

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



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

Thème

*Étude d'un bâtiment (R+6+2Sous-sol) à usage
d'habitation et commercial contreventement mixte
portiques et voiles*



Dirigé par : M^e BELHASSANI

Etudié par :

M^r ATTOUCHE AREZKI
M^r BELMELLAT ANYS

2018/2019

Remerciement

En premier lieu, je remercie Dieu le tout puissant qui nous a donné la force d'achever cette étude.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mme BELHASSANI, qui nous a encadré avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Ces conseils, ces encouragements et sa disponibilité nous ont été bien utile, notamment pour la rédaction de ce projet.

Notre parfaite considération à l'ensemble des enseignants ayant contribué à notre formation.

On tient à remercier aussi toutes les personnes qui ont apporté leur aide de près ou de loin.

Enfin, nos sincères salutations aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

❖ *A Mes très chers parents qui m'ont soutenu durant toute ma vie.*

❖ *A Mon cher frère et mes chères sœurs*

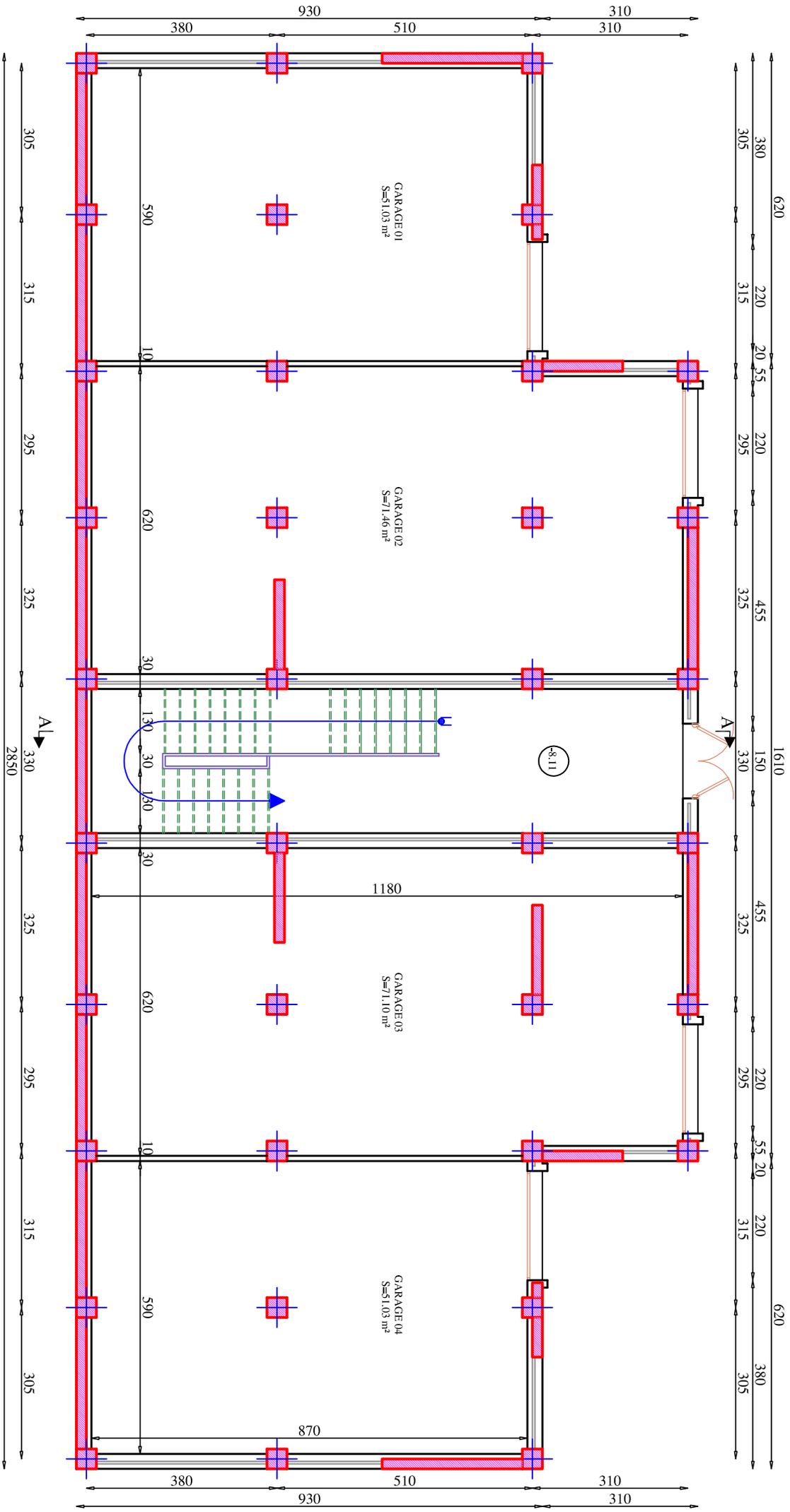
❖ *A Mon binôme et sa famille.*

❖ *A Toute la promotion M2 2018/2019.*

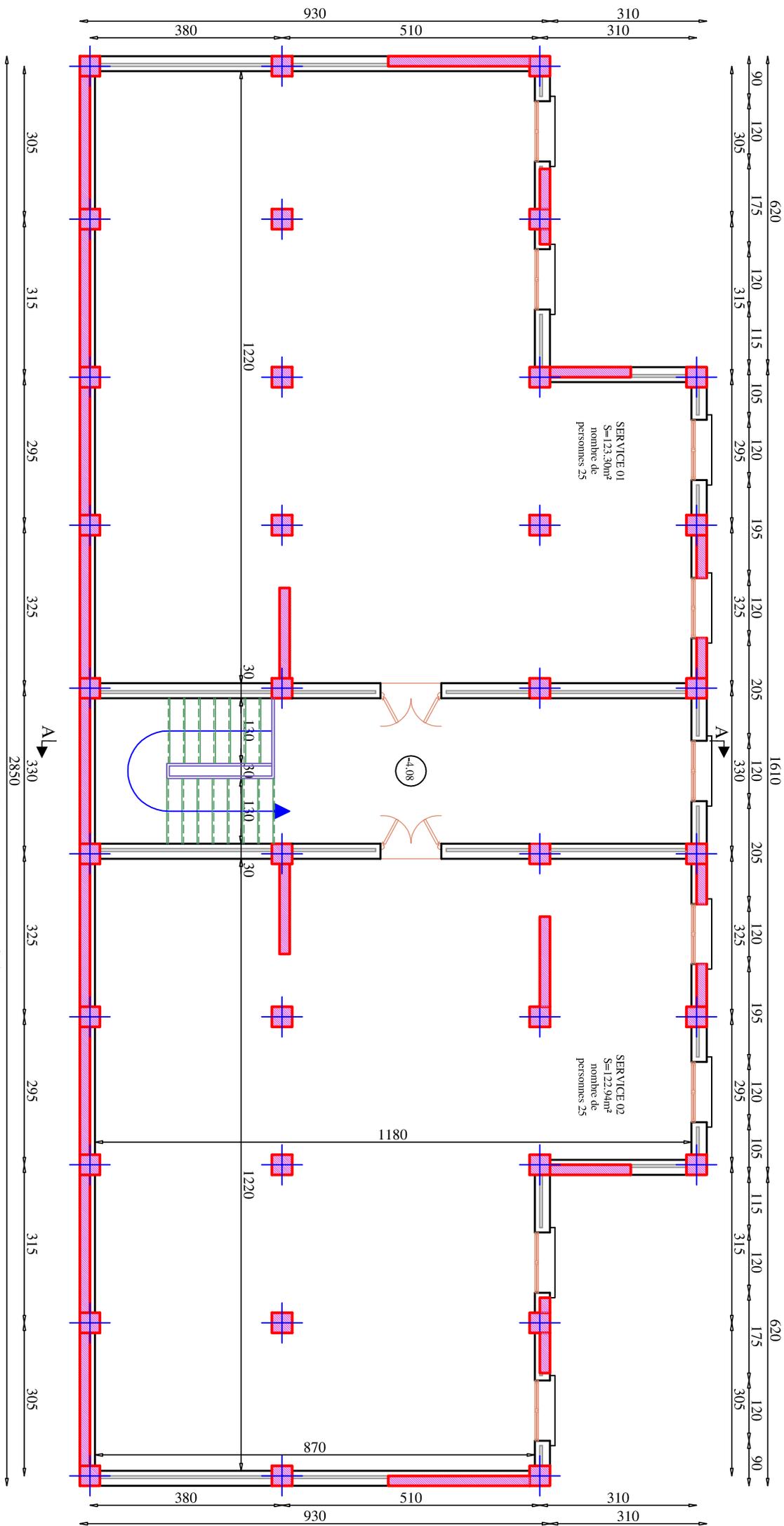
❖ *A Tous mes amis(es).*

ATTOUCHE AREZKI

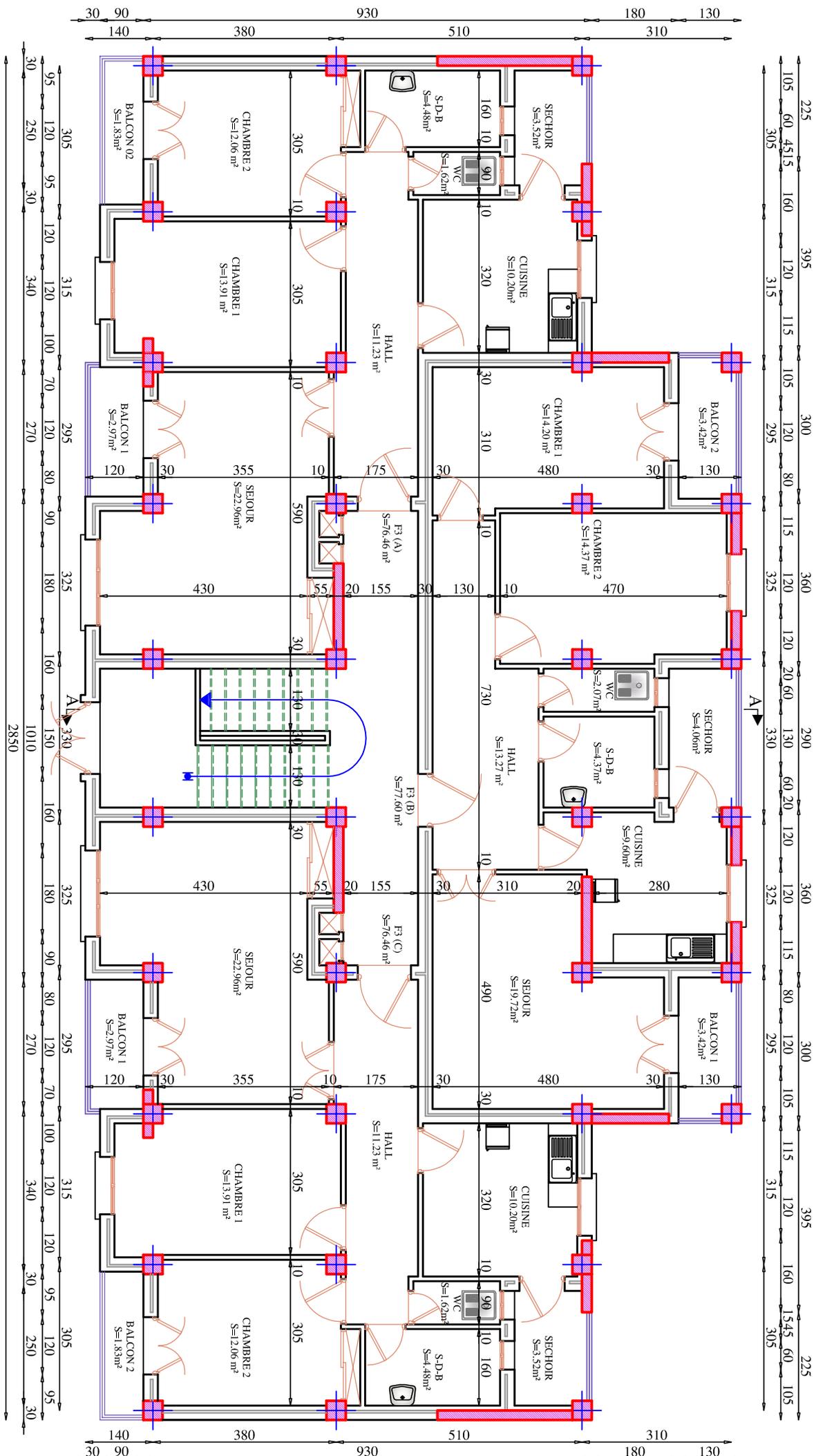
BELMELLAT ANYS



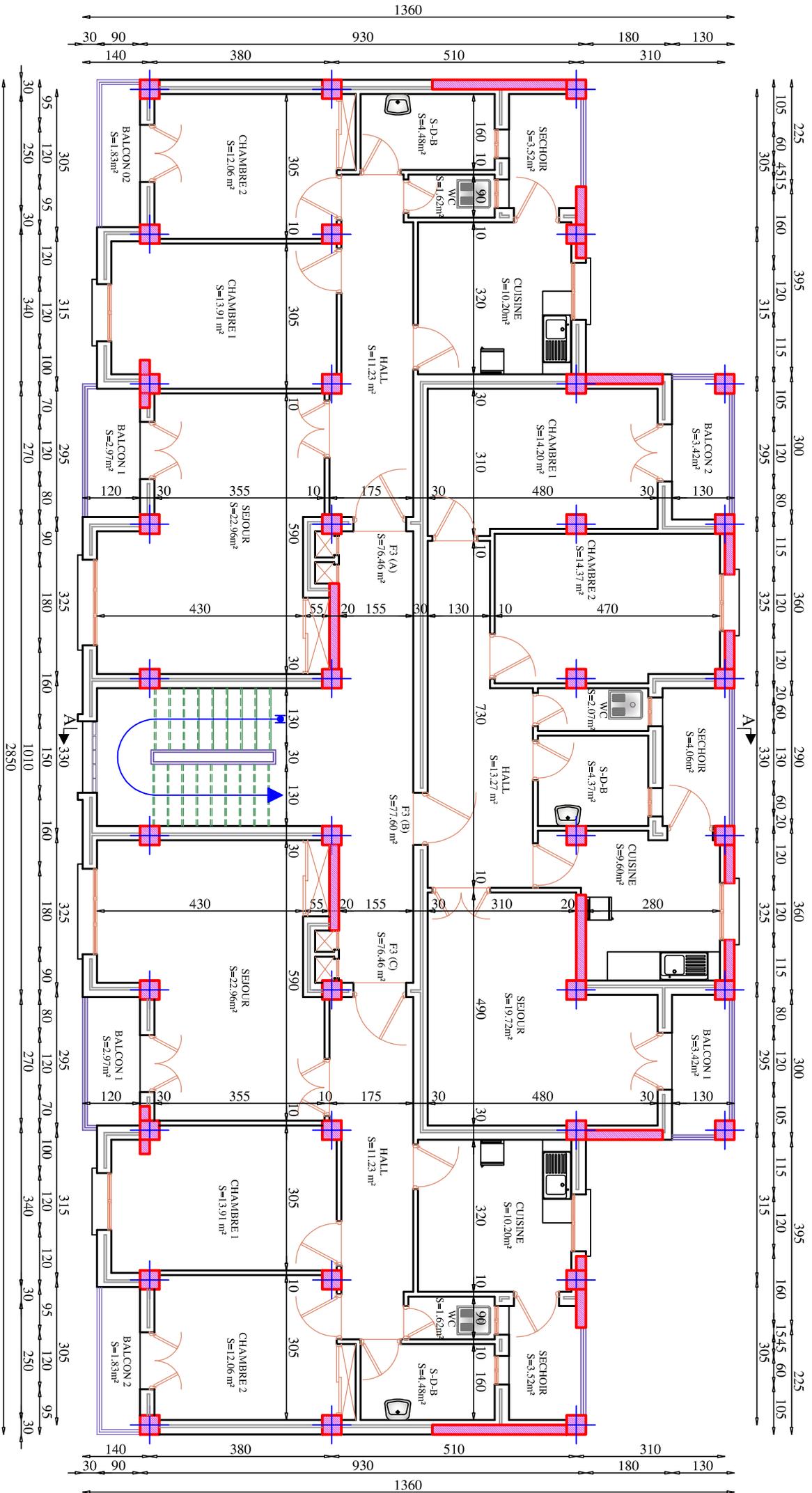
PLAN SOUS-SOL 2 Ech 1/50



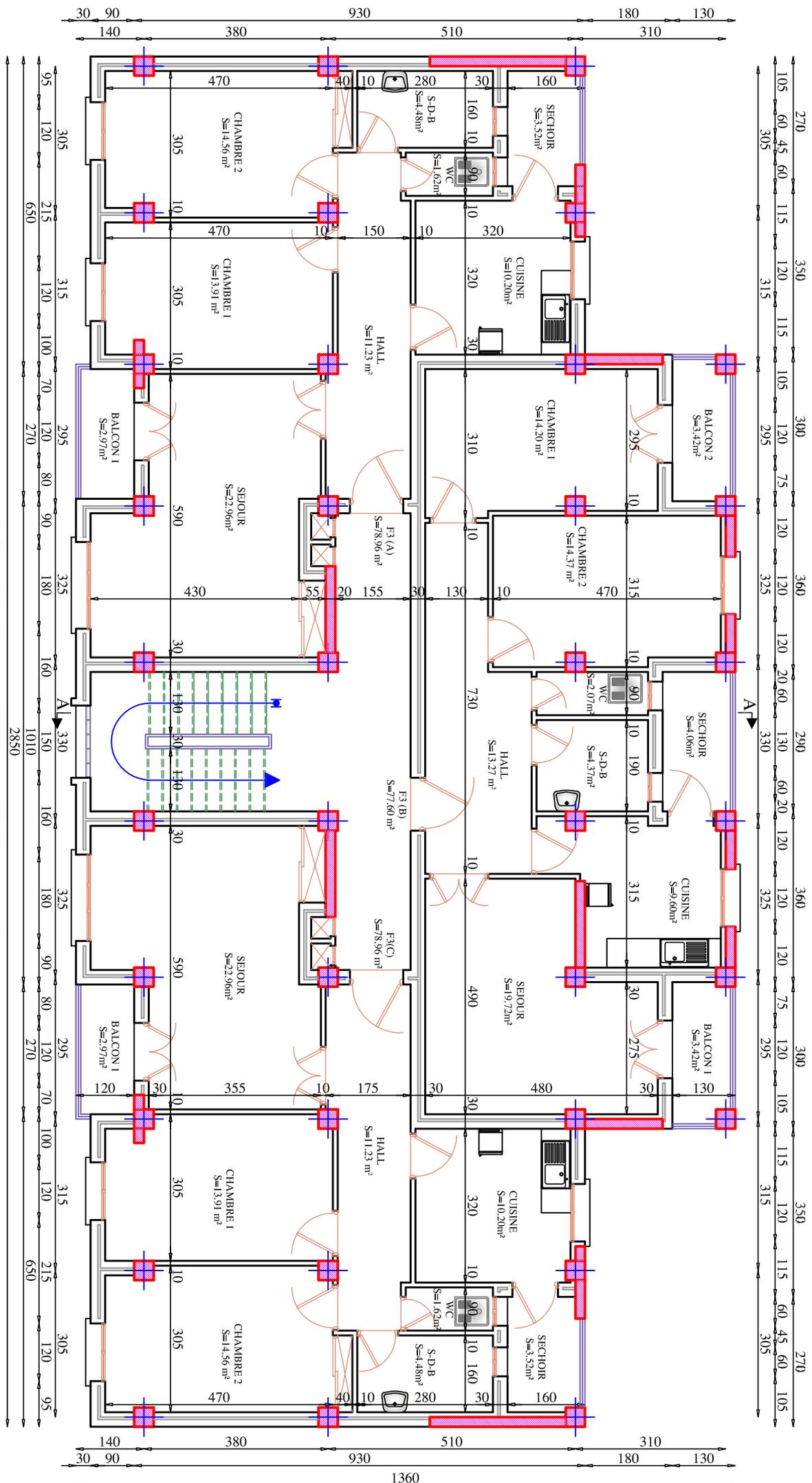
PLAN SOUS-SOL 1 Ech 1/50



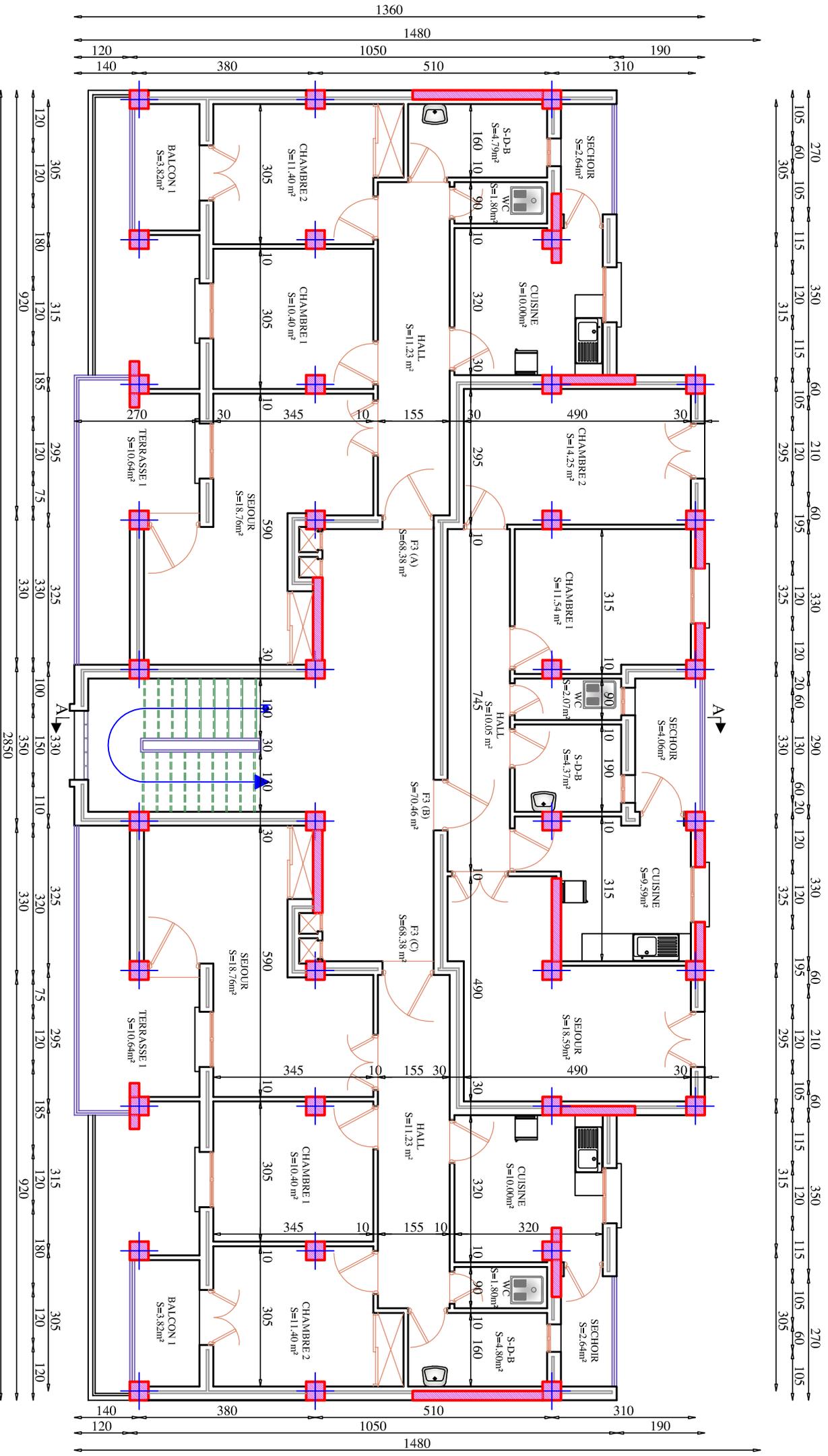
PLAN R-D-C Ech 1/50



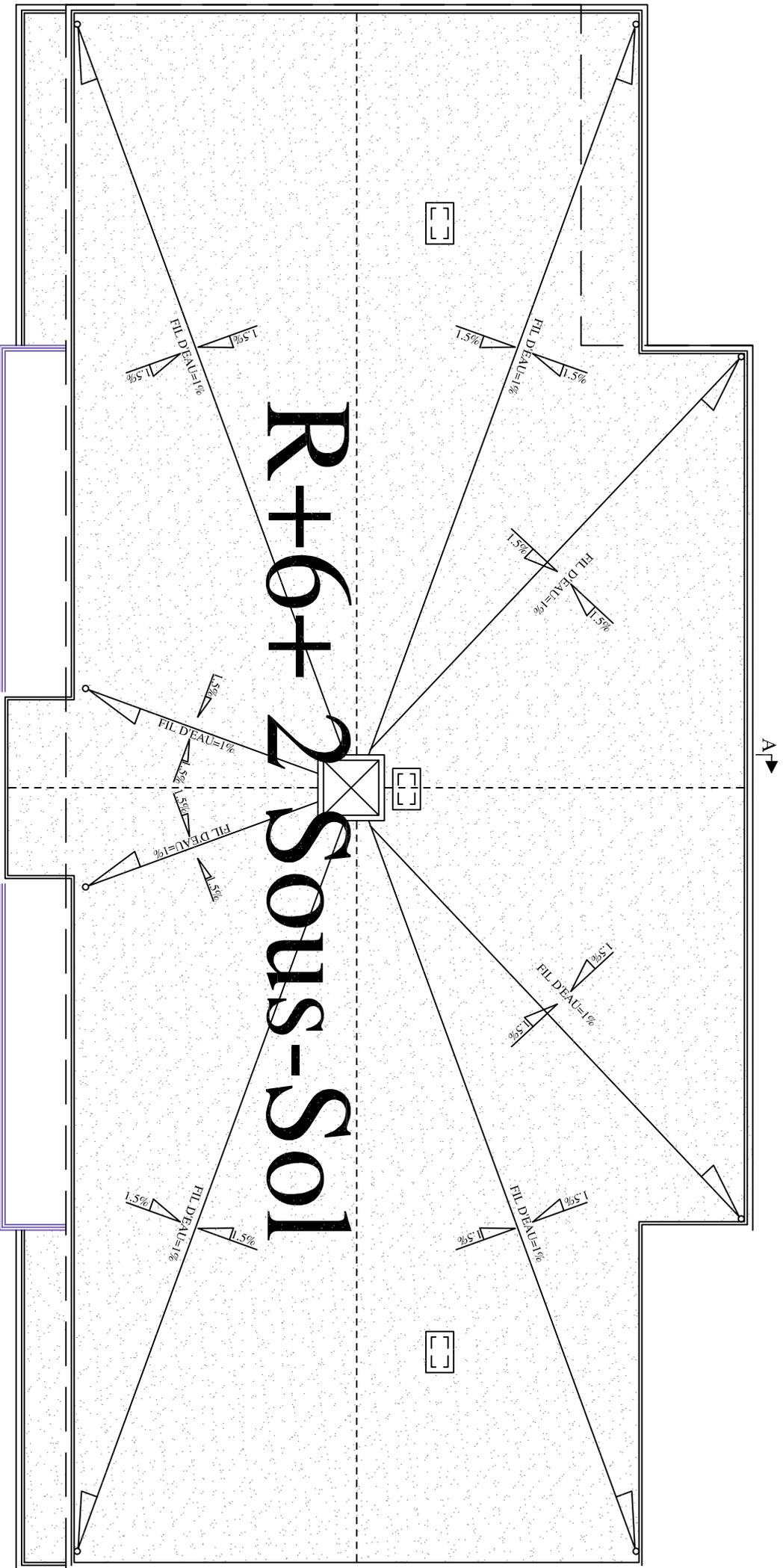
PLAN (du 1er au 4ème) ETAGES Ech 1/50



PLAN 5ème ETAGE Ech 1/50



PLAN 6ème ETAGE Ech 1/50

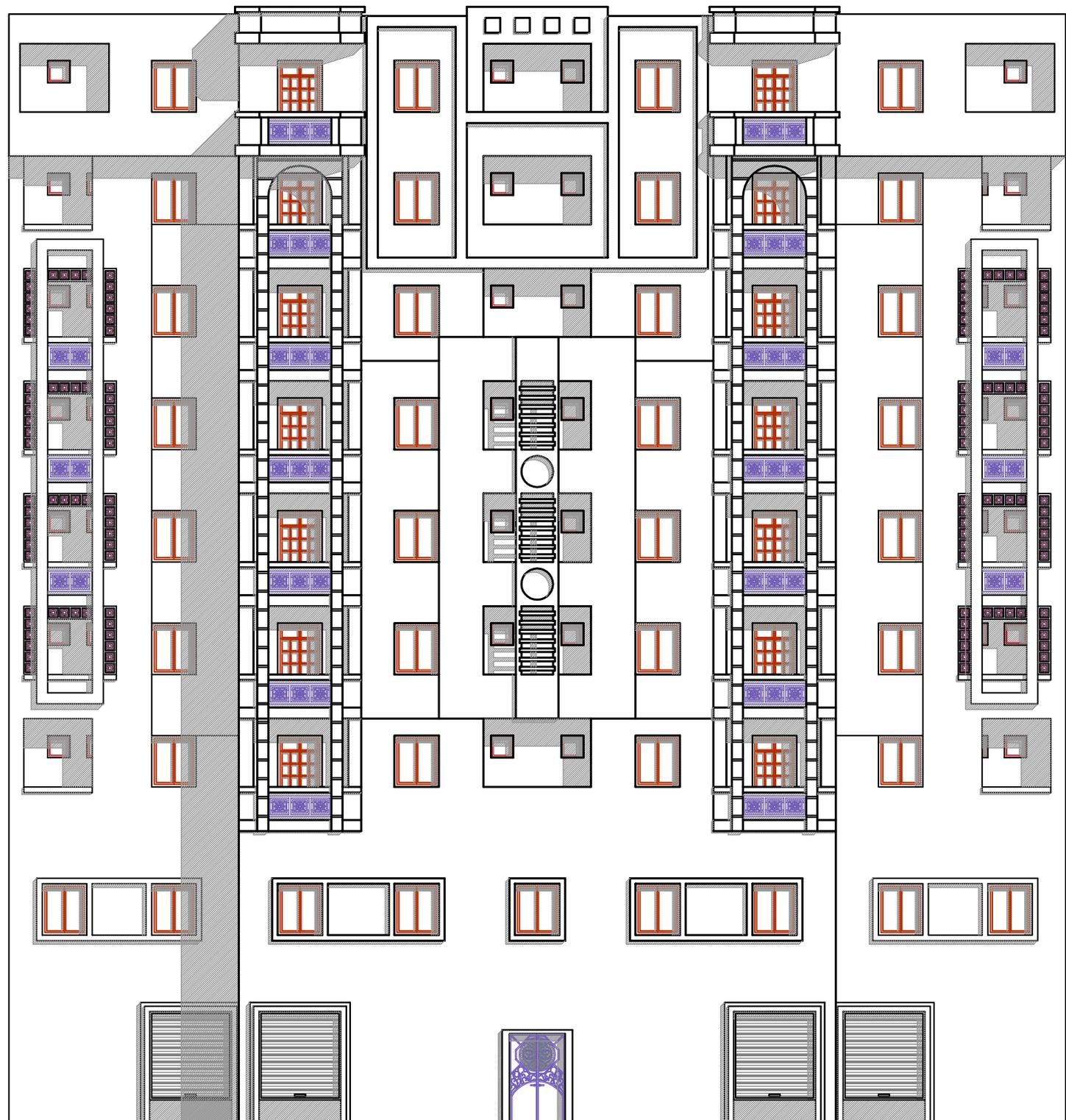


R+6+2 Sous-Sol

PLAN TERRASSE Ech 1/50



COUPE A-A 1/50



FAÇADE POSTERIEURE Ech 1/50

Introduction Générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, 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 renvoi 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 tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Actuellement les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps avec des architectures complexes

Ce mémoire de fin d'études est consacré au calcul d'un bâtiment (R+6+2 sous-sol) à contreventement mixte .

Dans les trois premier chapitres une présentation de l'ouvrage , le pré dimensionnement ainsi que le calcul des éléments non structuraux a été réalisée en respectant le règlementations en vigueur .

Ensuite une modélisation numérique avec ETABS de ce bâtiment a été effectuée, en considérant la méthode spectral nodale , les résultats obtenues ont servis au ferrailage des poutres , poteaux et voiles , ainsi que le calcul de l'infrastructure .

I.1) Introduction

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation, et les calculs doivent vérifier les règlements, en vigueur qui sont : le **RPA99 (version 2003)** et les règlements du béton aux états limites **BAEL91/ modifié 99**.

L'objectif de ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- ❖ Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et la hauteur totale de bâtiment).
- ❖ Ses éléments constitutifs (élément structuraux et non structuraux).
- ❖ Les caractéristiques des matériaux avec lesquels est réalisé l'ouvrage.

I.2)Présentation de l'ouvrage :

Le projet de cette étude consiste à dimensionner et calculer un bâtiment (**R+6+2Sous-Sol**) à usage d'habitation et commercial, à ossature mixte (portiques et voiles) , ce bâtiment est réalisé à la wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le règlement parasismique Algérien 99 modifiée 2003 (**RPA99 modifier 2003**) comme étant une zone de moyenne sismicité(**Zonne II-a**)

I.3) Description de l'ouvrage :

Le bâtiment à étudier est à usage multiple , il compte :

- Un sous-sol à usage commercial .
- Un sous-sol à usage service .
- Rez-de-chaussée et six étages à usage habitation .
- Une cage d'escalier .

I.4) Caractéristiques géométriques

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'ouvrage , autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont:

- Hauteur totale.....	30,23 m.
- Longueur totale du bâtiment	28,50 m.
- Largeur totale du bâtiment	13.60 m.
- Hauteur d'étage courant.....	3,06 m.
- Hauteur du RDC	3,06 m.
-Hauteur du sous-sol 1.....	4.08 m.
-Hauteur du sous-sol 2.....	4.03 m.
- Hauteur de l'acrotère.....	..0,70 m.

I.5) La réglementation utilisée:

Le calcul et le dimensionnement d'un ouvrage doivent obéir à certaines normes et règles de calcul .

Dans cette étude , les règles utilisées sont :

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 modifié 99**)
- Règles parasismiques algériennes (**RPA99 modifié2003**)
- Document technique réglementaire (**DTR-BC-22**)
- Conception et calcul des structures en béton armé (**CBA93**)

I.6) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

I.6.1) L'infrastructure

❖ Fondation

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol, par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.6.2) La super structure

❖ L'ossature :

L'immeuble qui fait l'objet de cette étude est à ossature mixte (portiques-voiles)

- Les portiques transversaux et longitudinaux (poteaux-poutres) reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales
- Les voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) reprennent les charges horizontales et les charges verticales.

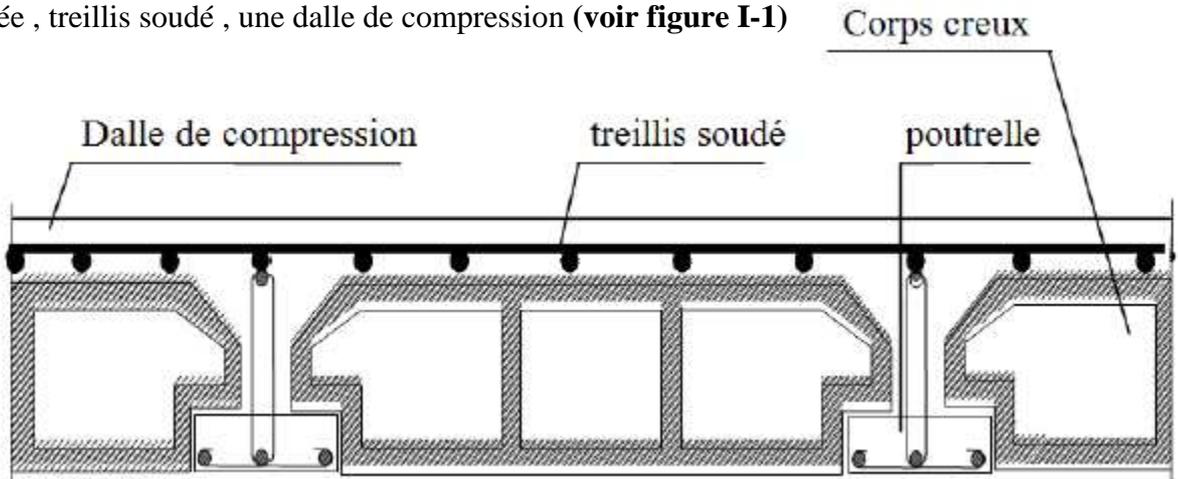
❖ Les planchers :

Le plancher est une aire plane en béton armé, coulé sur place, constituant une séparation entre deux niveaux, il résiste aux charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitation) .

✓ **Plancher en corps creux ;**

Le plancher en corps creux est une aire plane et se compose de : hourdis , poutrelle pré-

fabriquée , treillis soudé , une dalle de compression (voir figure I-1)



Figures I-1 : coupe d'une dalle à corps creux

❖ **Les escaliers :**

Le bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tous les différents étages. Ces escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasse coulés sur place en béton armé. (voir figure I-2)

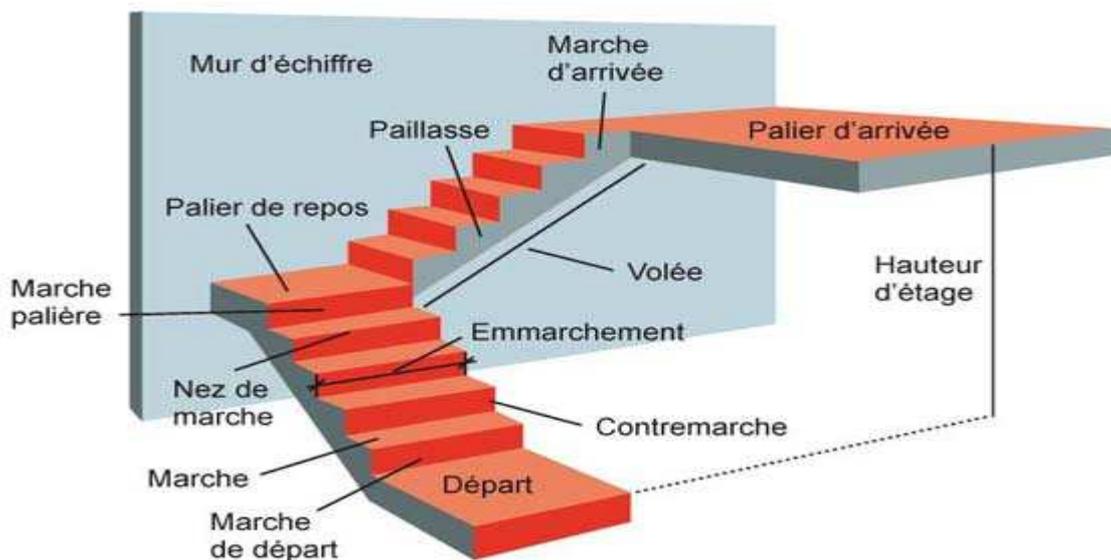


Figure I-2: Schéma descriptif d'un escalier

❖ L'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire de la structure il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse , il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse .

❖ Maçonnerie

- Murs extérieurs : Ils seront réalisés en double cloisons de briques creuses dont l'épaisseur du mur est égale à 25 cm.

- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- Murs intérieurs : Ils seront réalisés en simples cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

❖ Les revêtements :

Toutes les partie du bâtiment seront revêtues , d'où on aura :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les façades extérieures et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Le plancher terrasse inaccessible sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

❖ Isolation

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs , l'isolation est assurée par la lame d'airentre les deux parois qui compose ce dernier.

❖ Voile :

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

I.7) Caractéristique géométrique du sol :

Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée par le Règlement Parasismique Algérienne «**RPA99 / Version 2003** » comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Cet ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne », et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol ferme « S2 » avec une contrainte admissible

$$\sigma_{sol} = 2.0 \text{ bars}$$

I.8) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :**I.8.1) Le béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange , ciment , granulats (sable ,gravillons) , eau de gâchage.

La composition du béton doit être conforme aux règles du **BAEL 91 modifié 99 et le RPA2003**, elle sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances .

I.8.1.a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton présente une bonne résistance à la compression, cette résistance dépend de sa composition. Pour obtenir la résistance souhaitée il faut réaliser des essais sur des éprouvettes normalisées, de formes cylindriques de hauteur 32 cm et de diamètre 16cm . On utilise le plus souvent la valeur de cette résistance à 28 jours de maturité : f_{c28} . lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours , sa résistance à la compression est calculée comme suit : (**Art A.2.1, 11/ BAEL 91 modifie 99**)

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} \geq 40\text{MPa} \end{array} \right. \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25\text{MPa}$

I.8.1.b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par la relation suivante (Art A.2.1,12 BAEL 91 modifiée 99) :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj};$$

Où : $f_{c28} = 25$ MPa, donc : $f_{i28} = 2.1$ MPa.

I.8.2) Module de déformation longitudinale « E » :**❖ Module d'élasticité instantané (Art A 2 .1. 21 BAEL91 modifiée 99)**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

D'où : pour $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow E_i = 32164.195$ MPa

❖ Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91 modifiée 99)

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

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

D'où : $E_{vj} = 10818.865$ MPa.

❖ Coefficient de poisson (Art A.2.1.3 BAEL91 modifiée 99)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service

$\nu = 0$ à l'état limite ultime

I.8.3) Contraintes limites :**❖ Les états limites :**

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

➤ **Etat limite ultime :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants :

- ✓ Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- ✓ Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- ✓ Etat limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28} \quad (\text{Art 4.3.41BAEL91 modifier 99})$$

Le diagramme de calcul dit « parabole – rectangle » ; comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet . $f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$. (voir figure I-3)

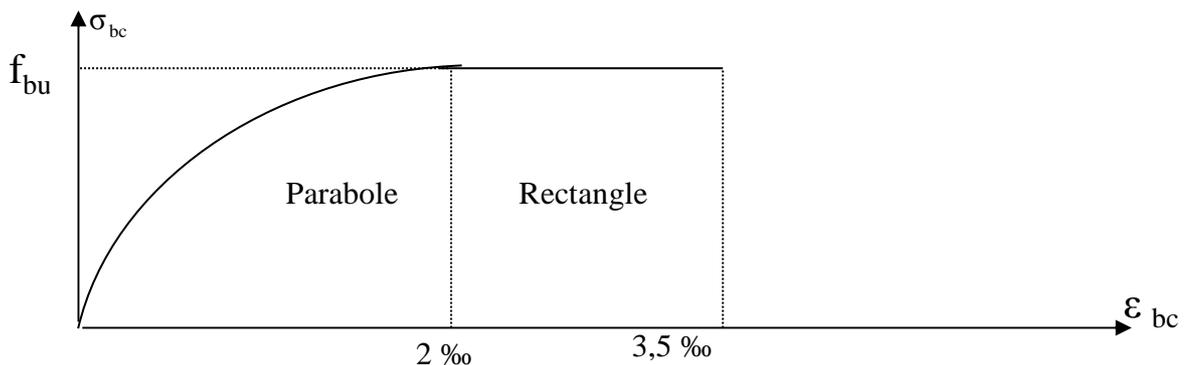


Figure I-3 Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU

Le coefficient γ_b vaut :

- ✓ 1,5 en situation durable ou transitoire (SDT) .
- ✓ 1,15 en situation accidentelle (SA) .

