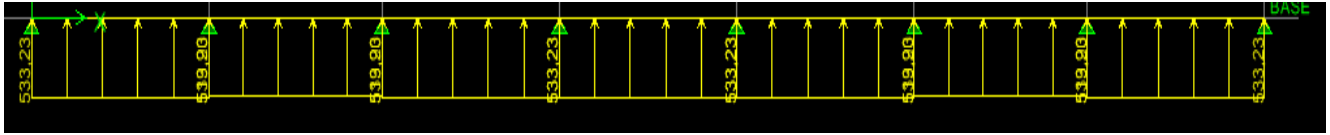


Figure VII.13 : Schéma statique de la nervure ELU (sens

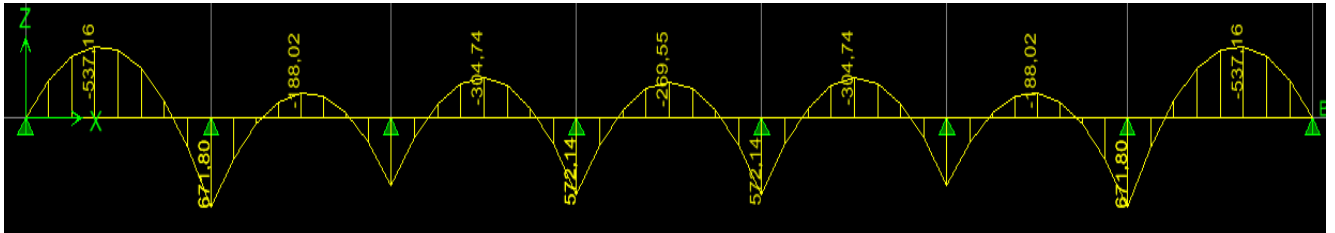


Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

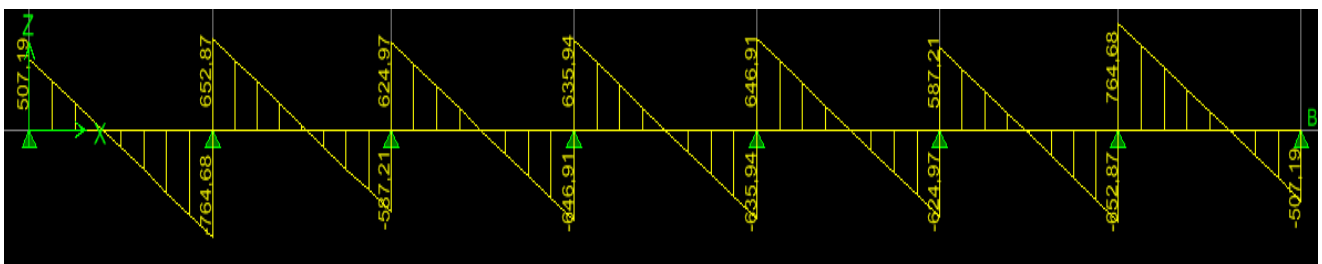


Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

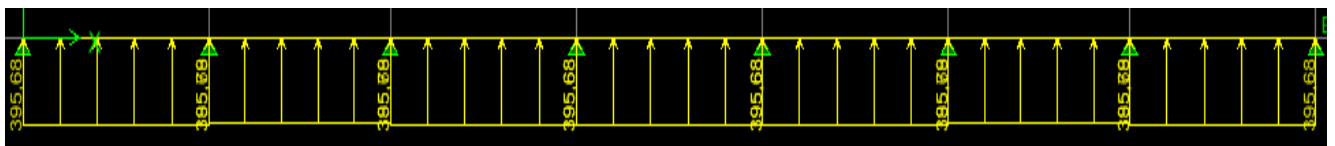


Figure VII.16 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

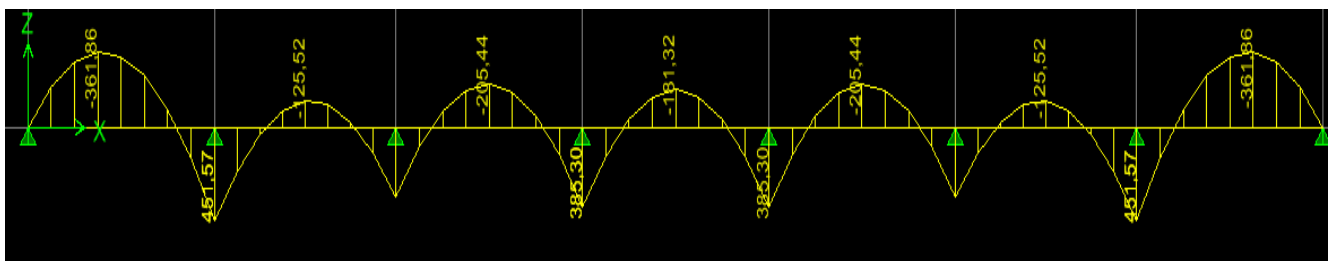


Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

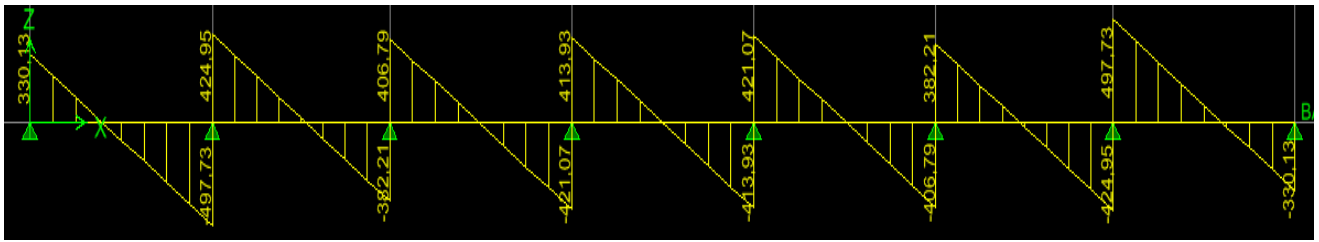


Figure VII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Sens transversal :

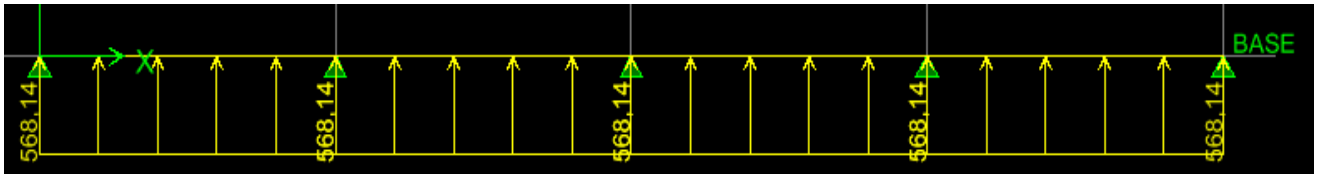


Figure VII.19 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

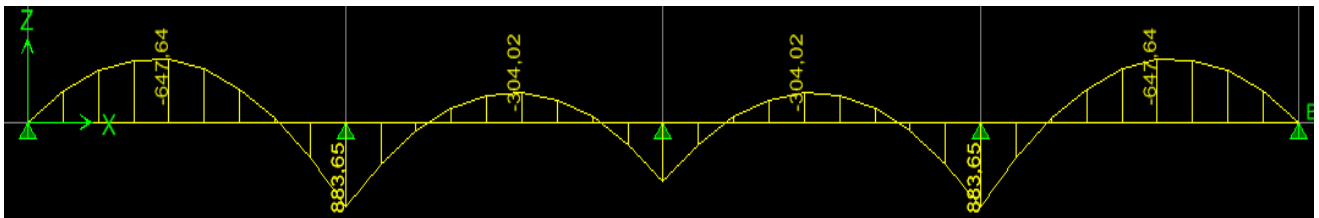


Figure VII.20 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

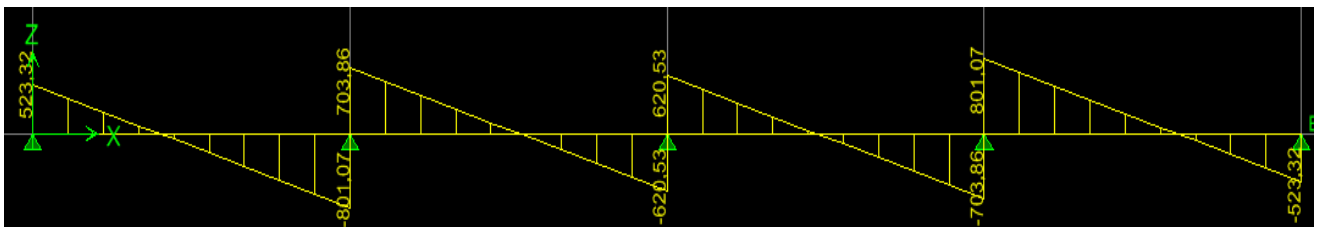


Figure VII.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

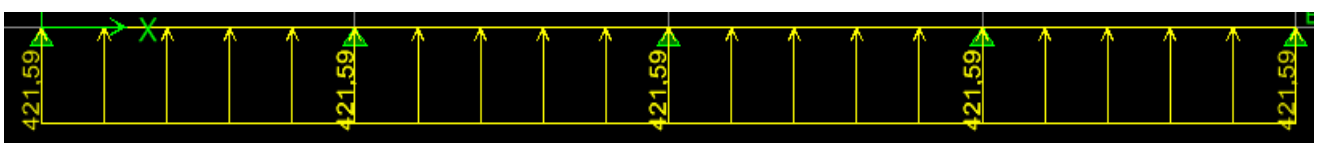


Figure VII.22 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal)

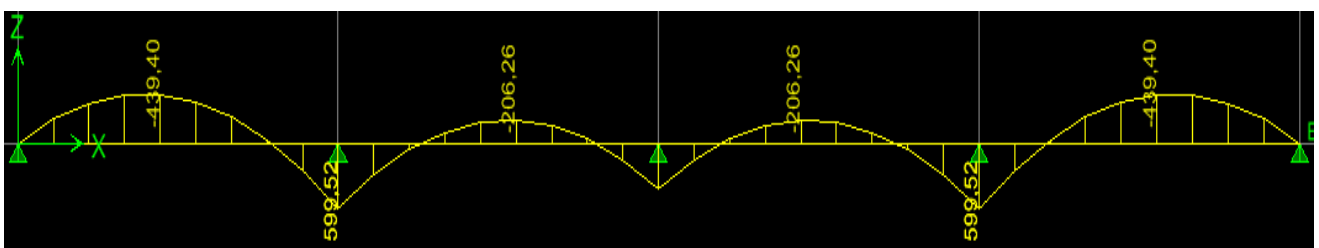


Figure VII.23 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

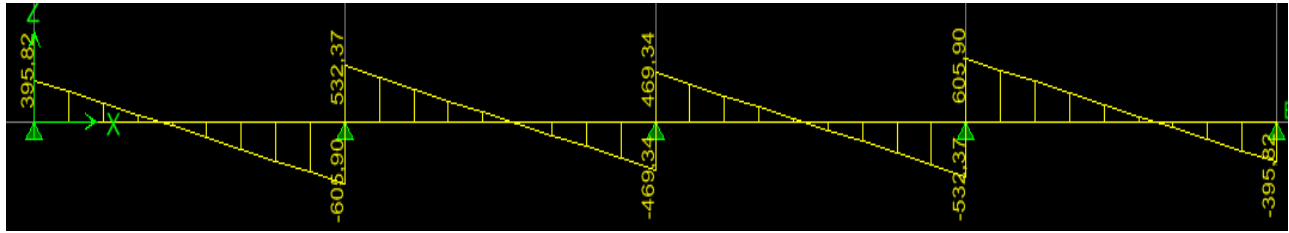


Figure VII.24 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	671.80	451.57	883.65	599.52
M_{tmax} (KN.m)	537.16	361.86	647.64	439.40
T_{max} (KN)	764.21	497.73	801.07	605.90

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures.