Le coefficient θ est donné en fonction de la durée d'application des combinaisons d'actions , il vaut :

- ✓ 1 pour une durée > 24 heures
- ✓ 0,9 pour une durée entre 1 et 24 heures .
- ✓ 0,85 pour une durée < 1 heure .

D'où : $f_{bu} = 12,47 \text{ MPa}$, en SDT .

$f_{bu} = 19,13 \text{ MPa}$, en SA .

➤ **A l'Etat Limite de service :**

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue : (**Art A.4.5 BAEL91 modifié 99**)

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

dans ce cas le diagramme contrainte – déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par :(**Art A.4.5.2 , BAEL91 modifié 99**)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} .$$

D'où : $\overline{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa}$. (voir figure **I-4**)

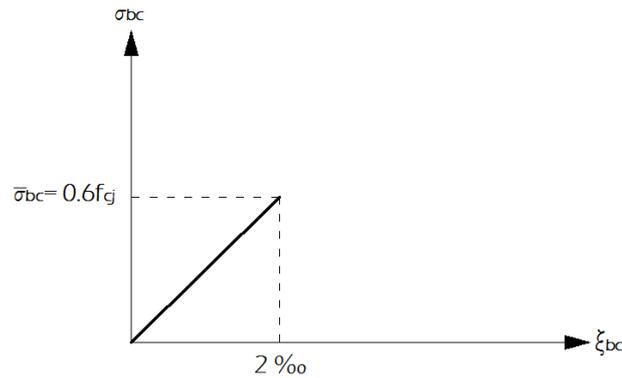


Figure I-4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

I.8.4) Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement ultime $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$

Pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

1- Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,93\text{MPa}.$$

2- Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,2\text{MPa}.$$

I.8.5) Les aciers

L'acier est un alliage de fer et de carbone (En faible pourcentage), il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par de béton seul. Les aciers sont distingués par leur nuances et leurs états de surface.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité FeE en MPa	Résistance a la rupture	Allongement relatif a la rupture ‰	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	Haute adhérence FeE 400	H A	400	480	14‰	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé (TS) 520 ($\emptyset < 6$)	T S	520	550	8‰	1.3	1.5

I.8.5.a) Limite d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

I.8.5.b) Diagramme contrainte déformation

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure I-5

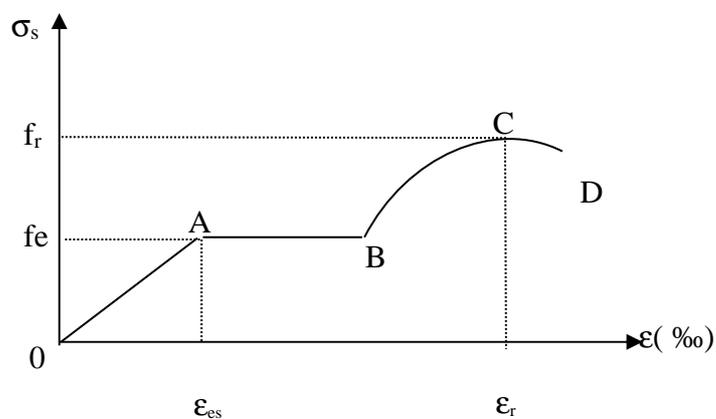


Figure I-5 : Diagramme contrainte déformation

Les paramètres représentée sur la figure sont définis comme suit :

- f_r : Résistance à la rupture
- f_e : Limite d'élasticité
- ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
- ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone OA : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

I.8.5.c) Diagramme contrainte déformation de calcul

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

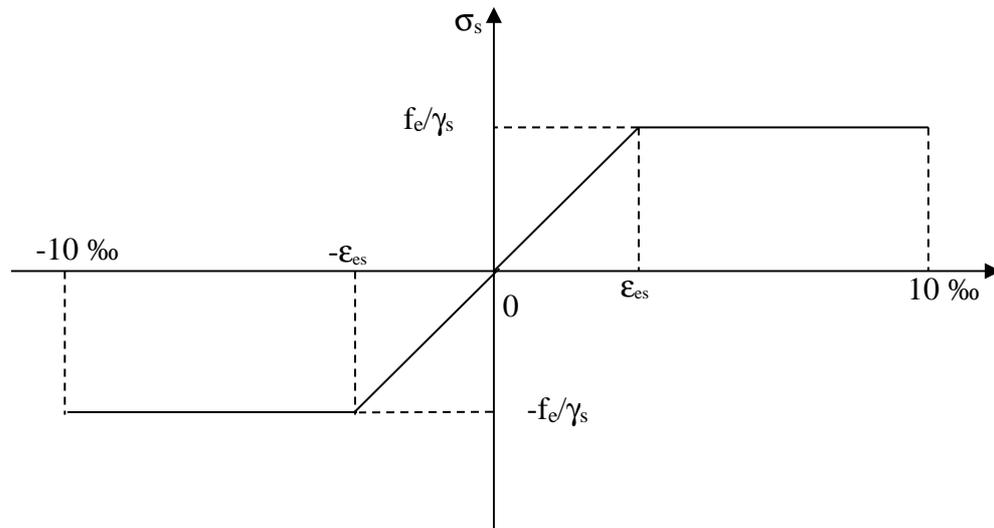


Figure I-6 : Diagramme contrainte déformation de calcul

I.8.5.d) Limite d'élasticité

$\sigma_s = f_e/\gamma_s$ où γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable

$\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle

I.8.5.e) La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations

➤ **Fissuration peu nuisible (Art 4.5.32 BAEL91 modifiée 99)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_{st} = \frac{f e}{\gamma_s}$$

➤ **Fissuration préjudiciable (Art 4.5.33 BAEL91 modifiée 99)**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \text{ en MPa}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable (Art 4.5.34 BAEL91 modifiée 99)**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \text{ en MPa}$$

I.8.5.f) Protection des armatures (Art A.7.2. 4 BAEL91 modifiée 99)

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

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

I.9) Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :**➤ Etat limite ultime**

Les sollicitations du calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q.$$

➤ Etat limite de service

La combinaison d'action suivante :

$$G+Q$$

- S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, le règlement parasismique Algérien a prévu les combinaisons d'action suivantes :
- $G + Q \pm E$
- $G+Q \pm 1,2$
- $0,8 G+E$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

🚧 Conclusion :

Dans ce chapitre , on a déterminé les différents éléments constitutifs de cette structure dont on effectuera les calculs et les vérifications dans les chapitres qui suivent .

II.1) Introduction :

Après avoir présenté l'ouvrage ainsi que ses différents éléments et les matériaux les composant, une deuxième étape très importante est nécessaire pour entamer la phase calcul, cette étape est le pré dimensionnement des éléments. Le pré dimensionnement est réalisé de manière à assurer la sécurité et d'éviter la sous estimation des sections d'acier et du béton.

II.2) Prédimensionnement des planchers:

❖ Plancher en corps creux :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée, ses fonctions essentielles sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé et dalles de compression.

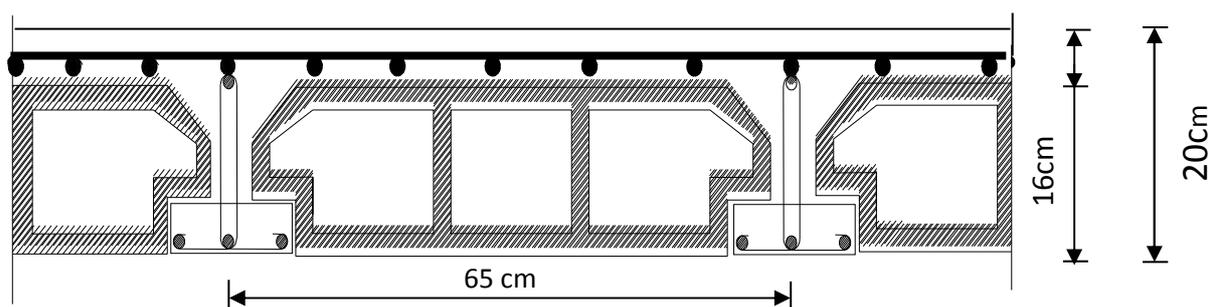


Figure. II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

- **Pré dimensionnement du plancher:**

Afin de limiter la flèche ,l'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante (article B.6.8,4 24/BAEL 91) :

$$h_i \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

- L_{\max} : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

- h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Dans notre cas : $L = 330 - 25 = 305$ cm

Nous aurons donc :

$$h_t \geq \frac{305}{22.5} = 13.55 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

II.3) Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles),

Selon le (*règlement B.A.E.L 91 modifié 99*) les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche.

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

- **Les poutres principales**
- **Les poutres secondaires**

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes
... (Art A.4.14 BAEL 91)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Les poutres principales sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

II.3.1) Poutres principales (PP) :

Les poutre principales elle supporte les poutres secondaires et les poutrelles elle repose sur des éléments porteur verticaux (poteaux , voiles)

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :(Art A

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L= 510 cm).

$$L = 510 - 25 = 485 \text{ cm.}$$

$32.33 \leq h_t \leq 48.5 \Rightarrow$ on considère : $h_t = 40 \text{ cm.}$

$16 \leq b \leq 28 \Rightarrow$ on considère pour plus de sécurité $b = 35 \text{ cm.}$

II.3.2) Poutres secondaires(PS) :

Les poutres secondaires Elles sont parallèles au poutrelle leurs rôle est de transmettre les efforts aux poutres principales

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$L = 330 - 25 = 305 \text{ cm}$$

$20.33 \leq h_t \leq 30.5 \Rightarrow$ on considère : $h_t = 35 \text{ cm.}$

$12 \leq b \leq 21 \Rightarrow$ on considère : $b = 30 \text{ cm}$.

❖ **Vérification de la condition du RPA**

Tableau II- 1 : Vérification aux exigences du RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	vérifiée
$h / b \leq 4$	1.16	1.2	vérifiée

✚ **Conclusion**

- Poutres principales (35×40) cm²
- Poutres secondaires (30×35) cm²

II.4) Pré Dimensionnement Des Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à (**Art 7.7.1.** du RPA99 version 2003).

$$L \geq 4 e_p$$

Avec :

e_p : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

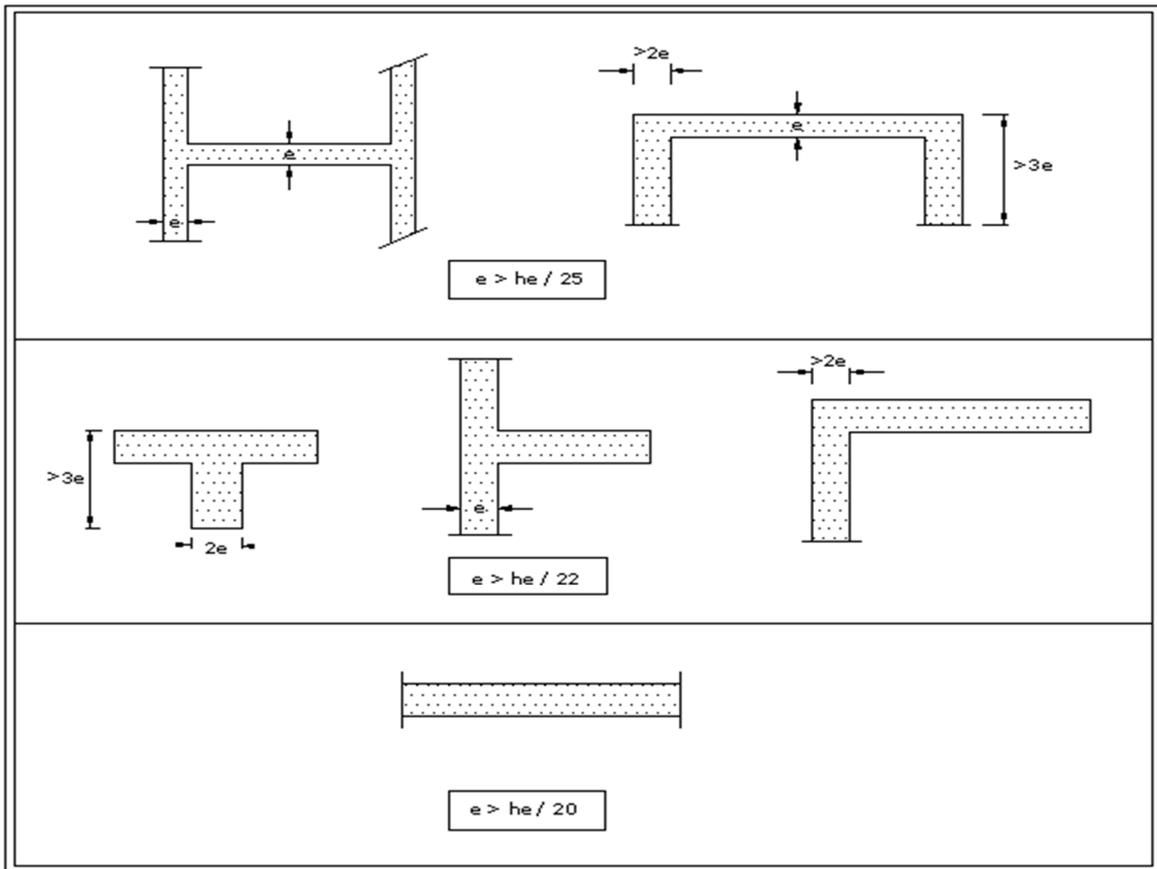


Figure II.2 : Coupe de voiles en plan.

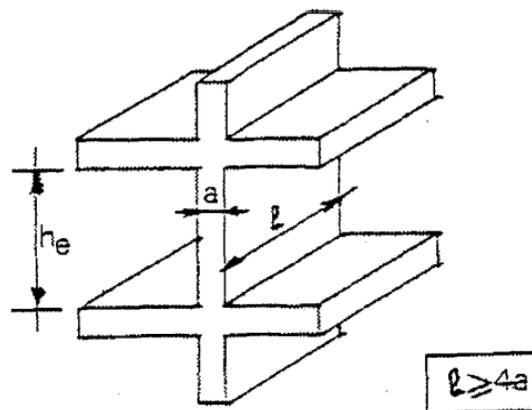


Figure II-3 : Coupe du voile en élévation

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

$$e_p \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$$

- **Au niveau duSous-sol:**❖ **1^{er} cas**

$$h_e = 383 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{383}{25} = 15.32 \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$L \geq 4 e_p = 80 \text{ cm.}$$

❖ **2^{eme} cas**

$$h_e = 383 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{383}{22} = 17.40 \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$L \geq 4 e_p = 80 \text{ cm.}$$

$$e_p \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22} \right)$$

$$\text{on prend : } e_p \geq \frac{h_e}{22}$$

- **Etage de service :**❖ **1^{er} cas**

$$a \geq \frac{388}{25} = 15.52 \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$L \geq 4 e_p = 80 \text{ cm.}$$

❖ **2^{eme} cas**

$$a \geq \frac{388}{22} = 17.63 \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$L \geq 4 e_p = 80 \text{ cm.}$$

$$e_p \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22} \right) \text{ on prend : } e_p \geq \frac{h_e}{22}$$

- **Rez-de-chaussé et les étages courants :**❖ **1^{er} cas**

$$a \geq \frac{286}{25} = 11.44 \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$L \geq 4 e_p = 80 \text{ cm.}$$

❖ 2^{ème} cas

$$a \geq \frac{286}{22} = 13 \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$L \geq 4 e_p = 80 \text{ cm.}$$

$$e_p \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}\right) \text{ on prend : } e_p \geq \frac{h_e}{22}$$

Avec :

- L : la longueur du voile
- a : épaisseur du voile

🏗️ **Conclusion :**

pour notre structure on adopte le 3^{ème} cas , donc on a : $e_p \geq \frac{h_e}{22}$

II.5) Pré Dimensionnement Des Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires d'un bâtiment en zone IIa :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa.
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ **he**: est la hauteur libre entre étages
- Le rapport $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ (RPA 99/ Art 7.5.1)

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{0.6 f_{c28}}$$

Avec:

$$N_s = G+Q$$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

S : section des poteaux

Remarque :

En premier lieu, pour effectuer la descente de charges, la section des poteaux à considérer est le minimum exigé par le RPA qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

II.5.1) Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (E2)

sera déterminée comme suit :

$$S_1 = 2.425 \times 1.5 = 3.637 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.775 \times 1.5 = 2.662 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.425 \times 1.35 = 3.273 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.775 \times 1.35 = 2.396 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11.968 \text{ m}^2$$

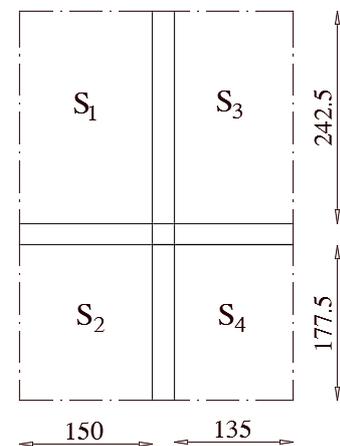


Figure II-4: Surface d'influence

II.6) Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B .C.2.2**).

II.6.1) Charges permanentes « G » :

1) Plancher terrasse :

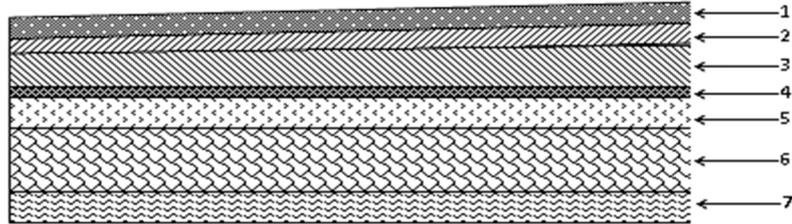


Figure II-5 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

Tableau II-2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible(DTR B .C.2.2).

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton 1%	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	(16+4) = 0.2	14	2.8
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
			G_{tot} = 5.46kN/m²	

2) Plancher d'étage courant et 2 sous-sol :

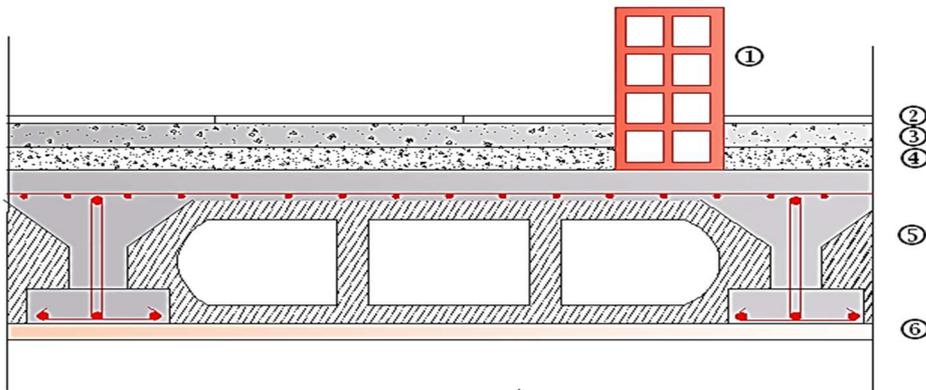


Figure II-6 : Coupe verticale du plancher courant

Tableau II-3 : Caractéristiques des éléments du plancher d'étage courant (DTR B .C.2.2).

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/ m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0.44
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,20	14	2.8
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
6	Cloison en briques creuses	0,10	9	0.90
G_{tot} = 5.1 kN/m²				

3) Maçonnerie

- Mur extérieur :

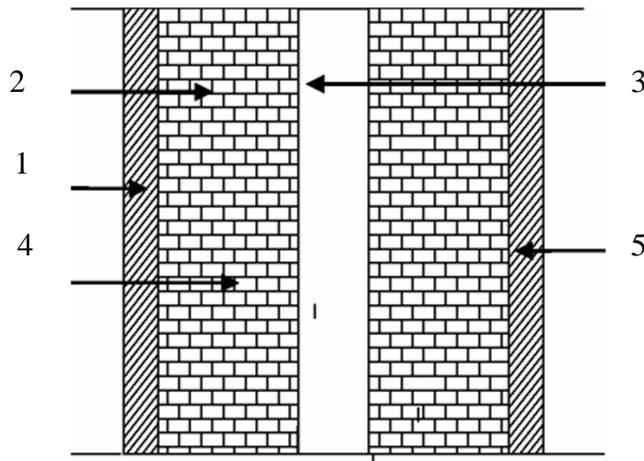


Figure II.7 Coupe transversale du mur

Tableau II-4 : Charges revenant aux murs extérieurs(DTR B .C.2.2).

N°	Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Enduit au mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0,90
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Cloison en briques creuses (8trous)	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0,20
$G_{me} = 2.36$ (kN / m ²)				

- Mur intérieur :

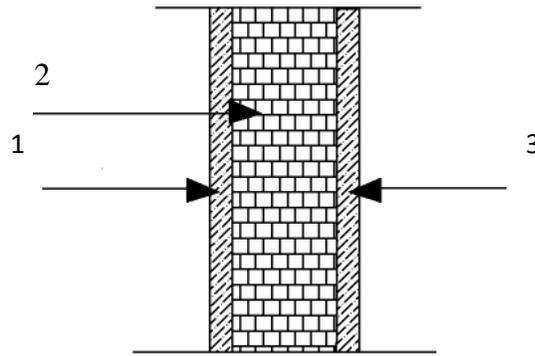


Figure II.8 Coupe transversale du mur intérieure (brique de 10cm d'épaisseur)

Tableau II-5 : Charges revenant aux murs intérieurs(DTR B .C.2.2).

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$	
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
2	Brique creuse	0.10	9	0.9	
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
			$G_{mi} = 1.3kN/m^2$		

- 4) Acrotère:

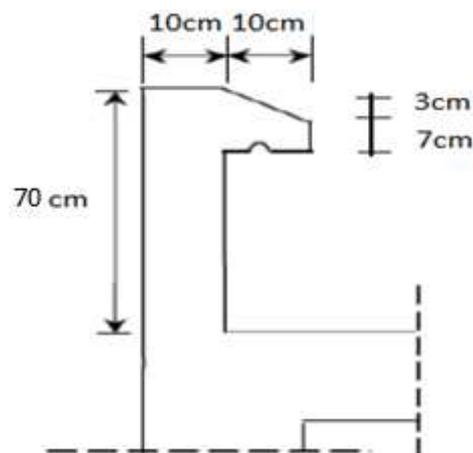


Figure II.9: Acrotère

La hauteur de l'acrotère est égale à : 70cm, la charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$G = \rho \times S \times 1ml$$

$$S = \left[(0.70 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) \right] = 0.0785$$

$$S = 0.0785m^2$$

$$G = 25 \times 0.785 \times 1ml = 1.962kN/ml$$

Tableau II-6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires (DTR B.C 2.2)

Elément :	Surcharge (Q) [KN/m²] :
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50
Plancher de l'étage de service et commercial	2.50

II.6.2) Surcharges d'exploitation « Q » :

- Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau suivant

➤ charger d'exploitation :

-Plancher du Sous-sol 2: → $Q = 2.5 \times 11.968 = 29.92kN$

-plancher étage courant et sou-sol1 : → $Q_{rdc} = Q_{SS1} = \dots\dots Q_6 = 1.50 \times 11.868 = 17.952kN.$

-Plancher terrasse : → $Q_0 = 1.00 \times 11.968 = 11.968 kN$

II.6.2.1) Poids propre des éléments :

✓ Poids du plancher: $P = G \times S$

-Plancher terrasse :

$$P = 5.46 \times 11.968 = 65.345 \text{ kN}$$

-Plancher étage courant et 2 sous-sol :

$$P = 5.1 \times 11.968 = 61.036 \text{ kN}$$

✓ Poids des poutres :

-Poutres principales :

$$P_{PP} = 0.35 \times 0.40 \times 4.45 \times 25 = 15.575 \text{ kN}$$

-Poutres secondaires :

$$P_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 3.05 \times 25 = 8.006 \text{ kN}$$

D'où le poids total : $P_{tot} = 23.581 \text{ kN}$

✓ Poids des poteaux :

-Poteau du Sous-sol2:

$$G_{PSS2} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.83 = 5.984$$

-Poteau du sous-sol 1 :

$$G_{PSS1} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.88 = 6.062 \text{ KN}$$

-poteau de RDC et étage courant:

$$G_{PRDC, PEC} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.86 = 4.468 \text{KN.}$$

II.6.3)Loi de dégression des surcharges:

D'après le règlement **DTR B.C. 2.2**, la dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la structure étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

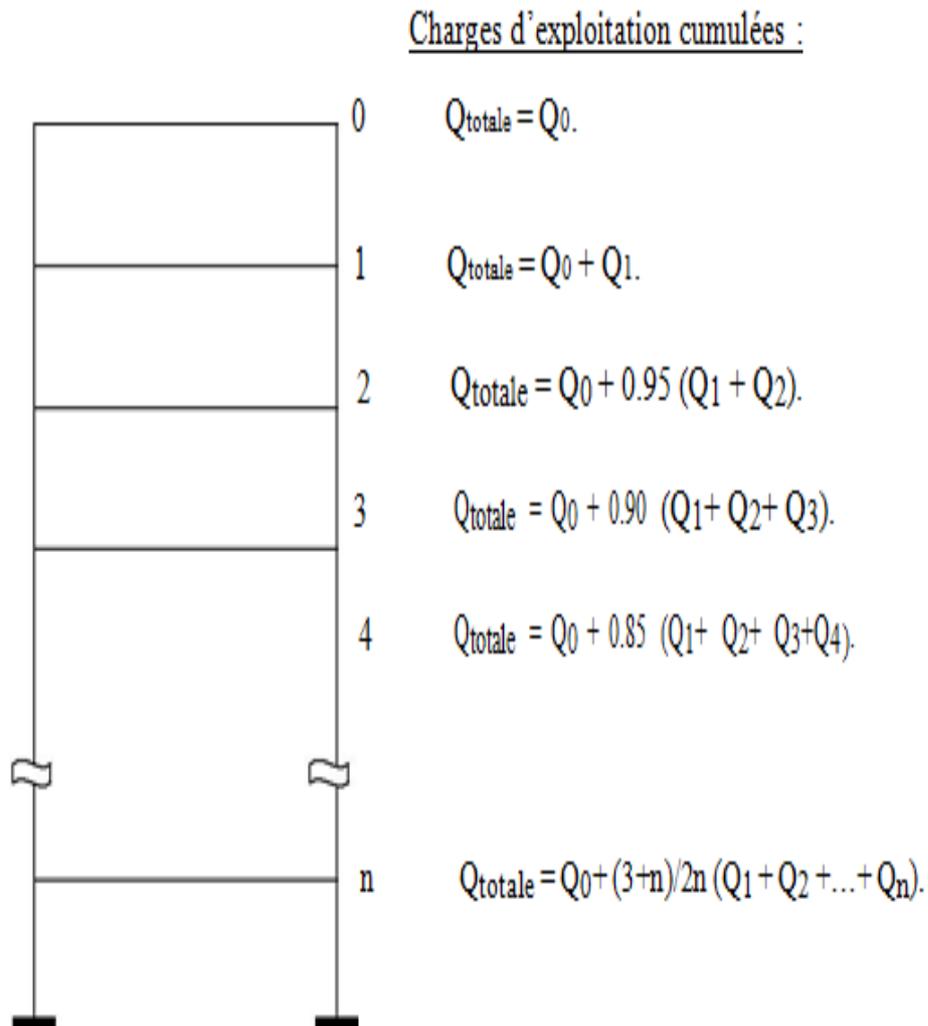


Figure II.10 Charges d'exploitation cumulées

$$Q_T = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times Q_i (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

Tableau II-7 : Les valeurs du coefficient des charges d'exploitation (3+n / 2n)

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Niveau	6	5	4	3	2	1	RDC	SS1	SS2
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68

II.6.3.1) Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges

$$Q_{\text{Niv } 6} = 11.968 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{Niv } 5} : Q_0 + Q_1 = 11.968 + 17.952 = \mathbf{29.92 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{Niv } 4} : Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 11.968 + 0.95 (17.952 \times 2) = \mathbf{46.076 \text{ KN.}}$$

$$Q_{\text{Niv } 3} : Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11.968 + 0.90 (17.952 \times 3) = \mathbf{60.438 \text{ KN.}}$$

$$Q_{\text{Niv } 2} : Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11.968 + 0.85 (17.952 \times 4) = \mathbf{73.004 \text{ KN.}}$$

$$Q_{\text{Niv } 1} : Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11.968 + 0.80 (17.952 \times 5) = \mathbf{83.776 \text{ KN.}}$$

$$Q_{\text{Nivrdc}} : Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11.968 + 0.75 (17.952 \times 6) = \mathbf{92.752 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{Nivs-sol } 1} : Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{\text{ss}1}) = 11.968 + 0.71 (17.952 \times 7) = \mathbf{101.189 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{Nivs-sol } 2} : Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{\text{ss}1} + Q_{\text{ss}2}) = 11.968 + 0.68 ((17.952 \times 7) + 29.92) = \mathbf{117.765 \text{ KN.}}$$

Tableau II-8 : Détermination des sections des poteaux

Niveau	Charge permanente G (kN)					charge d'exploitation Q (KN)		Effort normale N(KN)	Section du poteau (cm ²)	
	plancher	Poutre	Poteau	G _{tot}	G _{cum}	Q _{plancher}	Q _{cum}		N=G _c +Q _c	S=N/0.6f _{c28}
6	65.345	23.581	0	88.926	88.926	11.968	11.968	100.894	73.988	30x30
5	61.036	23.581	4.468	89.085	178.011	17.952	29.92	207.931	138.620	30x30
4	61.036	23.581	4.468	89.085	267.096	17.952	47.872	314.968	209.978	30x30
3	61.036	23.581	4.468	89.085	356.181	17.952	65.824	422.005	281.336	35x35
2	61.036	23.581	4.468	89.085	445.266	17.952	83.776	529.042	352.694	35x35
1	61.036	23.581	4.468	89.085	534.351	17.952	101.728	636.079	424.052	35x35
rdc	61.036	23.581	4.468	89.085	623.436	17.952	119.680	743.116	489.410	40x40
s-sol1	61.036	23.581	6.062	90.679	714.115	17.952	137.632	851.747	567.831	40x40
s-sol2	61.036	23.581	5.984	90.601	804.716	29.920	167.552	972.268	648.178	40x40

II-6-3-2 Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

Tableau II-9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99

Conditions exigés par le RPA :	Poteaux :	Valeur calculée :	Vérification :
$\min (b,h) \geq 25$ $\min (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	4 ^{eme} , 5 ^{eme} 6 ^{eme} (30×30)	$\min (b,h) = 30 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4, \frac{b}{h} = 1$	✓
	1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages (35×35)	$\min (b,h) = 35 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4, \frac{b}{h} = 1$	✓
	2 S-sol, RDC : (40×40)	$\min (b,h) = 40 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{383}{20} = 19.15, \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4, \frac{b}{h} = 1$	✓

 **Remarque :**

Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non au niveau du poteau (éviter la rotule plastique), et pour cela la vérification des rigidités est nécessaire.

II.7 Vérification de la condition de non flambement des poteaux :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés, suite à l'influence défavorable des sollicitations, la condition de l'élancement suivante doit être vérifiée :

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

Avec : L_f : Longueur de flambement $\rightarrow L_f = 0.7 L_0$

i : Rayon de giration $\rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

H_0 : Hauteur libre du poteau

S : Section transversale du poteau $\rightarrow S = b \times h$.

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

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

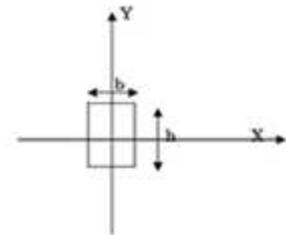


Figure II.11 Coupe du poteau

Finalement : $\lambda = 2.425 L_0/b$

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement

Tableau II-10 : Vérification au flambement

Condition	Niveau	Poteau (cm)	Surface (cm ²)	Inertie (cm ⁴) *10 ³	H ₀ (m)	l _f (cm)	i (cm)	λ
λ=2.425 L ₀ /b	S-Sol 1,2	40x40	1600	213.333	s-s ₁ :3.88	271.6	11.546	23.522
					s-s ₂ :3.83	268.1	11.546	23.219
λ=2.425 L ₀ /b	RDC	40x40	1600	213.333	2.86	200.2	11.546	17.339
λ=2.425 L ₀ /b	Etage 1,2,3	35x35	1225	125.052	2.86	200.2	10.103	19.815
λ=2.425 L ₀ /b	Etage 4,5,6	30x30	900	67.500	2.86	200.2	8.660	23.117

 **Conclusion:**

Les différentes règles, lois de document technique ont permis de prédimensionner les éléments du bâtiment à étudier comme suit :

Tableau II-11 : Récapitulatif des résultats

Hauteur du plancher en corps creux		h _t = 20cm (16+4)
Epaisseur de la dalle pleine		e = 15cm
Epaisseur des voiles	sous-sol, RDC, étages courants	a = 20cm
Sections des poutres	Poutre principale	(35×40) cm ²
	Poutre secondaire	(30×35) cm ²
Sections des poteaux	2 sous-sol , RDC	(40×40) cm ²
	1 ^{er} , 2 ^{eme} 3 ^{eme} étages	(35×35) cm ²
	4 ^{eme} , 5 ^{eme} 6 ^{eme} étages	(30×30) cm ²

III.1) Acrotère :**III.1.1) Introduction :**

L'acrotère est un élément en béton armé encastré au niveau de la périphérie d'un plancher terrasse non-accessible. Il a pour rôle d'empêcher le ruissèlement des eaux pluviales sur la façade et forme une paroi contre toute chute.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort horizontal P dû à l'action de la main courante qui engendre un moment de renversement M au niveau de l'encastrement.

Le calcul se fait en flexion composée pour une bande de longueur unité (1m).

III.1.2) Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

- La hauteur : $h = 70\text{ cm}$
- L'épaisseur : $h_0 = 10\text{ cm}$
- L'enrobage : $c = c' = 3\text{ cm}$

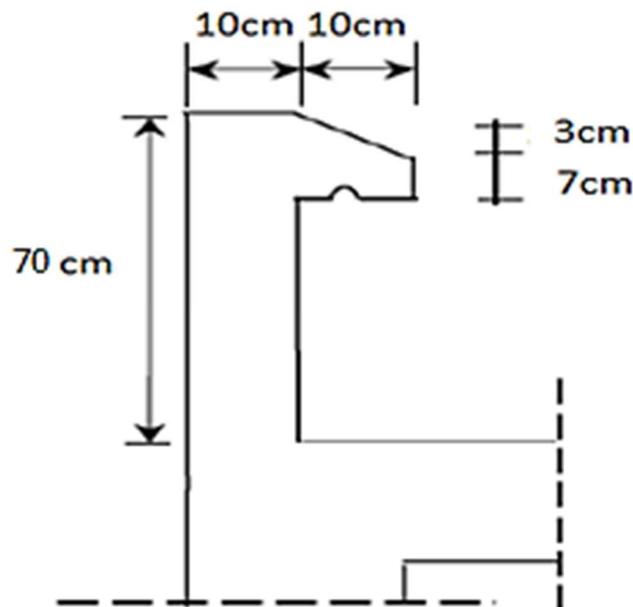


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère

III.1.3) Calcul des sollicitations :

- La charge permanente est donnée par :

$$\text{Poids propre de l'acrotère : } G = \gamma_b \times S$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$S = [(0.70 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (\frac{0.03 \times 0.1}{2})] = 0.0785$$

$$S = 0.0785 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0785$$

$$G = 1.962 \text{ kN/ml}$$

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

- Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1.962 \text{ KN}$

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

Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.7 \times 1 = 0.7 \text{ KN.m}$

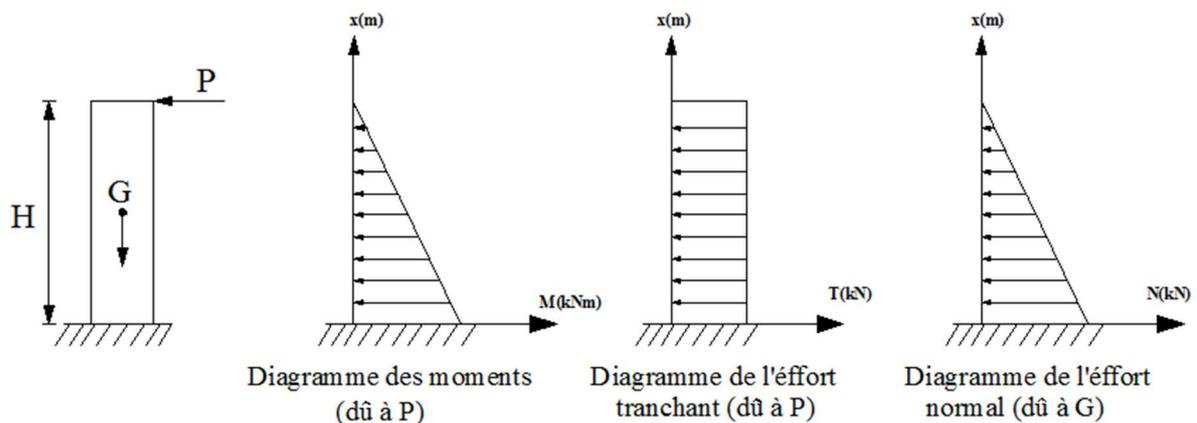


Figure III.1.2: Diagramme des efforts internes

➤ Les combinaisons de charges :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.962 = 2.648 \text{ kN}$$

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

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ kN.m}$$

ELS : $q_s = G + Q$

$$N_s = N = 1.962 \text{ kN}$$

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

$$M_s = M = 0.7 \text{ kN.m}$$

III.1.4) Ferrailage:

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

III.1.4.1) Calcul à l'ELU :



Figure III.1.3 : Coupe longitudinale de l'acrotère

a) Calcul de l'excentricité :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.648} = 0.396 \text{ m} = 39.6 \text{ cm}$
- $\frac{h_0}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm.}$

- ✓ M_U : moment du à la compression.
- ✓ N_U : effort de compression.
- ✓ e_u : excentricité.

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

$$\text{Donc : } e_u = 39.6 \text{ cm} > h/2 - c = \frac{10}{2} - 3 = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$$

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

b) Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif :**

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

$$M_f = 2.648 \times [0.396 + (\frac{0.1}{2} - 0.03)] = 1.101 \text{ kN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.101 \times 10^3 \times 10^3}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.015 < \mu_1 = 0.392$$

→ $\mu_u = 0.015 < \mu_1 = 0.392$ → La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau : $\mu_u = 0.015 \rightarrow \beta = 0.992$

- ❖ **Remarque :**

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

- **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{1.101 \times 10^3 \times 10^3}{0.992 \times 347.826 \times 70} = 45.58 \text{ mm}^2 = 0.4558 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.4558 - \frac{2.648 \times 10^3}{347.826 \times 100} = 0.379 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0$$

III.1.4.2) Vérification à l'ELU :

a) La condition de non fragilité (Art : A.4.2, 2, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e - 0.455.d}{e - 0.185.d} = 0.23 \times 10^3 \times 70 \times \frac{2.1}{400} \frac{396 - 0.455 \times 70}{396 - 0.185 \times 70} =$$

$$0.803 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.803 \text{ cm}^2 > A = 0.379 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

✚ Conclusion:

Les armatures calculées à partir de la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons la section imposée par cette condition.

$$A_{st} = A_{\min} = 0.803 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

✓ **le ferrailage se fera avec la section minimale :**

$$A_{st} = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A/3 = 3.92/3 = 1.306 \text{ cm}^2$$

On adoptera $4HA10=3.14\text{cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 70 / 4 = 17.5\text{cm}$

b) Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91 modifiée 99)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = \mathbf{1.5 \text{ kN}}$ (V_u : effort tranchant).

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A. 6.1.3/BAEL 91 modifiée 99)

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

Ψ_s : Coefficient de scellement: $\Psi_s = 1.5$ (**acier H.A**)

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

Avec :

$$\sum U_i = n \Pi Q = 5 \times \Pi \times 1 = 15.7\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 157} = 0.151\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.151\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

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

d) Longueur de scellement droit:(Art A.6.2.21/BAEL91 modifiée 99) :

. Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\phi = 35 \times 1 = 35 \text{ cm.}$$

. Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$l_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \phi \frac{f_e}{4(0.6 \cdot \psi_s^2 f_{t28})} = 1 \cdot \frac{400}{4(0.6 \times 2.1 \times 1.5^2)} = 352.7 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm.}$$

Donc la longueur de scellement droite est prise égale à : $l_s = 35$ cm.

e) Espacement des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable.

. Armatures principales : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. Armatures de répartition : $St = 17.5 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

III.1.4.3) Vérification à l'ELS :

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \right\} \text{ (Art A.4.5,32/BAEL91 modifiée 99)}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration : $\eta = 1.6$ (acier H.A)

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

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 7} = 0.560$$

$$\rho_1 = 0.560 \rightarrow \beta_1 = 0.888 \rightarrow K_1 = 29.64$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10^3 \times 10^3}{0.888 \times 70 \times 3.92 \times 100} = 28.727 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 28.727 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{28.727}{29.64} = 0.969 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.969 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'acrotère au Séisme

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{Art 6, 2,3 RPA99})$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A=0,15 en zone IIa

W_p : Poids de l'acrotère = 1.962 kN/ml

C_p : Facteur de force horizontale égal à 0,8

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,962 = 0,941 < Q = 1 \text{ kN/ml} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc , il est inutile de calculer l'acrotère au séisme .

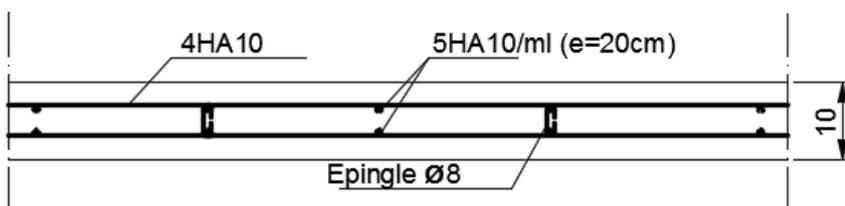
✚ Conclusion :

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

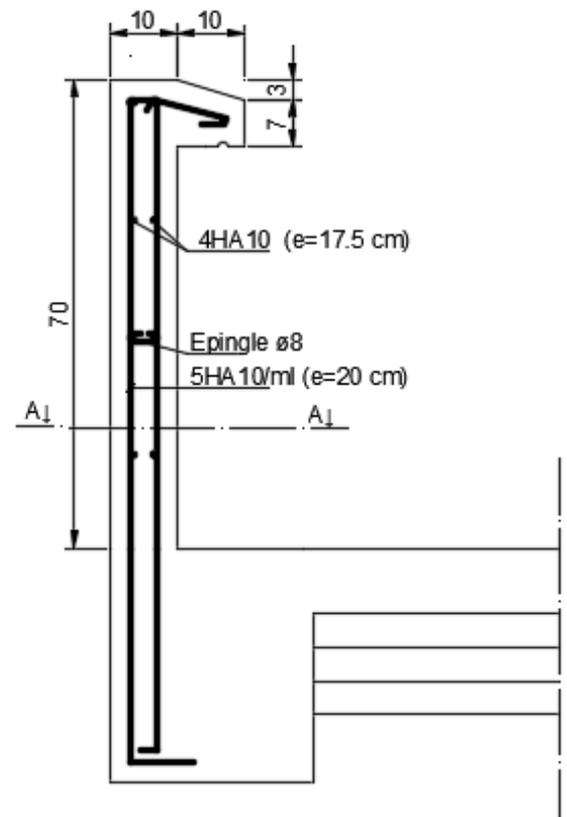
. Armatures principales : 5 HA 10 = 3.92cm² (St= 20 cm).

. Armatures de répartition : 4 HA 10 = 3.14 cm² (St= 17.5 cm).

❖ Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A



Acrotère

III.2) Planchers

III.2.1) Introduction :

Le plancher est constitué de corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm (entre axes), et possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de la dalle de compression.

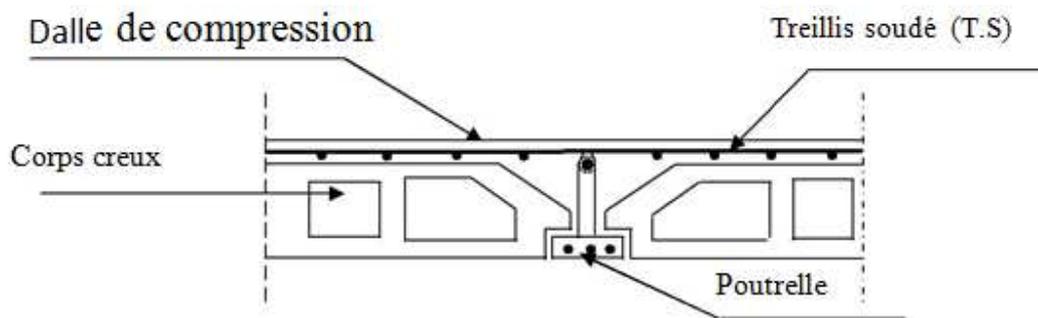


Figure III.2.1 : Coupe transversal du plancher

III.2.2) Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520).

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 91 modifiée 99 (Art B.6.8.423) :

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

❖ Calcul des armatures

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles** : les armatures doivent satisfaire les condition suivantes :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{si } L=65 \text{ cm}$$

L : entre axes des poutrelles qui est égale à 65cm (50cm < L < 80cm)

Donc :

$$\text{D'où : } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

✚ Conclusion :

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520 Ø5) de dimension (200× 200) mm².

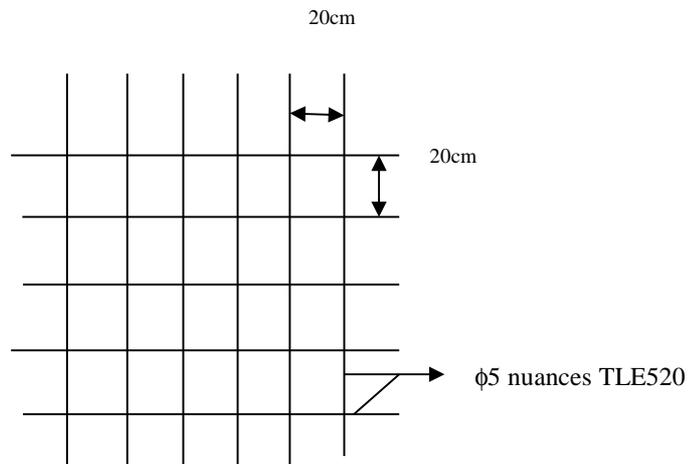


Figure : III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression

III. 2.3) Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$.

- **Dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

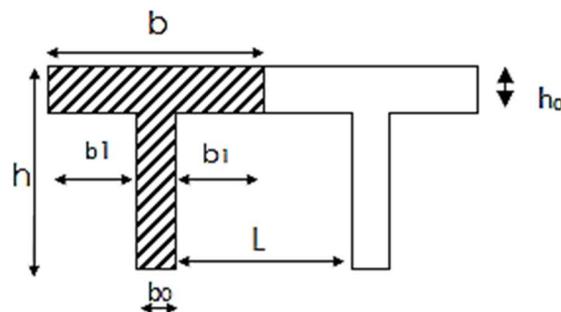


Figure III.2.3 : Dimension de la section en T

$b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelle

$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle

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

b_1 : est le débord

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

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression :

III.2.3.1) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales.

Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'œuvre.

a)- Chargement :

Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12\text{ kN/ml}$;

Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62\text{ kN/ml}$;

Surcharge due à l'ouvrier : 1.00 kN/ml .

Charge permanente : $G = 0.74\text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1\text{ kN/ml}$

b)- Ferrailage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.499 \text{ kN/ml}$$

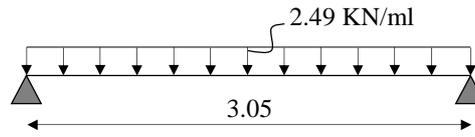


Figure III.2.4. Schéma statique de la poutrelle

✓ Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 2.905 \text{ kN.m} \Rightarrow M_U = \mathbf{2.905 \text{ kN.m}}$$

Calcul de l'effort tranchant sur appuis :

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = 3.810 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow T = \mathbf{3.810 \text{ kN}}$$

✓ Calcul des armatures :

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{2.905 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 4.26 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

✚ Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles sont soumises avant coulage.

III.2.3.2) Après coulage de la dalle de compression:

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre nue d'appuis

❖ Nous avons 2 cas à étudier :

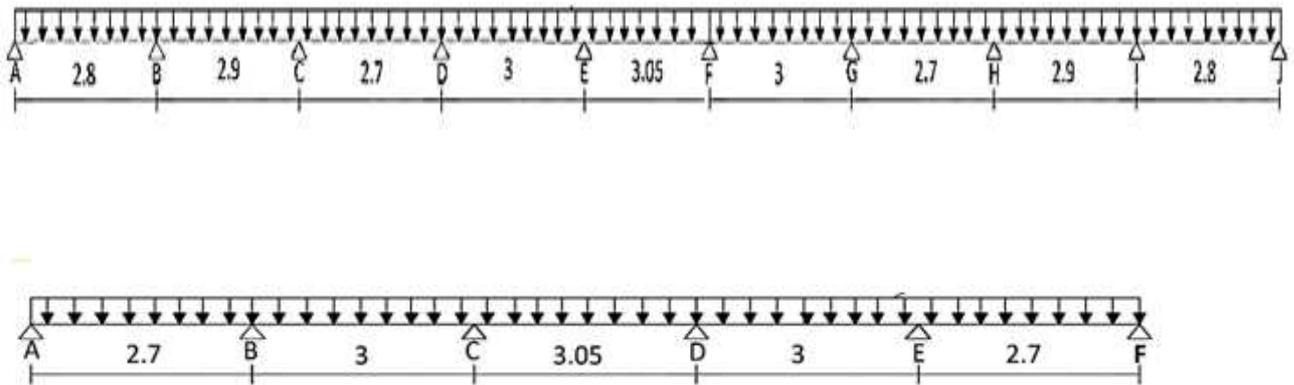


Figure III.2.5 Schéma statique de la poutrelle

a) Chargement :

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.

❖ Plancher terrasse inaccessible

- surcharge revenant au planche :

$$G = 5.46 \times 0.65 = 3.549 \text{ kN/ml}$$

- surcharge d'exploitation :

$$\text{Plancher terrasse inaccessible: } Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$$

➤ Les combinaisons des charges :

- à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 3.549) + (1.5 \times 0.65) = 5.766 \text{ kN/ml}$
- à l'ELS : $q_s = G + Q = 3.549 + 0.65 = 4.199 \text{ kN/ml}$

❖ Plancher étage courant à usage d'habitation et service

- surcharge revenant au planche

$$G = 5.1 \times 0.65 = 3.315 \text{ kN/ml}$$

- surcharge d'exploitation

$$\text{Plancher étage courant à usage d'habitation et service : } Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$$

➤ Les combinaisons des charges :

- à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q_1 = (1.35 \times 3.315) + (1.5 \times 0.975) = 5.937 \text{ kN/ml}$
- à l'ELS : $q_s = G + Q_1 = 3.315 + 0.975 = 4.290 \text{ kN/ml}$

❖ planche s-sol 2

- surcharge revenant au planche

$$G = 5.1 \times 0.65 = 3.315 \text{ kN/ml}$$

- surcharge d'exploitation

$$\text{planche s-sol 2 : } Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kN/ml}$$

➤ Les combinaisons des charges :

- à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q_2 = (1.35 \times 3.315) + (1.5 \times 1.625) = 6.912 \text{ kN/ml}$
- à l'ELS : $q_s = G + Q_2 = 3.315 + 1.625 = 4.940 \text{ kN/ml}$

❖ On adopte pour nos calculs :

- ✓ $G = 3.315 \text{ KN/m}$
- ✓ $Q = 1.625 \text{ KN/ml}$
- ✓ $q_u = 6.912 \text{ KN/ml}$
- ✓ $q_s = 4.940 \text{ KN/ml}$

b) Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

*Méthode forfaitaire.

*Méthode des trois moments.

*Méthode de Caquot.

❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BAEL 91 modifiée 99 Art B.6.2, 21)**

❖ **Condition 1**

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

$$Q = 1.625 \text{ kN/ml} \leq \max \{ 2G; 5 \text{ kN/ml} \}$$

$$2 \times G = 2 \times 3.315 = 6.630 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1.625 \leq \max \{ 6.630 ; 5 \} = 6.630 \text{ kN / ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Condition 2**

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées → **La condition est vérifiée.**

❖ **Condition 3**

3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25:

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{2.8}{2.9} = 0.965 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{2.9}{2.7} = 1.074 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{2.7}{3} = 0.90 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{3}{2.7} = 1.11 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{2.7}{2.9} = 0.93 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{2.9}{2.8} = 1.035 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Condition 4

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow **La condition est vérifiée.**

✚ Conclusion

Compte tenu de satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **Application de la méthode.**

❖ 1^{er} cas

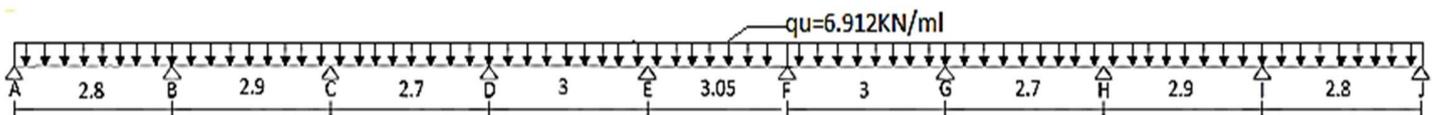


Figure III.2.6: Schéma statique de la poutrelle

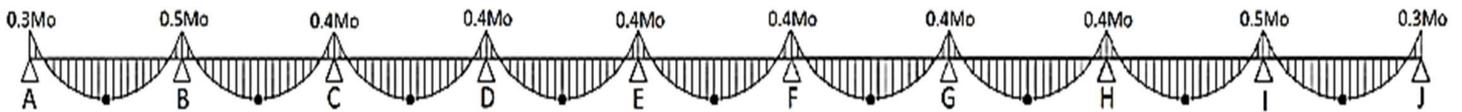


Figure III.2.7 : Diagramme des moments

➤ à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.912 \text{ kN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.625}{1.625 + 3.315} = 0.328 \text{ kN/m} \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, des valeurs suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3 \alpha = 1.098 & \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.549 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.649 & \text{(travée de rive)} \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

$$M_{0AB} = \frac{6.912 \times 2.8^2}{8} = 6.773 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{6.912 \times 2.9^2}{8} = 7.266 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{6.912 \times 2.7^2}{8} = 6.298 \text{ KN.m}$$

$$M_{ODE} = \frac{6.912 \times 3^2}{8} = 7.776 \text{ KN.m}$$

$$M_{OEF} = \frac{6.912 \times 3.05^2}{8} = 8.037 \text{ KN.m}$$

$$M_{OFG} = \frac{6.912 \times 3^2}{8} = 7.776 \text{ KN.m}$$

$$M_{OGH} = \frac{6.912 \times 2.7^2}{8} = 6.298 \text{ KN.m}$$

$$M_{OHI} = \frac{6.912 \times 2.9^2}{8} = 7.266 \text{ KN.m}$$

$$M_{OIJ} = \frac{6.912 \times 2.8^2}{8} = 6.773 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

$$M_A = 0.3M_0 = 2.031 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5M_0 = 3.633 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4M_0 = 2.906 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4M_0 = 3.110 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4M_0 = 3.214 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.4M_0 = 3.214 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.4M_0 = 3.110 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0.4M_0 = 2.906 \text{ KN.m}$$

$$M_I = 0.5M_0 = 3.633 \text{ KN.m}$$

$$M_J = 0.3M_0 = 2.031 \text{ KN.m}$$

a- Calcul des moments en travées :

- Travée de rive :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

• Travée A-B :

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{2.031 + 3.633}{2} + \max[7.436; 7.111] = 4.604 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.649 \times 6.773 = 4.395 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tAB} = 4.604 \text{ kN.m}$

• Travée I-J:

$$\begin{cases} M_{tIJ} \geq -\frac{3.633 + 2.031}{2} + \max[7.436; 7.111] = 4.604 \text{ kN.m} \\ M_{tIJ} \geq 0.649 \times 6.773 = 4.395 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tIJ} = 4.604 \text{ kN.m}$

- Travée intermédiaire :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_{tAB} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

- Travée B-C

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{3.633 + 2.906}{2} + \max[7.978; 7.629] = 4.708 \text{ kN.m} \\ M_{tBC} \geq 0.549 \times 7.266 = 3.989 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tBC} = 4.708 \text{ KN.m}$

-Travée C-D

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq -\frac{2.906 + 3.110}{2} + \max[6.915; 6.612] = 3.907 \text{ kN.m} \\ M_{tCD} \geq 0.549 \times 6.298 = 3.457 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tCD} = 3.907 \text{ KN.m}$

-Travée D-E

$$\begin{cases} M_{tDE} \geq -\frac{3.110 + 3.214}{2} + \max[8.538; 8.164] = 5.376 \text{ kN.m} \\ M_{tDE} \geq 0.549 \times 7.776 = 4.269 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tDE} = 5.376 \text{ KN.m}$

-Travée E-F

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tEF} \geq -\frac{3.214 + 3.214}{2} + \max[8.824 ; 8.438] = 5.610 \text{ kN.m} \\ M_{tEF} \geq 0.549 \times 8.037 = 4.412 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_{tEF} = 5.610 \text{ KN.m}$

- Travée F-G

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tFG} \geq -\frac{3.214 + 3.110}{2} + \max[8.538 ; 8.164] = 5.376 \text{ kN.m} \\ M_{tFG} \geq 0.549 \times 7.776 = 4.269 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_{tFG} = 5.376 \text{ KN.m}$

- Travée G-H

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tGH} \geq -\frac{3.110 + 2.906}{2} + \max[6.915 ; 6.612] = 3.907 \text{ kN.m} \\ M_{tGH} \geq 0.549 \times 6.298 = 3.457 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_{tGH} = 3.907 \text{ KN.m}$

-Travée H-I

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tHI} \geq -\frac{2.906 + 3.633}{2} + \max[7.978 ; 7.629] = 4.708 \text{ kN.m} \\ M_{tHI} \geq 0.549 \times 7.266 = 3.989 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_{tHI} = 4.708 \text{ KN.m}$

Diagramme des moments :



Figure III.2.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

❖ Calcul des efforts tranchant:

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

➤ à l'ELU

• Travée de rive AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6.912 \times \frac{2.8}{2} + \frac{(-3.633 + 2.031)}{2.8} = 9.104 \text{ kN.}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6.912 \times \frac{2.8}{2} + \frac{(-3.633 + 2.031)}{2.8} = -10.248 \text{ kN.}$$

- Travée intermédiaire BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6.912 \times \frac{2.9}{2} + \frac{(-2.906 + 3.633)}{2.9} = 10.273 \text{ kN.}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6.912 \times \frac{2.9}{2} + \frac{(-2.906 + 3.633)}{2.9} = -9.771 \text{ kN.}$$

- Travée intermédiaire CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 6.912 \times \frac{2.7}{2} + \frac{(-3.110 + 2.906)}{2.7} = 9.255 \text{ kN.}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -6.912 \times \frac{2.7}{2} + \frac{(-3.110 + 2.906)}{2.7} = -9.406 \text{ kN.}$$

- Travée intermédiaire DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 6.912 \times \frac{3}{2} + \frac{(-3.214 + 3.110)}{3} = 10.334 \text{ kN.}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -6.912 \times \frac{3}{2} + \frac{(-3.214 + 3.110)}{3} = -10.402 \text{ kN.}$$

- Travée intermédiaire EF :

$$T_E = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 6.912 \times \frac{3.05}{2} + \frac{(-3.214 + 3.214)}{3.05} = 10.540 \text{ kN.}$$

$$T_F = -q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -6.912 \times \frac{3.05}{2} + \frac{(-3.214 + 3.214)}{3.05} = -10.540 \text{ kN.}$$

- Travée intermédiaire FG :

$$T_F = q_u \frac{L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = 6.912 \times \frac{3}{2} + \frac{(-3.110 + 3.214)}{3} = \mathbf{10.402kN}.$$

$$T_G = -q_u \frac{L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -6.912 \times \frac{2.8}{2} + \frac{(-3.110 + 3.214)}{3} = \mathbf{-10.334kN}.$$

- Travée intermédiaire GH :

$$T_C = q_u \frac{L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = 6.912 \times \frac{2.7}{2} + \frac{(-2.906 + 3.110)}{2.7} = \mathbf{9.406kN}.$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = -6.912 \times \frac{2.7}{2} + \frac{(-2.906 + 3.110)}{2.7} = \mathbf{-9.255kN}.$$

- Travée intermédiaire HI :

$$T_H = q_u \frac{L_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_{HI}} = 6.912 \times \frac{2.9}{2} + \frac{(-3.633 + 2.906)}{2.9} = \mathbf{9.771kN}.$$

$$T_I = -q_u \frac{L_{HI}}{2} + \frac{M_I - M_H}{L_{HI}} = -6.912 \times \frac{2.9}{2} + \frac{(-3.633 + 2.906)}{2.9} = \mathbf{-10.237kN}.$$

- Travée de rive IJ :

$$T_I = q_u \frac{L_{IJ}}{2} + \frac{M_J - M_I}{L_{IJ}} = 6.912 \times \frac{2.8}{2} + \frac{(-2.031 + 3.633)}{2.8} = \mathbf{10.248kN}.$$

$$T_J = -q_u \frac{L_{IJ}}{2} + \frac{M_J - M_I}{L_{IJ}} = -6.912 \times \frac{2.8}{2} + \frac{(-2.031 + 3.633)}{2.8} = -9.104k$$

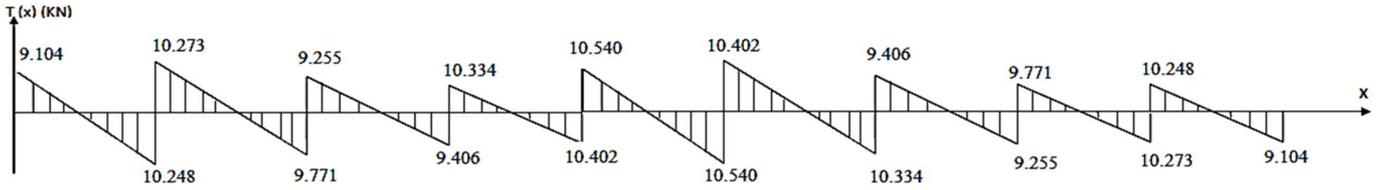


Figure III.2.9 : Diagramme des efforts tranchants

❖ 2^{eme} cas



Figure III.2.10: Schéma statique de la poutrelle

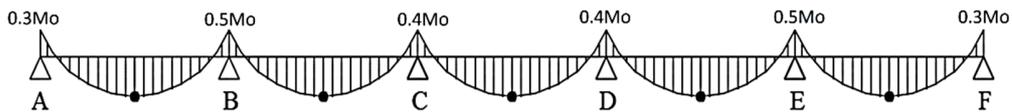


Figure III.2.11 : Diagramme des moments

➤ à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.912kN/ml$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.625}{1.625 + 3.315} = 0.328kN/m \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3 \alpha = 1.098 & \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.549 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.649 & \text{(travée de rive)} \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

$$M_{0AB} = \frac{6.912 \times 2.7^2}{8} = 6.298 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{6.912 \times 3^2}{8} = 7.776 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{6.912 \times 3.05^2}{8} = 8.037 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{6.912 \times 3^2}{8} = 7.776 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = \frac{6.912 \times 2.7^2}{8} = 6.298 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

$$M_A = 0.3 M_0 = 1.889 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5M_0 = 3.888 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4M_0 = 3.214 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4M_0 = 3.214 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.5M_0 = 3.888 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.3M_0 = 1.889 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

- Travée de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

- Travée A-B :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq -\frac{1.889 + 3.888}{2} + \max[6.915; 6.612] = 4.027 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.649 \times 6.298 = 4.087 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_{tAB} = 4.087 \text{ kN.m}$

- Travée E-F:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tEF} \geq -\frac{3.888 + 1.889}{2} + \max[6.915; 6.612] = 4.027 \text{ kN.m} \\ M_{tEF} \geq 0.649 \times 6.298 = 4.087 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_{IJ} = 4.087 \text{ KN.m}$

- Travée intermédiaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_{tAB} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

- Travée B-C:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq -\frac{3.888 + 3.214}{2} + \max[8.538; 8.164] = 4.987 \text{ kN.m} \\ M_{tBC} \geq 0.549 \times 7.776 = 4.269 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_{BC} = 4.987 \text{ KN.m}$

-Travée C-D

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq -\frac{3.214 + 3.214}{2} + \max[8.824; 8.438] = 5.610 \text{ kN.m} \\ M_{tIJ} \geq 0.549 \times 8.037 = 4.412 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_{CD} = 5.610 \text{ KN.m}$

-Travée D-E

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tDE} \geq -\frac{3.214 + 3.888}{2} + \max[8.538 ; 8.164] = 4.987 \text{ kN.m} \\ M_{tIJ} \geq 0.549 \times 7.776 = 4.269 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_{tDE} = 4.987 \text{ kN.m}$

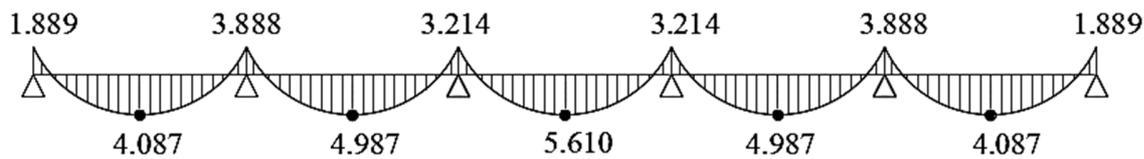


Figure III.2.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des efforts tranchant:

L'effort tranchant en tout point d'une poutre et donné par la formule suivante :

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

➤ à l'ELU

- Travée de rive AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6.912 \times \frac{2.7}{2} + \frac{(-3.888 + 1.889)}{2.7} = \mathbf{8.591kN.}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6.912 \times \frac{2.7}{2} + \frac{(-3.633 + 1.889)}{2.7} = \mathbf{-10.071kN.}$$

- Travée intermédiaire BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6.912 \times \frac{3}{2} + \frac{(-3.214 + 3.888)}{3} = \mathbf{10.592kN.}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6.912 \times \frac{3}{2} + \frac{(-3.214 + 3.888)}{3} = \mathbf{-10.144kN.}$$

- Travée intermédiaire CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 6.912 \times \frac{3.05}{2} + \frac{(-3.214 + 3.214)}{3.05} = \mathbf{10.540kN}.$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -6.912 \times \frac{3.05}{2} + \frac{(-3.214 + 3.214)}{3.05} = \mathbf{-10.540kN}.$$

- Travée intermédiaire DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 6.912 \times \frac{3}{2} + \frac{(-3.888 + 3.214)}{3} = \mathbf{10.144kN}.$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -6.912 \times \frac{3}{2} + \frac{(-3.888 + 3.214)}{3} = \mathbf{-10.592kN}.$$

- Travée de rive EF :

$$T_E = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 6.912 \times \frac{2.7}{2} + \frac{(-1.889 + 3.888)}{2.7} = \mathbf{10.071kN}.$$

$$T_F = -q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -6.912 \times \frac{2.7}{2} + \frac{(-1.889 + 3.888)}{2.7} = \mathbf{-8.591kN}.$$

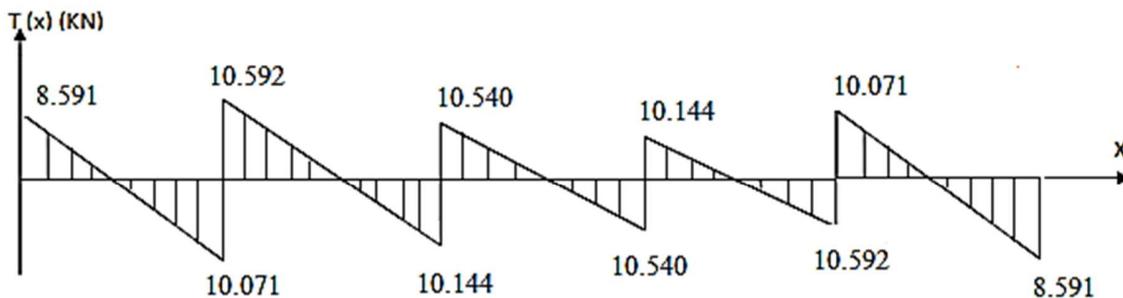


Figure III.2.13 : Diagramme des efforts tranchants

❖ Remarque :

Après avoir fait les calculs des 2 cas , on a trouvé le cas le plus défavorable en travée dans le 1^{er} cas, et le moment le plus défavorable en appuis dans le 2^{eme} cas et l'effort tranchant le plus défavorable dans le 2^{eme} cas .

Donc :

$$M_t^{\max} = 5.610 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 3.888 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 10.592 \text{ KN}$$

III.2.4) Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis .

• Armatures longitudinales:

Les moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{\max} = 5.610 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 3.888 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en *Té* dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} :$$

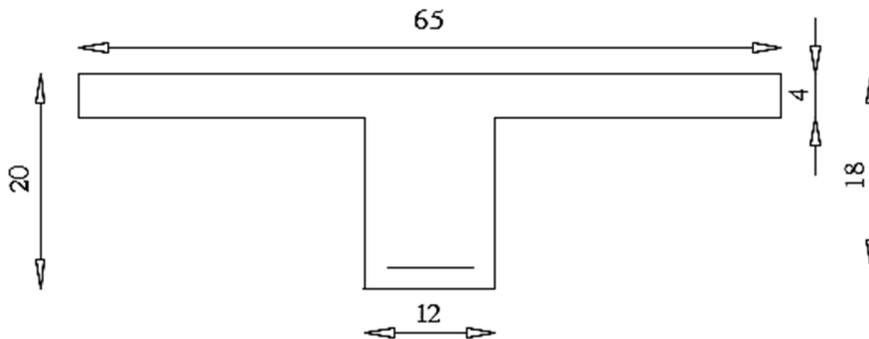


Figure III.2.14 : Coupe schématique de la poutrelle

a)- En travées :

- Moment équilibré par la table de compression M_0 :

Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 59.072 \text{ kN.m} \\ M_t^{max} = 5.610 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{max}$: donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

✚ **Conclusion** :

la section en T se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

- Sections d'armatures :

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.610 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.0187$$

$$\mu_u = 0.0187 < \mu_i = 0.392 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$\mu_u = 0.0187 \rightarrow \beta = 0.991$$

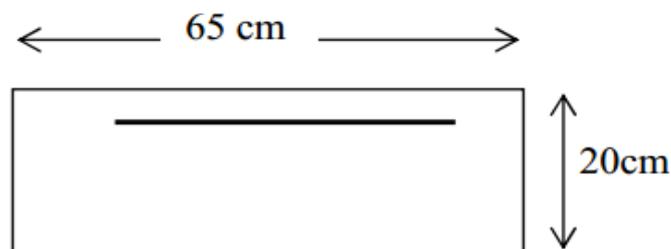


Figure III.2.15 : Coupe schématique de la poutrelle (travées)

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.610 \times 10^5}{0.991 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.904 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$.

b) Aux appuis:

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_a \max}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.888 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.0704$$

$$\mu_u = 0.0704 < \mu_i = 0.392$$

$$\mu_u = 0.0704 \rightarrow \beta = 0.964$$

(section simplement armé)

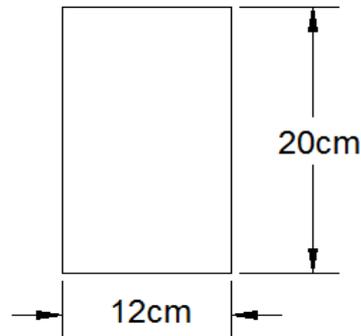


Figure III.2.16 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis)

$$A_{st} = \frac{M_{amax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.888 \times 10^5}{0.964 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.644 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_{sa} = 1HA10 = 0.78 \text{ cm}^2$.

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le **(BAEL 91 modifiée 99/ Art : A.7.22)**

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35} ; 1 ; \frac{12}{10} \right) = 0.571 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de $\phi 8$ avec $A_{st} = 1 HA8 = 0.50 \text{ cm}^2$

Espacement d'un cadre : est donné par le règlement **(BAEL 91 modifiée 99/ Art : A.5.1.22)**

$$e \leq \min \{0,9 \times d ; 40\text{cm}\}$$

$$e \leq \min \{0,9 \times 18; 40\text{cm}\}$$

$$e \leq 16.2\text{cm} \rightarrow e = 15\text{cm}$$

✚ Conclusion :

En travée : **3HA 10 = 2.35 cm².**

Aux appuis : **1HA 10 = 0.78cm².**

Les armatures transversales : **2HA8 = 1.01cm².**

III.2.5) Vérifications à l'ELU :

III.2.5.1 Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art A.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) : La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

Calcul de la section minimale :

- Aux appuis :

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 0.78\text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- En travée :

$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$ avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.5. 2) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 10.592 \text{ kN.}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

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

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{10.592 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,490 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$$

III.2.5.3) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc} \text{ avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 1 \times 3,14 \times 10 = 31.40 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.592 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 31.40} = 2.08 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 2.08 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 10 = 94.2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.592 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.69 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0,69 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

III.2.5.4) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A

5.1.313) :

- Appuis de rive :

$$\frac{2 T_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } a_0 = 0.9 d$$

Il faut vérifier que : $T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$

$$T \leq \frac{0,36 \times 180 \times 25 \times 120}{1,5} = 129600 \text{ N} = 129,6 \text{ kN}$$

$T_{max} = 10,248 \text{ kN} < T = 129,6 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

- Appuis intermédiaires :

Il faut vérifier que : $T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$

$T_{max} = 10,592 \text{ kN} < T = 129,6 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

III.2.5.6) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99):

- Appuis de rive :

$$A_{min} \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 10,248 \times 10}{400} = 0,294 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,78 \text{ cm}^2 > A = 0,294 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- Appuis intermédiaire :

$$A_{min} \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 10,592 \times 10}{400} = 0,304 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,78 \text{ cm}^2 > A = 0,304 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- Les armatures calculées sont suffisantes.

III.2.5.7) Ancrage des armatures (longueur de scellement)(Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

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

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} : \text{Contrainte d'adhérence } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour HA

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

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm} \quad \text{nous prendrons: } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 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 $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_C = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} ; \text{ nous adopterons des crochets à } 45^\circ \text{ avec une longueur } L_C = 20 \text{ cm}$$

III.2.6) Vérifications à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{\text{ELU}} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.912 \text{ kN/ml} \\ \underline{\text{ELS}} : q_s = G + Q = 4.940 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$\implies \frac{q_s}{q_u} = 0.714$$

moments max en travées et aux appuis a l' ELU sont :

$$M_t^{\max} = 5.610 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 3.888 \text{ kN.m}$$

❖ **Moment fléchissant**

❖ **1^{er} cas :**

En travée :

$$\text{Travée A-B : } M_{AB} = 4.604 \times 0.714 = 3.287 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_{BC} = 4.708 \times 0.714 = 3.361 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_{CD} = 3.907 \times 0.714 = 2.789 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_{DE} = 5.376 \times 0.714 = 3.838 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_{EF} = 5.610 \times 0.714 = 4.005 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée F-G : } M_{FG} = 5.376 \times 0.714 = 3.838 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée G-H : } M_{GH} = 3.907 \times 0.714 = 2.789 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée H-I : } M_{HI} = 4.708 \times 0.714 = 3.361 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée I-J : } M_{IJ} = 4.604 \times 0.714 = 3.287 \text{ KN.m}$$

En Appuis:

$$M_A = 2.031 \times 0.714 = 1.450 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 3.633 \times 0.714 = 2.593 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 2.906 \times 0.714 = 2.074 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 3.110 \times 0.714 = 2.220 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 3.214 \times 0.714 = 2.294 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 3.214 \times 0.714 = 2.294 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 3.110 \times 0.714 = 2.220 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 2.906 \times 0.714 = 2.074 \text{ KN.m}$$

$$M_I = 3.633 \times 0.714 = 2.593 \text{ KN.m}$$

$$M_J = 2.031 \times 0.714 = 1.450 \text{ KN.m}$$

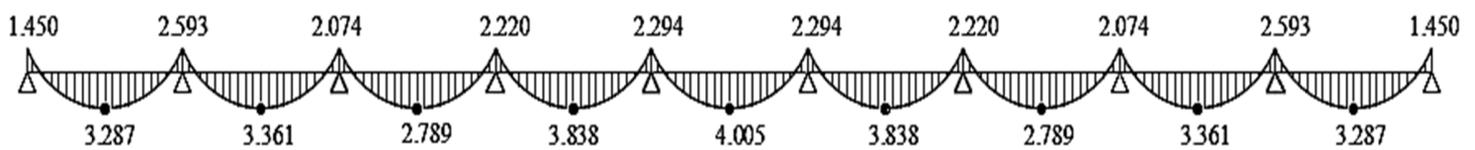


Figure III.2.17 : diagramme des moments fléchissant à ELS

➤ **Effort tranchant:**

Travée A-B :

$$T_A = 9.104 \times 0.714 = 6.500 \text{ KN}$$

$$T_B = -10.248 \times 0.714 = -7.317 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$T_B = 10.273 \times 0.714 = 7.334 \text{ KN}$$

$$T_C = -9.771 \times 0.714 = -6.976 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$T_C = 9.255 \times 0.714 = 6.608 \text{ KN}$$

$$T_D = -9.406 \times 0.714 = -6.715 \text{ KN}$$

Travée D-E :

$$T_D = 10.334 \times 0.714 = 7.378 \text{ KN}$$

$$T_E = -10.402 \times 0.714 = -7.427 \text{ KN}$$

Travée E-F :

$$T_E = 10.540 \times 0.714 = 7.525 \text{ KN}$$

$$T_F = -10.540 \times 0.714 = -7.525 \text{ KN}$$

Travée F-G :

$$T_F = 10.402 \times 0.714 = 7.427 \text{ KN}$$

$$T_G = -10.334 \times 0.714 = -7.378 \text{ KN}$$

Travée G-H :

$$T_G = 9.406 \times 0.714 = 6.715 \text{ KN}$$

$$T_H = -9.255 \times 0.714 = -6.608 \text{ KN}$$

Travée H-I :

$$T_H = 9.771 \times 0.714 = 6.976 \text{ KN}$$

$$T_I = -10.273 \times 0.714 = -7.334 \text{ KN}$$

Travée I-J :

$$T_I = 10.248 \times 0.714 = 7.317 \text{ KN}$$

$$T_J = -9.104 \times 0.714 = -6.500 \text{ KN}$$

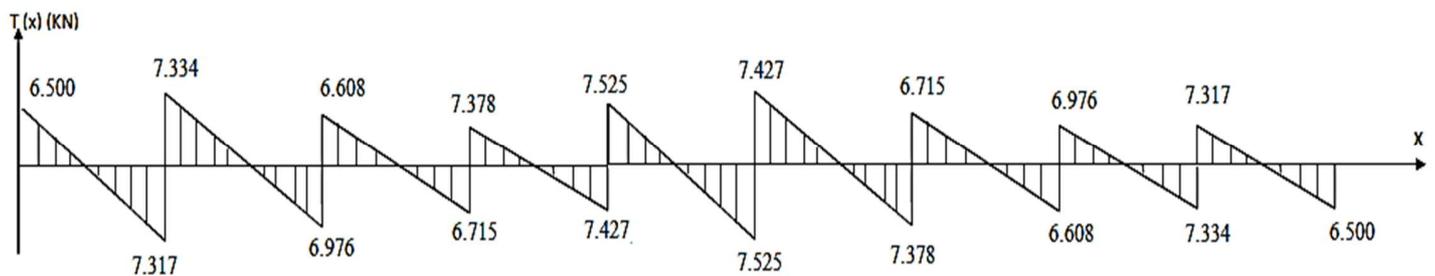


Figure III.2.18 : Diagramme des efforts tranchants à ELS

❖ 2^{ème} Cas

En travée :

$$\text{Travée A-B : } M_{AB} = 4.087 \times 0.714 = 2.918 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_{BC} = 4.987 \times 0.714 = 3.560 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_{CD} = 5.610 \times 0.714 = 4.005 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_{DE} = 4.987 \times 0.714 = 3.560 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée E-F : } M_{EF} = 4.084 \times 0.714 = 2.918 \text{ KN.m}$$

En Appuis:

$$M_A = 1.889 \times 0.714 = 1.348 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 3.888 \times 0.714 = 2.776 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 3.214 \times 0.714 = 2.294 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 3.214 \times 0.714 = 2.294 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 3.888 \times 0.714 = 2.776 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 1.889 \times 0.714 = 1.348 \text{ KN.m}$$

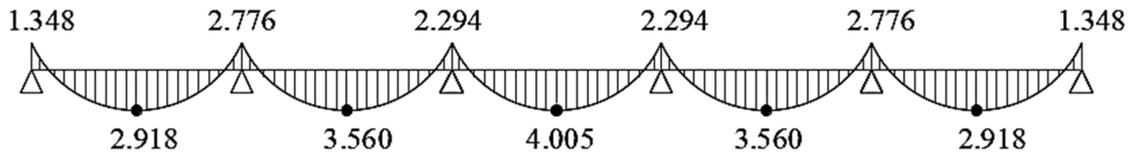


Figure III.2.19 : Diagramme des moments fléchissant à ELS

➤ **Effort tranchant:**

Travée A-B :

$$T_A = 8.591 \times 0.714 = 6.133 \text{ KN}$$

$$T_B = -10.071 \times 0.714 = -7.190 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$T_B = 10.592 \times 0.714 = 7.562 \text{ KN}$$

$$T_C = -10.144 \times 0.714 = -7.242 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$T_C = 10.540 \times 0.714 = 7.525 \text{ KN}$$

$$T_D = -10.540 \times 0.714 = -7.525 \text{ KN}$$

Travée D-E :

$$T_D = 10.144 \times 0.714 = 7.242 \text{ KN}$$

$$T_E = -10.592 \times 0.714 = -7.562 \text{ KN}$$

Travée E-F :

$$T_E = 10.071 \times 0.714 = 7.190 \text{ KN}$$

$$T_F = -8.591 \times 0.714 = -6.133 \text{ KN}$$

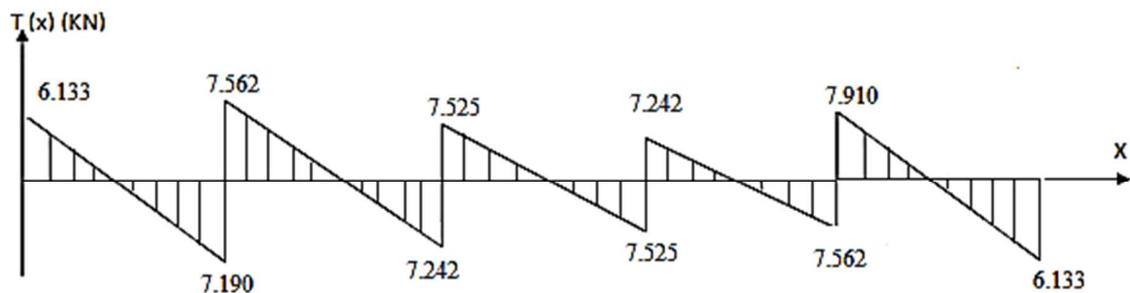


Figure III.2.20 : Diagramme des efforts tranchant à ELS

III.2.6.2) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art . A.5.3,2 / BAEL 91 modifiée 99)

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les disposition des armatures , sont conçues de manière à limiter la probabilité d'application des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation d'ouvrage.