➤ Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales : h=90cm b=55 cm d= 0.9h= 81 cm

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} ; A_u = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_{st}} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 34,8 \text{ MPa}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	μ ₁	β ₁	Section	A _U (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
xx	Appuis	671.80	0.131	0.392	0.929	SSA	25.65	6HA20 filante + 6HA14 = 28.07
	Travée	537.16	0.104		0.945	SSA	20.16	6HA20 filante + 2HA14 = 21.92
yy	Appuis	883.65	0.172		0.901	SSA	34.79	6HA20 filante + 6HA20 = 37.68
	travée	647.64	0.126		0.932	SSA	24.65	6HA20 filante + 6HA14 = 28.07

Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

➤ Vérification à l'ELU :

- Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91 modifiée 99) :

➤ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

➤ **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{90}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{22.5; 24\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)}$$

• **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 ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) 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 en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 90cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 81 \times \frac{2.1}{400} = 5.37 \text{ cm}^2$$

SENS X-X :

$$A_a = 25.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.37 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

$$A_t = 20.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.37 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

SENS Y-Y :

$$A_a = 37.68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.37 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

$$A_t = 24.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.37 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

• **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 mod 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 764.21\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{764.21 \times 10^3}{550 \times 810} = 1.71 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Sens transversal: $T_u^{\max} = 801.07\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{801.07 \times 10^3}{550 \times 810} = 1.97 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

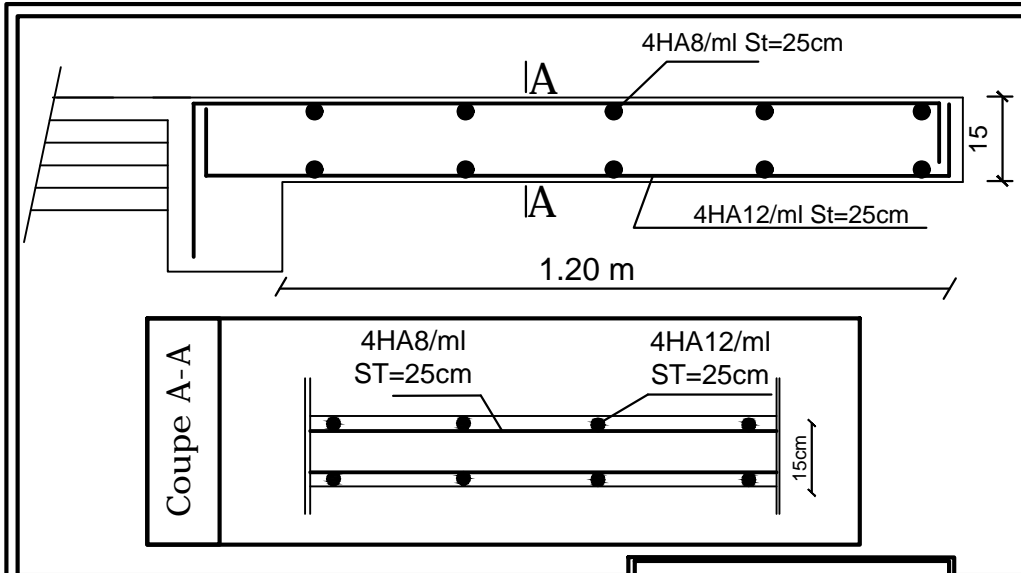
On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

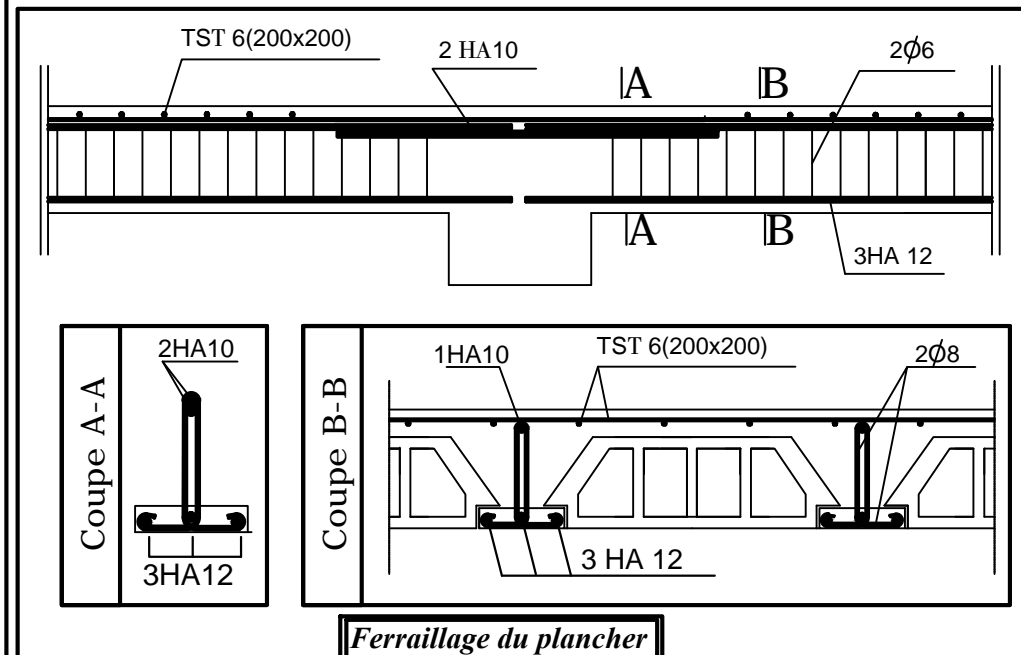
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
xx	Appuis	28.07	451.57	0.630	0.883	27.73	292.25	348	10.53	15	C.V
	Travée	21.29	361.86	0.472	0.896	33.08	234.19	348	7.07	15	C.V
yy	Appuis	37.68	599.52	0.845	0.869	23.17	232.46	348	10.03	15	C.V
	travée	28.07	439.40	0.630	0.883	23.73	306.75	348	11.06	15	C.V

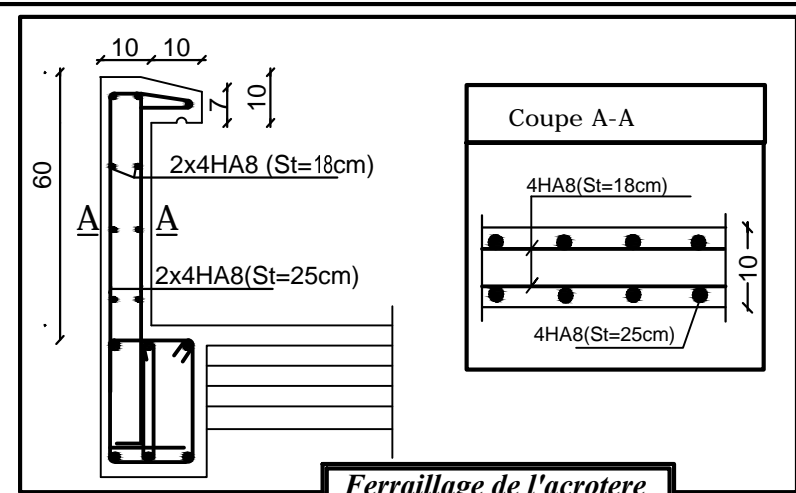
Tableau VII.11: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.