Dans notre cas la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire

III.2.6.3) Etat limite de déformation (ArtB.6.5.1/ BAEL 91 modifier 99) :

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

Les règles du (Art B.6.8.424/ BAEL 91 modifié 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \end{array} \right. \text{ Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 4.940 \times \frac{3.05^2}{8} = 5.744 \text{ kN.m.}$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = \frac{20}{305} = 0,065 < \frac{4.005}{10 \times 5.744} = 0,069 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0,0108 > \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 3) \frac{h}{l} = \frac{20}{305} = 0,065 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ Calcul de la flèche :

Il faut vérifier que : $f = \frac{M_s l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

\bar{f} : la flèche admissible

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

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

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

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

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

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

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la

$$\text{nervure : } \rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

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

- Calcul des paramètres :

✓ La position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d)$$

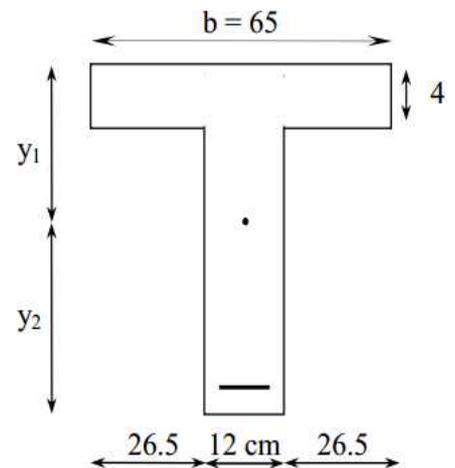
$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65-12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 18)$$

$$= 3458.5 \text{ cm}^3$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65-12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$



$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

✓ Calcul du moment d'inertie :

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.09^3 + 12.91^3) + (65-12) \times \frac{4^3}{12} + (65-12) \times 4 \times (7.09 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 2.35 \times (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 20016.05 \text{ cm}^4.$$

➤ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{4.005 \times 10^3}{0.978 \times 18 \times 2.35} = 96.81 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 96.81 + 2.1}; 0 \right) = 0.38$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.01} = 1.64$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 20016.05}{1 + 1.64 \times 0.38} = 13564.35 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{4.005 \times 10^5 \times 305^2}{10 \times 10818.865 \times 10^2 \times 13564.35} = 0.25 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{305}{500} = 0.61 \text{ cm}$$

$f = 0.25 \text{ cm} < \bar{f} = 0.61 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

✚ Conclusion :

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

❖ Armatures longitudinales :

- En travée : $3\text{HA } 10 = 2.35\text{cm}^2$.
- Aux appuis : $1\text{HA}10 = 0.78\text{cm}^2$.

❖ Les armatures transversales :

- Etrier : $2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

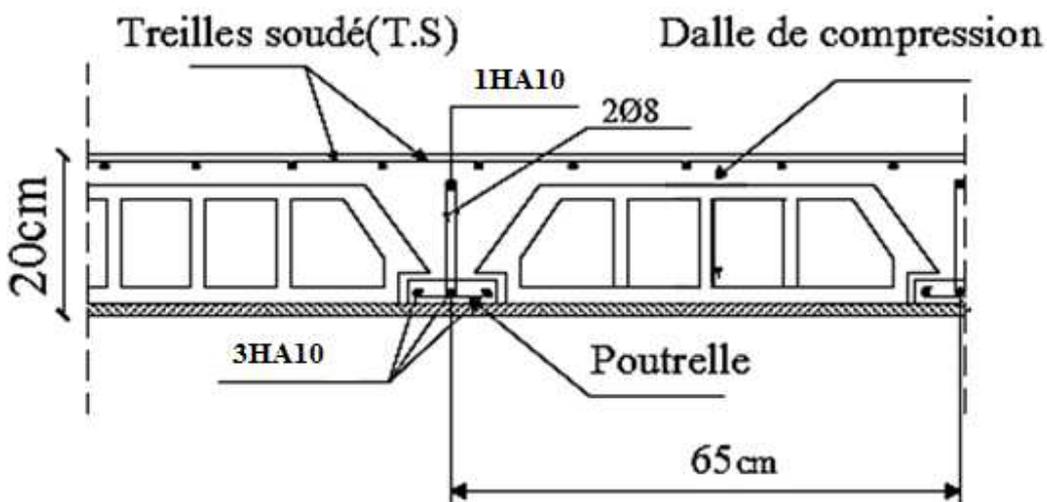


Figure III.2.21 Schéma de ferrailage des poutrelles

III.3) Poutre de chaînage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures .

III.3.1)Pré dimensionnement :

◆ Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow, \frac{305}{15} \leq h_t \leq \frac{305}{10} \Rightarrow 20.33\text{cm} \leq h_t \leq 30.5\text{cm}$$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm}$. (Minimum du RPA est de 30 cm)

◆ Largeur :

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

On prend : $b = 25 \text{ cm}$. (Minimum du RPA est de 25 cm)

La poutre aura donc une section de $(25 \times 30)\text{cm}^2$.

III.3.2) Détermination des charges permanentes :

◆ Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,30 \times 1 = 1.875 \text{ KN / ml}$.

◆ Poids propre du mur extérieur : $G_{\text{mur}} = (3.06 - 0.3) \times 2.36 = 6.513 \text{ KN / ml}$.

◆ poids du planche : $G_{\text{planche}} = 5.1 \times \frac{0.65}{2} = 1.657 \text{ KN / ml}$.

$$G_t = 10.045 \text{ KN/ml}$$

◆ surcharge d'exploitation

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.487$$

➤ Combinaison des charges :

◆ A l'ELU :

$$q_u = (1,35 G + 1.5Q) = (1,35 \times 10.045 + 1.5 \times 0.487) = 14.291 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 10.045 + 0.487 = 10.532 \text{ KN/ml}$$

III.3.3)calcul des efforts internes :

❖ A l'ELU

• Moments fléchissant :

$$M_u = \frac{q.l^2}{8} = \frac{14.291 \times 3.05^2}{8} = 16.617 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_{\text{travées}} = 0,85 M_u = 0,85 \times 16.617 = 14.124 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 M_u = -0,3 \times 16.617 = - 4.985 \text{ KN.m}$$

Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{14.291 \times 3.05}{2} = 21.793 \text{ KN}$$

Efforts tranchants :

$$T(\mathbf{x}) = - 14.291 \mathbf{x} + 21.793 \quad \text{Pour } \begin{cases} \mathbf{x} = 0 \text{ m} \\ \mathbf{x} = 3.05 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow T(\mathbf{x}) = 21.793 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{x} = 3.05 \text{ m} \Rightarrow T(\mathbf{x}) = - 21.793 \text{ KN.}$$

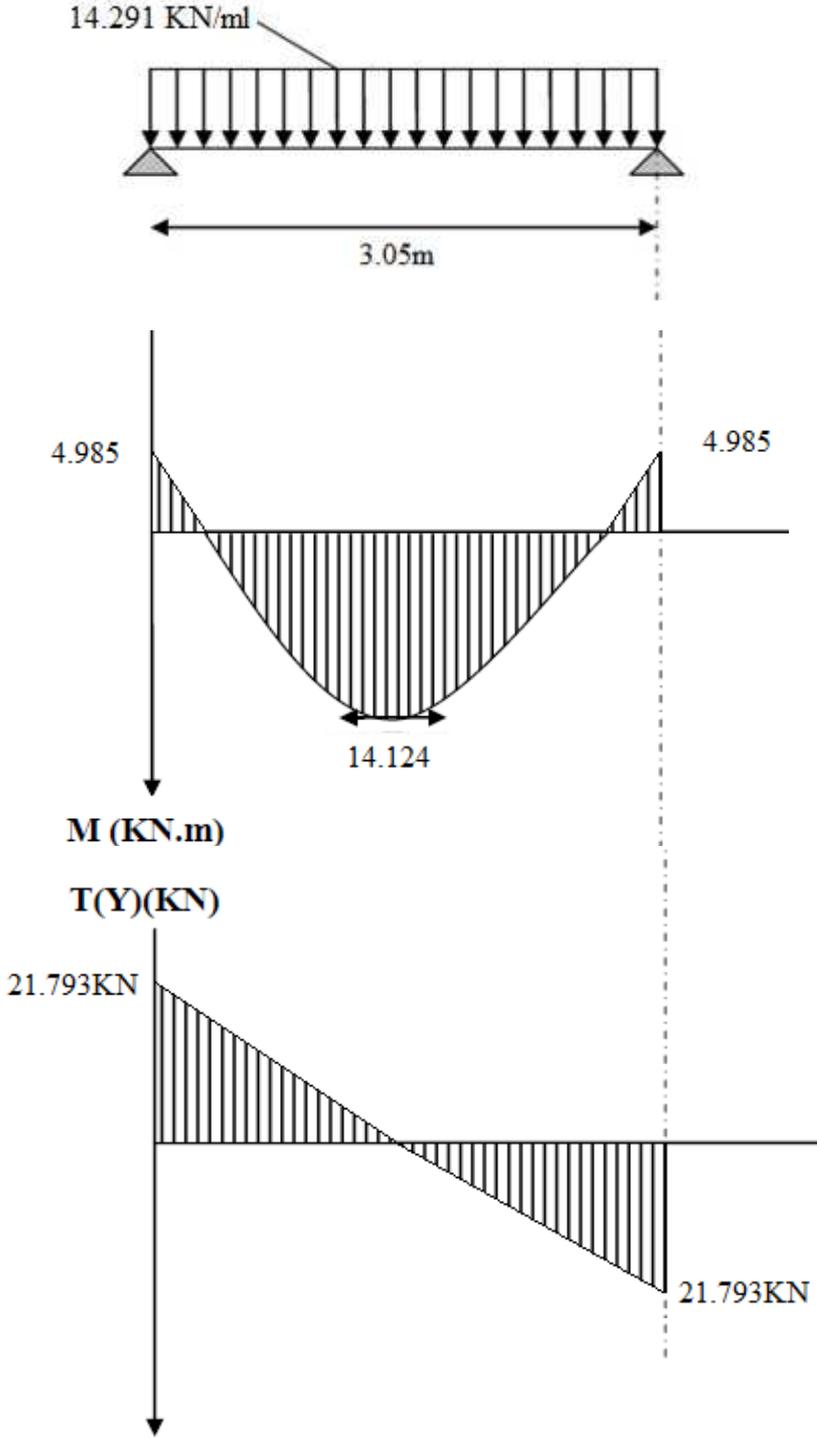


Figure III.3.1 Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.3.4) Calcul des armatures :

b = 25 cm. , c = 3 cm , d = 27 cm.

♦ En travée :

- Armatures principales : $M_{ut} = 14.124 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{14.124 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,20} = 0.054$$

$$\mu = 0,054 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,054 \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta.d.f_e/\gamma_s} = \frac{14.124 \times 10^3}{0,971 \times 27 \times 347.826} = 1.548 \text{ cm}^2$$

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

♦ En Appuis :

$M_{ua} = 4.985 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{4.985 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,20} = 0.019$$

$$\mu = 0,119 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,119 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta.d.f_e/\gamma_s} = \frac{4.985 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 347.826} = 0.53 \text{ cm}^2$$

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

III.3.5) Vérification à L'E.L.U :

III.3.5.1) Condition de non fragilité (A.4.2, 1 BAEL 91 modifiée 99)

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_s \geq 0,23 b.d. \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.3.5.2) Vérification de l'effort tranchant :(A.5.1.21 BAEL 91 modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{21.793 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.322 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \{0,2.f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \}.$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{3.33 ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.322 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Il n'y a aucun risque de cisaillement.

III.3.5.4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum u_i} \quad (\text{A.6.1.3 BAEL 91 modifiée 99})$$

$\sum u_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum u_i = n \pi \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.793 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113.04} = 0.79 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} \cdot .$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

III.3.5.5) Ancrage des barres aux appuis :(A.6.1, 23 BAEL 91 modifiée 99)

La longueur de scellement droit est : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.328 \text{ cm. Donc on adopte } l_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 modifiée 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « **Lc** » est au moins égale à $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

Les armatures comportent des crochets :

$$l_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm. } l_c = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

III.3.6) Espacement des barres :

❖ Selon le RPA 2003 Art 7.5.2 :

✓ En appuis :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \varnothing, 30 \right) = \min (7.5, 14.4, 30) = 7.5 \text{ cm}$$

$$S_t = 5 \text{ cm}$$

✓ En travée

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

III.3.7) Calcul à L'ELS :

$$q_s = 10.532 \text{ KN/ml}$$

❖ Efforts tranchants :

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.532 \times 3.05}{2} = 16.061 \text{ KN}$$

❖ Moments fléchissant :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.532 \times 3.05^2}{8} = 12.246 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_{\text{travée}} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 12.246 = 10.409 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 12.246 = - 3.673 \text{ KN.m}$$

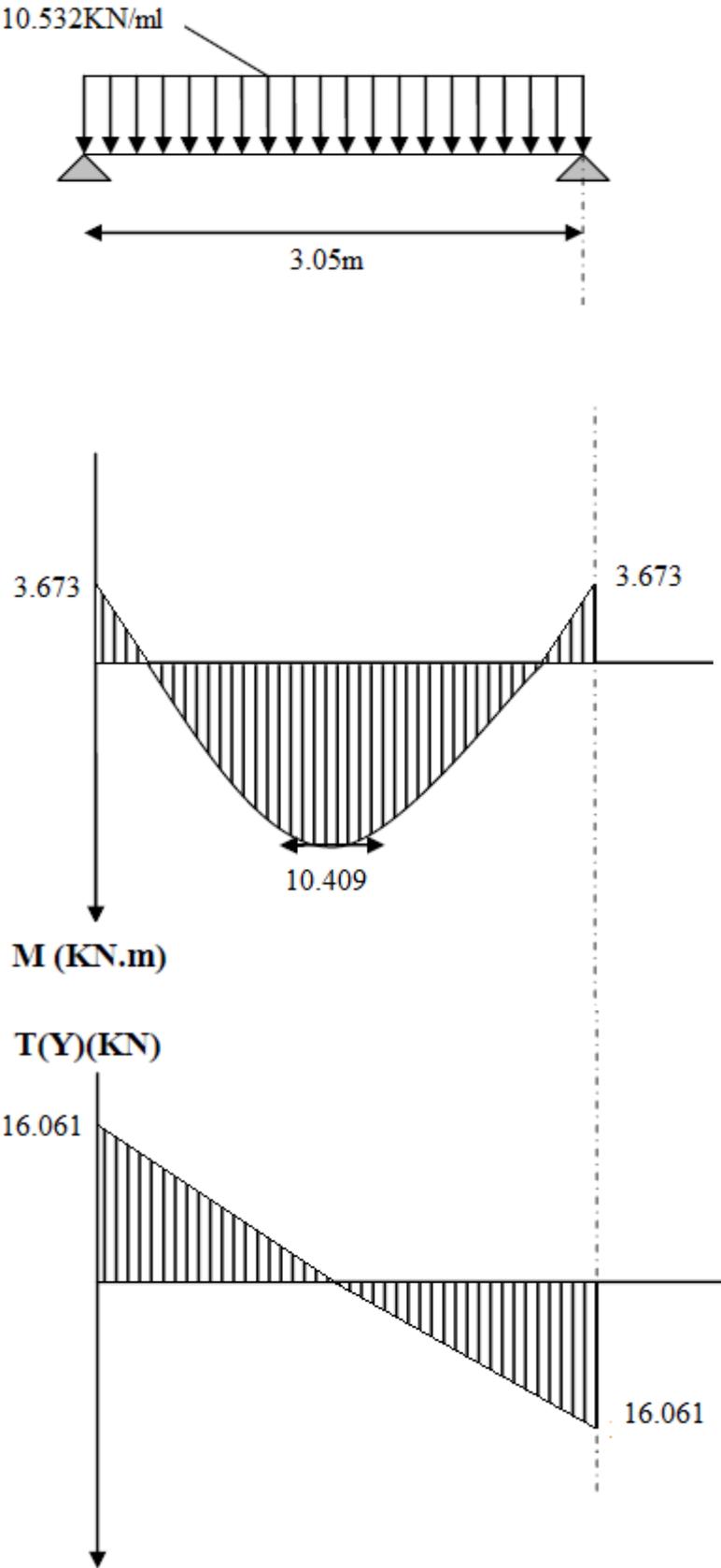


Figure III.3.2 diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.3.8) Vérification à L'ELS :

b) Etat limite de résistance de béton à la compression: (Art A.4.5.2 BAEL 99 modifiée 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration est peu nuisible, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

✚ **En appuis:** La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$

✓ Dans les aciers

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 31.876 \\ \beta_1 = 0.893 \end{array} \right\} \Rightarrow$ à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{3.673 \times 10^3}{3.39 \times 0.893 \times 27} = 44.937 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 44.937 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition est vérifiée.

✓ Dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{44.937}{31.876} = 1.409 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 Condition est vérifiée.

✚ **En travées:** La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 4.62 \text{ cm}^2$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

✓ Dans les aciers:

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 31.876 \\ \beta_1 = 0,893 \end{array} \right\} \Rightarrow$ par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} = \frac{10.409 \times 10^3}{0,893 \times 27 \times 3.39} = 143.262 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 143.262 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348 MPa \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

✓ Dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{143.262}{31.876} = 4.494 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.494 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée}$$

✚ Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.3.8.3) Vérification de la flèche : (B.6.5, 2 BAEL 91 modifiée 99)

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.

Les règles du **BAEL91**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres, si les conditions suivantes sont satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{Avec : } M_0 = q_S \frac{l^2}{8} = 10.532 \times \frac{3.05^2}{8} = 12.246 \text{ kN.m} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \end{array} \right.$$

h : hauteur de la poutre(30cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la poutre

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = \frac{30}{305} = 0,098 > \frac{10.409}{10 \times 12.246} = 0,0849 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3.39}{25 \times 27} = 0,0064 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots \text{condition vérifiée} \\ 3) \frac{h}{l} = \frac{30}{305} = 0,098 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : les conditions sont toutes vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire .

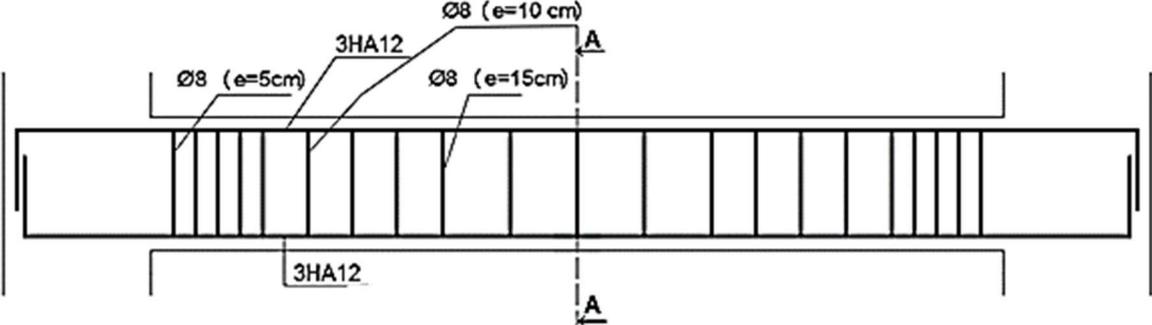
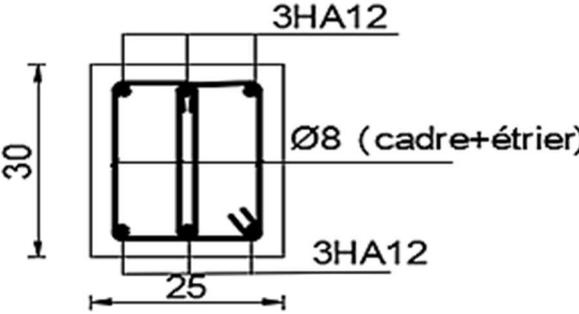


Figure III.3.3 : Schéma de ferrailage.



Coupe A-A

III.4) Escalier:

III.4.1) Définition :

Les escaliers sont des éléments secondaires en béton armé coulé en place, constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges. cette structure est dotée d'une seule cage d'escalier droits à 2 volées.

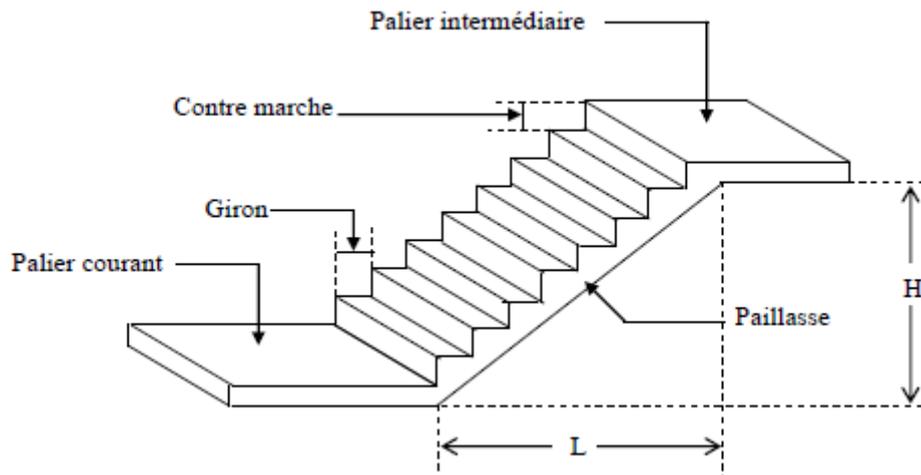


Figure III.4.1 : Coupe transversale de l'escalier

➤ Notations utilisées.

g : giron

h : contre marche

e_p : épaisseur de la paillasse

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée projetée

III.4.2) Dimensionnement

Dans cette structure on possède plusieurs types d'escalier, pour le calcul on prend le cas le plus défavorable.

La condition de BLONDEL, nous permet de pré dimensionner convenablement cet escalier.

h : est le plus courant ($14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$).

g : est le plus courant ($59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{ cm}$).

Avec :

h : La hauteur de la contre marche .

g : la largeur du giron .

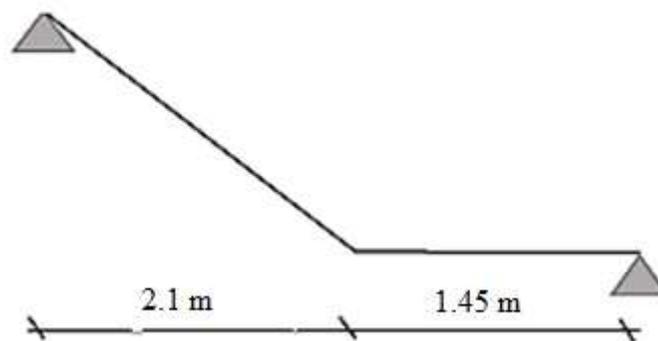


Figure III.4.2 : Schéma statique de l'escalier

-Hauteur de marche : 17 cm

- Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8$ contre marches.

- Nombre de marches : $m = (n-1) = (8-1) = 7$ marches.

- le giron : $g = \frac{L}{m} = \frac{210}{7} = 30\text{ cm}$, $g = 30\text{ cm}$.

• **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$60\text{ cm} \leq 2h+g \leq 66\text{ cm}.$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{ cm}.$$

$$60\text{ cm} \leq 2h+g = 64\text{ cm} \leq 66\text{ cm}$$

- ❖ La relation est vérifiée donc l'escalier est confortable .

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier. Sa longueur est :

$$L = g (n-1) = 30 (8-1) = 210 \text{ cm.}$$

- ✓ Dimensionnement de l'escalier :

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20}$$

- ✓ Angle d'inclinaison :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0.647 \quad \rightarrow \quad \alpha = 32.92^\circ$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.1}{\cos 32.92} = 250 \text{ cm} = 2.5 \text{ m} \qquad L_1 = 1.45 \text{ m}$$

- ✓ Longueur réelle de la pailasse: $L' = L_0 + L_1 = 2.5 + 1.45 = 3.95 \text{ m.}$

D'où :

$$\frac{395}{30} \leq ep \leq \frac{395}{20} \rightarrow 13.16 \text{ cm} \leq ep \leq 19.75 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \mathbf{ep = 18 \text{ cm}}$$

III.4.3) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

✓ Charges permanentes :➤ **paillasse :**

$$\text{Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times 0.18}{\cos(32.92)} \times 1 = 5.363 \text{ KN/ml}$$

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

➤ **Poids des revêtements :**

$$\text{-Carrelage : } 0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0.44 \text{ kN/ml}$$

$$\text{-Mortier : } 0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0.44 \text{ kN/ml}$$

$$\text{-Poids du garde du corps : } 0,20 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,20 \text{ kN/ml}$$

$$\text{-Couche de sable : } 0,02 \times 18 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,36 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G_r = 1.44 \text{ KN/ml}}$$

D'ou :

$$G_{\text{paillasse}} = 8.928 \text{ KN/ml}$$

➤ **Palier :**

$$\text{Poids propre du palier : } 25 \times 0,18 \times 1 \dots\dots\dots = 4.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) : } [0.44 + 0.44 + 0.36 + 0.3] \times 1 \dots\dots = 0.88 \text{ KN/ml}$$

D'ou :

$$\mathbf{G_{\text{palier}} = 5.38 \text{ KN/ml}}$$

➤ **Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

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

III.4.4) Calcul des combinaisons des charges:

❖ **A l'ELU :**

$$q_{\text{paillasse}} = 1.35 \times G_{\text{paillasse}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 8.928 + 1.5 \times 2.5 = 15.802 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{\text{palier}} = 1.35 G_{\text{palier}} + 1.5 Q = 1.35 \times 5.38 + 1.5 \times 2.5 = 11.013 \text{ kN/ml.}$$

- Calcul des efforts internes :

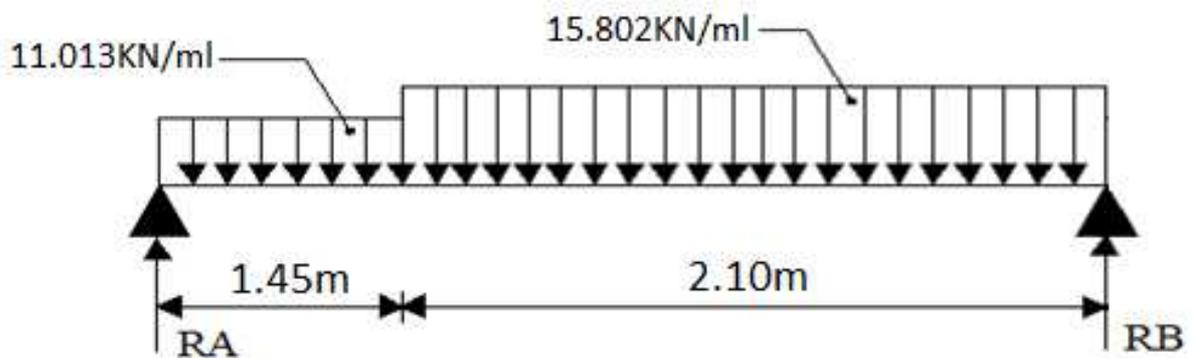


Figure III.4.3: schéma statique d'escalier à l'ELU.

- ✓ Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = (11.013 \times 1.45) + (15.802 \times 2.1) = 49.153 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A = 49.153 - R_B$$

$$11.013 \times 1.45 \times \left(\frac{1.45}{2}\right) + 15.802 \times 2.1 \times \left(\frac{2.1}{2} + 1.45\right) - R_B \times 3.55 = 26.63 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_B = 26.63 \text{ kN}$$

$$R_A = 49.153 - 26.63 = 22.52 \text{ kN}$$

✓ Calcul des efforts internes :

Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant par tronçons

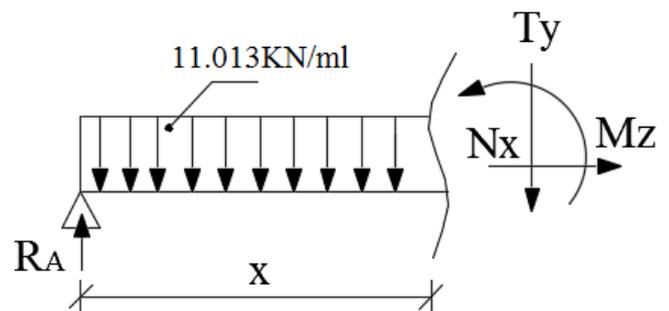
▪ Efforts tranchants

Tronçon 1: $0 \leq x \leq 1.45$

$$T(x) = -11.013x + 22.52$$

$$x=0 \quad T(x) = 22.52 \text{ kN}$$

$$x=1.45 \quad T(x) = 6.55 \text{ kN}$$

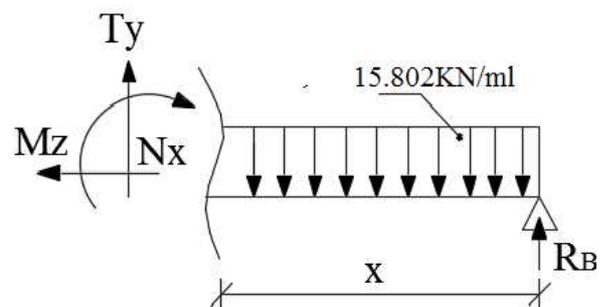


Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 2.1$

$$T(x) = 15.802x - 26.63$$

$$x=0 \quad T(x) = -26.63 \text{ kN}$$

$$x=2.1 \quad T(x) = 6.55 \text{ kN}$$



▪ Moment fléchissant

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.45$

$$M(x) = -11.013 \left(\frac{x^2}{2} \right) + 22.52 x$$

$$x=0 \quad M(x) = 0$$

$$x=1.45 \quad M(x) = 21.08 \text{ kN.m.}$$

Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 2.1$

$$M(x) = -\frac{15.802(x)^2}{2} + 26.63 x$$

$$x=0 \quad M(x) = 0$$

$$x=2.1 \quad M(x) = 21.08 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment max:

$$\frac{dM(x)}{dx} = -15.802x + 26.63$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{26.63}{15.802} = 1.685 \text{ m}$

$$x = 1.685 \text{ m}$$

$$M(x)_{\max} = 22.438 \text{ KN.m}$$

➤ **Remarque :**

Il faut tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

➤ **Aux appuis :**

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 22.438 = -6.731 \text{ kN.m}$$

➤ **En travée :**

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 22.438 = 19.073 \text{ kN.m}$$

Diagramme des moments et effort tranchant :

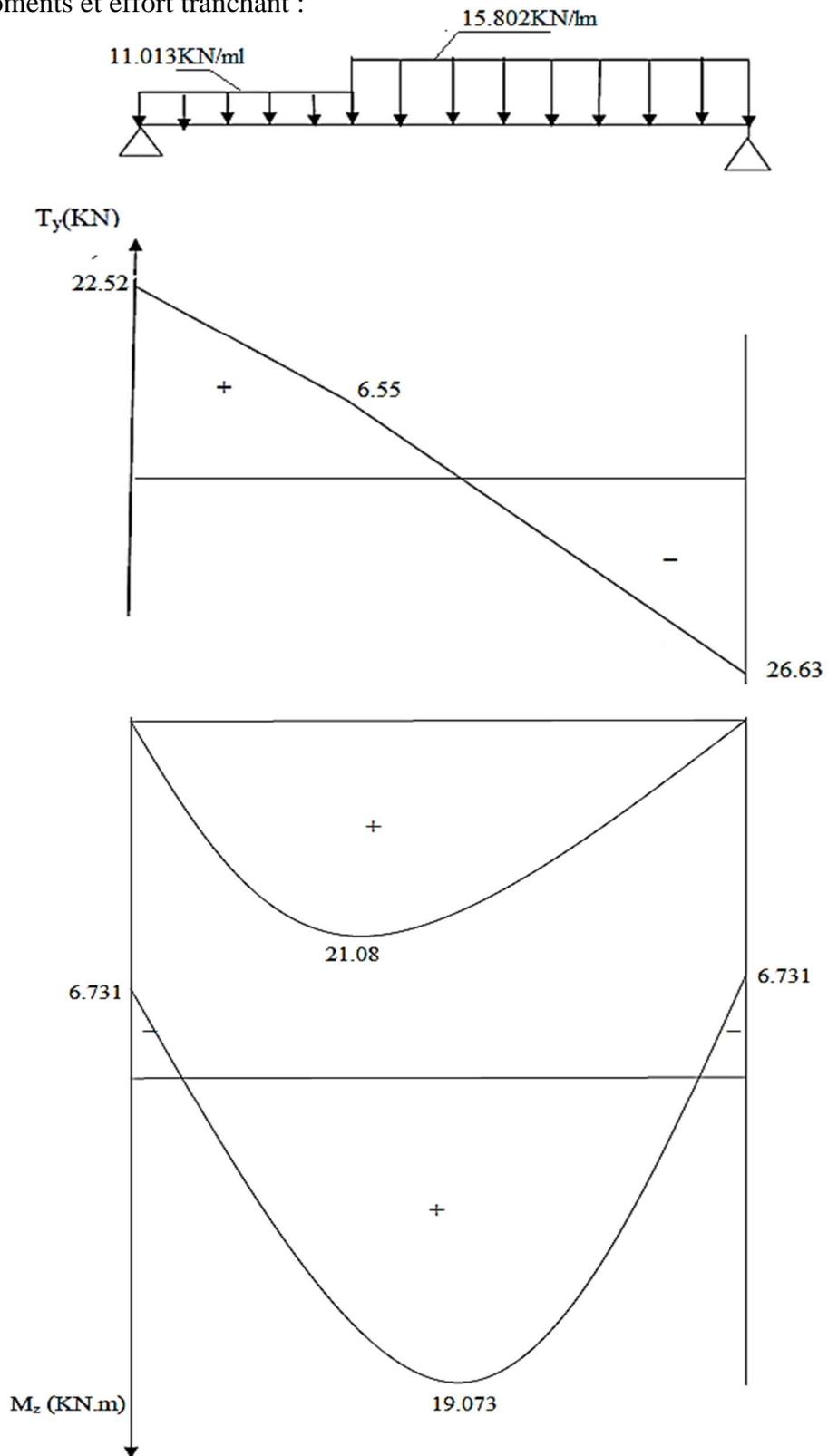


Figure III.4.4 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU

III.4.5) 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) de longueur, en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 18 - 3 = 15 \text{ cm}$$

❖ En travée :

$$M_u^t = 19.073 \text{ kN.m}$$

✓ Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.073 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.060 \leq 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.060 \rightarrow \beta = 0.0969$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19.073 \times 10^3}{0.969 \times 15 \times 347.826} = 3.77 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA 12 ($A_t = 5.65 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.883 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 ($A_r = 3.14 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Aux appuis :

$$M_u^a = 6.731 \text{ kN.m}$$

✓ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.731 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.021 \leq 0.392 \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_a = 0.021 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{6.731 \times 10^3}{0.990 \times 15 \times 347.826} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA 12 ($A_t = 4.52 \text{ cm}^2$) Avec un espacement de 25cm.

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.50 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 ($A_r = 3.14 \text{ cm}^2$) Avec un espacement de 25cm.

III.4.6) Les vérifications à l'ELU :**III.4.6.1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art A.4.2.1****BAEL 91 modifiée 99) :**

- **Calcul de la section minimale :**

❖ **Aux appuis :**

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$

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

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \leq A_a = 4.52 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

❖ **En travée :**

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 < A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Espacement des barres :**

✓ Armatures principales :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(72; 45) = 45 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{Entravées } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow 25 \text{ cm}$$

III.4.6.2) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 26.63 \text{ kN.}$$

● Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} = 3.33; 5 \text{ MPa}\right)$$

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

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{26.63 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.177 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.**

III.4.6.3) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc}$$

avec :

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

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.63 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 150.72} = 1.308 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1,308 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188.4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.63 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.04 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.04 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.6.4) Ancrage des armatures (longueur de scellement)(Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) : Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction

ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} : \text{Contrainte d'adhérence } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour HA

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

Forfaitairement :

nous prendrons : $L_s = 45 \text{ cm.}$

Les règles de BAEL 91 modifiée 99 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 $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 20 \text{ cm.}$

III.4.7) Calcul à l'ELS :

- ✓ combinaisons des charges :

$$q_{\text{Spaillasse}} = G + Q = 8.928 + 2.5 = 11.428 \text{ kN/ml.}$$

$$q_{\text{Spalier}} = G_v + Q = 5.38 + 2.5 = 7.88 \text{ kN/ml.}$$

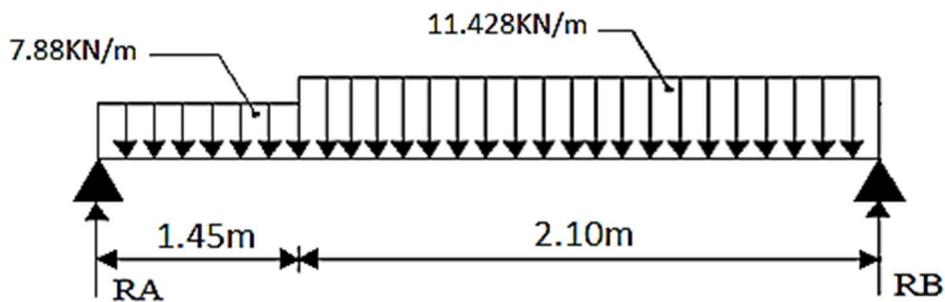


Figure III.4.5 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

- ✓ Réactions d'appuis :

Calcul des réactions d'appuis :

On suit les mêmes étapes de calcul à l'ELU pour déterminer les efforts internes à l'ELS

$$R_B = 19.234 \text{ kN}$$

$$R_A = 16.189 \text{ kN.}$$

❖ Les Efforts tranchants et les moments fléchissants :

▪ **Efforts tranchants**

Tronçon 1: $0 \leq x \leq 1.45$

$$T(x) = -7.88x + 16.189.$$

$$x=0 \quad T(x) = 16.189 \text{ KN}$$

$$x=1.45 \quad T(x) = 4.763 \text{ KN}$$

Tronçon 2: $0 \leq x \leq 2.1$

$$T(x) = 11.428x - 19.234$$

$$x=0 \quad T(x) = -19.234 \text{ KN}$$

$$x=2.1 \quad T(x) = 4.763 \text{ KN}$$

▪ **Moment fléchissant**

Tronçon 1: $0 \leq x \leq 1.45$

$$M(x) = -7.88 \left(\frac{x^2}{2} \right) + 16.189 x$$

$$x=0 \quad M(x) = 0$$

$$x=1.45 \quad M(x) = 15.190 \text{ KN.m.}$$

Tronçon 2: $0 \leq x \leq 2.1$

$$M(x) = -\frac{11.428(x)^2}{2} + 19.234 x$$

$$\begin{array}{ll} x=0 & M(x) = 0 \\ x=2.1 & M(x) = 15.190 \text{ KN.m} \end{array}$$

✓ Calcul du moment max:

$$\frac{dM(x)}{dx} = -11.428x + 19.234$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{11.428}{19.234} = 1.683 \text{ m}$

$$x = 1.683 \text{ m}$$

$$M(x)_{\max} = 16.185 \text{ KN.m}$$

➤ **Remarque :**

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

➤ **Aux appuis :**

$$M_{\max}^A = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 16.185 = -4.855 \text{ kN.m}$$

➤ **En travée :**

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 16.185 = 13.758 \text{ kN.m}$$

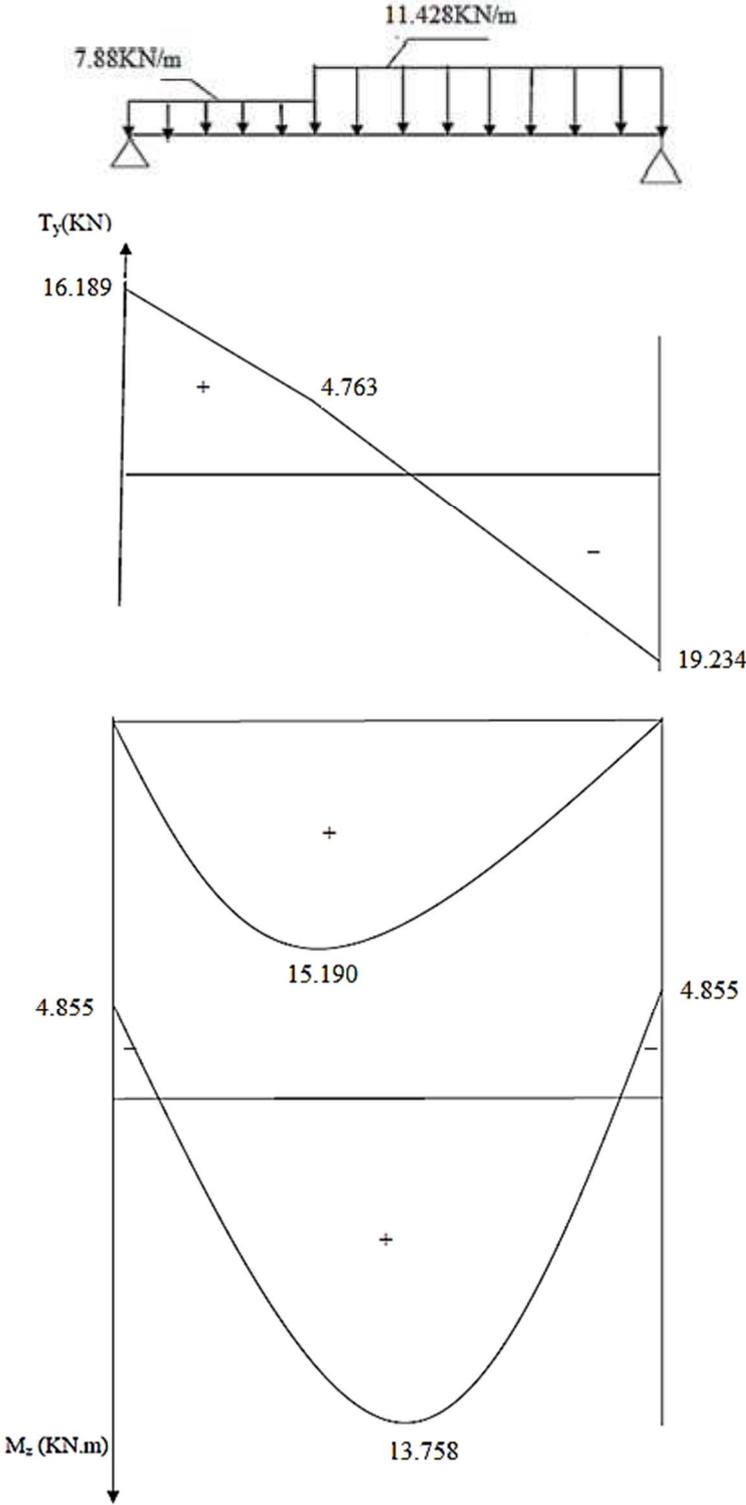


Figure III.4.6 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS

III.4.7.1) Vérification à l'ELS :**Etat limite d'ouverture des fissurations:(Art A.5.3.2/ BAEL 99 modifiée 99)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Etat limite de résistance de béton à la compression: (Art A.4.5.2/BAEL 99 modifiée 99)**

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration est peu nuisible, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

➤ **En appuis:**

✓ **Dans les acier**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 15} = 0.301$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 43.14 \\ \beta_1 = 0.914 \end{array} \right\} \Rightarrow$ à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{4.855 \times 10^3}{4.52 \times 0.914 \times 15} = 78.345 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 78.345 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition est vérifiée.**

✓ **Dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{78.345}{43.14} = 1.816 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.816 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition est vérifiée.**

➤ **En travées :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

✓ **Dans les aciers:**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.376$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 37.798 \\ \beta_1 = 0,905 \end{array} \right\} \Rightarrow$ par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} = \frac{13.758 \times 10^3}{0,905 \times 15 \times 5.65} = 179.377 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 179.377 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition est vérifiée.**

✓ **Dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{179.377}{37.798} = 4.745 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.745 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition est vérifiée.**

III.4.8) Vérification de la flèche :

III.4.8.1) Etat limite de déformation (ArtB.6.5.1/ BAEL 91 modifier 99) :

Les règles du (Art B.6.8.424/ BAEL 91 modifié 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées si les conditions suivantes sont satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \end{array} \right. \text{ Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 11.428 \times \frac{3.05^2}{8}$$

h : hauteur totale (18cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = \frac{18}{305} = 0,059 < \frac{13.758}{10 \times 13.288} = 0,103 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{5.65}{100 \times 15} = 0,0076 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots \text{condition vérifiée} \\ 3) \frac{h}{l} = \frac{18}{305} = 0,059 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

Il faut vérifier que : $f = \frac{M_s l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

\bar{f} : la flèche admissible

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

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

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

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

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

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

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la

nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

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

❖ Calcul des paramètres :

✓ La position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (15 \times A_{st} \times d)$$

$$= 100 \times 18 \times \frac{18}{2} + (15 \times 5.65 \times 15) = 17471.25 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (15 \times A_{st}) = (100 \times 18) + (15 \times 5.65) = 1884.75 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{17471.25}{1884.75} = 9.269 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 18 - 9.269 = 8.731 \text{ cm}$$

✓ Calcul du moment d'inertie :

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

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (9.269^3 + 8.731^3) + 15 \times 5.65 \times (8.731 - 3)^2 = 51513.808 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.0037 \quad ; \quad \beta = 0.985$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{13.758 \times 10^3}{0.985 \times 15 \times 5.65} = 164.808 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0037 \times 164.808 + 2.1} ; 0 \right) = 0.190$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2+3) \times 0.0037} = 2.27$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 51513.808}{1 + 2.27 \times 0.190} = 39588.594 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{13.758 \times 10^5 \times 305^2}{10 \times 10818.865 \times 10^2 \times 39588.594} = 0.29 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{305}{500} = 0.61 \text{ cm}$$

$$f = 0.29 \text{ cm} < \bar{f} = 0.61 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ Conclusion :

L'escalier sera ferrailé comme suit :

- **En travée :**

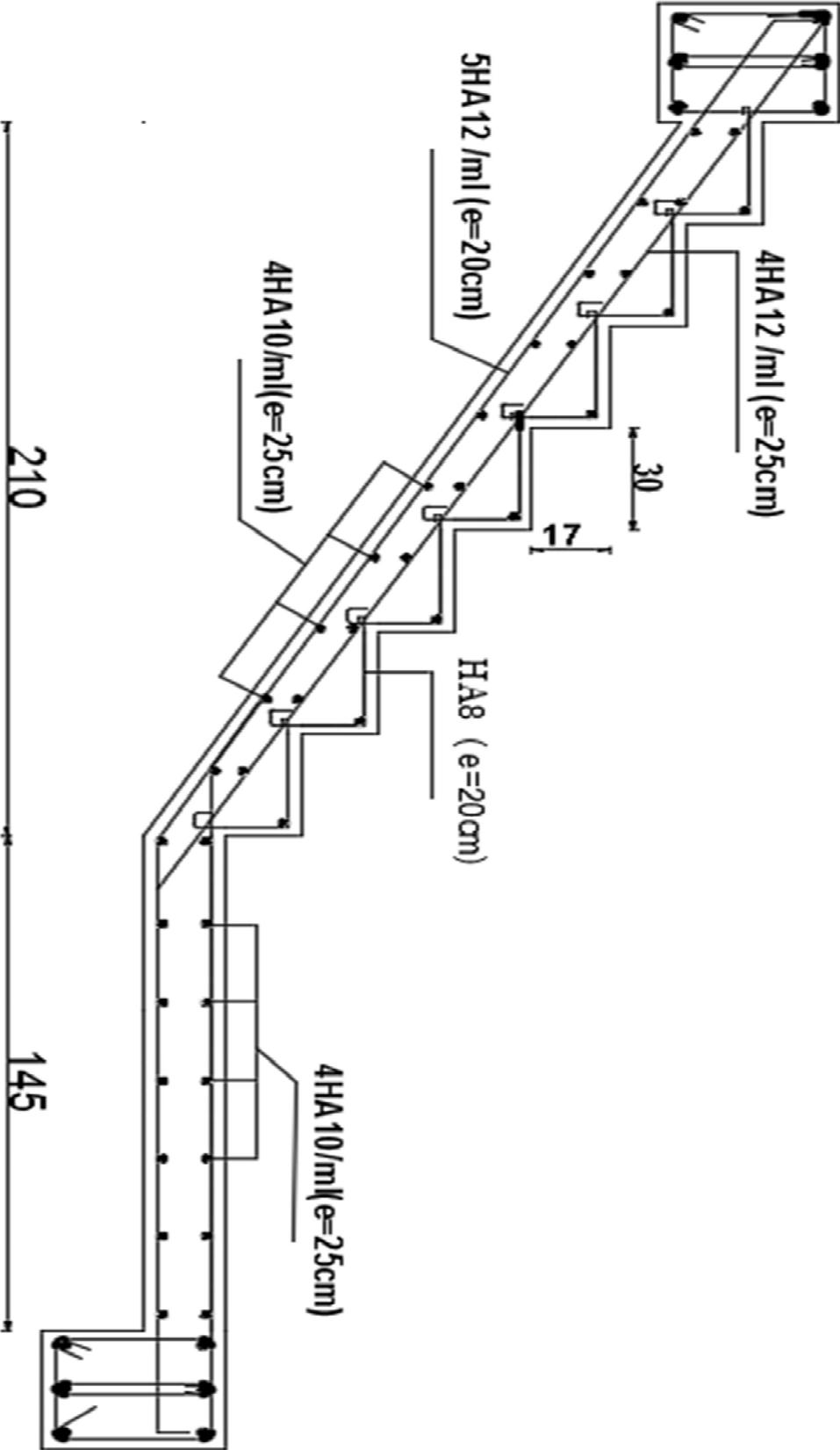
Armatures principale : **5HA12** espacement = 20 cm

Armatures de répartition : **4HA10** espacement = 25 cm

- **Aux appuis :**

Armatures principale : **4HA12** espacement = 25 cm

Armatures de répartition : **4HA10** espacement = 25 cm



III.5) Poutre palière

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire, destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et celle du palier, elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 3.05m.