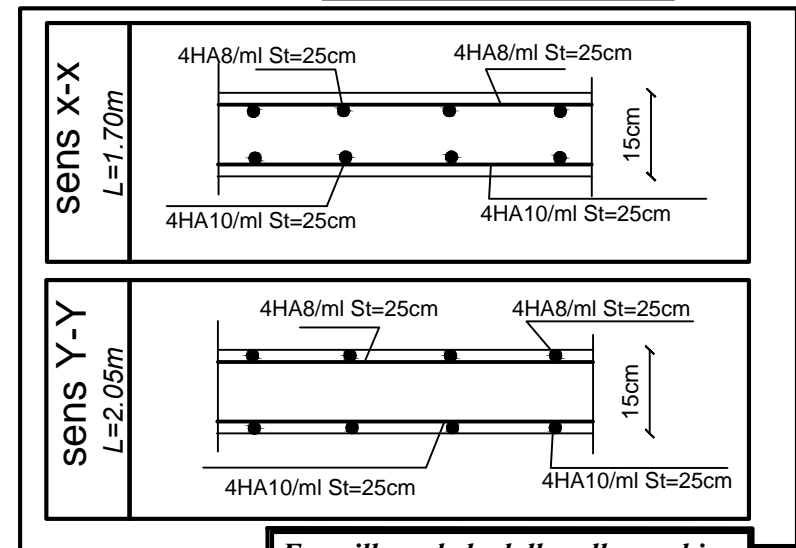
Ferrailage du balcon



Ferrailage du plancher

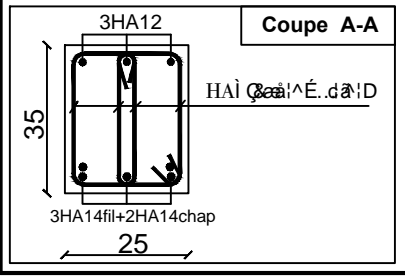
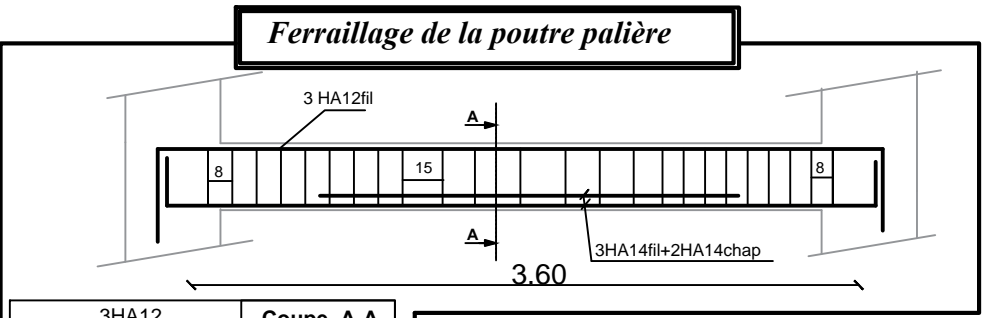
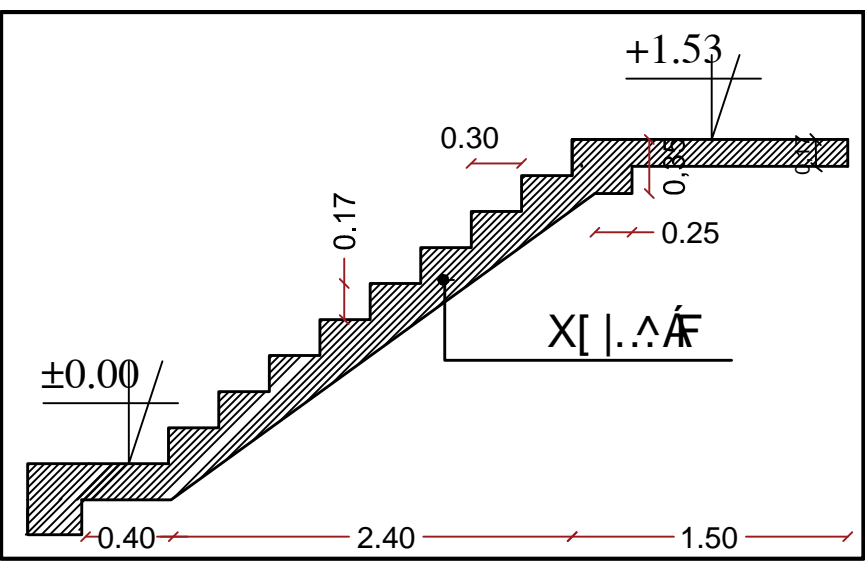
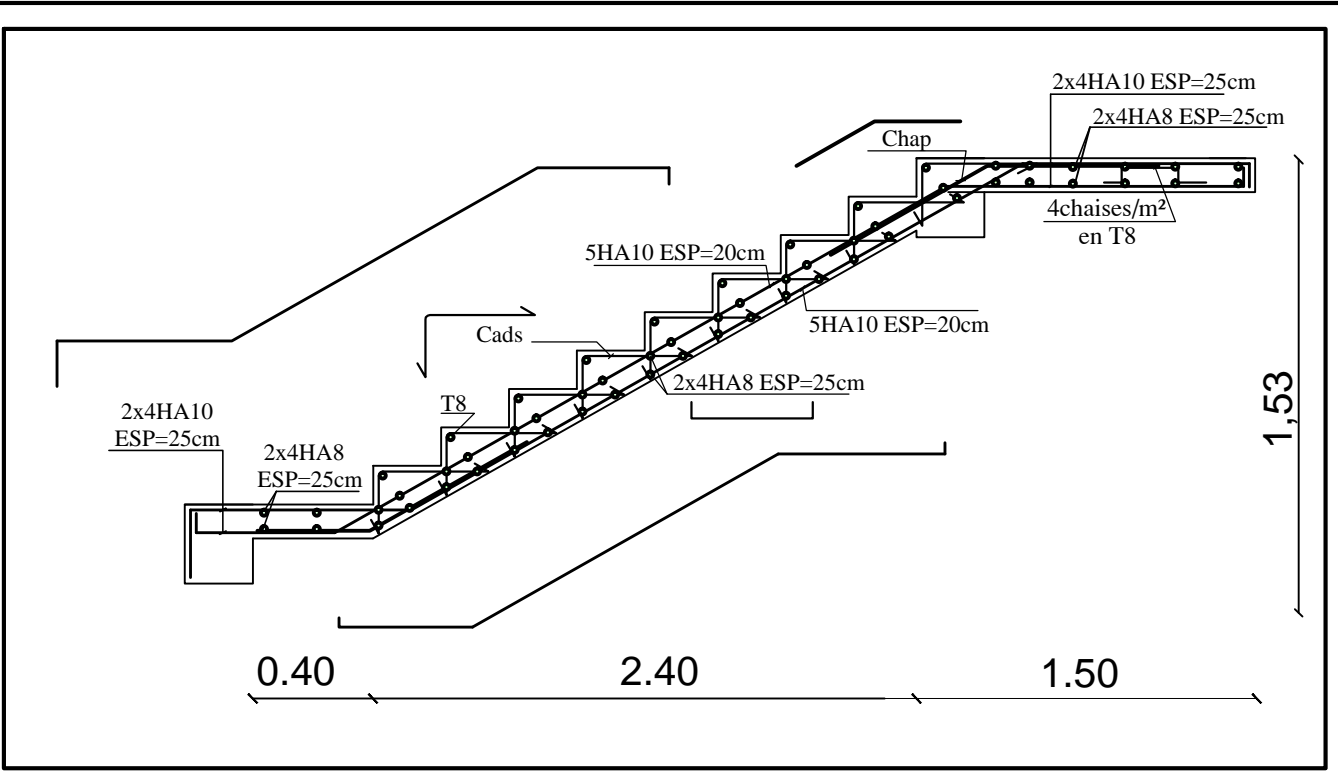
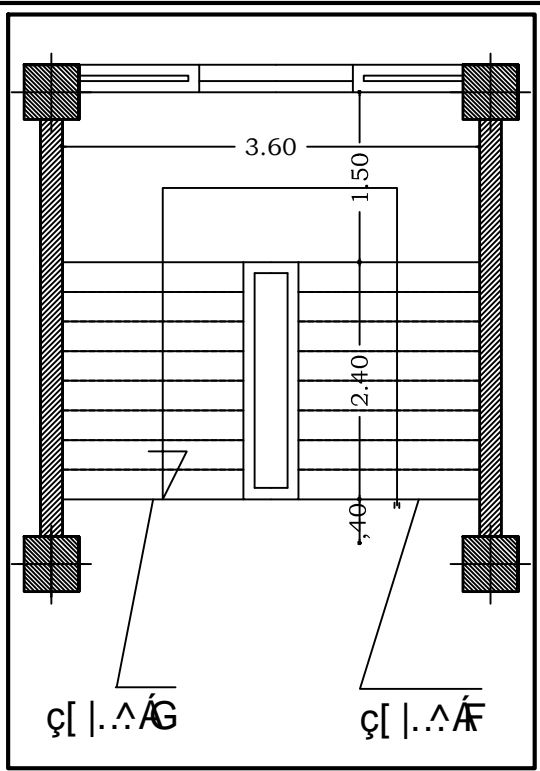


Ferrailage de l'acrotère



Ferrailage de la dalle salle machine

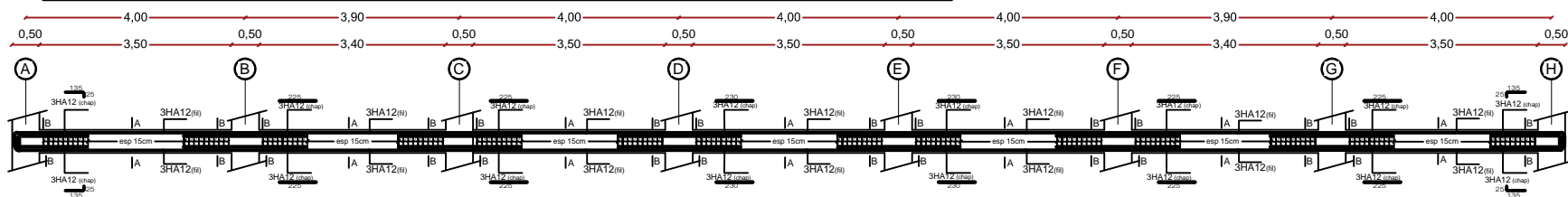
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i>	<i>Titre :</i>	<i>Echelle°: 1/25</i>
-M ^{elle} DJEGHALI Hanane	-Ferrailage du balcon	<i>Plan N°: 14</i>
-M ^{elle} OUSSAADI Sélia	-Ferrailage de l'acrotère	
<i>Dirigé par :</i> -M ^r BOUKAIS.S	-Ferrailage du plancher	<i>Promotion:</i>
-M ^r NEKMOUCHE.A	-Ferrailage de la dalle salle machine	2019



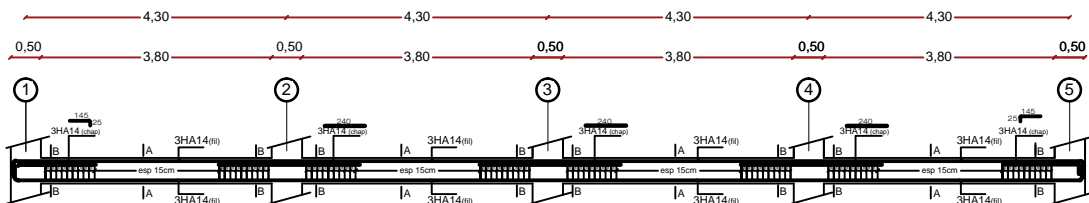
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i>	<i>Titre :</i>	<i>Echelle°:</i> 1/25
-M ^{elle} DJEGHALI Hanane	- Ferrailage de l'escalier	<i>Plan N°:</i> 13
-M ^{elle} OUSSAADI Sélia	- Ferrailage de la poutre palière	<i>Promotion:</i>
<i>Dirigé par :</i> M ^r BOUKAIS.S		2019
-M ^r NEKMOUCHE.A		

Ferrailage des poutres

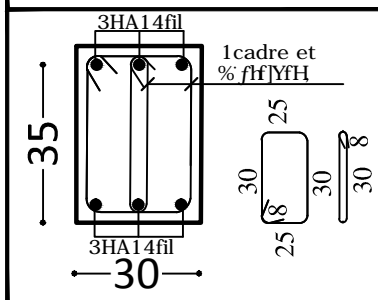
Hgttkmci g'f gu'r qwtgu"ugeqpf ckt gu"*47z52+eo <zg"3"=4=5=6"gv'7



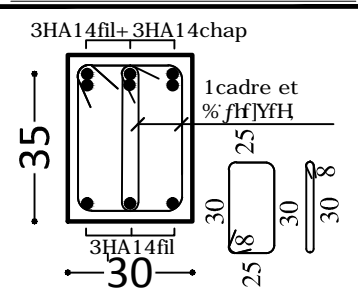
Hgttkmci g'f gu'r qwtgu'r tpekrcigu"*52z57+eo <zg"C.D.E.F.GHI gv'J



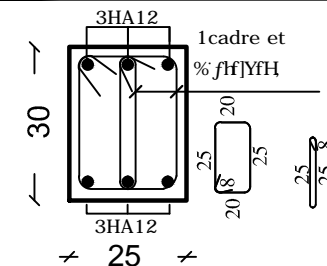
Coupe A-A/Travée



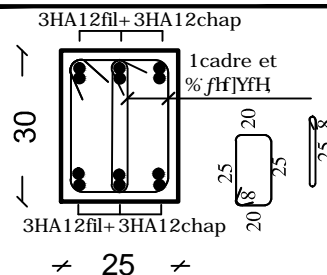
Coupe B-B/Appui



Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

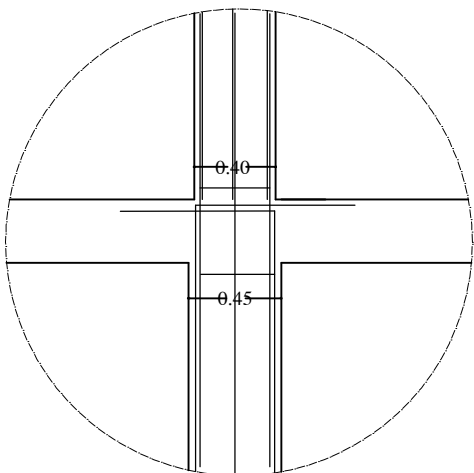
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} DJEGHALI Hanane
-M^{elle} OUSSADI Sélia
Dirigé par :-M^r BOUKAIS.S
-M^r NEKMOUCHE.A

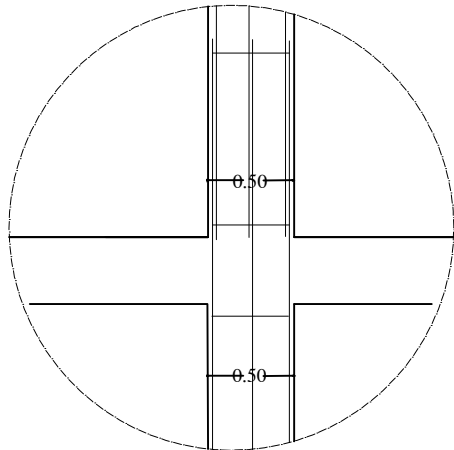
Titre :
-ferrailage des poutres

Echelle°: 1/50
Plan N°: 09
Promotion:
2019

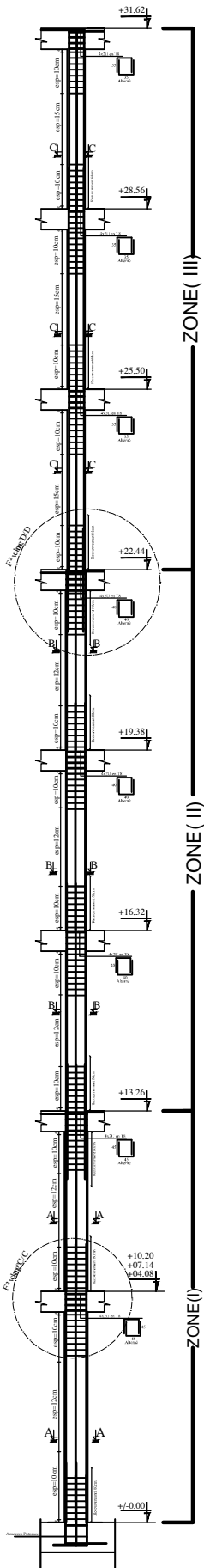
FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)



F² vkrng'D/D



F² vkrng'C/C



Coupe A-A

ZONE(I):
 Poteau(40x40):7^{eme},8^{eme} et 9^{eme} ETAGE

Coupe B-B

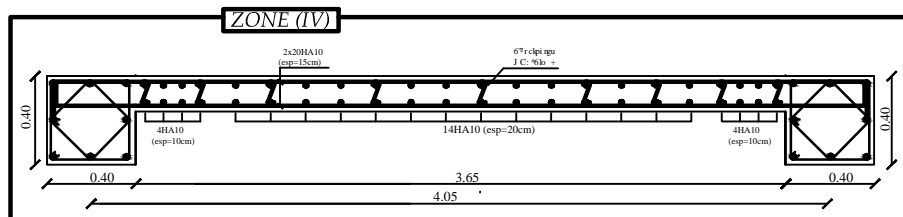
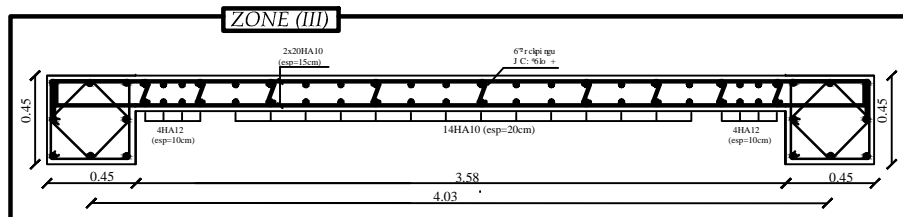
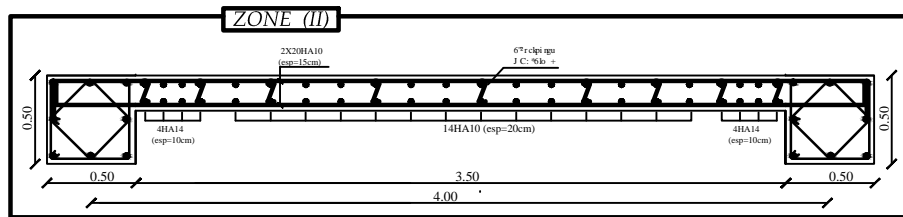
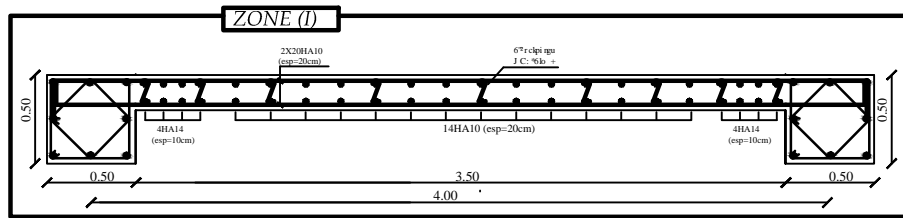
ZONE(II):
 Poteau(45x45):4^{eme},5^{eme} et 6^{eme} ETAGE

Coupe A-A

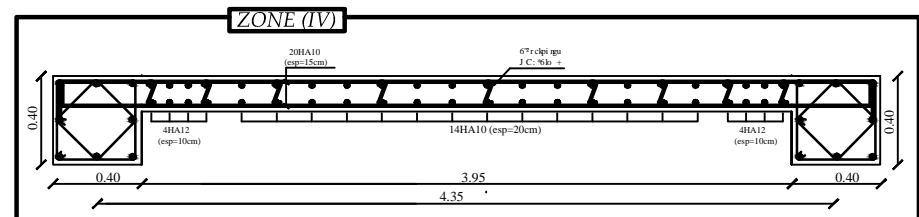
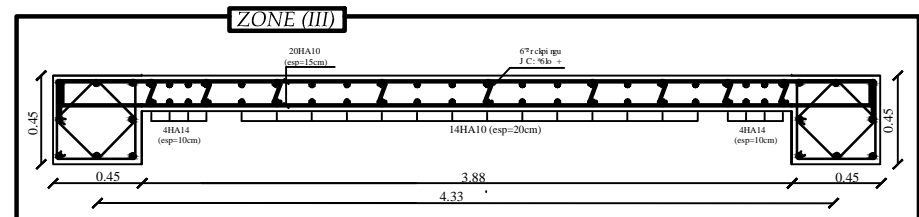
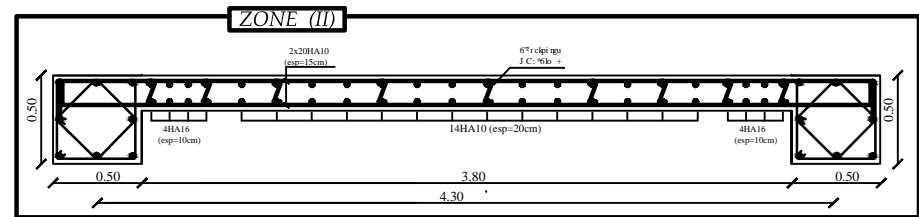
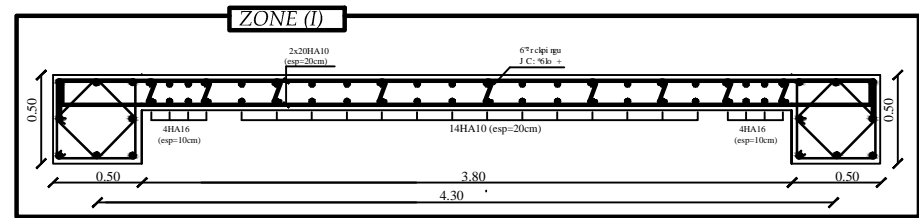
ZONE(I):
 Poteau(50x50):RDC-1^{er},2^{eme} et 3^{eme} ETAGE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} DJEGHALI Hanane -M ^{elle} OUSSADI Sélia	Titre : FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)	Echelle: 1/50 Plan N°: 10 Promotion: 2019
Dirigé par :M ^r BOUKAIS.S -M ^r NEKMOUCHE.A		