III.5.1) Pré dimensionnement :

♦ Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow, \frac{305}{15} \leq h_t \leq \frac{305}{10} \Rightarrow 20.33\text{cm} \leq h_t \leq 30.5\text{cm}$$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm}$. (Minimum du RPA est de 30 cm)

♦ Largeur :

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

On prend : $b = 25 \text{ cm}$. (Minimum du RPA est de 25 cm)

La poutre aura donc une section de $(25 \times 30)\text{cm}^2$.

III.5.2) Détermination des charges permanentes :

le calcul se fera pour une bande de 1mètre de longueur

♦ Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,30 \times 1 = 1.875 \text{ KN / ml}$.

♦ Réaction de palier à l'ELU : $R_{Au} = 26.63 \text{ KN / ml}$.

♦ Réaction de palier à l'ELS : $R_{As} = 19.243 \text{ KN / ml}$.

❖ Combinaison des charges :

♦ A l'E.L.U :

$$q_u = (1,35 G + R_{Au}) = (1,35 \times 1.875 + 26.63) = 29.161 \text{ KN/ml}$$

III.5.3) calcul des efforts internes :

- Efforts tranchants :

$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{29.161 \times 3.05}{2} = 44.47 \text{ KN}$$

- Moments fléchissant :

$$M_u = \frac{q.l^2}{8} = \frac{29.161 \times 3.05^2}{8} = 33.90 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M \text{ travées} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 33,90 = \mathbf{28,81 \text{ KN.m}}$$

$$M \text{ appuis} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 33,90 = \mathbf{-10,17 \text{ KN.m}}$$

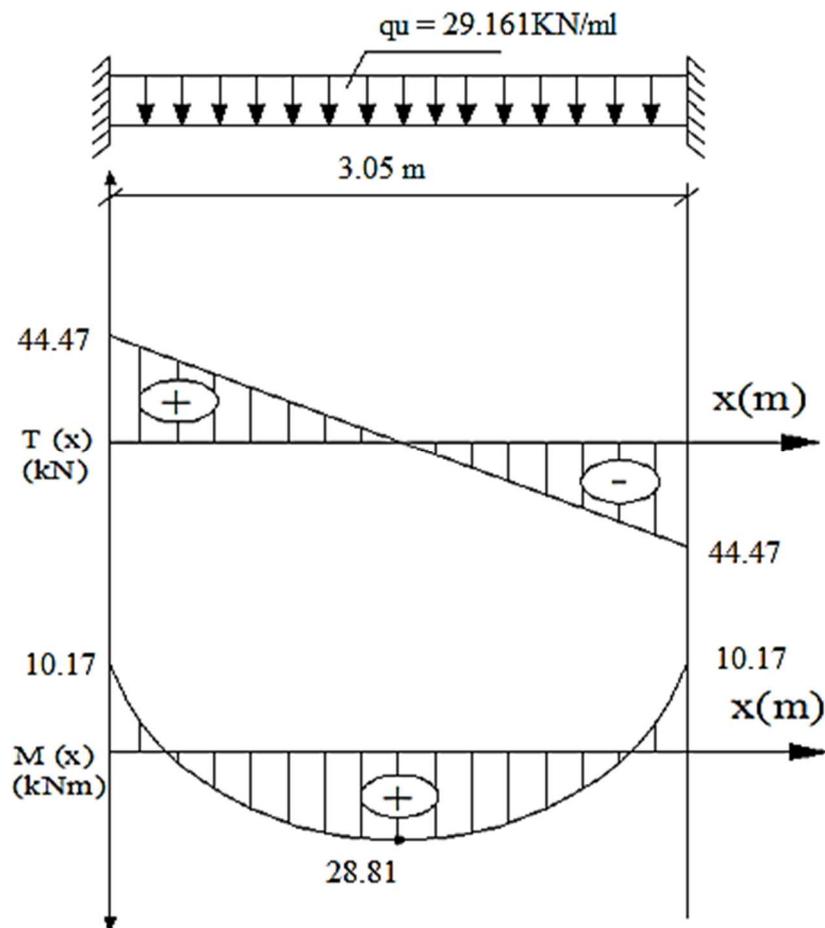


Figure III.5.1 Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.5.4) Calcul des armatures :

$$b = 25 \text{ cm.}, c = 3 \text{ cm.}, d = 27 \text{ cm.}$$

❖ Aux appuis :

- Armatures principales : $M_{ua} = 10.17 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{10.17 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,20} = 0.039$$

$$\mu_b = 0,039 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,039 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta.d.f_e / \gamma_s} = \frac{10.17 \times 10^3}{0,981 \times 27 \times 347.826} = 1.10 \text{ cm}^2$$

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

❖ En travée :

$M_{ut} = 28.81 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{28.81 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,20} = 0.111$$

$$\mu_b = 0,111 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,113 \Rightarrow \beta = 0,940$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta.d.f_e / \gamma_s} = \frac{28.81 \times 10^3}{0,940 \times 27 \times 347.826} = 3.26 \text{ cm}^2$$

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

III.5.5) Vérification à L'E.L.S :**III.5.5.1) Condition de non fragilité : (A.4.2, 1 BAEL 91 modifiée 99)**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_s \geq 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2$$

} \Rightarrow **La condition est vérifiée.**

III.5.5.2) Vérification de l'effort tranchant : (A.5.1.21 BAEL 91 modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{44,47 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,658 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,2 \cdot f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \}.$$

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

$$\tau_u = 0,658 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✚ **Il n'y a aucun risque de cisaillement.**

III.5.5.4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \quad (\text{A.6.1.3 BAEL 91 modifiée 99})$$

$\sum u_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum u_i = n \pi \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{44,47 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113,04} = 1,61 \text{ MPa}.$$

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

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

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

III.5.5.5) Ancrage des barres aux appuis :(A.6.1, 23 BAEL 91 modifiée 99)

La longueur de scellement droit est : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm. Donc on adopte } l_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 modifiée 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « **Lc** » est au moins égale à $0,4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

Les armatures comportent des crochets :

$$l_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

Donc : **lc = 20 cm**

III.4.6.6) Les armatures transversales : (A.7.2.2 BAEL 91 modifiée 99)

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12, 8,57, 25\} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\phi 8$:

Donc on adopte $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ (un cadre + étier) $\phi 8$.

III.5.6) Espacement des barres :

❖ Selon le RPA 2003 (Art 7.5.2) :

➤ En appuis :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi, 30 \right) = \min (7,5, 14,4, 30) = 7,5 \text{ cm}$$

$$S_t = 5 \text{ cm}$$

➤ En travée :

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

III.5.7) Calcul à L'ELS :

❖ **Combinaison de charges :**

$$q_s = (G + R_{As}) = (1.875 + 19.243) = \mathbf{21.118 \text{ KN/ml}}$$

❖ **Efforts tranchants :**

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{21.118 \times 3.05}{2} = \mathbf{32.204 \text{ KN}}$$

❖ **Moments fléchissant :**

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{21.118 \times 3.05^2}{8} = \mathbf{24.556 \text{ KN.m}}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$\mathbf{M \text{ travée} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 24.556 = 20.872 \text{ KN.m.}}$$

$$\mathbf{M \text{ appuis} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 24.556 = -7.366 \text{ KN.m}}$$

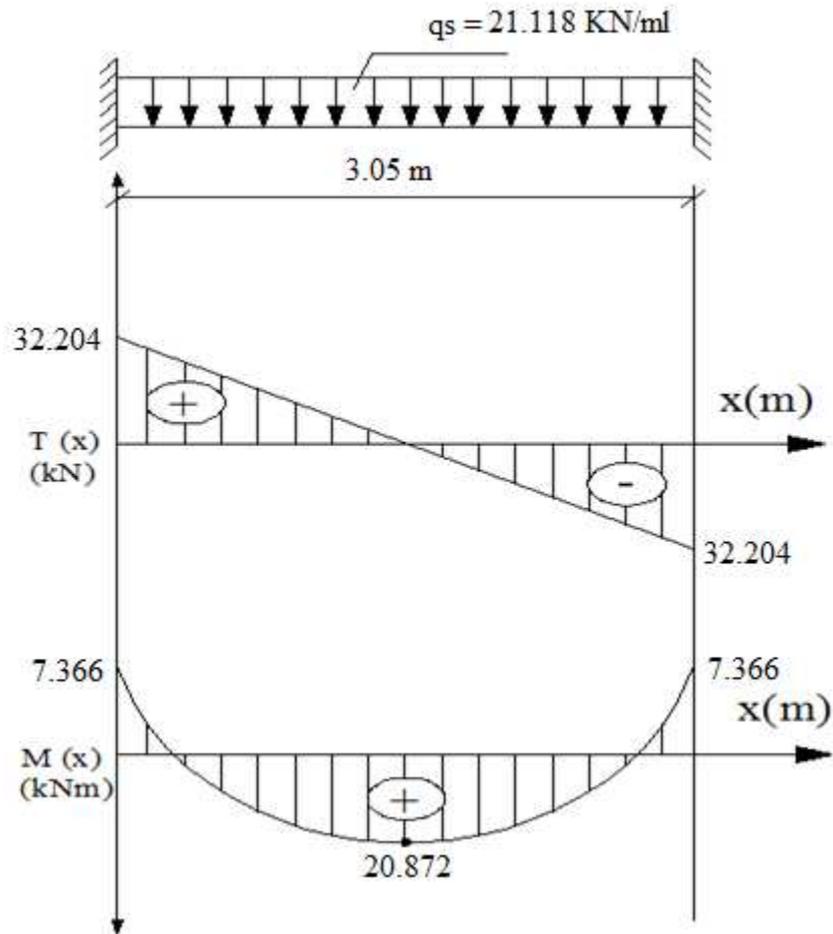


Figure III.5.2 Diagramme des efforts internes a l'ELS

III.5.8) Vérification à L'ELS :

- ❖ a) Etat limite d'ouverture des fissurations:(Art A.5.3.2/ BAEL 99 modifiée 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

- ❖ b) Etat limite de résistance de béton à la compression:(Art A.4.5.2/BAEL 91 modifiée 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration est peu nuisible, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **En appuis:**

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$

✓ **Dans les aciers**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 31.873 \\ \beta_1 = 0.894 \end{array} \right\} \Rightarrow$ à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{7.366 \times 10^3}{3.39 \times 0.894 \times 27} = 90.018 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 90.018 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition est vérifiée.**

✓ **Dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{90.018}{31.873} = 2.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 Condition est vérifiée.

❖ **En travées :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

✓ **Dans les aciers:**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 31.873 \\ \beta_1 = 0,894 \end{array} \right\} \Rightarrow$ par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} = \frac{20.872 \times 10^3}{0,894 \times 27 \times 3.39} = 255.072 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 255.072 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition est vérifiée.**

✓ **Dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{255.072}{31.873} = 8.002 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8.002 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition est vérifiée**

🌈 **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.4.8.2) Vérification de la flèche : (B.6.5, 2 BAEL 91 modifiée 99)

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.

Les règles du **BAEL91**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres, si les conditions suivantes sont satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \end{array} \right. \text{ Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 21.118 \times \frac{3.05^2}{8} = 24.556 \text{ kN.m}$$

h : hauteur de la poutre(30cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b_0 : largeur de la poutre

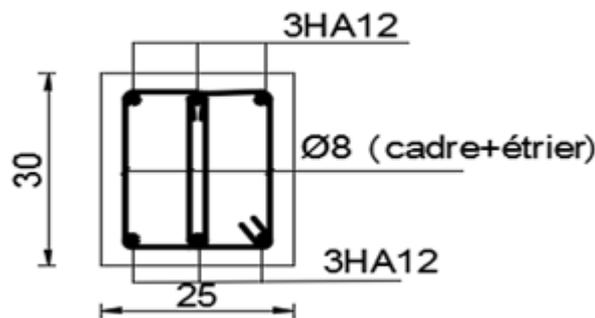
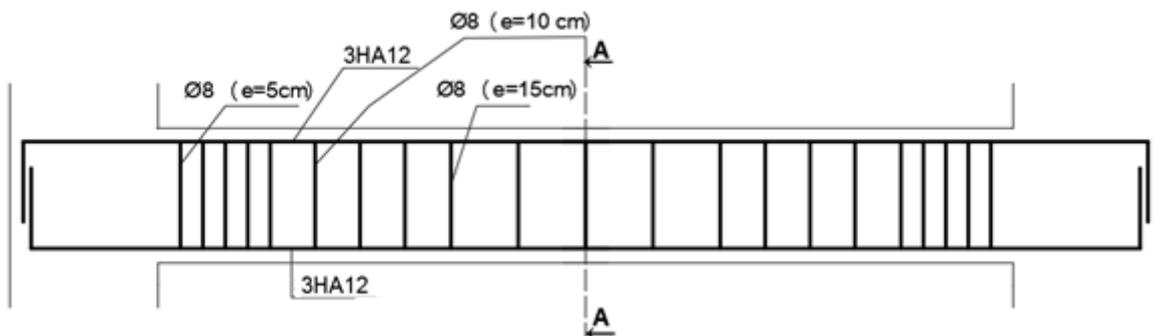
M_0 : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = \frac{30}{305} = 0,098 > \frac{20.872}{10 \times 24.556} = 0,0849 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3.39}{25 \times 27} = 0,0050 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots \text{condition vérifiée} \\ 3) \frac{h}{l} = \frac{30}{305} = 0,098 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : les conditions sont toutes vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire .



Coupe A-A

figureIII.4.3 : Schéma de ferrailage.

IV.1 - Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS Version 9.6.0**

IV.2- Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour le cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique 02 groupe d'usage 02.

Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale Spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**ETABS 9.6.0**).

IV.4 Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV .5 Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.6.0

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS



❖ Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments.

8. Introduction des combinaisons d'actions.

9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

IV.6 Etapes de modélisation :

IV.6.1- Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

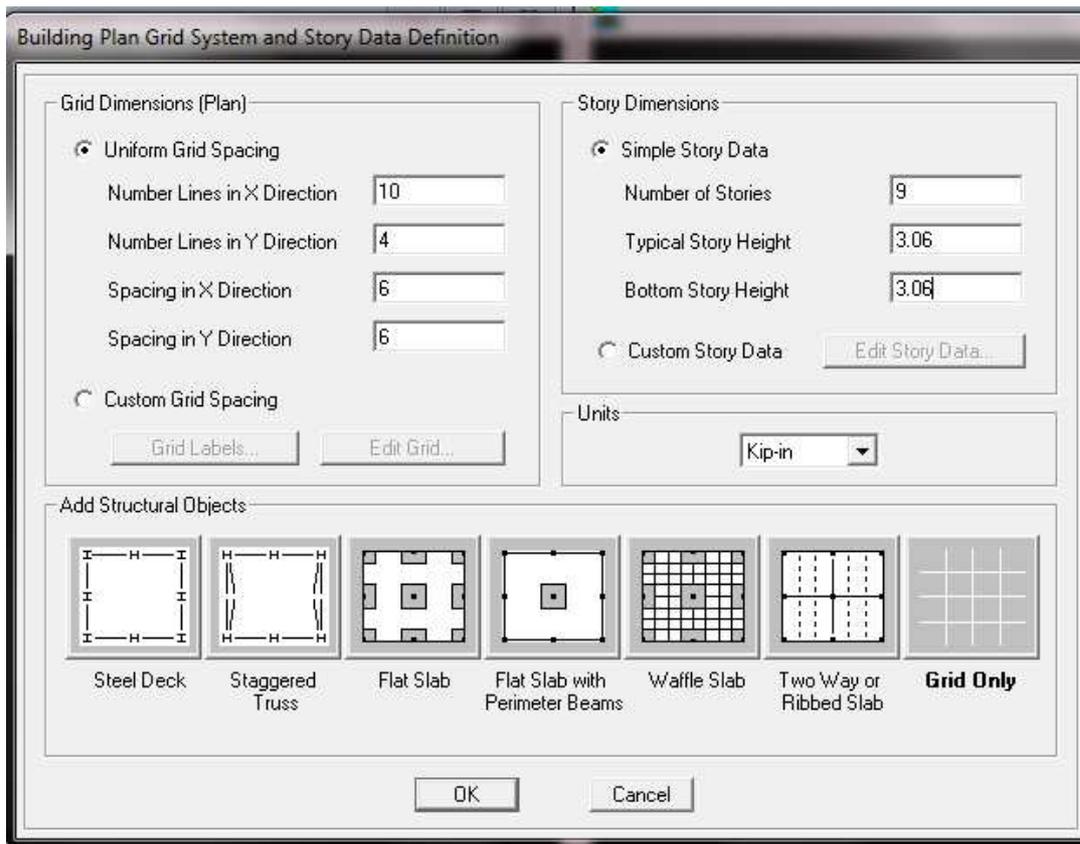
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unité de base pour les forces et déplacements :



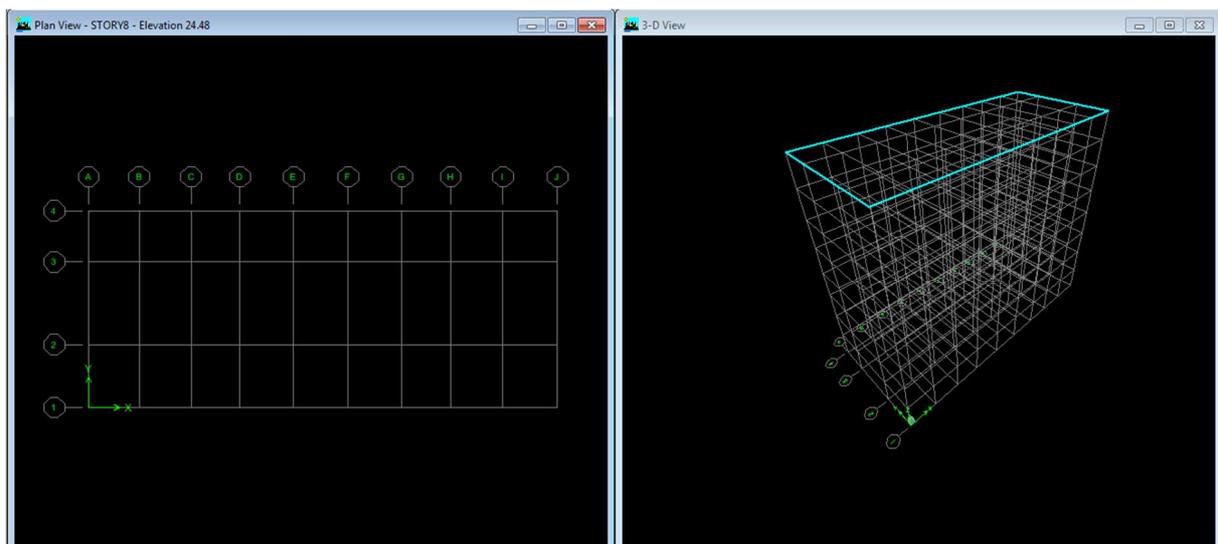
b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- les hauteurs des différents étages
- le nombre d'étages
- les longueurs des travées



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

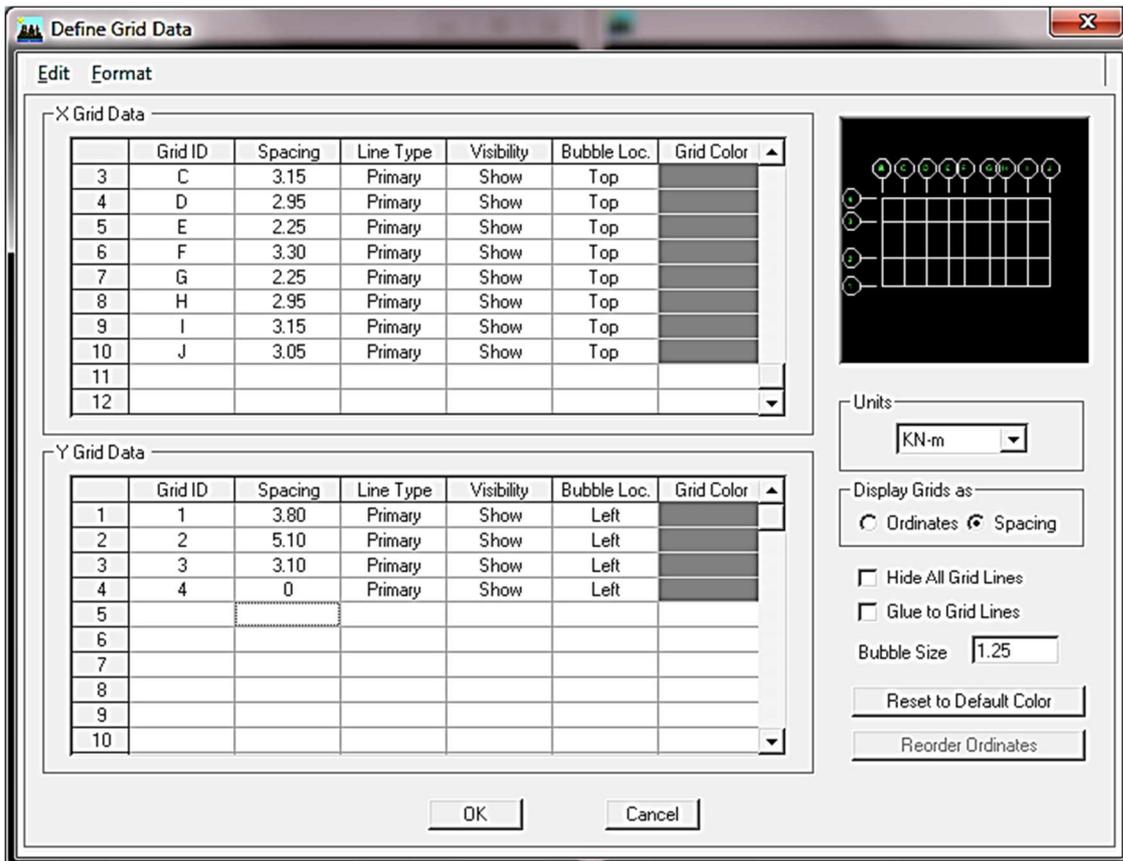


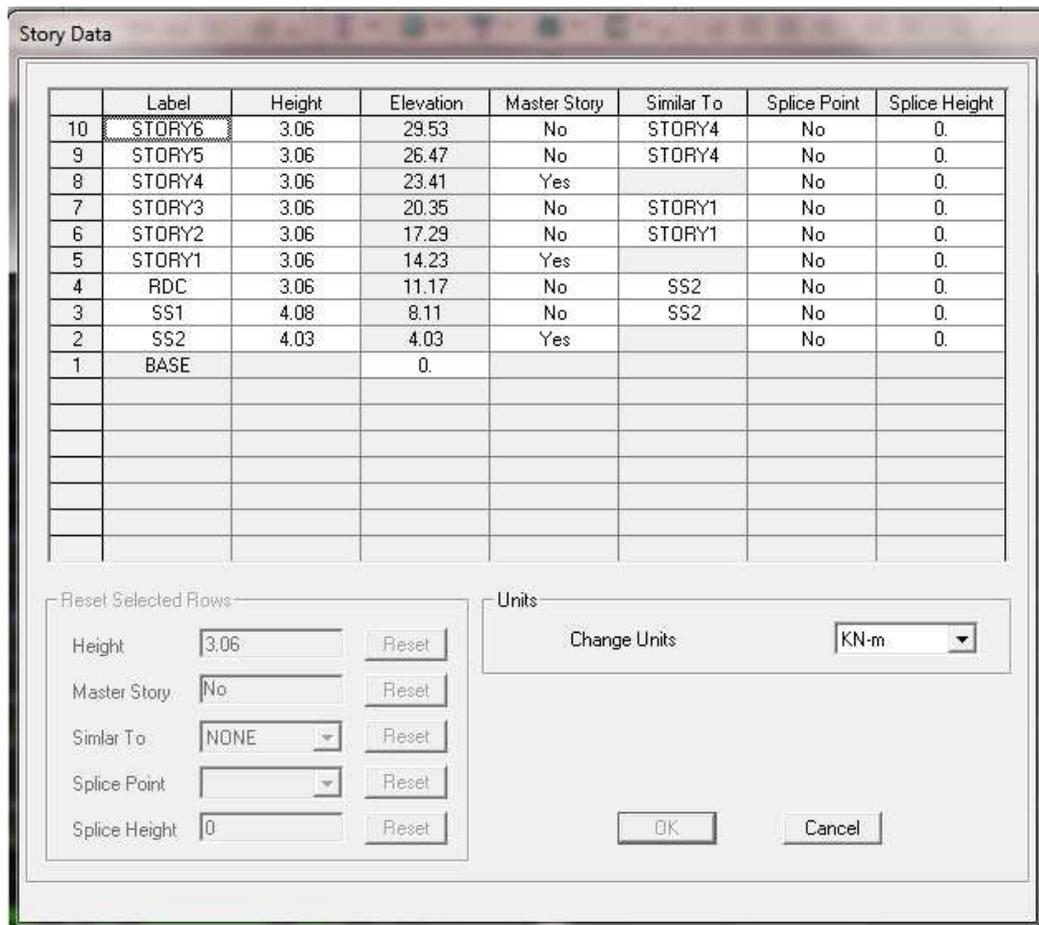
C) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- ✓ On clique sur le bouton droit de la souris.
- ✓ On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

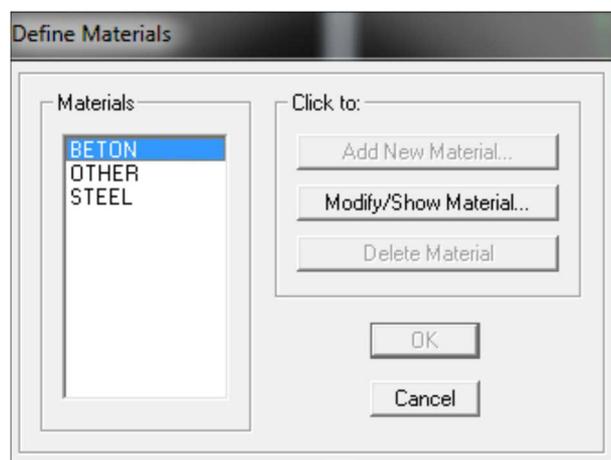


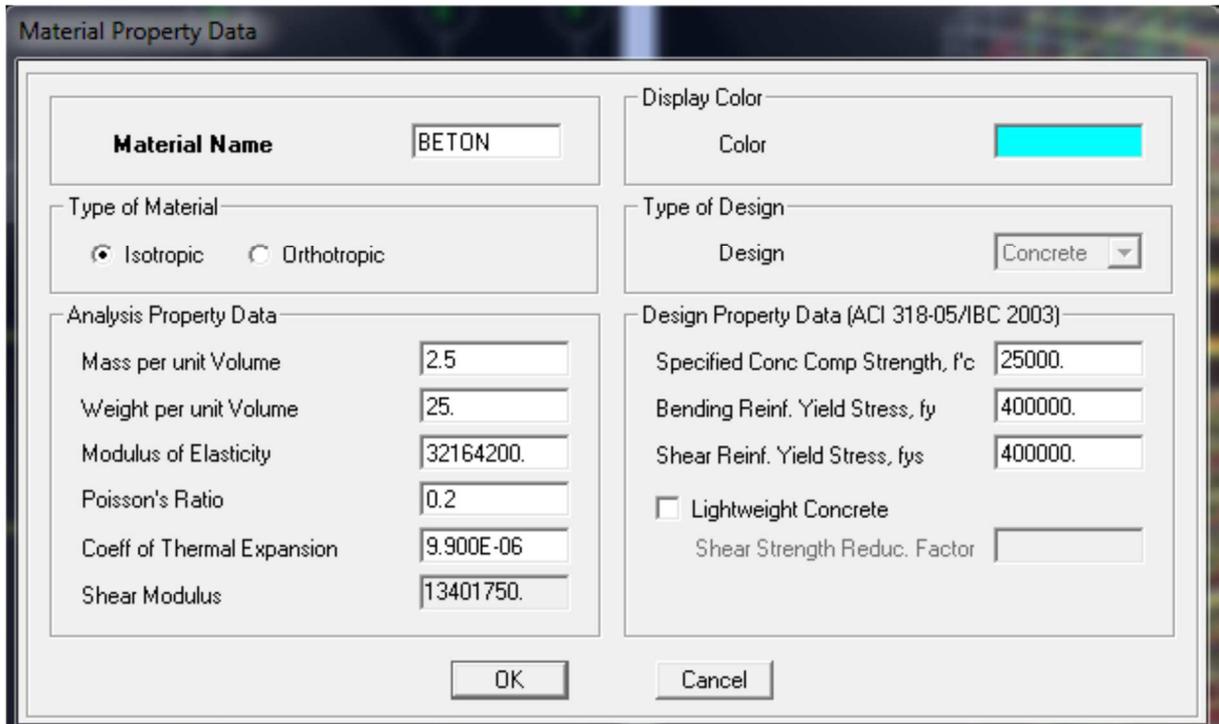


IV.6.2 Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante



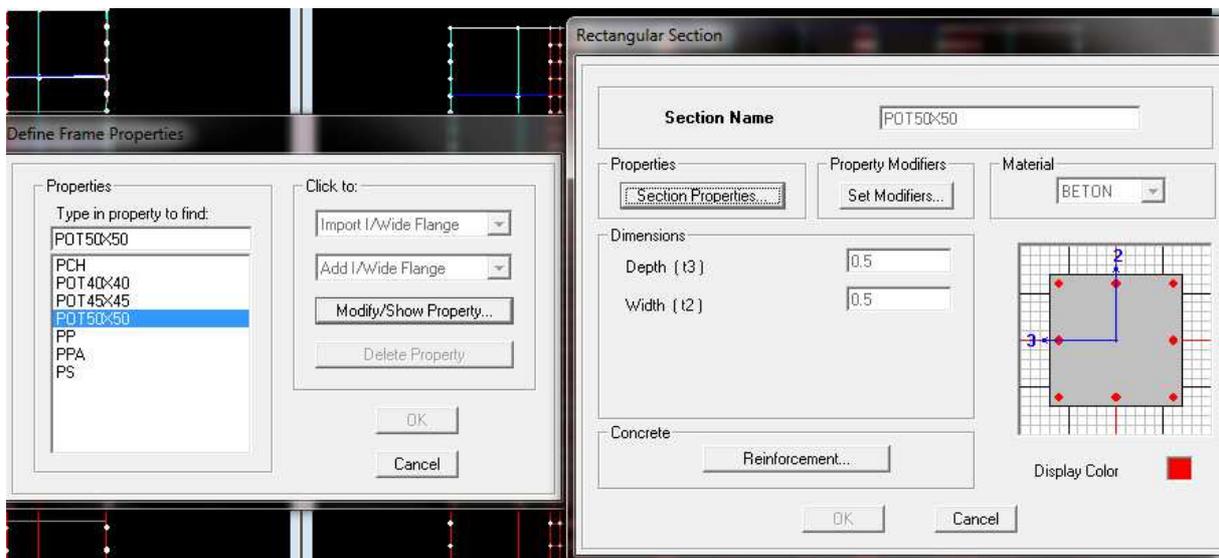


IV.6.3- Troisième étape :

La troisième étape consiste à l’affection des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d’abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d’ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

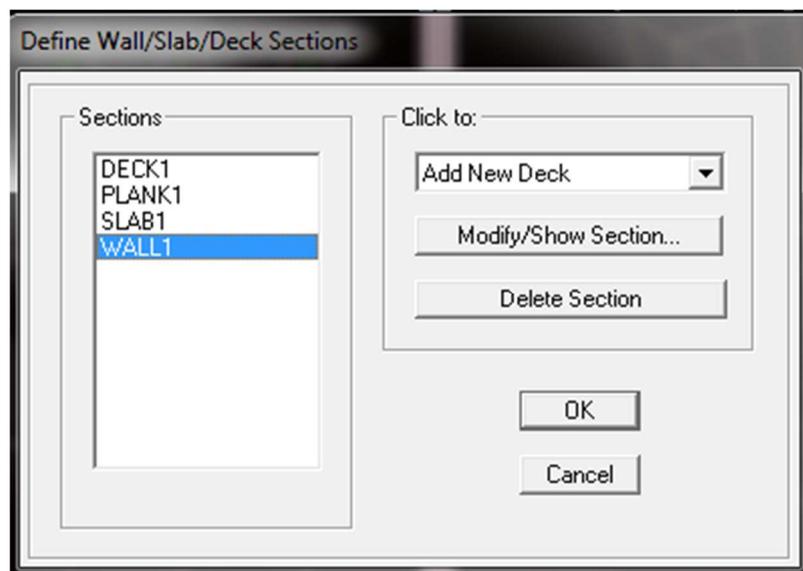


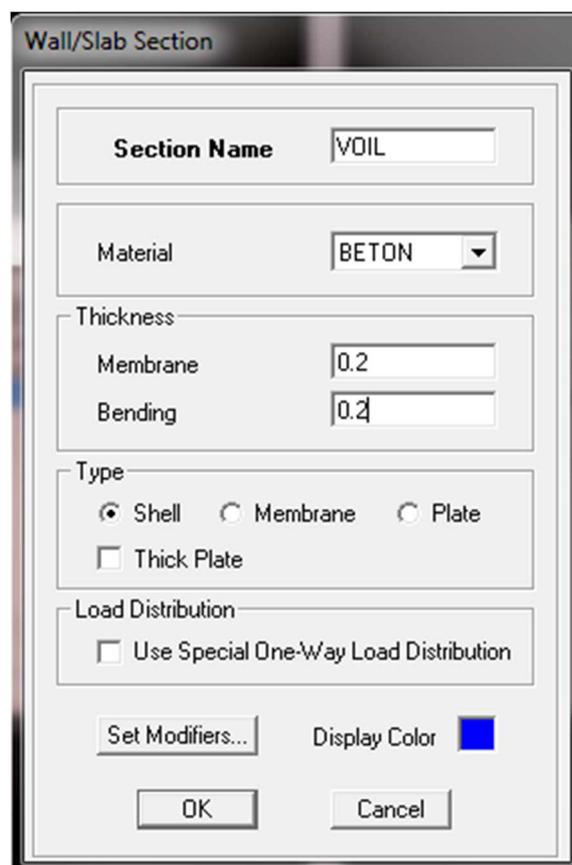
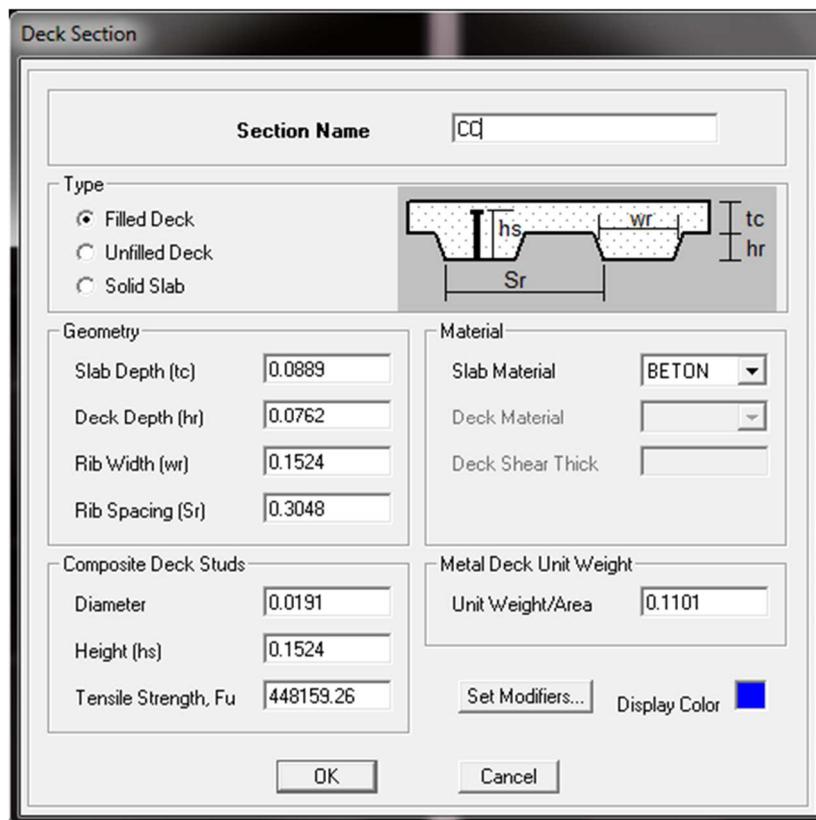
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**





❖ **Dessin des éléments de la structure :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après:

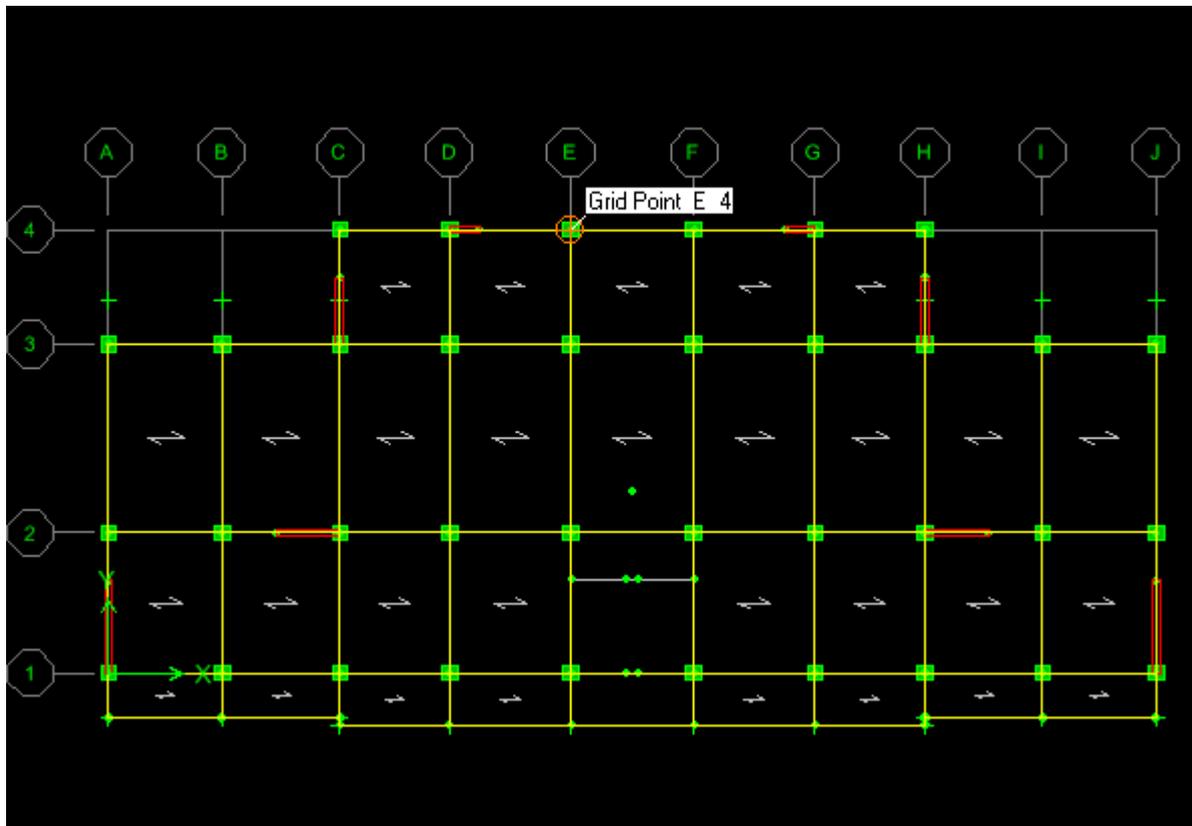
✓ **Pour les poteaux :**

on clique sur le bouton 

une fenêtre s'affiche (**properties of object**) **None** on choisit le nom de la section (pot50X50 par exemple) on valide

✓ **poutres et les voiles:**

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres , et sur le bouton  pour les voiles ; on obtient la structure suivante :



➤ Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton 

La fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

IV.6.4- Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

❖ Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

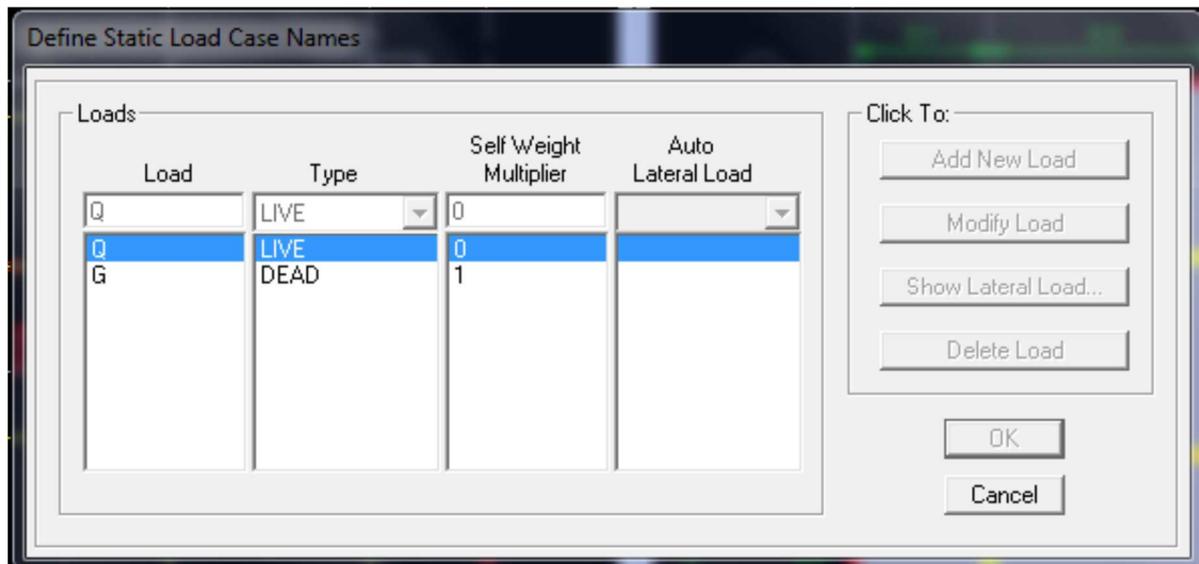
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

❖ Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation).