***Voile Longitudinal: VL01 -L=4.00m**



***Voile Transversal: VT01 -L=4.30m**



**FERRAILLAGE DES VOILES
TRANSVERSAUX ET LONGITUDINAUX
VT01 ET VL01
Pour les: Zone (I) , (II) ,(III) et (IV)**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

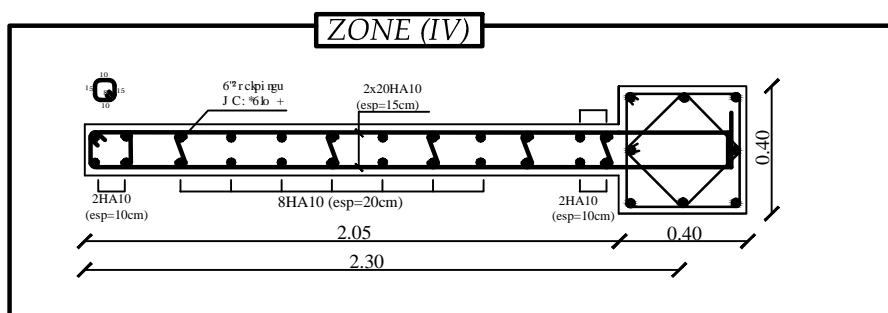
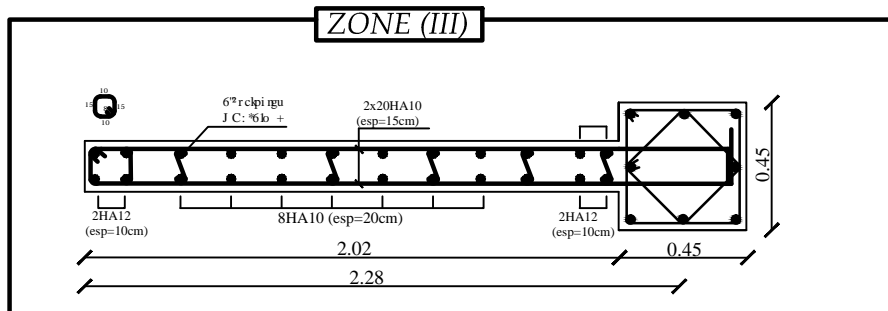
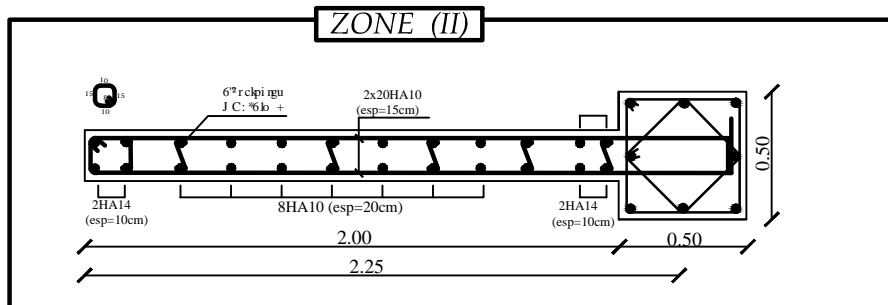
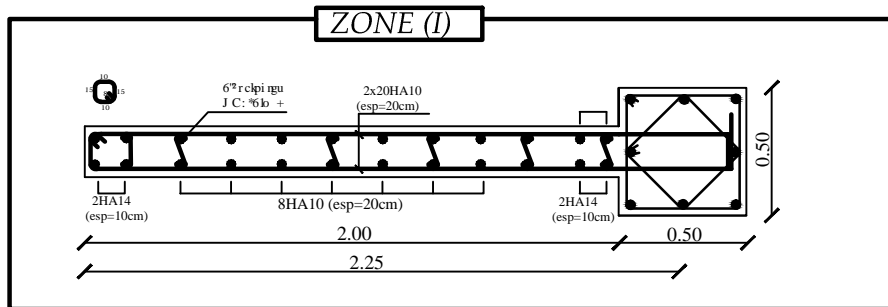
Etudié par :
-M^{elle} DJEGHALI Hanane
-M^{elle} OUSSAADI Sélia
Dirigé par :-M^r BOUKAIS.S
-M^r NEKMOUCHE.A

Titre :
FERRAILLAGE DES VOILES
TRANSVERSAUX ET LONGITUDINAUX
VT01 ET VL01
Pour les: Zone (I) , (II) ,(III) et (IV)

Echelle°:1/50
Plan N°:11
Promotion:
2019

*Voile Transversal: VT02

-L=2.25m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} DJEGHALI Hanane
-M^{elle} OUSSAADI Sélia

Dirigé par :-M^r BOUKAIS.S

-M^r NEKMOUCHE.A

Titre :

**FERRAILLAGE DE VOILE
TRANSVERSAL VT02**

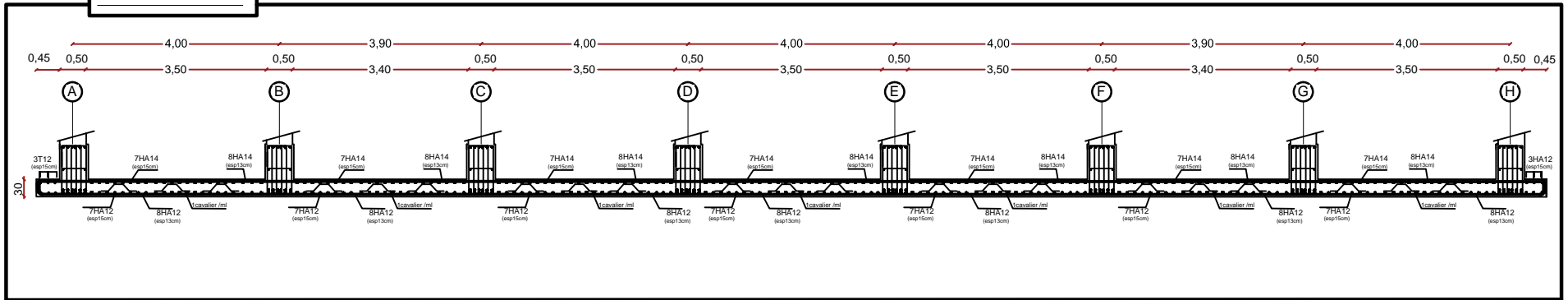
Pour les: Zone (I) , (II) ,(III) et (IV)

Echelle°: 1/50

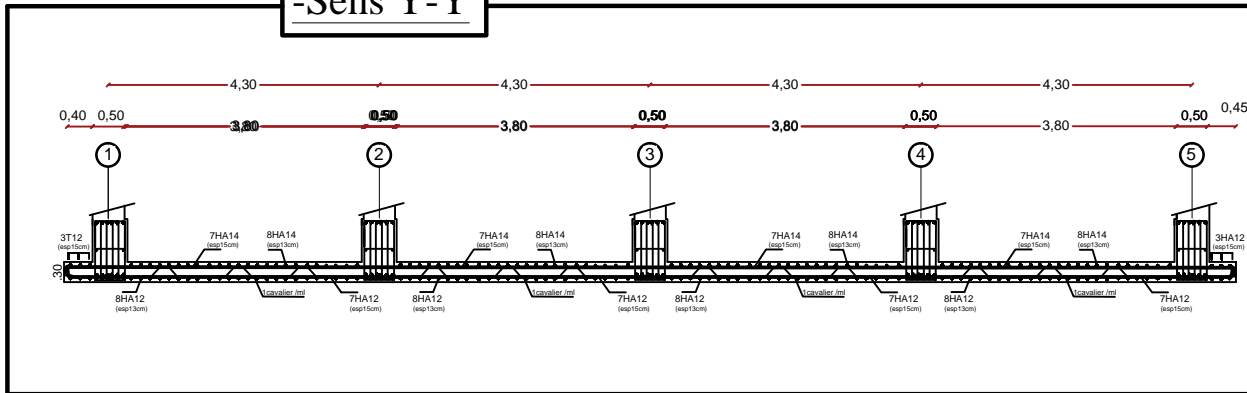
Plan N°: 12

*Promotion:
2019*

-Sens X-X



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

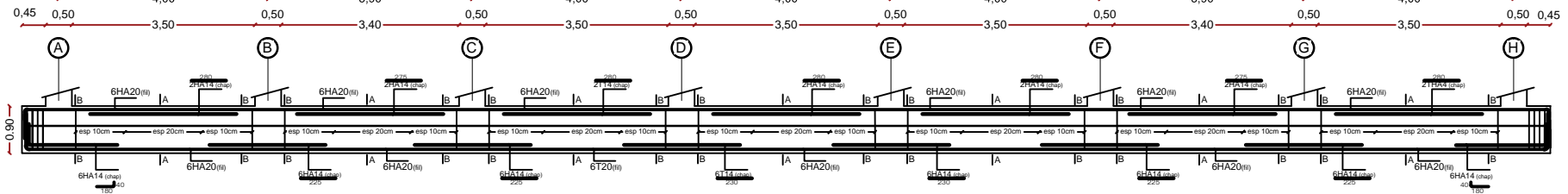
Etudié par :
 -M^{elle} DJEGHALI Hanane
 -M^{elle} OUSSADI Sélia
Dirigé par :-M^r BOUKAIS.S
 -M^r NEKMOUCHE.A

Titre :
 -ferrailage de la dalle
 du radier

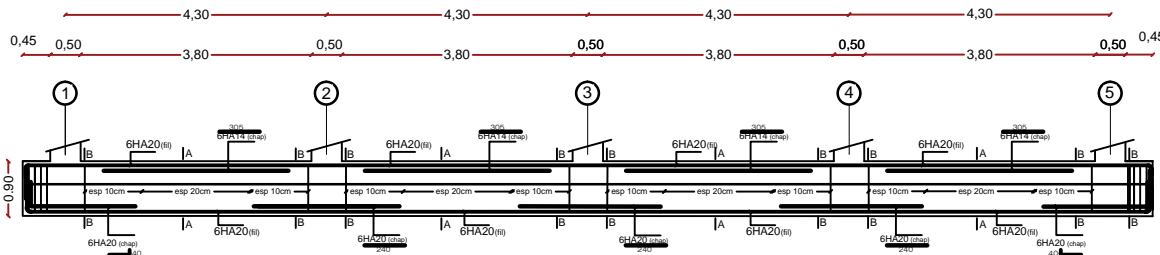
Echelle°:1/50
Plan N°:08
Promotion: 2019

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (55X90)cm²

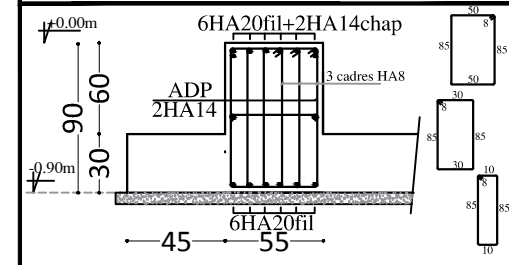
-Sens X-X



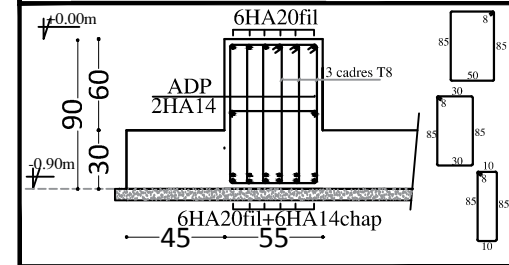
-Sens Y-Y



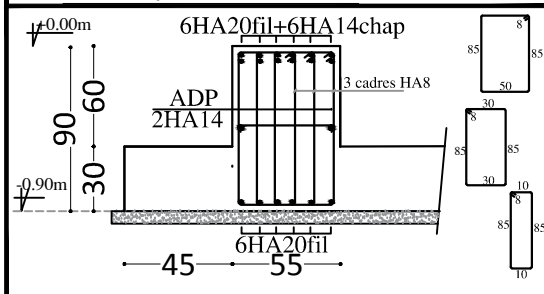
La Coupe A-A /Travée



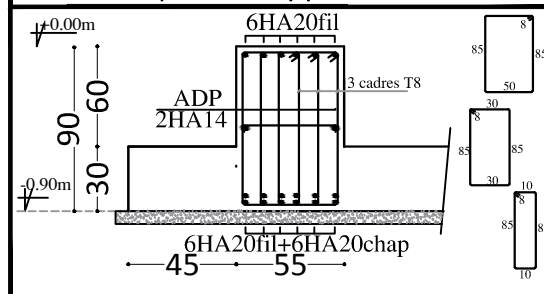
La Coupe B-B/ Appui



La Coupe A-A /Travée



La Coupe B-B/ Appui



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} DJEGHALI Hanane

-M^{elle} OUSSADI Sélia

Dirigé par : M^r BOUKAIS.S

-M^r NEKMOUCHE.A

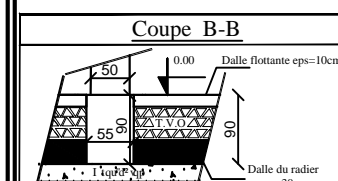
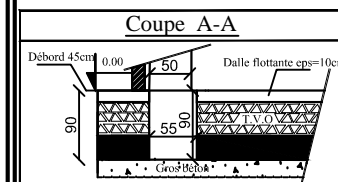
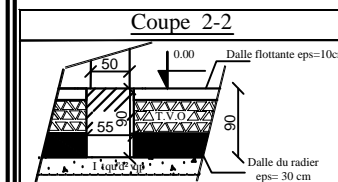
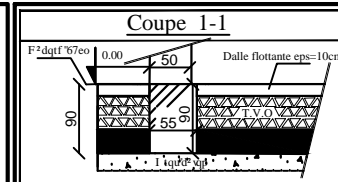
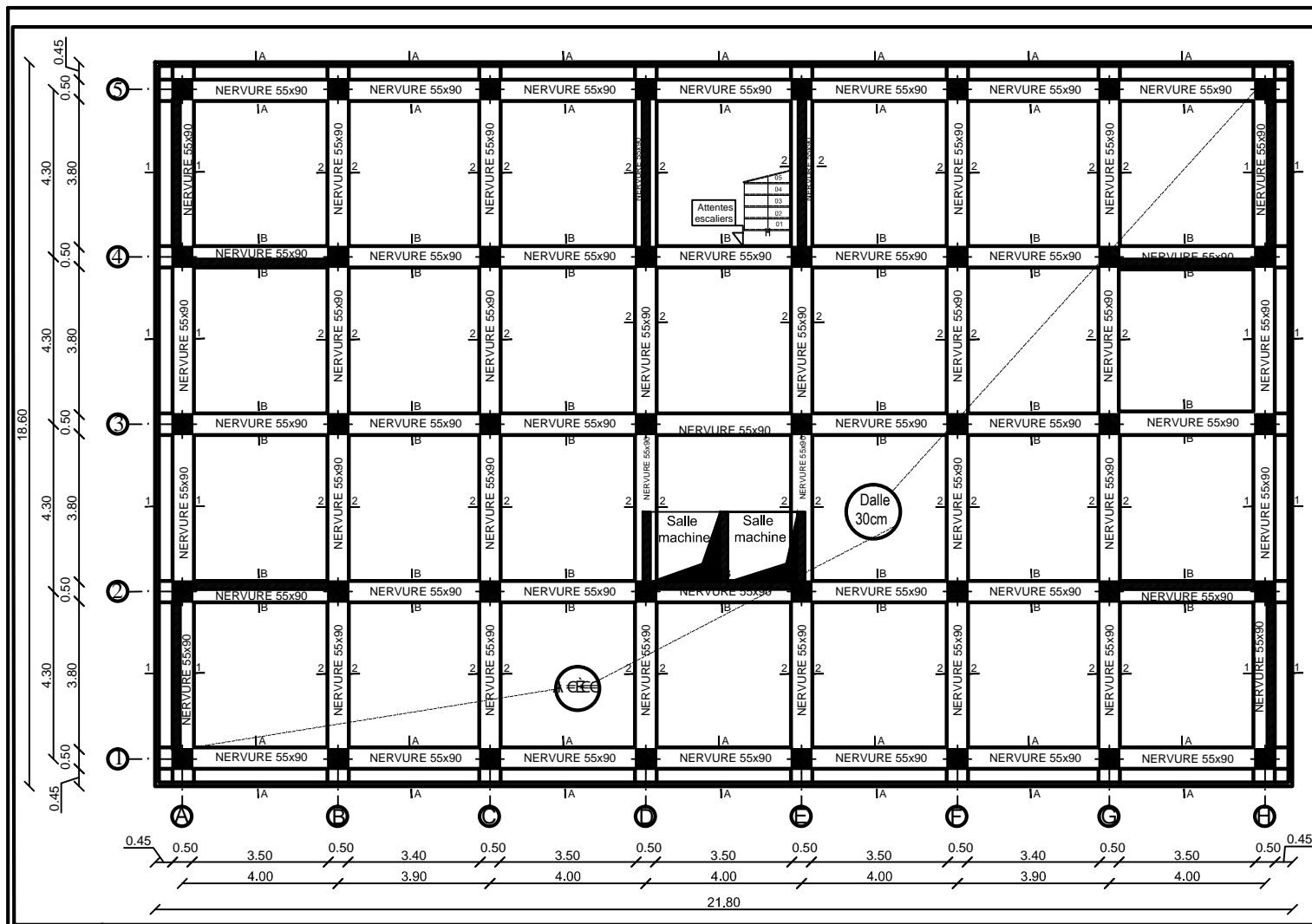
Titre :

-ferraillage de la nervure

Echelle: 1/50

Plan N°: 07

Promotion:
2019

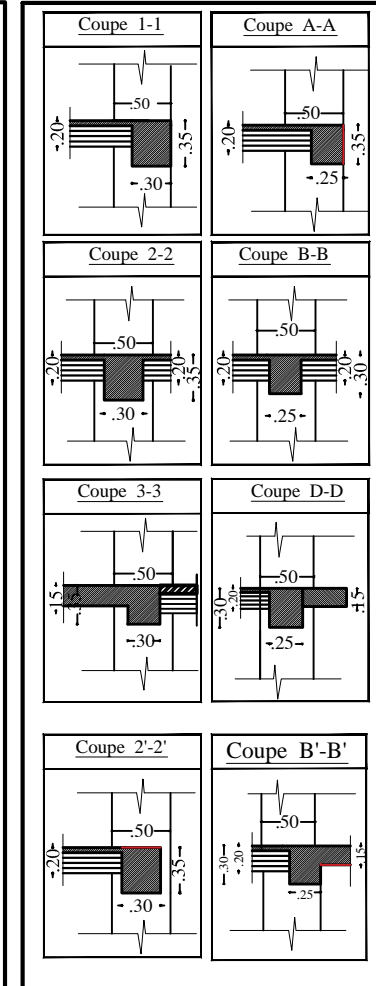
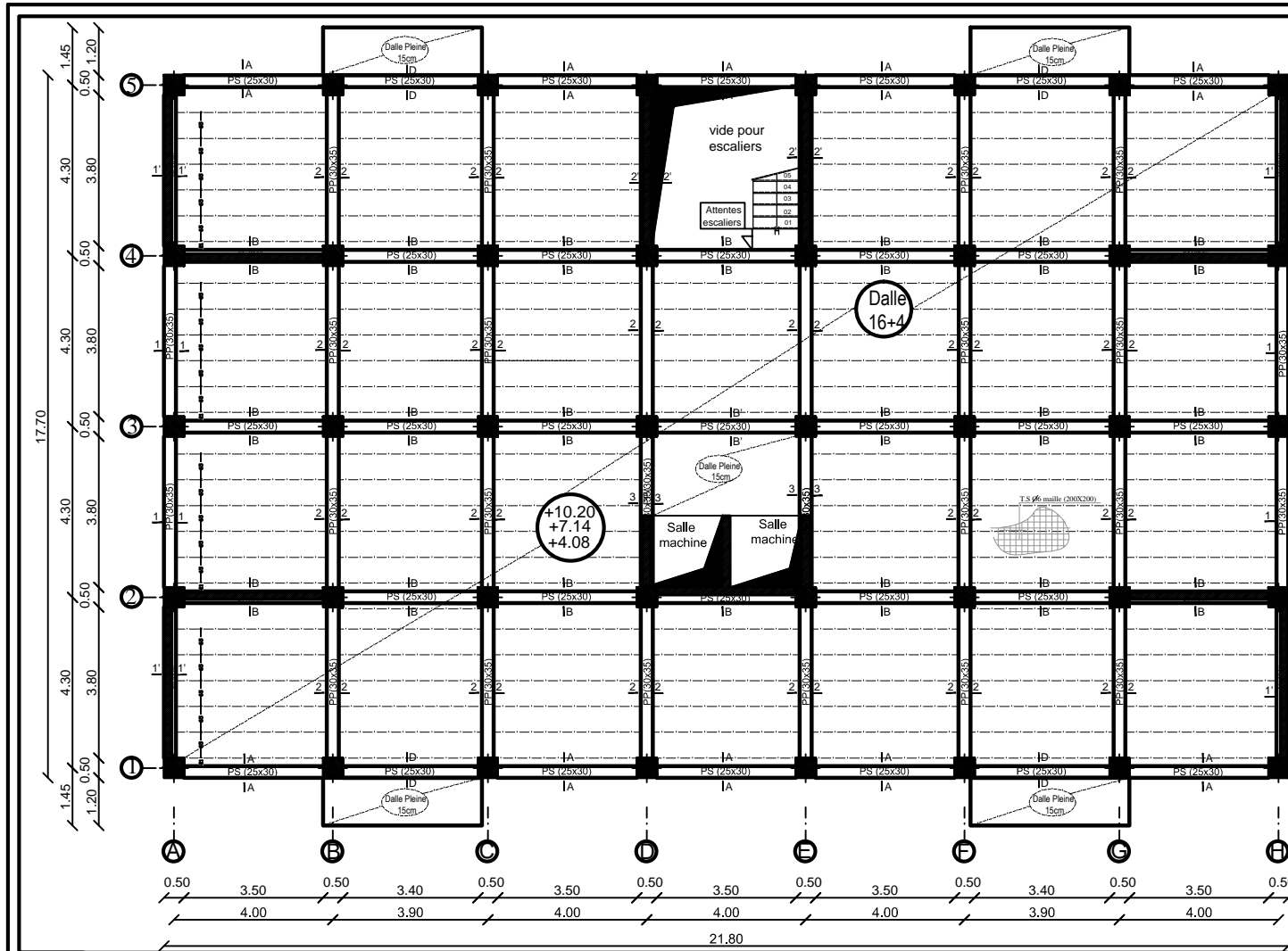