Self weight multiplier(Coefficient interne poids propre) : **0**



2) Charge dynamique (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 soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

❖ Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone : IIa** (Zone de moyenne sismicité, voir **Annexe 1** du **RPA99.vs 2003**)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA99.vs 2003**)
- **Coef comportement** : Portiques contreventés par des voiles.
- **Amortissement : 8.5 %**
- **Site : S3.**
- **Facteur de qualité (Q) : Le** facteur de qualité de la structure est fonction de :

- _ Conditions minimales sur les files de contreventement,
- _ la redondance en plan,
- _ la régularité en plan,
- _ la régularité et en élévation,
- _ Contrôle de la qualité des matériaux,
- _ Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum Pq$

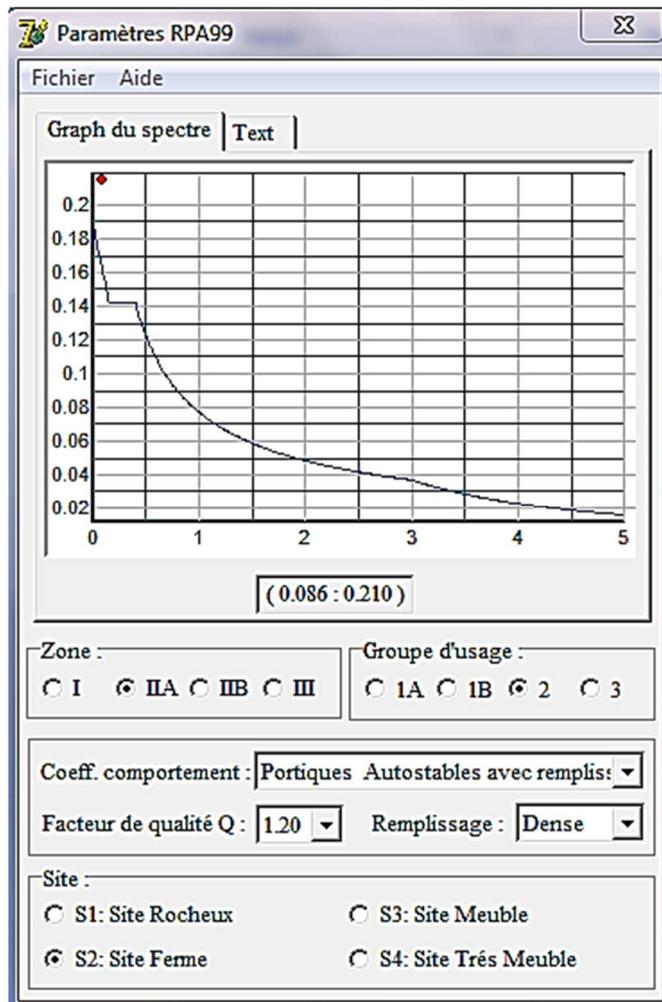
Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessous en trouve le facteur de qualité $Q=1,2$



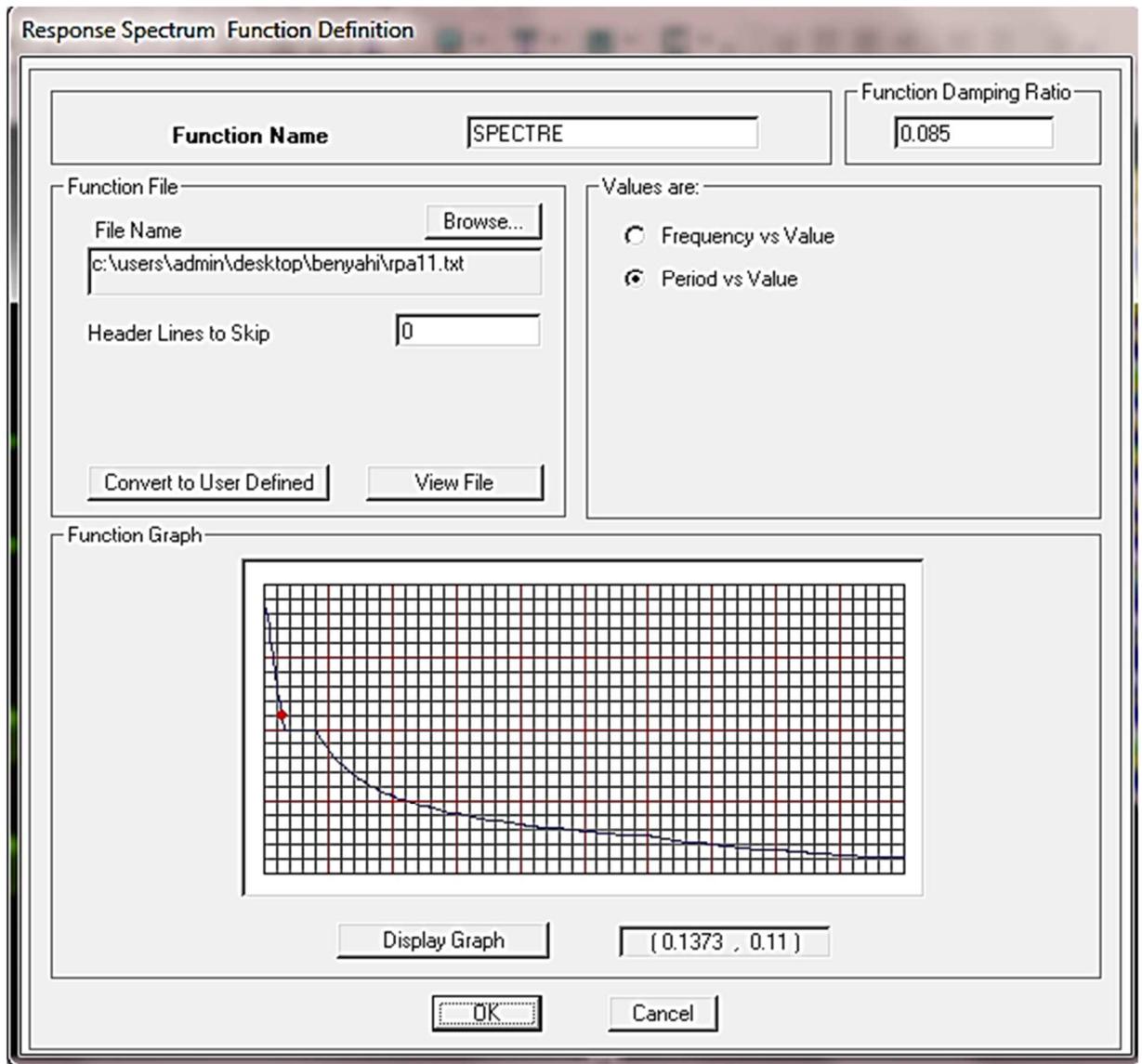
En introduit dans le logiciel les données dans leurs cases respectives, on

Clique sur **Texte** pour voir les valeurs.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

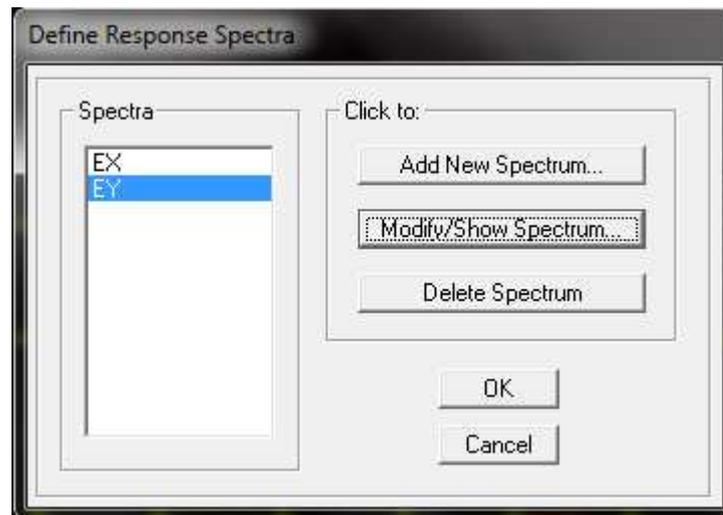
Define → **Define Response Spectrum Functions** → **Add new function**



Function Name (nom du spectre): **SPECTRE**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Reponse spectrum cases → Add new spectrum

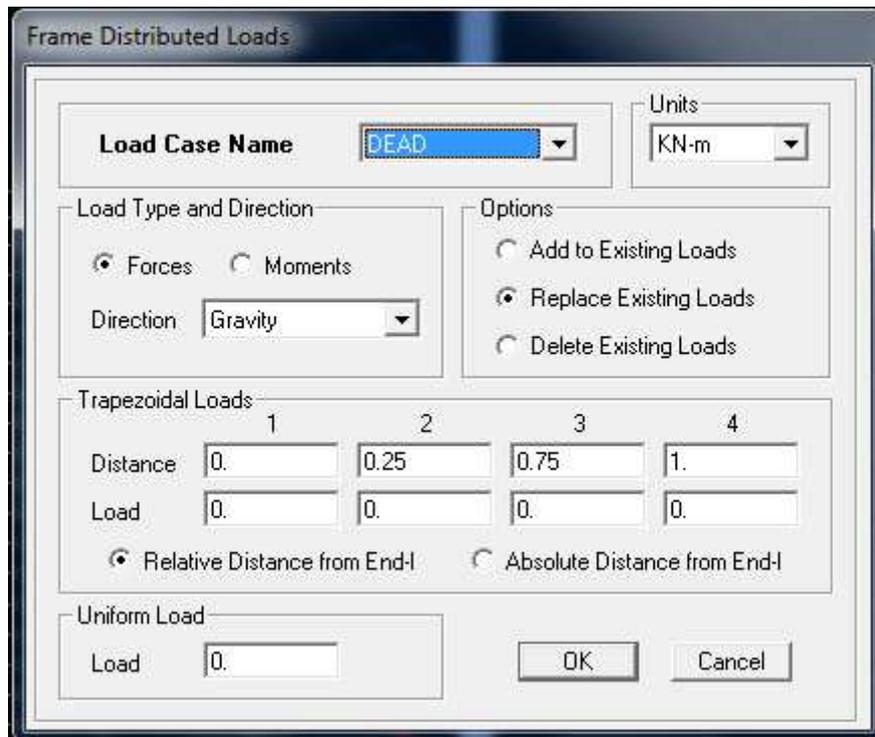
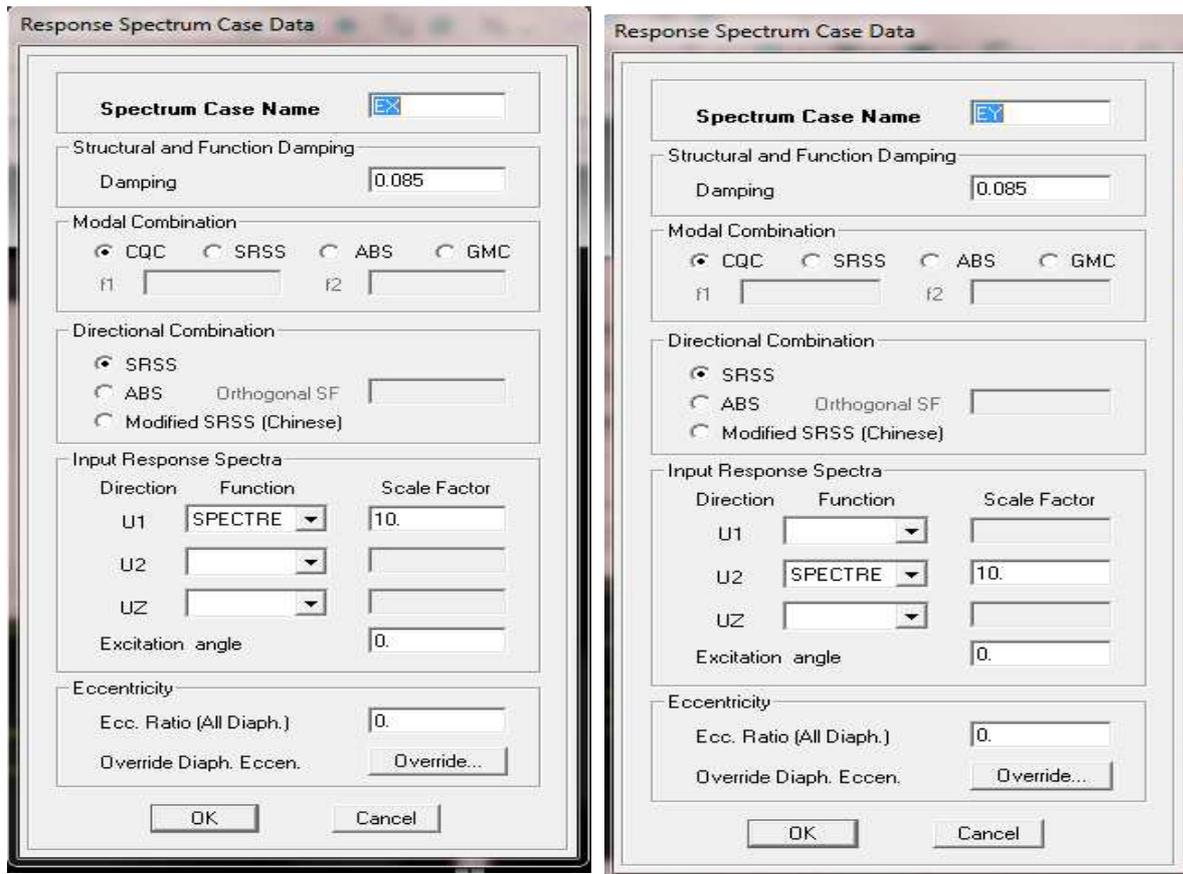


IV.6.5 Cinquième étape : Chargement de plancher :

Les charges statiques étant introduites, on sélectionne chaque panneau et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Select → by Wall/ Slab/ Deck sections → on sélectionne CC → ok





IV 6.6 Sixième étape :introduction des combinaisons d’actions.

Les combinaisons d’action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

☒ Combinaisons aux états limites :

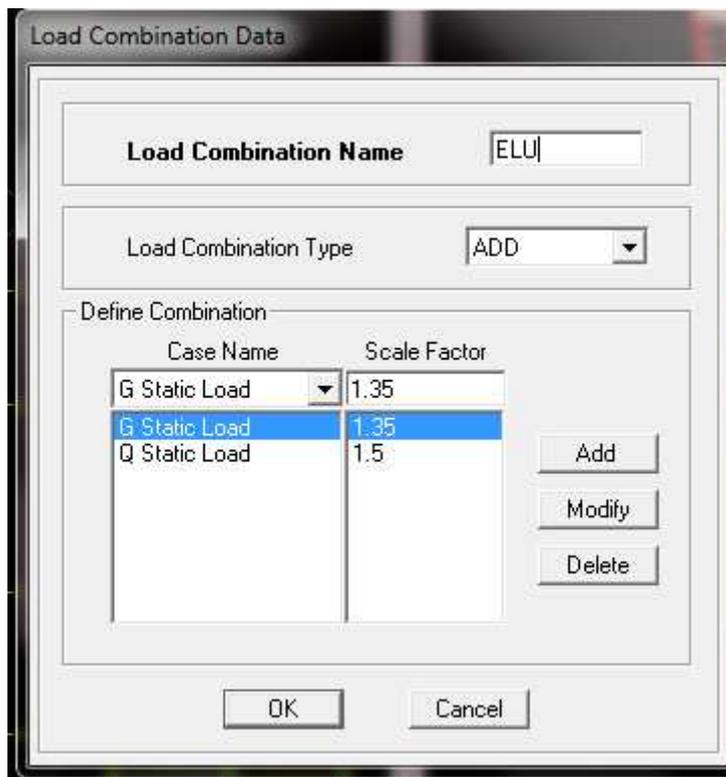
$$\text{BAEL91} \quad \begin{cases} \text{ELU} \Rightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \Rightarrow G + Q \end{cases}$$

☒ Combinaisons accidentelles duRPA :

$$\text{RPA99} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions .

IV.6.7- septième étape :

Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

❖ Appuis :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign —→ **Joint/point** —→ **Restraints** 



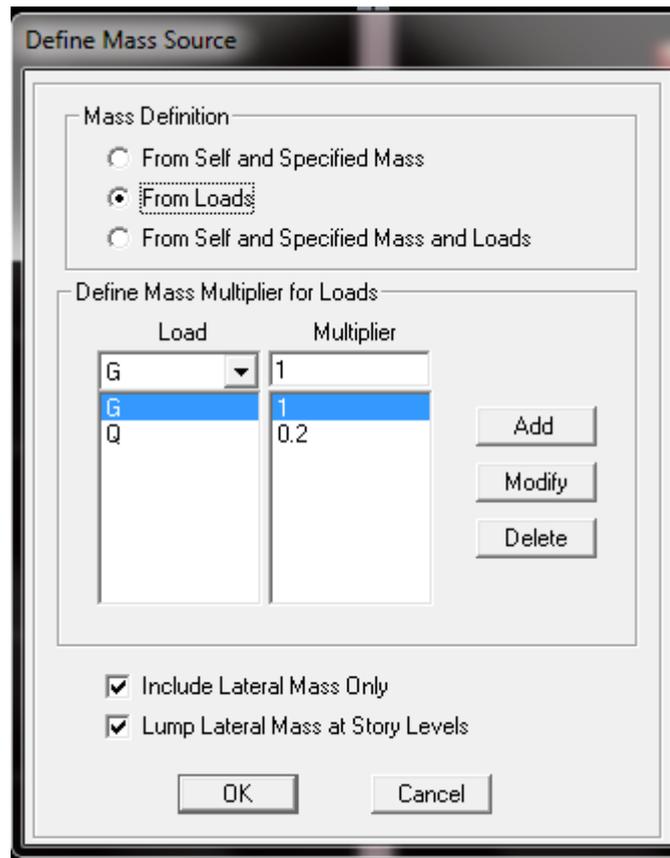
❖ Mass- Source :

Define —→ **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass Source**.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

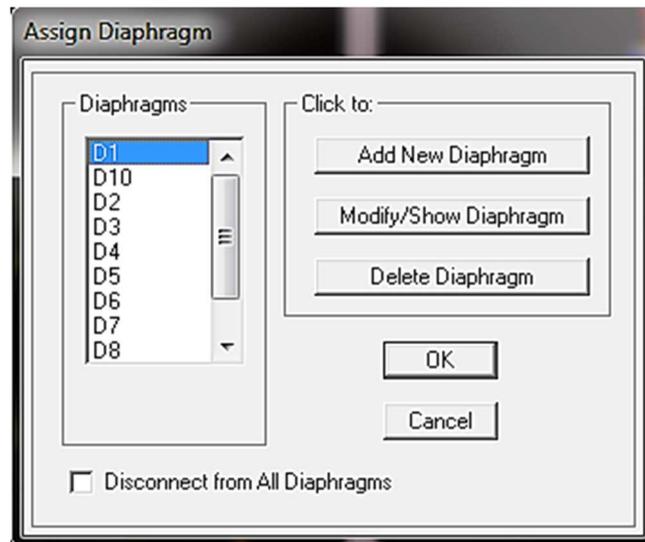


❖ Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm**.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.6.8 Huitième étape: Analyse et visualisation des résultats.

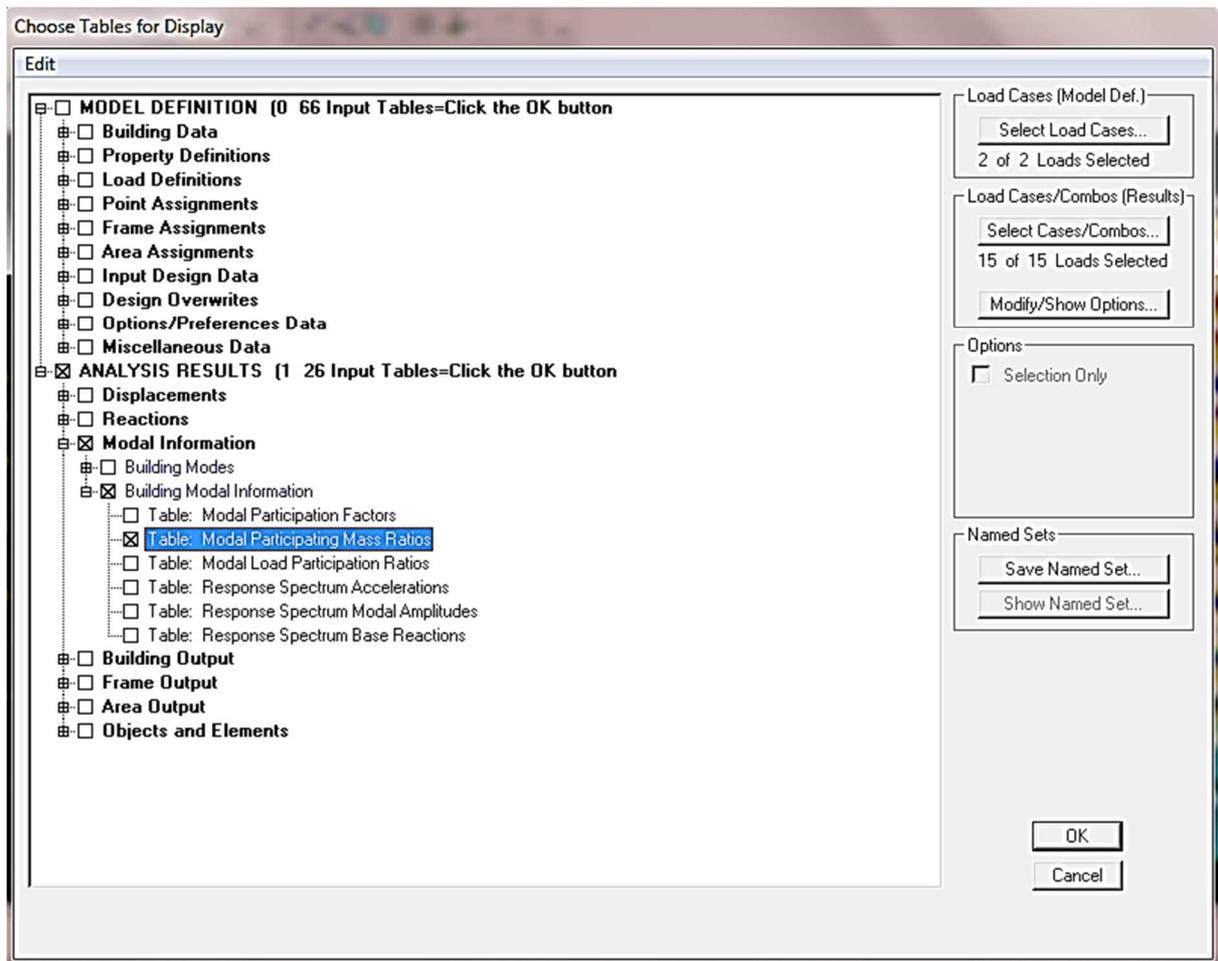
✓ Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur **Analyse** et on sélectionne **RunAnalyse**.

✓ Visualisation des résultats

❖ Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



❖ Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**.

❖ **Efforts internes dans les éléments barres :**

✓ **Les poutres**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display → **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

✓ **Les poteaux**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

• **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

• **Déplacements :**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Déplacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

• **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Réactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

• **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

V.1 Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

➤ Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. L'effort tranchant à la base.
5. Les déplacements relatifs.
6. La flèche.
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

V.2 Vérification de la période empirique :

V.2.1 Calcul de la période empirique :

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min\left(0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}, C_T \cdot h_N^{3/4}\right)$$

Où :

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_n : hauteur du bâtiment mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement donné par le tableau (Art.4.6 RPA 99/V2003).

Dans le cas du contreventement assuré par des voiles « $C_T = 0,05$ », $h_n = 29.53$ m.

On aura :

$$T = 0,05 \times (29.53)^{3/4} = 0,63 \text{ s.}$$

✓ Calcule du facteur D :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

$$\xi = 8.5$$

$$\eta = 0.81 > 0.7$$

✓ **Donc :**

$$D = 1.49$$

$$T = 0.09 \times 29.53 \times \sqrt{1.49} = 3.24 \text{ s}$$

➤ D'après la condition de la période , on prend la valeur la plus petite , $T = 0.63$ s

- $1.3 T = 1.3 \times 0.63 = 0.82$ s

V.2.2 Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

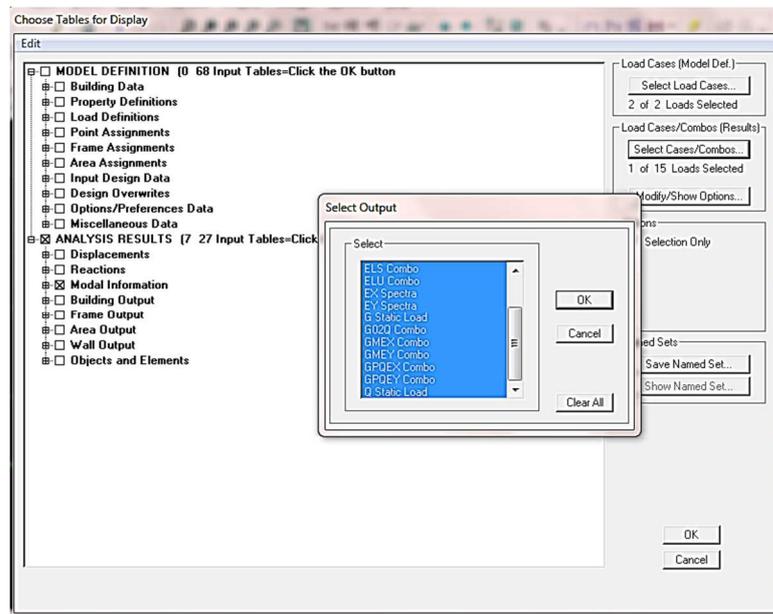
ANALYSIS RESULTS → **modal information**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo → 2 fois sur **OK**

Un autre tableau s'affichera , on choisit dans la liste déroulante en haut à droite **Modal Participating Mass Ratios**

❖ Les résultats s'afficheront comme suit :



Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.951537	83.1412	0.0004	0.0000	83.1412	0.0004	0.0000	0.0005	99.5357	0.0741
2	0.872907	0.0003	78.8561	0.0000	83.1415	78.8565	0.0000	99.8361	0.0005	0.0018
3	0.771872	0.0553	0.0016	0.0000	83.1968	78.8580	0.0000	0.0021	0.0573	77.9947
4	0.297859	9.4597	0.0000	0.0000	92.6565	78.8580	0.0000	0.0001	0.2755	0.0012
5	0.260999	0.0002	12.6720	0.0000	92.6567	91.5301	0.0000	0.0175	0.0000	0.0001
6	0.225212	0.0021	0.0000	0.0000	92.6588	91.5301	0.0000	0.0000	0.0006	12.6198
7	0.152651	3.0273	0.0000	0.0000	95.6861	91.5301	0.0000	0.0000	0.1089	0.0039
8	0.124662	0.0000	3.6225	0.0000	95.6862	95.1527	0.0000	0.1092	0.0000	0.0000
9	0.105553	0.0180	0.0000	0.0000	95.7041	95.1527	0.0000	0.0000	0.0002	4.1031
10	0.094820	1.9159	0.0000	0.0000	97.6200	95.1527	0.0000	0.0000	0.0005	0.0130
11	0.074950	0.0002	2.1936	0.0000	97.6202	97.3463	0.0000	0.0109	0.0000	0.0000
12	0.067337	1.4626	0.0002	0.0000	99.0828	97.3464	0.0000	0.0000	0.0158	0.0390

❖ Comparaison des résultats

On a : la période calculée : $T = 0,82 \text{ s}$

La période ETABS : $T_{ETABS} = 0,95 \text{ s}$

On remarque que : $T < T_{ETABS}$

✚ On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

V.3 Vérification de l'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

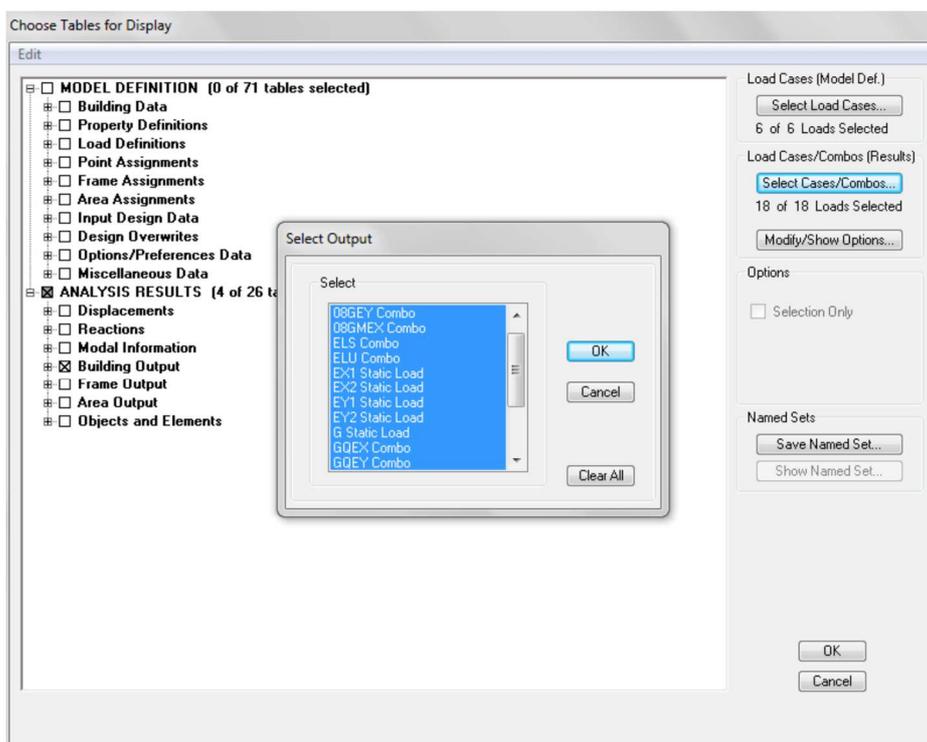
- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display ~~show~~ tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS ~~building~~ output



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur *OK*

Center Mass Rigidity

Edit View

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	SS2	D1	343.7982	343.7982	14.052	5.521	343.7982	343.7982	14.052	5.521	14.027	5.075
	SS1	D2	326.2702	326.2702	14.048	5.498	326.2702	326.2702	14.048	5.498	14.038	5.061
	RDC	D3	337.3261	337.3261	14.047	4.906	337.3261	337.3261	14.047	4.906	14.036	5.001
	STORY1	D4	329.4572	329.4572	14.047	4.925	329.4572	329.4572	14.047	4.925	14.034	4.969
	STORY2	D5	329.2688	329.2688	14.048	4.928	329.2688	329.2688	14.048	4.928	14.035	4.982
	STORY3	D6	323.3012	323.3012	14.048	4.917	323.3012	323.3012	14.048	4.917	14.037	5.021
	STORY4	D7	318.1389	318.1389	14.054	4.908	318.1389	318.1389	14.054	4.908	14.038	5.079
	STORY5	D8	326.9596	326.9596	14.051	5.127	326.9596	326.9596	14.051	5.127	14.041	5.157
	STORY6	D9	298.2909	298.2909	14.047	5.097	298.2909	298.2909	14.047	5.097	14.045	5.270

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcul leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Tableau VI. 5 : Vérification de l'excentricité

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCCM-XCR	YCCM-YCR	5%Lx	5% Ly
SS2	14.052	5.521	14.027	5.075	0.025	0.446	1.4	0.6
SS1	14.048	5.498	14.038	5.061	0.01	0.437	1.4	0.6
RDC	14.047	4.906	14.036	5.001	0.011	0.095	1.4	0.6
STORY1	14.047	4.925	14.034	4.969	0.013	0.044	1.4	0.6
STORY2	14.048	4.928	14.035	4.982	0.013	0.054	1.4	0.6
STORY3	14.048	4.917	14.037	5.021	0.011	0.104	1.4	0.6
STORY4	14.054	4.908	14.038	5.079	0.016	0.171	1.4	0.6
STORY5	14.051	5.127	14.041	5.157	0.01	0.03	1.4	0.6
STORY6	14.047	5.097	14.045	5.27	0.002	0.173	1.4	0.6

$|XCCM-XCR| < 5 \% Lx$ \longrightarrow Condition vérifiée .

$|YCCM-YCR| < 5 \% Ly$ \longrightarrow Condition vérifiée .

V. 4 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version 2003). On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci après :

Tableau V.3 : Valeurs des masses modales

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.951537	83.1412	0.0004	0
2	0.872907	83.1415	78.8565	0
3	0.771872	83.1968	78.858	0
4	0.297859	92.6565	78.858	0
5	0.260999	92.6567	91.5301	0
6	0.225212	92.6588	91.5301	0
7	0.152651	95.6861	91.5301	0
8	0.124662	95.6862	95.1527	0
9	0.105553	95.7041	95.1527	0
10	0.09482	97.62	95.1527	0
11	0.07495	97.6202	97.3463	0
12	0.067337	99.0828	97.3464	0

- ✚ La somme des masses modales dans le 5^{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.

V.5 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

D'après le **RPA 99 V2003** (article 4.3.6) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Après analyse, on obtient les résultats de V_x dyn et V_y dyn :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots (\text{Art.4.1 RPA 99/V2003}).$$

Avec :

$A = 0.15$

$D = ?$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{0.3}\right)^{2/3} \left(\frac{0.3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \Gamma_1 = 0.15 \\ \Gamma_2 = 0.4 \end{cases} \quad (\text{Tableau 4-7.RPA 2003})$$

✓ **Calcul du facteur D :**

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

$\xi = 8.5$

$\eta = 0.81 > 0.7$

✓ **Donc :**

$D = 1.49$

- $R = 5$
- W : poids total de la structure , donné par ETABS .

- Détermination du poids par le logiciel ETABS

Display → show table → select combo → poids (G+0.2Q) →
 Buldign output → Story shear

Tableau VI.4 : Poids de chaque niveau et le poids totale

Story	Load	Loc	P
STORY6	G02Q	Bottom	3314.6
STORY5	G02Q	Bottom	6642.08
STORY4	G02Q	Bottom	9848.99
STORY3	G02Q	Bottom	13174.4
STORY2	G02Q	Bottom	16499.82
STORY1	G02Q	Bottom	19836.32
RDC	G02Q	Bottom	23307.98
SS1	G02Q	Bottom	26744.46
SS2	G02Q	Bottom	30322.72

$$W = 30322.72 \text{ KN}$$

- 📌 Résumé des résultats

Tableau VI. 5 : Résumée les différents paramètres de la structure

Paramètres	Résultat	Article du RPA version 2003
A	0.15	Tableau 4.1
Q	1.2	Tableau 4.4
R	5	tableau 4.3
D	1.49	Tableau 4.2
W	30322.72	Donne par ETABS

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.49 \times 1.2 \times 30322.72}{5} = 1626.51 \text{ KN}$$

$$0.8V = 0.8 \times 1626.51 = 1301.20 \text{ KN}$$

✚ Détermination des effort tranchant à la base :

Display → Show table → Select case /cambo → (EX , EY)

Modal information → Reponse sectrum base reaction

Tableau V. 5 : Résumée les différents paramètres de la structure

Spec	Mode	Dir	F1	F2
------	------	-----	----	----

EX	1	U1	1368.72	-2.86
EX	2	U1	0	2.51
EX	3	U1	1.04	0.18
EX	4	U1	276.07	-0.1
EX	5	U1	0.01	1.36
EX	6	U1	0.06	-0.01
EX	7	U1	88.35	0.2
EX	8	U1	0	-0.41
EX	9	U1	0.66	-0.03
EX	10	U1	73.42	0.15
EX	11	U1	0.01	-0.8
EX	12	U1	64.67	0.69
EX	All	All	1410.47	2.33
EY	1	U2	-2.86	0.01
EY	2	U2	2.51	1371.49
EY	3	U2	0.18	0.03
EY	4	U2	-0.1	0
EY	5	U2	1.36	369.82
EY	6	U2	-0.01	0
EY	7	U2	0.2	0
EY	8	U2	-0.41	123.17
EY	9	U2	-0.03	0
EY	10	U2	0.15	0
EY	11	U2	-0.8	93.79
EY	12	U2	0.69	0.01
EY	All	All	2.33	1437.16

$V_x \longrightarrow \text{All} \longrightarrow V_1 \text{ (sens x-x)} \longrightarrow F_1 = 1410.47 \text{ KN}$

$V_y \longrightarrow \text{All} \longrightarrow V_2 \text{ (sens y-y)} \longrightarrow F_2 = 1437.16 \text{ KN}$

Donc :

$$V_x = 1410.47 \text{ KN} > 0.8V = 1301.20 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_y = 1437.16 \text{ KN} > 0.8V = 1301.20 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.6 Vérification de l'effort normal réduit

$$\frac{N_d}{Bf_{c28}} \leq 0.3$$

$$B = b \times h = 0.5 \times 0.5 = 0.25$$

Sélectionné tout les poteaux → Display → Show Table → Select
Case/cambo (G+Q+Ex , G+Q+Ey) → Frame output → Frame Force →
Table colum force

- Edit → Copy → Exel (colle) → Barre de tache → min , max
(p)

$$N_d = |P_{\max}| = 1812.23 \text{ KN}$$

$$\frac{N_d}{Bf_{c28}} = \frac{1812230}{2500 \times 2500} = 0.28 < 0.3 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.7 Vérification des déplacements :

-D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

-D'après le RPA 99 (Art 4-4.3) ,Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

Tableau V.6 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

Etages	U _x	U _y	RU _x	RU _y	Δk _x	Δk _y	Δ̄ k	Condition
E6	0.0169	0.0157	0.0845	0.0785	0.0045	0.0065	0.0306	C.V
E5	0.016	0.0144	0.08	0.072	0.006	0.0075	0.0306	C.V
E4	0.0148	0.0129	0.074	0.0645	0.0075	0.008	0.0306	C.V
E3	0.0133	0.0113	0.0665	0.0565	0.008	0.009	0.0306	C.V
E2	0.0117	0.0095	0.0585	0.0475	0.01	0.0095	0.0603	C.V
E1	0.0097	0.0076	0.0485	0.038	0.0105	0.0095	0.0306	C.V
RDC	0.0076	0.0057	0.038	0.0285	0.011	0.0095	0.0306	C.V
SS1	0.0054	0.0038	0.027	0.019	0.0165	0.012	0.0306	C.V
SS2	0.0021	0.0014	0.0105	0.007	0.0105	0.007	0.0403	C.V

➤ **Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H}{500} = \frac{29.53}{500} = 0.059$$

f : La flèche admissible.