Zone: (I)

- Poteaux: (50X50)
- Nervure :(55X90)
- Débord :45Cm
- Dalle flottante: ep=10cm
- Dalle de radier: ep=30cm

PLAN DE FONDATIONS
NIV: +0.00 (RDC)

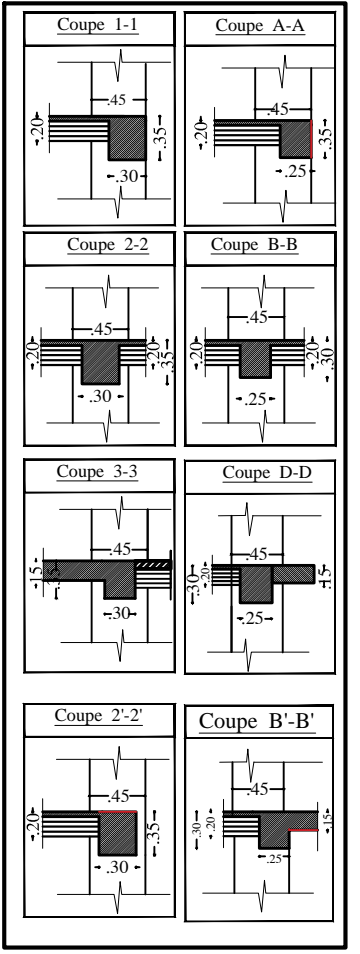
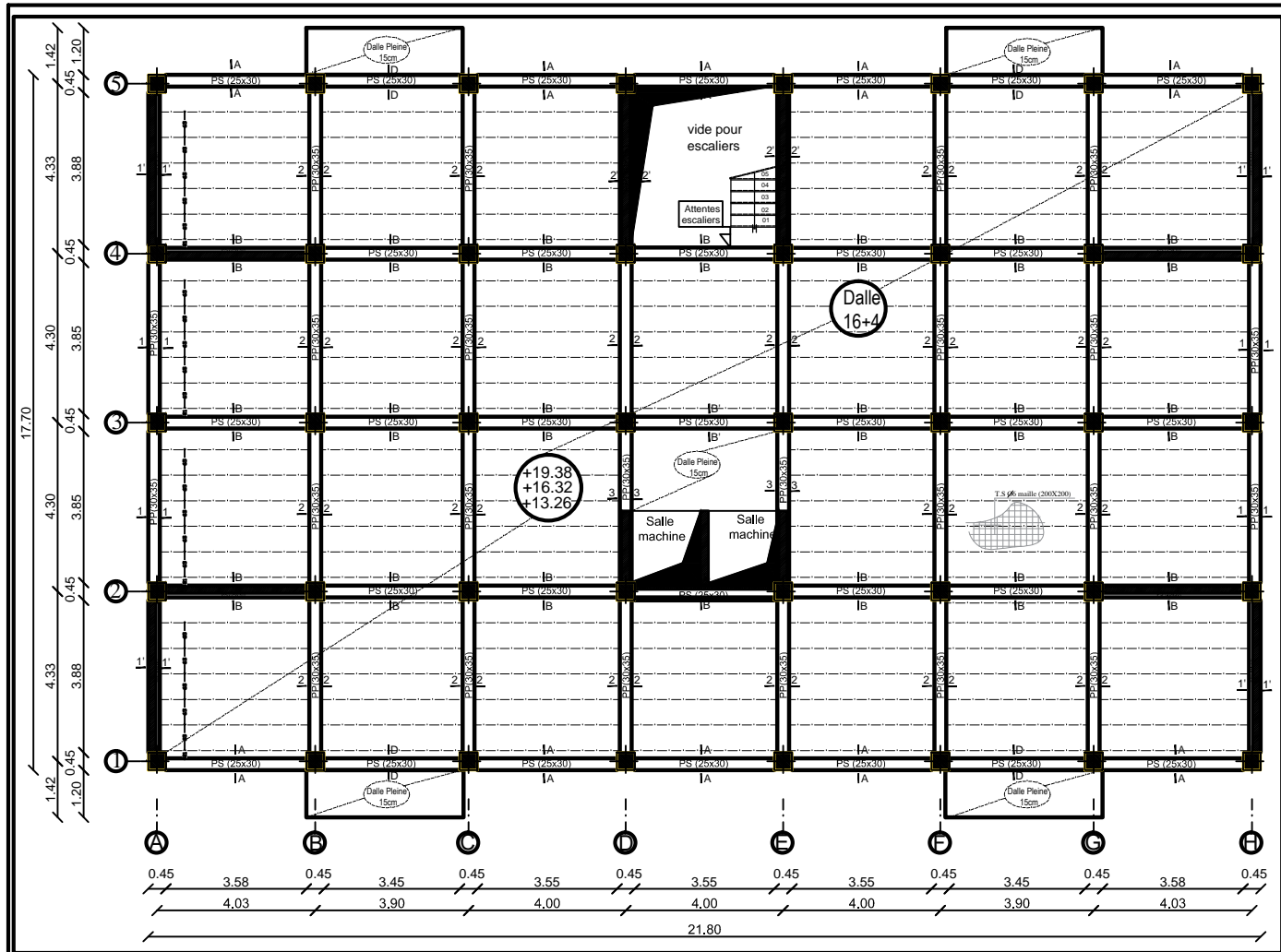
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i>	Titre : PLAN DE FONDATIONS NIV: +0.00 (RDC)	<i>Echelle°: 1/50</i>
-M ^{elle} DJEGHALI Hanane -M ^{elle} OUSSAADI Sélia		<i>Plan N°: 01</i>
<i>Dirigé par :</i> M ^r BOUKAÏS		<i>Promotion:</i> 2019
-M ^r NEKMOUCHEA		



Zone:(I)
 -Poteaux: (50X50)
 -Poutres principales:(30X35)
 -Poutres secondaires:(25X30)
 -Dalle(CC):ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
 NIV +4.08; +7.14 ET 10.20
 (1^{er} ; 2^{eme} et 3^{eme} ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par :	Titre :
-M ^{lle} DJEGHALI Hanane	PLAN DE COFFRAGE
-M ^{lle} OUSSADI Séfia	NIV +4.08; +7.14 ET 10.20
Dirigé par :M ^{BOUKAIS.S}	(1 ^{er} ; 2 ^{eme} et 3 ^{eme} ETAGE)
-M ^e NERMOUCHE.A	Echelle°:1/50
	Plan N°:03
	Promotion: 2019



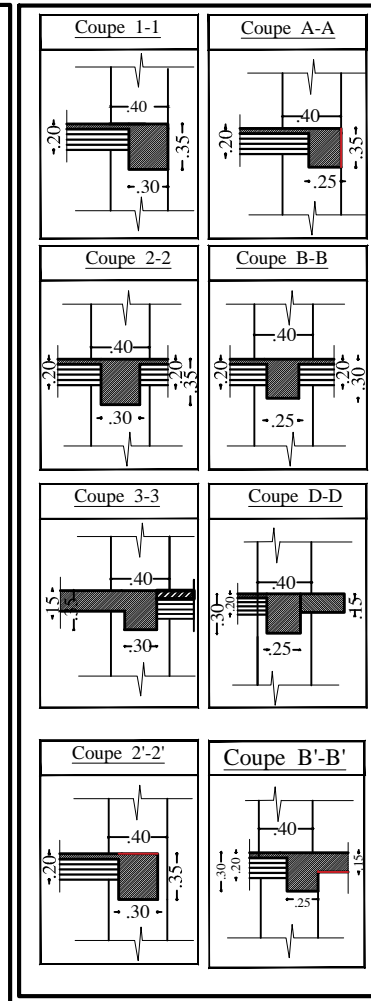
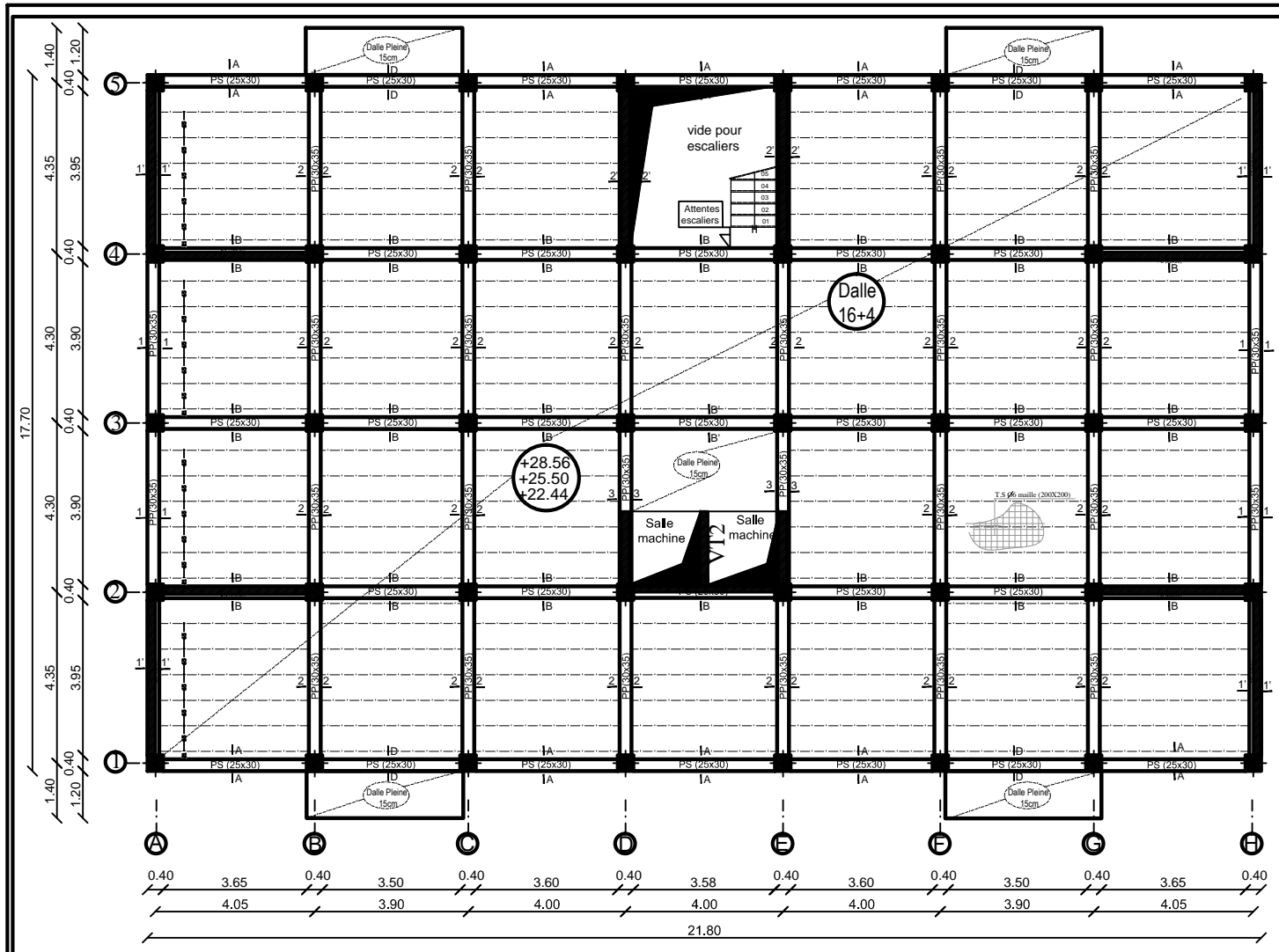
Zone: (II)
 -Poteaux: (45X45)
 -Poutres principales: (30X35)
 -Poutres secondaires: (25X30)
 -Dalle (CC): ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
 NIV +13.26; +16.32 ET +19.38
 (4^{eme}; 5^{eme} et 6^{eme} ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par : -M ^{elle} DJEGHALI Hanane -M ^{elle} OUSSAADI Sèlia	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV +13.26; +16.32 ET +19.38 (4 ^{eme} ; 5 ^{eme} et 6 ^{eme} ETAGE)	Echelle: 1/50 Plan N°: 03 Promotion: 2019
---	---	---

Dirigé par -M^r BOUKAIS,
-M^r NEKMOUCHE.A

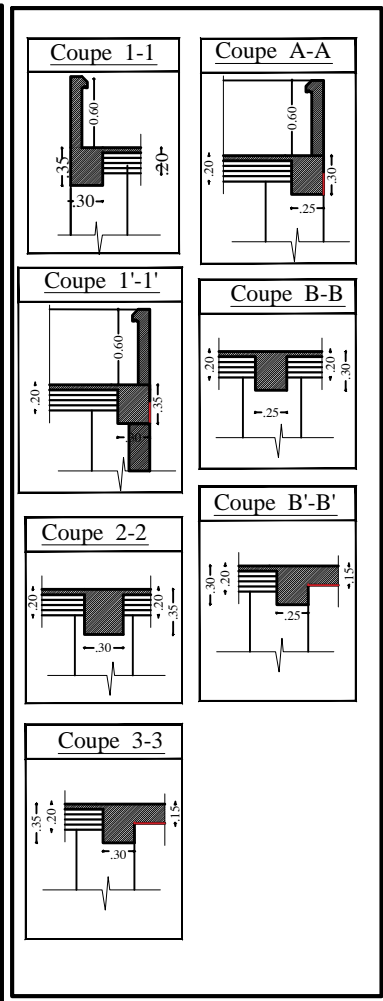
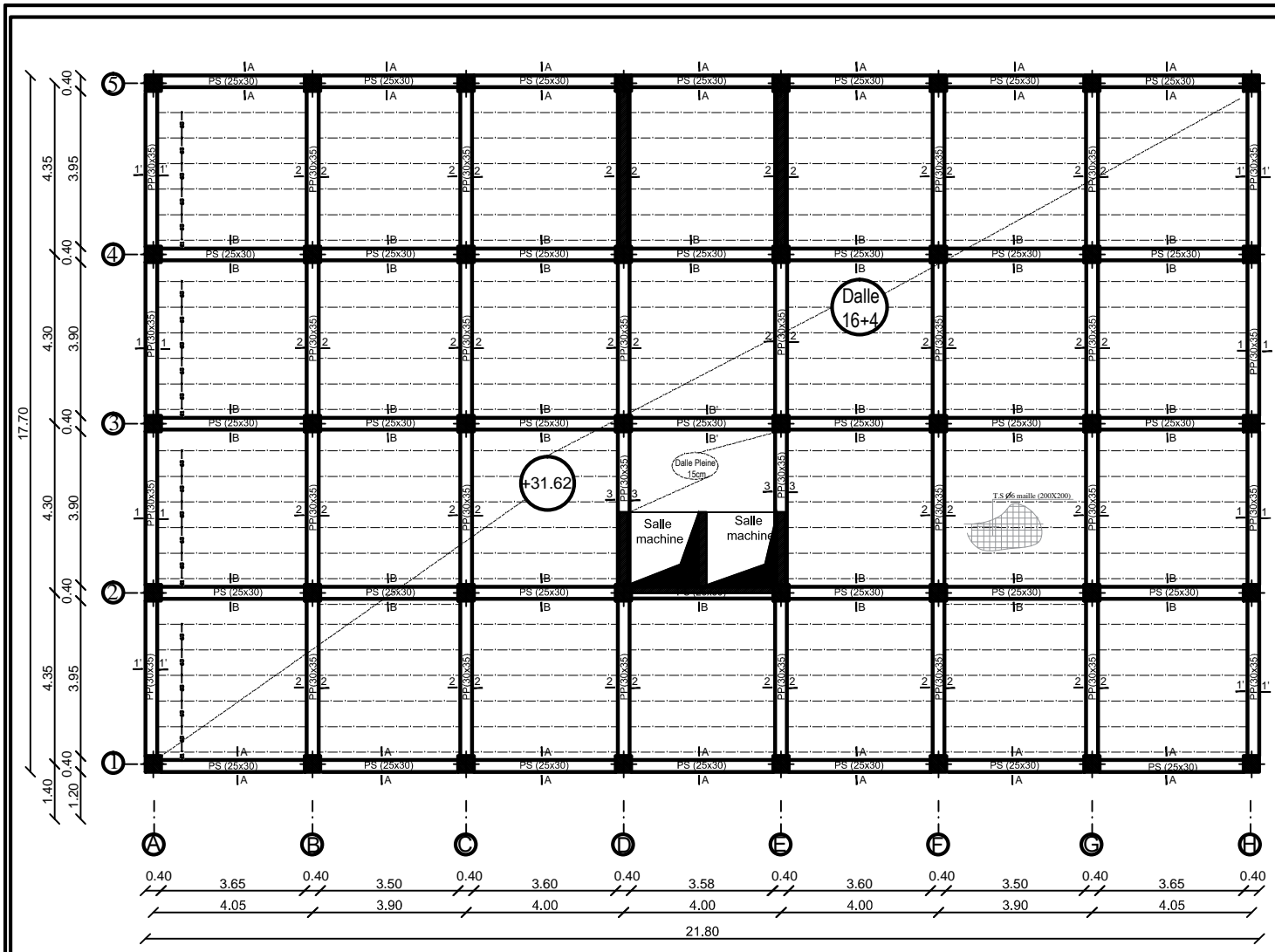


Zone: (III)
 -Poteaux: (40X40)
 -Poutres principales: (30X35)
 -Poutres secondaires: (25X30)
 -Dalle (CC): ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
 NIV +22.44; +25.50 ET +28.56
 (7^{eme}; 8^{eme} et 9^{eme} ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par : -M ^{elle} DJEGHALI Hanane -M ^{elle} OUSSADI Sélia	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV +22.44; +25.50 ET +28.56 (7 ^{eme} ; 8 ^{eme} et 9 ^{eme} ETAGE)	Echelle°: 1/50 Plan N°: 03 Promotion: 2019
Dirigé par -M ^r BOUKAIS. -M ^r NEKMOUCHE.A		



Zone:(III)
 -Poteaux: (40X40)
 -Poutres principales:(30X35)
 -Poutres secondaires:(25X30)
 -Dalle(CC):ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: +31.62 (TERRASSE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} DJEGHALI Hanane -M ^{elle} OUSSADI Sélia	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV: +31.62 (TERRASSE)	Echelle°:1/50 Plan N°:03
Dirigé par:-M ^{me} BOUKAIS.S -M ^r NEKMOUCHE.A		Promotion: 2019

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, les approfondir en se basant sur les documents techniques, l'application des règlements et de certaines méthodes de calcul, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

L'élaboration de ce projet de fin d'études a été une première expérience dans l'objectif de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur. On précise que dans ce présent mémoire, le ferrailage des voiles a été effectué par la méthode classique, en créant un fichier Excel qui nous a permis de ferrailer les voiles de notre structure en respectant les vérifications nécessaires.

Enfin, le rôle principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal, de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et sécuritaires en respectant le facteur économique.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.