H: hauteur total.

- **Déplacement maximal dans le sens x-x :**

$$\Delta k_{x \max} = 0.01 < f = 0.059 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

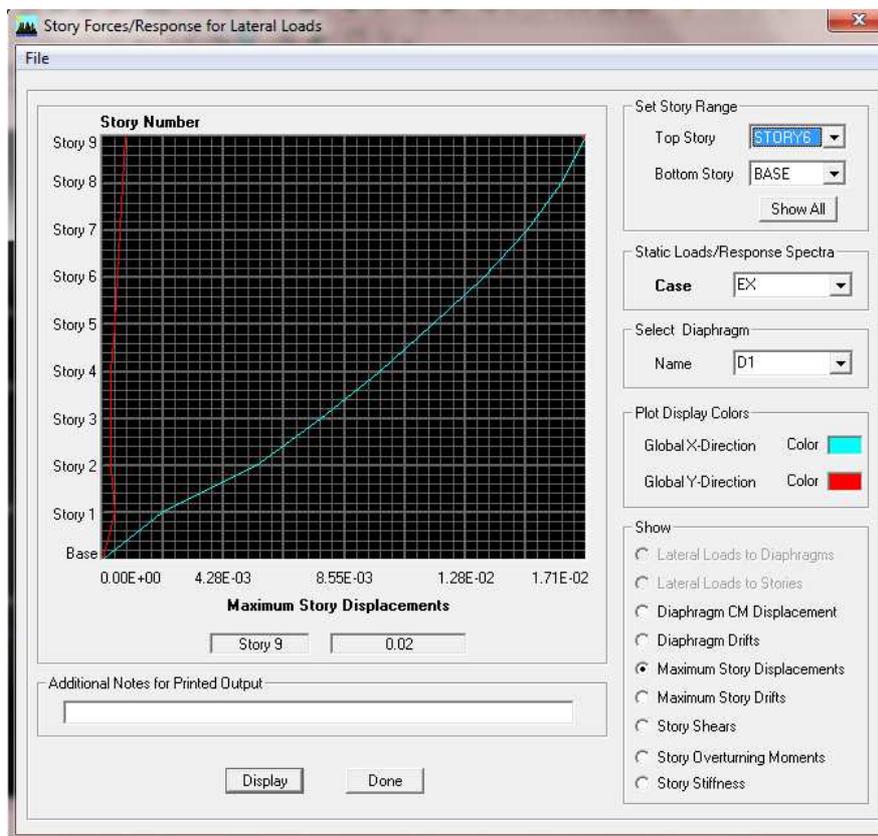
- **Déplacement maximal dans le sens y-y :**

$$\Delta k_{y \max} = 0.012 < f = 0.059 \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

V.7.1 Détermination du déplacement maximal avec ETABS :

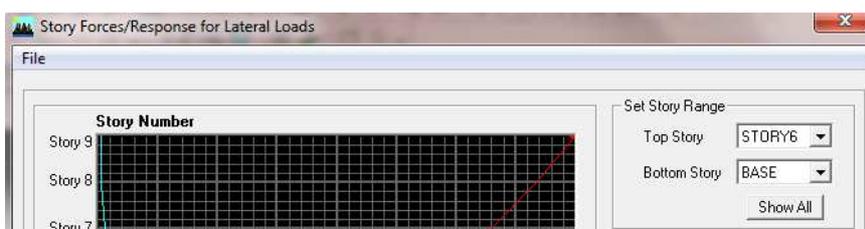
➤ Dans le sens longitudinal :

On suit le cheminement suivant : *Display Show* ➔ *Story Response Plots...* La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image . Puis on clique sur *display* Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.



➤ Dans le sens transversal :

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



✚ Résultats trouvés :

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02 m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.02 m
- ✓ Flèche admissible : 0.059 m

✚ Conclusion :

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

V.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Delta) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\vartheta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V \times H} \leq 0.10 \text{ Art 5.9 RPA99 Version 2003}$$

Avec :

- ✓ **P_k** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus d'un niveau K
- ✓ **V_k** : effort tranchant d'étage au niveau « K ».
- ✓ **Δ_k** : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- ✓ **H** : hauteur de l'étage « K »

Tableau V.7 : Justification Vis à Vis De l'effet P-Δ.

Etges	P	Δ _{kx}	V×H	θ _x	Δ _{ky}	V×H	θ _y
E6	3314.6	0.0045	843.67	0.017	0.0065	950.46	0.022
E5	6642.08	0.006	1561.02	0.025	0.0075	1712.37	0.029
E4	9848.99	0.0075	2165.68	0.034	0.008	2316.11	0.034
E3	13174.4	0.008	2679.51	0.039	0.009	2825.08	0.041
E2	16499.82	0.01	3135.64	0.052	0.0095	3260.43	0.048
E1	19836.32	0.0105	3533.71	0.058	0.0095	3649.11	0.051
RDC	23307.98	0.011	3890.39	0.065	0.0095	3986.01	0.055
SS1	26744.46	0.0165	5552.71	0.079	0.012	5672.46	0.056
SS2	30322.72	0.0105	5684.19	0.056	0.007	5791.75	0.036

✚ Condition de P-Δ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \checkmark \theta \leq 0.1 \text{ L'effet P-}\Delta \text{ est négligeable} \\ \checkmark 0.1 \leq \theta \leq 0.2 \text{ Il faut augmenter les efforts de l'action sismique calculé par} \\ \text{le facteur } \frac{1}{1-\theta_k} \\ \checkmark \theta_k > 0.2 \text{ La structure est potentiellement instable et elle doit être} \\ \text{redimensionnée} \end{array} \right.$$

- La première condition est satisfaite $\theta < 0.1$ donc l'effet P- Δ est négligeable

V.9 Vérification au renversement

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$M_s \geq 1.5 M_r$$

Avec :

M_r : Moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel ETABS

M_s : Moment stabilisant : $M_s = W \frac{L}{2}$

W : Poids total du bâtiment

- ❖ Moment stabilisant dans le sens X-X : $M_{sx} = 30322.72 \times \frac{28.5}{2} = 432098.76 \text{ KN.m}$
- ❖ Moment stabilisant dans le sens Y-Y : $M_{sy} = 30322.72 \times \frac{12.4}{2} = 187997.64 \text{ KN.m}$
- ❖ Moment renversant dans le sens X-X : $M_{rx} = 28060.13 \text{ KN.m}$ (ETABS)
- ❖ Moment renversant dans le sens Y-Y : $M_{ry} = 28913.53 \text{ KN.m}$ (ETABS)

$$M_{sx} = 432098.76 \text{ KN.m} > 1.5 \times M_{rx} = 42090.19 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$M_{sy} = 187997.64 \text{ KN.m} > 1.5 \times M_{ry} = 43370.29 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V-10 Justification du système de contreventement portiques voiles :

Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques : Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel et donné par les figures suivantes :

A- Sous charges horizontales :

a- Suivant X-X :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.7101	0
End Point	31.9817	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	15.1358	1.8591	0.	0.

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	1410.4712	2.3281	5.187E-10
Moment	0.	0.	0.	43.6353	28060.132	4343.5438

Close Refresh

Figure V-1 : L'effort de la charge Ex repris par portiques et voiles.

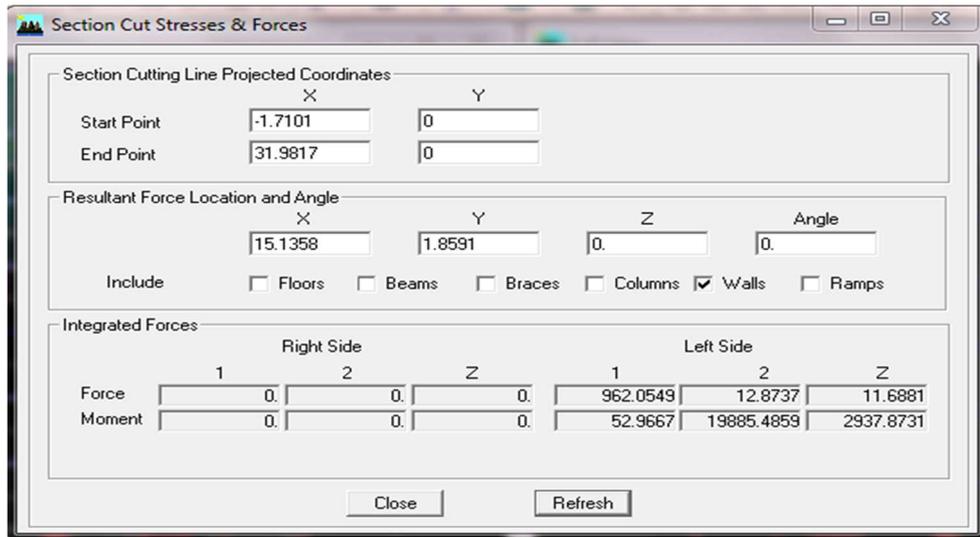


Figure V-2 : L'effort de la charge E_x repris par les voiles.

❖ En utilisant la règle de trois :

$$\begin{array}{l}
 1410.47 \longrightarrow 100\% \\
 962.05 \longrightarrow x
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1410.47 \\ 962.05 \end{array}} \right\}
 x = \frac{962.05 \times 100}{1410.47} = 68.20 \%$$

✚ Charge horizontal repris par les voiles dans le sens x-x : **68.20 %**

✚ Charge horizontal repris par les portiques dans le sens x-x : **31.80 %**

b- Suivant Y-Y

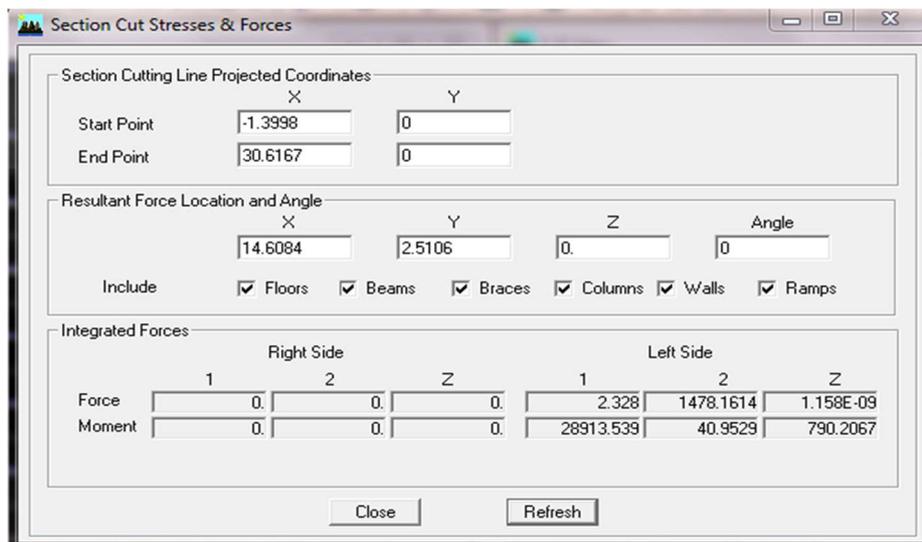


Figure V-3 : L'effort de la charge E_y repris par portiques et voiles.

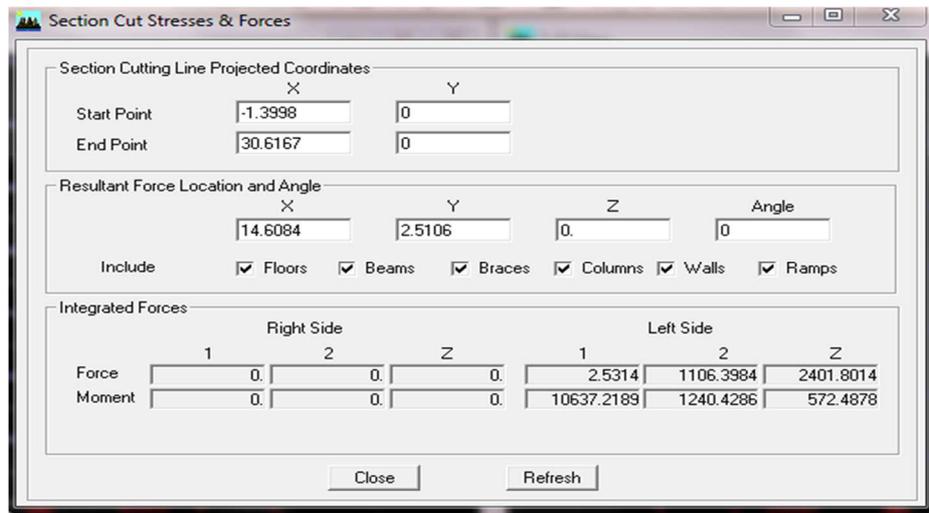


Figure V-4 : L'effort de la charge Ey repris par les voiles.

❖ En utilisant la règle de trois :

$$\begin{array}{l}
 1478.16 \longrightarrow 100\% \\
 1106.39 \longrightarrow x
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1478.16 \\ 1106.39 \end{array}} \right\}
 \quad
 x = \frac{1106.39 \times 100}{1478.16} = 74.83\%$$

✚ Charge horizontal repris par les voiles dans le sens y-y : **74.83 %**

✚ Charge horizontal repris par les portiques dans le sens y-y : **25.17 %**

B-Sous charge vertical

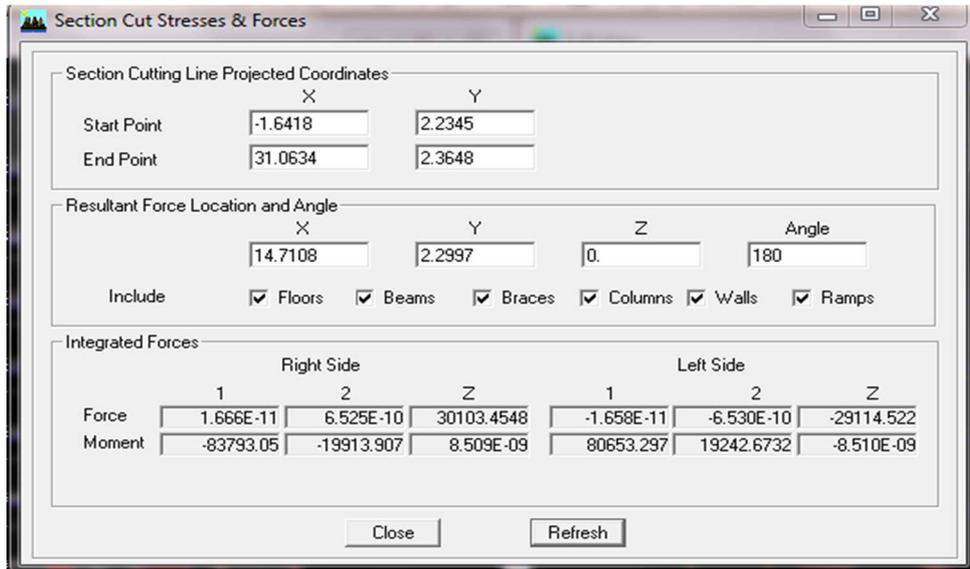


Figure V-5 : L'effort du chargement vertical repris par les voiles.

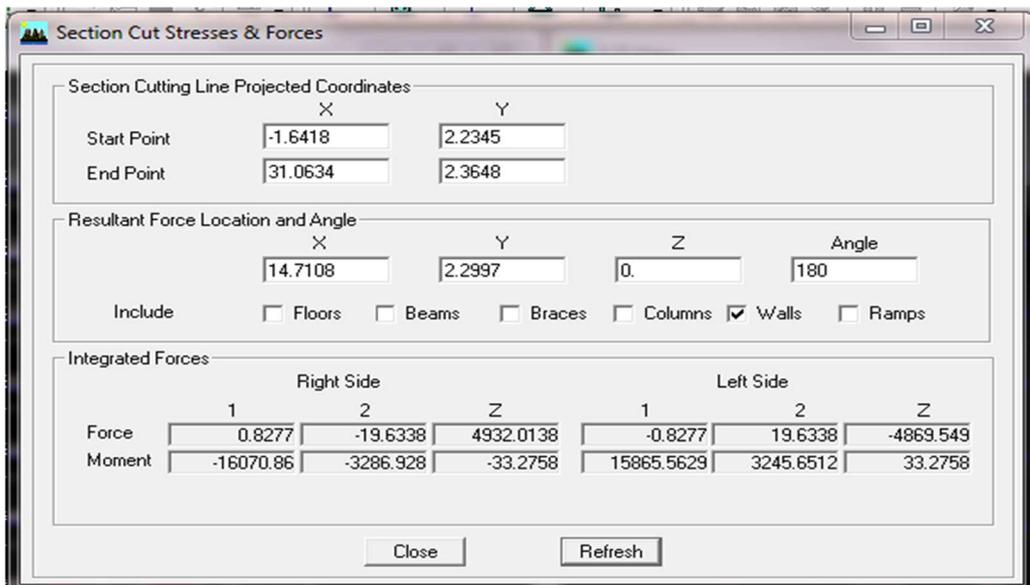


Figure V-6 : L'effort du chargement vertical repris par les voiles.

❖ On utilisant la règle de trois :

$$\left. \begin{array}{l} 30103.45 \longrightarrow 100\% \\ 4932.01 \longrightarrow x \end{array} \right\} x = \frac{4932.01 \times 100}{30103.45} = 16.38\%$$

✚ Charge vertical repris par les voiles: **16.38 %**

✚ Charge vertical repris par les portiques: **83.62 %**

✚ Conclusion :

D'après le RPA(article 3.4), notre structure est de catégorie 4a : structure mixte portiques/voilesavecinteraction ; dont le coefficient de comportement **R=5 (structure mixte avec interaction)**

VI.1) Les poutres

VI.1.1) Introduction

Les poutres principales et secondaires sont des éléments linéaires horizontaux non-exposées aux intempéries et sollicitées par des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion simple et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

$$\text{➤ } 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU).}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{➤ } G + Q \pm E \\ \text{➤ } 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99)].}$$

VI.1.2) Recommandations du RPA 99 version 2003 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2)

❖ Armatures longitudinales (Article 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 poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- ✓ 40 φ en zone I et IIa.
- ✓ 50 φ en zone IIb et III.

D'où :

Tableau VI.1 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.

Dimensions des poutres [cm ²]	A _{minimal} [cm ²] (0.5% de la section)	A _{maximal} [cm ²]	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
P.P 35x40	7	56	84
P.S 30x35	5.25	42	63

❖ **Armatures transversales (Article 7.5.2.2 RPA 99 version 2003)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de } (h/4, 12 \varphi).$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S \leq h/2.$$

La valeur du diamètre φ 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 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Étapes de calcul des armatures longitudinales :**

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

Pour les FeE400 :

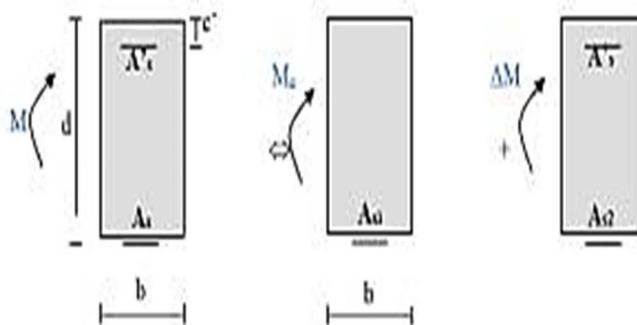
- ✓ Si $\mu_b < \mu_l \rightarrow$ Section simplement armée
- ✓ Si $\mu_b > \mu_l \rightarrow$ Section doublement armée

Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :

Si $\mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) : $\mu_b > \mu_l = 0,392$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



As : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A's : La section supérieur la plus comprimée.

$$M = M_e + \Delta M$$

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

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

$$\Delta M = M - M_e$$

Finalement :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{array} \right.$$

VI.1.3) Calcul du ferrailage

VI.1.3.1) Armatures longitudinales :

On va faire un calcul manuel pour un seul exemple et le reste des calculs se feront à l'aide d'un logiciel <<SOCOTEC >>

➤ Poutre principale :

✓ En travée :

$M_t = 49.472 \text{ KN.m}$; $h = 40 \text{ cm}$; $b = 35 \text{ cm}$; $c = 2,5 \text{ cm}$; $d = h - c = 37.5 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{49.472 \times 10^3}{35 \times 37.5^2 \times 14,2} = 0,071 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,963$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49.472 \times 10^2}{0,963 \times 37.5 \times 34,8} = 3,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 7 \text{ cm}^2$$

- **Donc:**

$$A_t = 7 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA12 + 3HA14** $\Rightarrow A_{ad} = 8,01 \text{ cm}^2$.

- ✓ **Aux appuis :**

$M_A = 78.26 \text{ KN.m}$; $h = 40 \text{ cm}$; $b = 35 \text{ cm}$; $c = 2,5 \text{ cm}$; $d = h - c = 37.5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{78.26 \times 10^3}{35 \times 37,5^2 \times 14,2} = 0,112 < \mu_1 = 0,932$$

$$\beta = 0,940$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{78.26 \times 10^2}{0,940 \times 37,5 \times 34,8} = 6.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) = 7 \text{ cm}^2$$

- **Donc :**

$$A_t = 7 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA12 + 3HA14** $\Rightarrow A_{ad} = 8,01 \text{ cm}^2$.

Tableau VI.2 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principales et secondaire.

Poutre	Zone	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_{min} (cm ²)	A Cal[cm ²]	A_{Adpt} [cm ²]
Poutre Principale (35x40)	Travée	49.472	0.071	S.S.A	0.963	7	3.94	3HA12 (fil)+3HA14 (chap)
								8,01
	Appuis	78.26	0.112	S.S.A	0.940	7	6.38	3HA12 (fil)+3HA14 (chap)
								8.01
Poutre Secondaire (30x35)	Travée	50.555	0.112	S.S.A	0.940	5.25	4.75	3HA12 (fil)+3HA12 (chap)
								6.78
	Appuis	55.138	0.123	S.S.A	0.934	5.25	5.22	3HA12 (fil)+3HA12 (chap)
								6.78

VI.1.3.2) Armatures transversales (Art7.5.2.2 RPA 99 version 2003)

❖ Poutres principales

➤ Espacement maximum entre les armatures transversales

. **Zone nodale** : $S_{Max}^t \leq \min (h/4, 12 \varphi) = \min (40/4, 12 \times 12) = \Rightarrow S^t = 8 \text{ cm.}$

. **Zone courante** : $S^t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow S^t = 15 \text{ cm.}$

D'où :

. **Zone nodale** : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 8 \times 35 = 0.84 \text{ cm}^2.$

. **Zone courante** : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.6 \text{ cm}^2.$

Soit : $A_t = 4HA\ 8$ (Cadre + Etrier) = 2.01 cm².

❖ Poutres secondaires

➤ Espacement maximum entre les armatures transversales

. **Zone nodale** : $S_{Max}^t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(35/4, 12 \times 1.2) = \Rightarrow S^t = 8\text{ cm}$.

. **Zone courante** : $S^t \leq h/2 = 35/2 = 17.5\text{ cm} \Rightarrow S^t = 15\text{ cm}$.

D'où :

. **Zone nodale** : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72\text{ cm}^2$.

. **Zone courante** : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{ cm}^2$.

Soit : $A_t = 4HA\ 8$ (Cadre + Etrier) = 2.01 cm².

✚ Remarque :

Le premier cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm du nu d'appuis ou d'encastrement

VI.1.4) Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99 en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec :

. l' : Longueur de la zone nodale.

. h : Hauteur de la poutre..

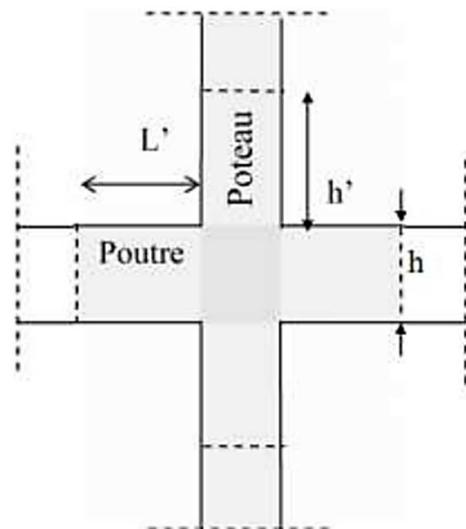


Figure VI.1: Délimitation de la zone nodale

D'où :

- ✓ Poutres principales : $l' = 2 \times 40 = 80$ cm.
- ✓ Poutres secondaires : $l' = 2 \times 35 = 70$ cm.

VI.1.5) Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

- Poutres principales: $A_{\min} = 0,23 \times 35 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,58 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,17 \text{ cm}^2$.

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{\min} , donc, la condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (Art. 5.1,211 BAEL 91 modifiée 99)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d}$$

- Poutres principales: $\tau_u = \frac{91,4 \times 10^3}{350 \times 400} = 0,652 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.
- Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{21,5 \times 10^3}{300 \times 350} = 0,204 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1 ,3 BAEL 91 modifiée 99)

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

Où :

. Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

. $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

• **Donc :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

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

➤ **Poutres principales :** $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.04 \text{ mm.}$

➤ **Poutres secondaires:** $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.04 \text{ mm.}$

D'où :

➤ **Poutres principales:** $\tau_{se} = \frac{91.4 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 113.04} = 2.395 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$

➤ **Poutres secondaires:** $\tau_{se} = \frac{21.5 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 113.04} = 0.650 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres

✓ Art. 6.1 ,221 BAEL 91 modifiée 99

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droit l_s est égale à : $l_s = 35\phi$

✓ **Art. 7.5.2.1 RPA99 version 2003**

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II.

D'où :

. Pour les HA 12 : $l_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4l_s$, pour les aciers **HA**.

- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 19.2 \text{ cm}$

On opte : $L_a = 20 \text{ cm}$

e. Influence de l'effort tranchant

✓ **Au niveau des appuis (Art. 5.1,313 BAEL 91 modifiée 99)**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e}$$

- **Poutres principales** : $\frac{1.15 \times 91.4 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 2.627 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 8.01 \text{ cm}^2$.
- **Poutres secondaires** : $\frac{1.15 \times 21.5 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 0.618 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 6.78 \text{ cm}^2$.

La condition est vérifiée. Donc les armatures ancrées sont suffisantes.

✓ **Sur le béton (Art. A.5.1, 313 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa.}$$

- **Poutres principales** : $\frac{2V_u}{f_{e,0,9d}} = \frac{2 \times 91.4 \cdot 10^3}{400 \times 0.9 \times 375} = 1.35 \text{ MPa}$. **Condition vérifiée.**
- **Poutres secondaires** : $\frac{2V_u}{f_{e,0,9d}} = \frac{2 \times 21.5 \cdot 10^3}{400 \times 0.9 \times 325} = 0.367 \text{ MPa}$. **Condition vérifiée.**

VI.1.6. Vérifications à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton

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

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

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

β_1 et K_1 sont obtenus à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$

Donc : Poutres principales et poutres secondaires

Tableau VI.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales et les poutres secondaires.

Poutre	Localisation	M _{smax} [kN.m]	A adoptée [cm ²]	ρ	β ₁	K ₁	σ _{st} [MPa]	σ _{bc} [MPa]	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
P.P	Travée	33.496	8.01	0.538	0.850	30.590	115.668	3.781	C. Vérifiée
	Appuis	45.195	8.01	0.538	0.850	30.590	156.189	5.106	C. Vérifiée
P.S	Travée	13.984	6.78	0.603	0.845	28.560	65.090	2.279	C. Vérifiée
	Appuis	17.485	6.78	0.603	0.845	28.560	81.386	2.856	C.

									Vérifiée
--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------

b. Etat limite d'ouverture des fissures

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**ArtA.4.5,32 du BAEL 91 modifiée 99**).

c. Etat limite de déformation

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

f : Flèche maximale des poutres principales et secondaires (Déduite du logiciel ETABS).

D'où :

➤ Poutres principales

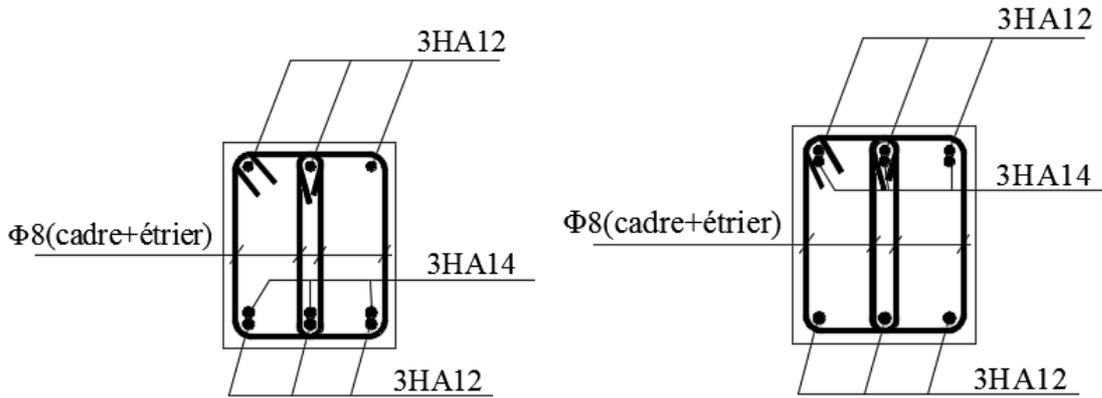
$$f = 0.0864 < \bar{f} = \frac{510}{500} = 1.02 \quad \text{Condition vérifier}$$

➤ Poutres secondaires

$$f = 0.058 < \bar{f} = \frac{330}{500} = 0.66 \quad \text{Condition vérifier}$$

La flèche est vérifiée pour tous les poutres dans les deux sens (poutre principale et poutre secondaire).

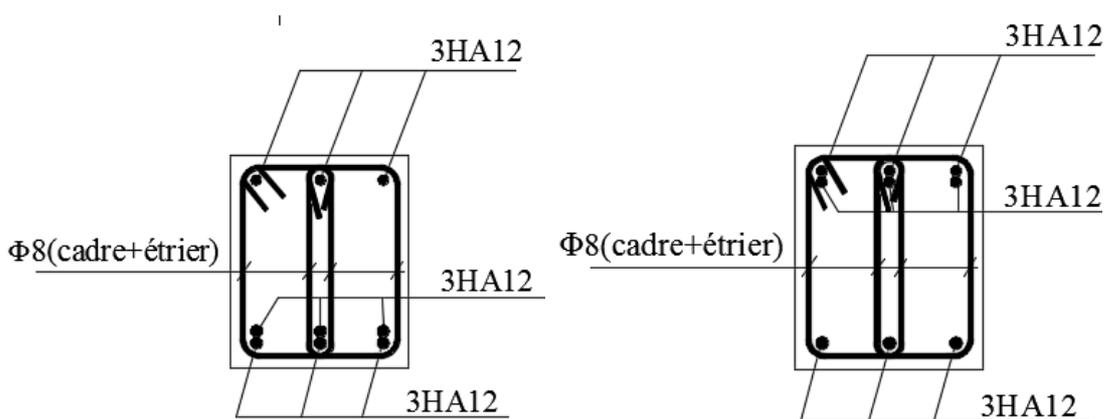
❖ Schéma de ferraillage pour les poutres principales :



En travée

En appuis

❖ Schéma de ferraillage pour les poutres secondaire :



En travée

En appuis

VI.2) Les poteaux

VI.2.1) Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui reprennent les charges transmises par les poutres et les transmettent à leur tour aux fondations .

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement **BAEL91/révisé 99** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99/ version 2003**).

Les poteaux seront donc calculés en flexion composée

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons suivantes:

{	$1,35 G + 1,5 Q$	ELU
	$G + Q$	ELS
	$G + Q \pm E$	RPA 2003
	$0.8 G \pm E$	RPA 2003

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant

VI.2.2) Recommandation du RPA 99/Version 2003

❖ Armatures longitudinales :

D'après le **RPA99/version 2003 (Art 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de 0.8% de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

Tableau VI.1 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

Section des poteaux [cm ²]	%Minimal d'armatures A_{min} = 0,8% . bh [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante A_{max} = 4% . bh [cm ²]	Zone de recouvrement A_{max} = 6% . bh [cm ²]
50x50	20	100	150
45x45	16.2	81	121.5
40x40	12.8	64	96

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule (art 7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{Élanement géométrique de poteau } \lambda_g = \left(\frac{I_f}{i} \right) \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

- Avec :

I_f : Longueur de flambement du poteau $l_f = 0,7L_0$

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\emptyset; 15 \text{ cm})$ en zone II.
- Dans la zone courante : $S_t \leq \min(15\emptyset)$ en zone II

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\emptyset$ minimum.

VI.2.3) La quantité d'armatures transversales minimale

$\lambda_g = \frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

VI.2.4) Calcul de la section d'armature donné à l'ELU dans la situation durable et accidentelle :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

- ❖ Section partiellement comprimée (SPC).
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC).
- ❖ Section entièrement tendue (SET).

a) Ferrailage d'une section rectangulaire a la flexion composée :

- Calcul du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} \implies \text{Deux cas peuvent se présenter.}$$

❖ Section partiellement comprimée :(S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u \geq (\frac{h}{2} - c')$
- $(0,337h - 0,81c').b.h^2.f_{bc} \geq N_u(d - c') - M_f$

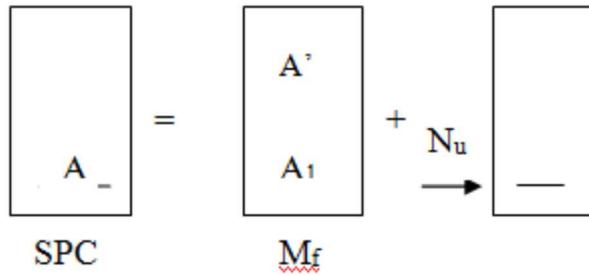


Figure VI.1:section d'un poteau SPC.

- Avec :

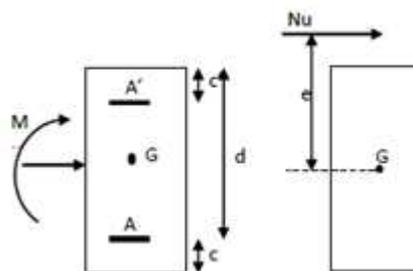
$$M_f = M + N_u (\frac{h}{2} - c')$$

M : Moment fictif.

➤ Détermination des armatures

- Calcul le moment fictif :

$$M_f = M + N_u (\frac{h}{2} - c') = N \times g$$



- Calcul le moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}}$$

Figure VI.2: les moments s'exerçants sur les poteaux

- Si $\mu_f \leq \mu_L = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A' = 0$)

- **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- **Armatures réelles**

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction} \end{array} \right.$$

➤ Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$).

- **Armatures en flexion simple :**

$$M_1 = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

M_1 : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$

❖ **Section entièrement comprimé (S.E.C)**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $(0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \leq N_u (d - c') - M_f$

Deux cas peuvent se présenter :

Si $(0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} < N_u (d - c') - M_f < (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} ; \quad A_2 = 0$$

• **Avec:**

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}} ; \quad f_{bc} \text{ en (MPa) et } M \text{ en (N.m)}$$

Si $N_u(d - c') - M_f \geq (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}(d - c')} \quad A_2 = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A_1$$

🚧 **Remarque:**

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : contrainte de l'acier.

🚧 **Note :**

Nous allons ferrailer par zone ; car il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I :** Sous-sol 1 et 2 , RDC
- **Zone II :** Du 1er étage au 3^{ème} étage.
- **Zone III :** Du 4^{ème} étage au 6^{ème} étage

b. Calcul du ferrailage des poteaux :

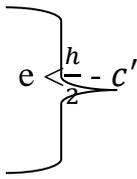
➤ Exemple de calcul manuel :

- Poteau : 50×50 :

$$M_{\max} = 99.623 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 2048.92 \text{ KN, (effort de compression).}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{99.623}{2048.92} = 0,0486 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,5}{2} - 0,025 = 0,225 \text{ m}$$


➤ Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = N \times \left(e + \frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 2048.92 \times \left(0,0486 + \frac{0,5}{2} - 0,025 \right) \implies M_f = 560.58 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} > N_u(d - c') - M_f < (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$d = h - c = 0,5 - 0,025 = 0,475 \text{ m}$$

$$N(d - c') - M_f = 2048.92 \times (0,475 - 0,025) - 560.58 = 361.434 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} = [(0,337 \times 0,5) - (0,81 \times 0,025)] \times 0,5 \times 0,5 \times 14,2 \times 10^3$$

$$= 526.287 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} = 526.287 > N_u(d - c') - M_f = 361.434$$

Donc la section est partiellement comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

➤ Calcul A_{st} :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{560.58 \times 10^6}{500 \times 475^2 \times 14,2} = 0.349$$

$$\mu = 0,349 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \text{S.S.A}$$

Donc les armatures fictives sont :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{560.58 \times 10^3}{0,775 \times 47,5 \times 348} = 43.78 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 43.78 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures réelles :**

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{ST}} = 43.78 - \frac{2048.92}{34.8} = 0 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 0 \text{ cm}^2$

🚧 **Remarque :**

Pour le ferrailage des autres poteaux le calcul se fait automatiquement à l'aide du logiciel « Socotec ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Ferrailage des poteaux

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	h/2 - c	M _f	Nature	OBS	Asup	Ainf	Amin RPA	Choix	As Adoptée
I	Sous-Sol 1, 2 RDC	50x50	N ^{max} -M ^{corr}	-2048.92	- 88.881	0.043	0.225	549.11056	SEC	SSA	0	0	20	4HA20 + 4HA16	20.6
			N ^{min} -M ^{corr}	787.97	23.702	0.030	0.225	200.93235	SEC	SSA	8.33	11.37			
			M ^{max} -N ^{corr}	-1073.74	-99.623	0.092	0.225	340.37	SEC	SSA	0	0			
II	1 ^{er} étage au 3 ^{ème} étage	45x45	N ^{max} -M ^{corr}	-1083.97	0.166	0.0001	0.20	216.902397	SEC	SSA	0	0	16.2	4HA20 + 4HA14	18.71
			N ^{min} -M ^{corr}	62.46	2.581	0.041	0.20	15.05286	SEC	SSA	0.62	0.95			
			M ^{max} -N ^{corr}	-672.95	- 49.940	0.074	0.20	184.388	SEC	SSA	0	0			
III	4 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage	40x40	N ^{max} -M ^{corr}	-510.09	-4.324	0.008	0.175	93.34647	SEC	SSA	0	0	12.8	4HA16 + 4HA14	14.19
			N ^{min} -M ^{corr}	50.53	0.597	0.011	0.175	9.39858	SEC	SSA	0.59	0.67			
			M ^{max} -N ^{corr}	-350.16	-31.124	0.088	0.175	92.09208	SEC	SSA	0	0			

 **Remarque :**

Les sections d'armatures adoptées doivent être disposées symétriquement par rapport au CDG de la section.

VI.2.5) Vérification à L'ELU :

➤ **Détermination des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA99 version 2003) :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; leur rôle est de reprendre l'effort tranchant et le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$

V_u : Effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ sil ' élancement géométrique: } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ sil ' élancement géométrique: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élancement géométrique (λ_g) est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}$$

Tel que : $L_f = 0.7l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau

l₀ : longueur libre du poteau

S_t : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

➤ **En zone nodale :**

$$St \leq \text{Min} (10 \varnothing_l, 15\text{cm}) \longrightarrow St \leq 14\text{cm}$$

Nous retiendrons **St=7cm**

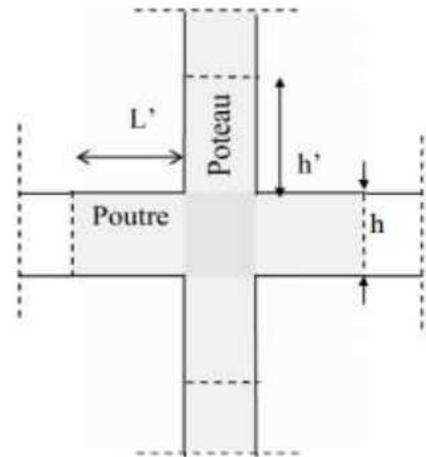


Figure VI.3 : Délimitation de la zone nodale

➤ **En zone courante :**

$$St' \leq 15 \varnothing_l \longrightarrow St' \leq 21 \text{ cm Nous retiendrons } St=12\text{cm}$$

Avec : $\varnothing_L = 14\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Calcul de λg et de A_{min} :

✓ **Poteaux 50x50**

➤ **Sous-sol 1**

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 388}{50} = 5.432 \rightarrow \lambda g > 5 \rightarrow \frac{A_{tmin}}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{tmin} = 0.003 \times 50 \times 7 = 1.05\text{cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{tmin} = 0.003 \times 50 \times 12 = 1.8\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\lambda g > 5 \quad \rho \stackrel{2.5}{\longrightarrow}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho a V_u}{h_1 f_e} \quad \Longrightarrow \quad A_t = \frac{\rho a V_u}{h_1 f_e} \times S_t \quad , \quad V_u = 56.05\text{KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t \text{ zonne nodale}} = \frac{2.5 \times 56.05 \times 10^3}{3880 \times 400} \times 70 = 0.632 \text{ cm}^2 \\ A_{t \text{ zonne courante}} = \frac{2.5 \times 56.05 \times 10^3}{3880 \times 400} \times 120 = 1.08 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t \text{ zonne courante}} = 1.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Sous-sol 2**

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 383}{50} = 5.362 \rightarrow \lambda g > 5 \rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0.003 \times 50 \times 7 = 1.05 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t \min} = 0.003 \times 50 \times 12 = 1.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\lambda g > 5 \quad \rho = 2.5$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho a V_u}{h_1 f_e} \implies A_t = \frac{\rho a V_u}{h_1 f_e} \times S_t, \quad V_u = 56.05 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t \text{ ZN}} = \frac{2.5 \times 56.05 \times 10^3}{3830 \times 400} \times 70 = 0.64 \text{ cm}^2 \\ A_{t \text{ ZC}} = \frac{2.5 \times 56.05 \times 10^3}{3830 \times 400} \times 120 = 1.09 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t \min \text{ ZC}} = 1.8 \text{ cm}^2$$

➤ **RDC**

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{50} = 4.28 \rightarrow 3 < \lambda g < 5 \rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.48\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t_{\min}} = 0.0048 \times 50 \times 7 = 1.68 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t_{\min}} = 0.0048 \times 50 \times 12 = 2.88 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\lambda g < 5 \quad \rho = 3.75$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho a V_u}{h_1 f_e} \quad \Longrightarrow \quad A_t = \frac{\rho a V_u}{h_1 f_e} \times S_t \quad , \quad V_u = 56.05 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t \text{ ZN}} = \frac{3.75 \times 56.05 \times 10^3}{3060 \times 400} \times 70 = 1.20 \text{ cm}^2 \\ A_{t \text{ ZC}} = \frac{3.75 \times 56.05 \times 10^3}{3060 \times 400} \times 120 = 2.06 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{t_{\min} \text{ ZC}} = 2.88 \text{ cm}^2$$

✓ **Poteaux 45x45**

➤ **1^{er} étage au 3^{ème} étage**

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.76 \rightarrow 3 < \lambda g < 5 \rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.36\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t_{\min}} = 0.0036 \times 45 \times 7 = 1.13 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t_{\min}} = 0.0036 \times 45 \times 12 = 1.94 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\lambda g < 5 \quad \rho = 3.75 .$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho a V_u}{h_1 f_e} \quad \Longrightarrow \quad A_t = \frac{\rho a V_u}{h_1 f_e} \times S_t \quad , \quad V_u = 47.86 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t\text{ZN}} = \frac{3.75 \times 47.86 \times 10^3}{3060 \times 400} \times 70 = 1.02 \text{ cm}^2 \\ A_{t\text{ZC}} = \frac{3.75 \times 47.86 \times 10^3}{3060 \times 400} \times 120 = 1.76 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min ZC}} = 1.94 \text{ cm}^2$$

✓ **Poteaux 40x40**

➤ **4^{ème} étage au 6^{ème} étage**

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.35 \rightarrow \lambda g > 5 \rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t\text{min}} = 0.003 \times 40 \times 7 = 0.84 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t\text{min}} = 0.003 \times 40 \times 12 = 1.44 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\lambda g > 5 \quad \rho = 2.5 .$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho a V_u}{h_1 f_e} \quad \Longrightarrow \quad A_t = \frac{\rho a V_u}{h_1 f_e} \times S_t \quad , \quad V_u = 37.48 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{t\text{ZN}} = \frac{2.5 \times 37.48 \times 10^3}{3060 \times 400} \times 70 = 0.535 \text{ cm}^2 \\ A_{t\text{ZC}} = \frac{2.5 \times 37.48 \times 10^3}{3060 \times 400} \times 120 = 0.918 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min ZC}} = 1.44 \text{ cm}^2$$

D'après les calculs , on opte :

- 2 sous-sol et RDC $\implies 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (1 cadre et 1 losange HA10)
- 1^{er} étage au 3^{ème} étage $\implies 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre et 1 losange HA8)
- 4^{ème} étage au 6^{ème} étage $\implies 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre et 1 losange HA8)

Les cadres doivent être fermés par des crochet de 135° a une longueur droite $10\phi_t$

- **Diamètre minimum des armatures longitudinales :**

Toutes les sections d'armatures longitudinales adoptées ont au moins un diamètre de 12 mm, la condition exigée par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/version 2003 [13] est vérifiée.

- **Distance entre les barres verticales dans une face du poteau :**

La distance maximale entre les barres verticales se trouve au niveau du poteau de dimensions $50 \times 50 \text{ cm}^2$, elle est égale à : $\frac{1}{3} \times [h - (c + c')] = \frac{1}{3} \times [50 - (2.5 + 2.5)] = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$. la condition exigée par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/version 2003 [13] est vérifiée.

- **Longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement L_r est de : 40ϕ en zone IIa (Article 7.4.2.2 du RPA 99)

- ✓ Poteaux (50 x 50) : $l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux (45 x 45) : $l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.

VI.2.6) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Tableau VI.3 : Détermination des zones nodales.

Poteaux		$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$	
50 x 50	Ss1	$h' = \max(64.66; 50; 50; 60\text{cm})$	$h' = 65\text{ cm}$
	Ss2	$h' = \max(63.83; 50; 50; 60\text{cm})$	$h' = 65\text{cm}$
	RDC	$h' = \max(51; 50; 50; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$
45 x 45		$h' = \max(51; 45; 45; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$
40 x 40		$h' = \max(51; 40; 40; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : Hauteur entre nu des poutres

VI.2.7) Vérification au cisaillement : (Art7.4.3.2 RPA99/2003)

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b_0 x d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_a = \begin{cases} 0,075 & \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad \rho_b \rightarrow 0.075$$

$$\tau_{bu} = \rho_a \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 [\text{MPa}]$$

Tableau VI.4 : Vérification au cisaillement

zone	Niv	Vu(kN)	b	h	ρ_a	τ_u	τ_{bu}	vérification
I 50X50	Sous-sol1	56.05	50	50	0.075	0,236	1.875	C.V
	Sous-sol2	56.05	50	50	0.075	0.236	1.875	C.V
	RDC	56.05	50	50	0.04	0.236	1	C.V
II 45X45	ET1,2,3	47.86	45	45	0.04	0.250	1	C.V
III 40X40	ET4,5,6	37.48	40	40	0.075	0,433	1.875	C.V

VI.2.8) Vérifications à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible

❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Tableau VI.5 : Vérification de la condition de non fragilité

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	es (m)	A _{min} (cm ²)	A _{ad} (cm ²)	OBS
Sous Sol 2 au RDC	50x50	N ^{max} -M ^{corr}	1162.30	6.527	0.0056	7.05	20.6	CV
		N ^{min} -M ^{corr}	275.60	1.693	0.0061	7.05		
		M ^{max} -N ^{corr}	929.18	9.678	0.010	7.05		
1er étage Au 3eme étage	45x45	N ^{max} -M ^{corr}	787.03	0.029	0.000036	5.67	18.71	CV
		N ^{min} -M ^{corr}	144.85	2.005	0.013	5.68		
		M ^{max} -N ^{corr}	497.32	12.806	0.025	5.68		
4eme étage Et 6eme étage	40x40	N ^{max} -M ^{corr}	371.07	3.123	0.0084	4.45	14.19	CV
		N ^{min} -M ^{corr}	15.49	8.879	0.57	4.55		
		M ^{max} -N ^{corr}	236.98	13.958	0.058	4.45		

❖ Vérification des contraintes :

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 $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ \longrightarrow Section entièrement comprimée.

La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A_s')$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_c \cdot c' + A_c' \cdot d) \right] \quad V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s \times (V_1 - c)^2 + A_s' (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_G} \cdot V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_G} \cdot V_2 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} < \sigma_{b2}$. Donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b2} < \bar{\sigma}_{bc}$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15A_s$$

Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ \longrightarrow Section partiellement comprimée.

Il faut vérifiée que :

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

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \text{ Avec } I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est déterminé par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

$$\text{Avec : } p = -3c^2 - \frac{90.A'_s}{b}(c - c') + \frac{90.A_s}{b}(d - c')$$

$$q = 2c^3 - \frac{90.A'_s}{b}(c - c')^2 + \frac{90.A_s}{b}(d - c')^2$$

$c = \frac{h}{2} - e$: distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Afin de se simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferrailage SOCOTEC.

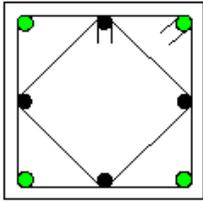
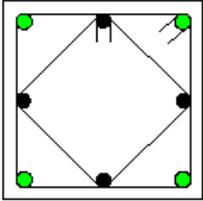
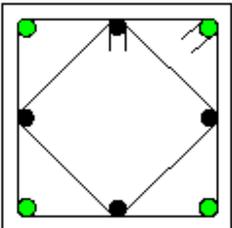
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes dans les aciers et le béton

Zon e	Niveau	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms(KN.m)	es (m)	h/6 (m)	Nature	σ béton	σ i béton	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ acier	σ i acier	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	OB S
I	Sous-Sol 1 au RDC	50x50	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	- 1162.3	- 6.527	0.0056	0,083	SEC	3.53	3.93	15	53.3	58.5	348	CV
			$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	- 275.6	1.693	0.0061	0,083	SEC	0.94	0.83	15	13.9	12.6	348	CV
			$M^{\max}-N^{\text{corr}}$	- 929.18	9.678	0.010	0,083	SEC	3.28	2.68	15	48.6	40.8	348	CV
II	1 ^{er} étage au 3 ^{ème} étage	45x45	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	- 787.03	0.029	0.00036	0,075	SEC	3.04	3.04	15	45.7	45.6	348	CV
			$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	- 144.85	2.005	0.013	0,075	SEC	0.64	0.48	15	9.46	7.34	348	CV
			$M^{\max}-N^{\text{corr}}$	- 497.32	12.806	0.025	0,075	SEC	2.44	1.4	15	35.6	22.1	348	CV
III	4 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage	40x40	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	- 371.07	- 3.123	0.0084	0,066	SEC	1.65	2.02	15	25.1	29.8	348	CV
			$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	- 15.49	- 8.879	0.57	0,066	SPC	0.72	0	15	8.75	-14.1	348	CV
			$M^{\max}-N^{\text{corr}}$	- 236.98	13.958	0.058	0,066	SEC	2	0.34	15	28.1	6.97	348	CV

 **Conclusion :**

Après avoir exploité les résultats obtenus du logiciel , on est passé à l'étape de ferrailage des poteaux qui a été réalisé à l'ELU et vérifié à l'ELS , ou les sections d'armatures adoptées ont vérifiées toutes les conditions qui sont résumées dans le **tableau 7**.

Tableau 7: Résumé du ferrailage des poteaux

Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
SS1 au RDC	50 × 50	4HA20+4HA16	1cadre et 1losange(HA10)	
1 ^{er} au 3 ^{ème} étage	45 × 45	4HA20+4HA14	1cadre et 1 losange (HA8)	
4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	40 × 40	4HA16+4HA14	1cadre et 1 losange (HA8)	

VI.3) Ferrailage des voiles

VI.3.1) Introduction :

Un voile est un élément structural de contreventement qui est soumis à des forces verticales et 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 sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes .

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

VI.3.2) Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en compte sont données ci-dessous :

➤ Selon le RPA version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\}$$

➤ Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right\}$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- **Zone I** : du 1^{er} Sous-sol au RDC
- **Zone II** : du 1^{er} étage au 3^{ème} étage.
- **Zone III** : du 4^{ème} étage au 6^{ème} étage

VI.3.3) Ferrailage des voiles:

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

VI.3.4)-Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile. , **B = L × e.**

I : moment d'inertie du voile considéré.

V=V' : bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \text{ (RPA 99 / Art.7.7.4).}$$

Avec :

h_e: hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée, avec $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

$L_t = L - L_C$ avec L_t : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprimée (SEC).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. Section entièrement tendue (SET).

-Section entièrement comprimée :

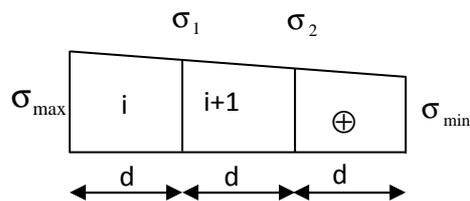


Figure VI-3-1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec: e : épaisseur du voile.

-Section partiellement comprimée :

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e + \sigma_{max} \times d \times e$$

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

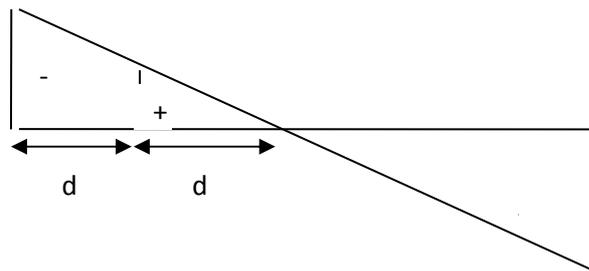


Figure VI-3-2: Diagramme des contraintes d'une S.P.C

-Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

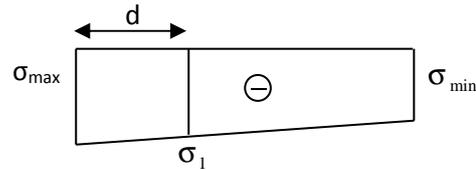


Figure VI-3-3: Diagramme des contraintes d'une S.E.T

a)-Armatures verticales :

➤ Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section est dite entièrement comprimée si les contraintes minimales et maximales sont toutes les deux supérieures à zéro (σ_{\min} et $\sigma_{\max} > 0$), dans ce cas :

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B: section du voile Avec : $B = d \times e$

σ_s : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

➤ Armature minimal : (Art. A.8.1, 21 BAEL91 modifiée 99) :

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

- $0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

➤ Section partiellement comprimée (SPC) :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec

σ_s : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

➤ **Armature minimal :**

• D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = 0.23 B \frac{f_{t28}}{f_e}$ (cm²)

• D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0.25\% B$ (cm²)

Donc : $A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right)$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

➤ **Section entièrement tendue (SET):**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} , 0.002B \right)$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

c)-Exigences de RPA 99 révisé 2003/Art 7.7.4.3 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile **0,15 %**.

-En zone courantes **0,10 %**.

c-1)- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ , et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

-D'après le **BEAL 91 (ArtA.8.2,41)** :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

-D'après le **RPA 2003(Art 7.7.4.3)** :

$$A_H \geq 0.15 \% \times B$$

Donc :

$$A_{H\text{-calculé}} = \max (A_{H\text{-BAEL}} ; A_{H\text{-min-RPA}})$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **0.1** de l'épaisseur du voile.

c-2)-Armatures transversales :(Art 7.7.4.3 RPA 99version 2003)

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(**RPA 99 version 2003Art 7.7.4.3.**)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingle au mètre carré.

A_{tr} adoptée= 4 épingles de HA8/m²

c-3)-Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{RPA99version2003/Article 7.7.4.3})$$

$$T = 1,4 V_u$$

V_u :Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

c-4)-Espacement :

D'après le (RPA 99 version 2003/article 7.7.4.3), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **15 cm**

(RPA 99 version 2003 Art 7.7.4.1).

c-5)-Longueur de recouvrement :

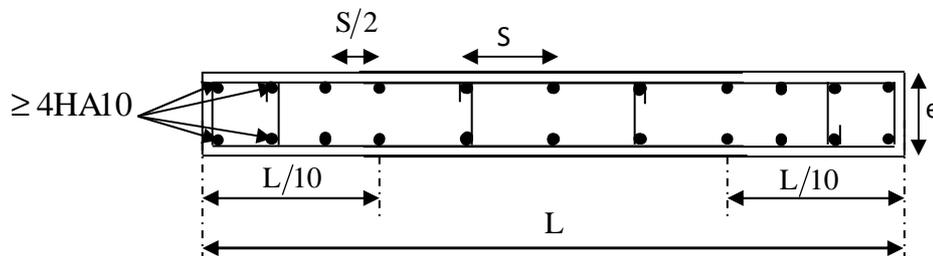
Elles doivent être égales à :

- **40 Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- **20 Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.



FigureVI-3-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.3.5) Vérifications

-Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère l'effort : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ D'après le RPA 99 version 2003

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V = 1,4 \times V_u \text{ calcul.}$$

D'ou: b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 \times h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ D'après le BAEL91 modifiée 99 :

Il faut vérifier que :

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

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

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

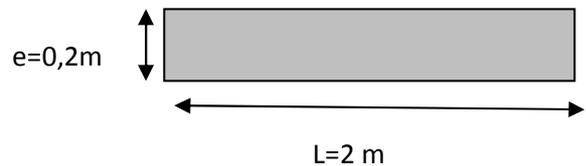
VI.3.6) Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile VT1 de la zone I:

$$L = 2 \text{ m} , e = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 9217.43 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6459.46 \text{ KN} / \text{m}^2$$



⇒ La section est partiellement comprimée (SPC)

✓ **Longueur de la zone comprimée : L_c**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_c = 1,176 \text{ m}$$

✓ **Longueur de la zone tendue : L_t**

$$L = 2 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 0.824 \text{ m}$$

✓ **Calcul de la longueur : (d)**

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0.78 \text{ m}$$

$$d = \frac{L_t}{2} = \frac{0.824}{2} = 0.412 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d = 0,412 \text{ m}$.

✓ **Calcul de la contrainte :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-6459.46 \times (0.824 - 0.412)}{0.824} = 3229.73 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Détermination des efforts normaux :**

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 399.233 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} (L_t - d) \times e = 113.078 \text{ K}$$

✓ **Espacement**

$$\text{Zone courante (d}_2\text{)} \quad St \leq \min \{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \implies St = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Zone d'extrémité (d}_1\text{)} \quad D = St/2 = 15 \text{ cm} \implies St = 15 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures :**✓ **Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_1} = 11.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_1} = 3.82 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0.2\% B \right\} = \max \left\{ \frac{41.2 \times 20 \times 2.1}{400} ; 0.002 \times 41.2 \times 20 \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{4.33 ; 1.648\} = 4.33 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 351.81}{40}$$

$$A_{vj} = 13,54 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures verticales totales**

$$A_{vi} = A + \frac{A_{vj}}{4}$$

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 11.47 + \frac{13,54}{4} = 14.86 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2 \times 4 \text{ HA16} = 16.08 \text{ cm}^2$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 1,62 + \frac{13,80}{4} = 7.71 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2 \times 3 \text{ HA14} = 9.23 \text{ cm}^2$

✓ **Choix des armatures :**

On a : $A_1 = 7.43 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$

On opte pour : $2 \times 4 \text{ HA16} = 16.08 \text{ cm}^2$

On a : $A_2 = 3.85 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$

On opte pour : $2 \times 3 \text{ HA14} = 9.23 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 modifiée 99: $A_H = \frac{A_v}{4} = 6.33 \text{ cm}^2$

Soit **6HA12 = 6.78 cm²/nappe**

Avec : **S_t = 20 cm**

Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99 version 2003) :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle HA8 au mètre carré .

➤ **Vérification des contraintes**

• **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 351.81 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3880} = 0.705 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.705 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.705 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- D'après le BAEL 91 modifiée 99 :

$$\tau_u = \frac{T}{e \times d} = \frac{351.81 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3880} = 0.503 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.503 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.26 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

❖ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{738.07 \times 10^3}{200 \times 2000 + 15 \times 25.31} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Résumé de calcul**

Voile transversal VT1 (2m)					
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.400	0.400	0.400	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	9217.33	4077.95	3380.54	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6459.46	-1285.45	-1039.36	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	351.81	120.56	90.47	
	Lc(m)	1.176	1.521	1.530	
	Lt(m)	0.824	0.479	0.470	
	d1(m)	0.412	0.240	0.235	
	d2 (m)	0.412	0.240	0.235	
	σ_1 [KN/m ²]	-3229.730	-642.725	-519.680	
	N (kN)	N ₁	399.233	46.213	36.662
		N ₂	133.078	15.404	12.221
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11.47	1.33	1.05
		A _{v2}	3.82	0.44	0.35
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	4.33	2.52	2.47
		A _{min2}	4.33	2.52	2.47
	A _{vj} (cm ²)		13.54	4.64	3.48
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	14.86	3.68	3.34
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.71	3.68	3.34
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande 1	16.08	9.05	9.05
		Bande 2	9.23	6.78	6.78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*4HA16	2*4HA12	2*4HA12
		Bande 2	2*3HA14	2*3HA12	2*3HA12
	S _t (cm)	Bande 1	12 cm	7 cm	7 cm
		Bande 2	14 cm	8 cm	8 cm
	Ls(cm)		64	48	48
	A _H (cm ²)		6.33	3.96	3.96
	A _{Hadopté/ml} (cm ²)		7.85	6.28	6.28
	Choix des barres/ml (cm ²)		2*5HA10	2*4HA10	2*4HA10
S _t (cm)		20	25	25	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	Contrainte	$\tau_{u \max} = 3,26$ (MPa)	0.639	0.219	0.164
		$\tau_{b \max} = 5$ (MPa)	0.894	0.306	0.230
	ELS	N _s (kN)	738.07	557.29	290.5
		$\sigma_{b \max} = 15$ (MPa)	1.84	1.32	0.69

Voile transversal VT2 (1.7m)					
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.7	1.7	
	e (m)		0.2	0.2	
	B (m)		0.340	0.340	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		8967.47	3637.71	
	σ_{min} [KN/m ²]		-5522.15	-1323.66	
	Nature de la section		SPC	SPC	
	V _u (kN)		257.62	95.65	
	Lc(m)		1.052	1.246	
	Lt(m)		0.648	0.454	
	d1(m)		0.324	0.227	
	d2 (m)		0.324	0.227	
	σ_1 [KN/m ²]		-2761.075	-661.830	
	N (kN)	N ₁	268.330	45.026	
		N ₂	89.443	15.009	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7.71	1.29	
		A _{v2}	2.57	0.43	
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	3.40	2.38	
		A _{min2}	3.40	2.38	
	A _{vj} (cm ²)		9.92	3.68	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	10.19	3.30	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.88	3.30	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande 1	12.31	9.05	
		Bande 2	6.78	6.78	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*4HA14	2*4HA12
			Bande 2	2*3HA12	2*3HA12
		St (cm)	Bande 1	10 cm	7 cm
Bande 2			11 cm	8 cm	
Ls(cm)		56	48		
A _H (cm ²)		4.77	3.96		
A _{Hadopté/ml} (cm ²)		7.85	6.28		
Choix des barres/ml (cm ²)		2*5HA10	2*4HA10		
St (cm)		20	25		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²	4 Epingles HA8/m²		
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u max =3,26 (MPa)	0.468	0.174	
		τ_b max =5 (MPa)	2.004	0.744	
	ELS	N _s (kN)	756.64	551.94	
		σ_{bmax} =15 (MPa)	2.05	1.52	

Voile longitudinal VL 1 (0.8m)					
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)		0.8	0.8	0.8
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.160	0.160	0.160
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		9037.66	3738.3	2947.77
	σ_{min} [KN/m ²]		-5708.06	-1213.87	-1527.49
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		79.97	36.57	26.95
	Lc(m)		0.490	0.604	0.527
	Lt(m)		0.310	0.196	0.273
	d1(m)		0.155	0.098	0.137
	d2 (m)		0.155	0.098	0.137
	σ_1 [KN/m ²]		-2854.030	-606.935	-763.745
	N (kN)	N ₁	132.575	17.853	31.282
		N ₂	44.192	5.951	10.427
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3.81	0.51	0.90
		A _{v2}	1.27	0.17	0.30
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	1.63	1.03	1.43
		A _{min2}	1.63	1.03	1.43
	A _{vj} (cm ²)		3.08	1.41	1.04
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	4.58	1.38	1.69
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2.40	1.38	1.69
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande 1	6.15	4.52	4.52
		Bande 2	4.52	4.52	4.52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*2HA14	2*2HA12	2*2HA12
		Bande 2	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA12
	S _t (cm)	Bande 1	12 cm	7 cm	10 cm
		Bande 2	8 cm	7 cm	7 cm
	Ls(cm)		56	48	48
	A _H (cm ²)		2.67	2.26	2.26
	A _{Hadopté/ml} (cm ²)		6.28	6.28	6.28
	Choix des barres/ml (cm ²)		2*4HA10	2*4HA10	2*4HA10
	S _t (cm)		25	25	25
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	
Vérification des contraintes	Contrainte	$\tau_{u\ max}=3,26$ (MPa)	0.145	0.066	0.049
		$\tau_{b\ max}=5$ (MPa)	0.622	0.284	0.210
	ELS	N _s (kN)	605.26	219.48	122.26
		$\sigma_{b\ max}=15$ (MPa)	3.44	1.26	0.70

Voile longitudinal VL 2 (1.7 m)					
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.7	1.7	1.7
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.340	0.340	0.340
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		9845.25	3637.71	2360.53
	σ_{min} [KN/m ²]		-6325.14	-1323.66	-1007.96
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		266.36	95.65	68.32
	Lc(m)		1.035	1.246	1.191
	Lt(m)		0.665	0.454	0.509
	d1(m)		0.332	0.227	0.254
	d2 (m)		0.332	0.227	0.254
	σ_1 [KN/m ²]		-3162.570	-661.830	-503.980
	N (kN)	N ₁	315.450	45.026	38.456
		N ₂	105.150	15.009	12.819
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.06	1.29	1.11
		A _{v2}	3.02	0.43	0.37
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	3.49	2.38	2.67
		A _{min2}	3.49	2.38	2.67
	A _{vj} (cm ²)		10.25	3.68	2.63
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	11.63	3.30	3.33
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6.05	3.30	3.33
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande 1	12.06	6.78	6.78
		Bande 2	6.15	4.52	4.52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*3HA16	2*3HA12	2*3HA12
		Bande 2	2*2HA14	2*2HA12	2*2HA12
	S _t (cm)	Bande 1	15 cm	10 cm	11 cm
		Bande 2	17 cm	12 cm	13 cm
	Ls(cm)		64	48	48
	A _H (cm ²)		4.55	2.83	2.83
	A _{Hadopté/ml} (cm ²)		7.85	6.28	6.28
	Choix des barres/ml (cm ²)		2*5HA10	2*4HA10	2*4HA10
	S _t (cm)		20	25	25
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	$\tau_{u\ max}=3,25$ (MPa)	0.484	0.165	0.118
		$\tau_{b\ max}=5$ (MPa)	2.072	0.706	0.504
	ELS	N _s (kN)	756.64	551.94	249.23
		$\sigma_{bmax}=15$ (MPa)	2.06	1.55	0.70

VII.1) Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol}$).
- Charges qui leurs sont transmises.
- Distance entre axes des poteaux.
- Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ (ELU). **BAEL91 modifiée 99.**
 - $G + Q \pm E$
 - $0.8G \pm E$
- } [Combinaisons d'actions sismiques (**RPA 99 version 2003**)]

VII.2) Choix du type de fondation

VII.2.1) Semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

- $N_{s,max}$: Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Résultat de la modélisation avec logiciel ETABS).
- S : Surface d'appui de la semelle ($S=A \times B$).
- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier. D'après le rapport de sol , la contrainte admissible du sol égale à 2 bars.

❖ Homothétie des dimensions

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow \frac{50}{50} = 1 = \frac{A}{B}. \text{ Donc : } A = B.$$

D'où :

$$B^2 \geq \frac{N_{s. \max}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_{s. \max}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1162.13}{200}} = 2.41 \text{ m.}$$

On opte : $A = B = 2.5 \text{ m}$

La distance minimale entre axes des poteaux est de 3.1 m (Distance insuffisante pour accueillir deux semelles isolées). Ce qui expose ces dernières au chevauchement. Ce type de fondation n'est donc pas approprié pour l'ouvrage en question.

VII.2.2) Semelles filantes.

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , donnée par la condition la plus défavorable.

a. Semelles sous poteaux « S_1 »

. Étapes de calcul

. Déterminer la résultante des charges « R » ($R = \sum N_i$),

. Puis la coordonnée de cette résultante « e » ($e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$, e_i est la distance entre le CDG de la structure et le point d'application de la charge N_i),

. Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

. Si $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

. Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) \end{array} \right.$$

Le calcul se fait pour la file la plus sollicitée tel que :

Tableau VII.1 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.

	e_i [m]	N_i [kN]	$N_i \cdot e_i$ [kN.m]	M_i [kN.m]
	6	517.75	2868.84	2.619
	2.9	997.53	2892.837	5.38
	-2.2	1123.11	-2470.842	-6.37
	-6	998.27	-5989.62	-7.37
somme	0.7	3636.66	-2698.785	-5.741

D'où :

$$e = \frac{-2698.785 - 5.741}{3636.66} = 0.74 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ m.}$$

Donc: la répartition des charges est trapézoïdale.**D'ou :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{3636.66}{12} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.74}{12}\right) = 190.92 \text{ KN/ml} \\ q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{3636.66}{12} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.74}{12}\right) = 415.18 \text{ KN/ml} \\ q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{3636.66}{12} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.74}{12}\right) = 359.12 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Avec :

$$R = \sum N_i.$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

D'où :

$$B \geq \frac{3636.66 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.74}{12}\right)}{200 \times 12} = \mathbf{1.79 \text{ m.}}$$

Donc :

$$B = 2 \text{ m}$$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_{1\text{totale}} = (4 \times B \times L_1) + (6 \times B \times L_2) = (4 \times 8.9 \times 2) + (6 \times 12 \times 2) = 215.2 \text{ m}^2.$$

b. Semelles sous voiles « S₂ »

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s.\text{max}}}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_{s.\text{max}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

« L » étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

D'où :

Tableau VII.2 : Détermination de la surface totale des semelles sous voiles.

N _s [kN]	sens	L [m]	B [m]	Nombre « n »	Surface [m ²] (S= B x L x n)
1022.86	long	1.70	3	2	10.2
307.05	long	0.8	1.92	2	3.072
710.69	trans	2	1.77	2	7.08
756.6	trans	1.70	2.22	2	7.548
S_{1totale} des semelles sous voiles					27.9

❖ Surface totale des semelles filantes

$$S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 = 215.2 + 27.9 = 243.1 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure est de 298.76 m².

$$\frac{S_{tf}}{S_{tb}} = \frac{243.1}{298.79} = 0.81 = \mathbf{81\%}$$

$$\mathbf{S_{filantes} > 50\% S_{\text{Bâtiment}}}$$

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

VII.2.3) Radier général

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

VII.2.3.1) Pré-dimensionnement

1) Epaisseur du radier :

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$)

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad ,$$

Avec :

$$L_{\max} = 5,10 \text{ m}$$

L_{\max} : portée maximale

$$h_d \geq \frac{510}{20} = 25.5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

2) Hauteur du radier :

- Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 5,10 \text{ m} \Rightarrow 510/8 = 63.75 \text{ cm} \leq h \leq 510/5 = 102\text{cm}$$

- Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 (f_{ej})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq 3 \sqrt{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,10\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 1,07 \text{ m}$$

On prend : **h_r = 110 cm**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{510}{10} = 51 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = \mathbf{80 \text{ cm}} \text{ et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$\Rightarrow 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{b_n = 50 \text{ cm.}}$$

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

h_r = 110 cmHauteur total du radier

h_n = 80 cmHauteur de la nervure.

h_d = 30 cmHauteur de la dalle.

b_n = 50 cmLargeur de la nervure.

3) Le débord :

3.1) Détermination des efforts :

a) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 29350.45 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 4861.47 \text{ KN}$

b) Combinaison d'actions :

à l'ELU:

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 46915.16 \text{ KN.}$$

à l'ELS:

$$N_s = G + Q = 34211.82 \text{ KN.}$$

c) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{46915.16}{2 \times 200} = 117.28 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{34211.82}{200} = 171.06 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 171.06 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 298.76 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 171.06 \text{ m}^2$$

🚧 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 de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm}$.

$$S_{\text{deb}} = [(12+28.1) \times 0.6] \times 2 = 48.12 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 298.76 + 48.12 = 346.88 \text{ m}^2$

VII.2.3.2) Calcul des sollicitations à la base du radier :**❖ Charges permanentes:**

Poids de bâtiment : $G = 29350.45 \text{ KN}$

➤ 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:

$$\begin{aligned} P_{\text{de la dalle}} &= S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b \\ P_{\text{de la dalle}} &= 346.88 \times 0,30 \times 25 = 2601.6 \text{ KN} \end{aligned}$$

➤ Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$=0,50 \times (1,10 - 0,30) \times [(6 \times 12) + (4 \times 8,9)] \times 25 = 1076 \text{ KN}$$

➤ **Poids de la dalle flottante:**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$S_{\text{ner}} = (0,5 \times 8,9 \times 4) + (6 \times 12 \times 0,5) + (28,1 \times 3 \times 0,5) + (15,7 \times 0,5) = 103,8 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (346,88 - 103,8) \times 0,1 \times 25 = 607,7 \text{ KN}$$

➤ **Poids de TVO :**

$$\begin{aligned} P_{\text{TVO}} &= (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_r - h_{\text{edf}}) \cdot \rho \\ &= (346,88 - 103,8) \times (1,10 - 0,10) \times 17 = 4132,36 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$G_{\text{rad}} = 2601,6 + 1076 + 607,7 + 4132,36 = 8417,66 \text{ KN}$$

❖ **Surcharges d'exploitations:**

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 4861,37 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 2,5 \times 346,88 = 867,2 \text{ KN}$$

❖ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 8417,66 + 29350,45 = 38068,11 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 867,2 + 4861,37 = 5737,57 \text{ KN}$$

VII.2.3.3) Combinaison d'actions:

✓ **Etat Limite Ultime :**

$$N_{\text{total}} = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 59998,30 \text{ KN}$$

✓ **Etat Limite de Service :**

$$N_{\text{total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 43805,68 \text{ KN}$$

VII.3) Vérifications

VII.3.1) Vérification au cisaillement (Art A.5.1 ,211/ BAEL91modifiée99)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} < \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_c 28}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{59998.30 \times 1}{346.88} \times \frac{5.1}{2} = 441.06 \text{ kN.}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm.}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{441.06 \cdot 10^3}{1000 \times 270} = 1.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

VII.3.2) Poinçonnement (Art A.5.2 ,42/ BAEL91 modifiée 99)

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite : $N_u \leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour 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 1 m).

VII.4) Calcul du périmètre utile :

a) Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 1,1) = 6,4 \text{ m.}$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 6,4 \times 1.1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5280 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1371.42 \text{ KN} < N'_u = 5280 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Voiles :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1,1) = 6.8 \text{ m.}$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 6.8 \times 1.1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5610 \text{ KN.}$$

$N_u = 1402.89 \text{ KN} < N'_u = 5610 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

VII.5) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)}h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment,

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment,

I_{xx} ; I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré,

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

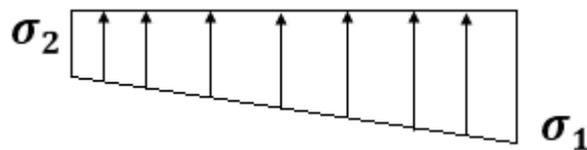


Figure VII-1 : Diagramme des contraintes.

Ainsi on doit vérifier que :

A L'ELU : $\sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$ Avec : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$

A L'ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ et $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} V$

- Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 14.05 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 5.42 \text{ m.}$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum |I_x + S_i(X_i - X_G)^2| \Rightarrow I_{xx} = \mathbf{1689.77 \text{ m}^4}.$$

$$I_{yy} = \sum |I_y + S_i(Y_i - Y_G)^2| \Rightarrow I_{yy} = \mathbf{18420.08 \text{ m}^4}.$$

- **Moment de renversement du radier :**

$$M_x = M_0^x + (T_0^x \times h) = 29137.341 + (1419.76 \times 1.1) = \mathbf{30699.07 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_0^y + (T_0^y \times h) = 28458.22 + (1441.46 \times 1.1) = \mathbf{30043.82 \text{ KN.m}}$$

- ❖ **Sens longitudinal :**

⇒ **ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{59998.30}{346.88} + \left(\frac{30699.07}{18420.08} \times 14.05 \right) = \mathbf{196.38 \text{ KN/m}^2}.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{59998.30}{346.88} - \left(\frac{30699.07}{18420.08} \times 14.05 \right) = \mathbf{149.54 \text{ KN/m}^2}.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 196.38 + 149.54}{4} = \mathbf{259.44 \text{ KN/m}^2}$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = \mathbf{266 \text{ KN/m}^2}.$$

$$\sigma_m = 259.44 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{43805.68}{346.88} + \left(\frac{30699.07}{18420.08} \times 14.05 \right) = \mathbf{149.70 \text{ KN/m}^2}..$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{43805.68}{346.88} - \left(\frac{30699.07}{18420.08} \times 14.05 \right) = \mathbf{102.87 \text{ KN/m}^2}.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 149.70 + 102.87}{4} = \mathbf{189.42 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_{sol} = \mathbf{200 \text{ KN/m}^2}.$$

$$\sigma_m = 189.42 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Sens transversal :

⇒ ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{59998.3}{346.88} + \left(\frac{30043.82}{1689.77} \times 5.42 \right) = 269.33 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{59998.3}{346.88} - \left(\frac{30043.82}{1689.77} \times 5.42 \right) = 76.59 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 269.33 + 76.59}{4} = 259.44 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 259.44 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{43805.68}{346.88} + \left(\frac{30043.82}{1689.77} \times 5.42 \right) = 222.65 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{43805.68}{346.88} - \left(\frac{30043.82}{1689.77} \times 5.42 \right) = 29.91 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 222.65 + 29.91}{4} = 189.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 189.42 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.1 Poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{radier} \times \gamma_w$$

Avec :

- . **P** : Poids total à la base du radier (P = 30322.72 kN).
- . **F_s** : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (F_s = 1,5).
- . **γ_w** : Poids volumique de l'eau (γ_w = 10 kN/m³).
- . **h** : Profondeur de l'infrastructure (h = 1.1 m).
- . **S** : Surface du radier (S = 346.88 m²).

Donc :

$$P = 30322.72 \text{ kN} > 1.5 \times 1.1 \times 346.88 \times 10 = 5723.52 \text{ kN.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VII.6) Ferrailage du radier

VII.6.1) Ferrailage de la dalle du radier

Le radier est calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage est déterminé pour le panneau de dalle le plus sollicité. Ce ferrailage est ensuite généralisé pour tout le reste du radier (Tout les panneaux).

❖ Dimensions du panneau le plus sollicité

$$. L_x = L_x - b_n = 3.30 - 0.5 = 2.8 \text{ m.}$$

$$. L_y = L_y - b_n = 5.1 - 0.5 = 4.6 \text{ m.}$$

➤ **D'où**

$$0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.60 \leq 1. \text{ Le panneau travail dans les deux sens.}$$

❖ Moments « M_x » et « M_y » agissant sur le panneau

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

$$. \text{ Sens } l_x \text{ (Petite portée) : } M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

$$. \text{ Sens } l_y \text{ (Grande portée) : } M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Où :

. μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de **l'annexe E.3 du BAEL 91 [1]** en fonction du rapport $\alpha = \rho = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

$$. \text{ Pour } \frac{l_x}{l_y} = 0.60 :$$

$$✓ \text{ ELU : } \mu_x = 0.0812 \text{ et } \mu_y = 0.305.$$

$$✓ \text{ ELS : } \mu_x = 0.0861 \text{ et } \mu_y = 0.476.$$

q : Contrainte maximale à laquelle il faut soustraire la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol d'assise. Donc :

✓ À l'ELU :

$$q_u = \sigma_m - (1.35 \frac{G_{radier}}{S_{radier}}) = 259.44 - (1.35 \times \frac{8417.66}{346.88}) = 226.76 \text{ kN/m}^2.$$

✓ À l'ELS :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 189.42 - \frac{8417.66}{346.88} = 165.15 \text{ kN/m}^2.$$

Donc :

✓ À l'ELU

$$. M_{xU} = [\mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2] \cdot 1ml = [0.0812 \times 226.76 \times 2.8^2] \cdot 1ml = 144.35 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{yU} = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1ml = [0.305 \times 144.35] \cdot 1ml = 44.02 \text{ kN.m.}$$

✓ À l'ELS

$$. M_{xS} = [\mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2] \cdot 1ml = [0.0861 \times 165.15 \times 2.8^2] \cdot 1ml = 111.48 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{yS} = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1ml = [0.476 \times 111.48] \cdot 1ml = 53.06 \text{ kN.m.}$$

❖ Correction des moments

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.75) en travée, de (-0.5) aux appuis intermédiaires et de (-0.3) aux appuis de rives. Donc :

✓ À l'ELU

➤ **En travée**

$$. M_x^t = 0.75 \times 144.35 = 108.26 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.75 \times 44.02 = 33.01 \text{ kN.m.}$$

➤ **Aux appuis**

$$. M_{1x}^a = -0.5 \times 144.35 = -72.17 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{1y}^a = -0.5 \times 44.02 = -22.01 \text{ kN.m.}$$

✓ À l'ELS

➤ En travée

$$. M_x^t = 0.75 \times 111.48 = 83.61 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.75 \times 53.06 = 39.79 \text{ kN.m.}$$

➤ Aux appuis

$$. M_x^a = -0.5 \times 111.48 = -55.74 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^a = -0.5 \times 53.06 = -26.53 \text{ kN.m.}$$

VII.6.2) Calcul des armatures

❖ Ferrailage suivant x-x :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{72.17 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,081 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,732$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{72.17 \times 10^2}{0,732 \times 25 \times 34,8} = 11.33 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16 = 12.06 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{108.26 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,121 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,715$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{108.26 \times 10^2}{0,715 \times 25 \times 34,8} = 17.40 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA20 = 18.84 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

❖ Ferrailage suivant y-y :

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.01 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,800$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{22.01 \times 10^2}{0,800 \times 25 \times 34,8} = 3.16 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33.01 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,037 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,773$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{33.01 \times 10^2}{0,773 \times 25 \times 34,8} = 4.90 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

Zone	Sens	M _u [kN.m]	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]		S _t [cm]
En travée	x-x	108.26	17.40	6HA20	18.84	15
	y-y	33.01	4.90	5HA12	5.65	20
Aux appuis	x-x	72.17	11.33	6HA16	12.06	15
	y-y	22.01	3.16	5HA12	5.65	20

VII.7) Vérifications à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité (Art 4.2.1 BAEL 91 modifiée 99):**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 3,01 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ **Vérification des espacements : (A8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99)**

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.

✓ **Sens de la petite portée :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{90\text{cm}; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

✓ **Sens de la grande portée:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{90\text{cm}; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

VII.8) Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

1. Contraintes dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

2. Contraintes dans le béton

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

Où :

K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Zone	Sens	M_s [kN.m]	A [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs.
En travée	x-x	83.61	18.48	0.739	0.876	25.32	206.59	8.16	348	15	C.V
	y-y	39.79	5.65	0.226	0.924	50.79	304.86	6.00			C.V
Aux appuis	x-x	55.74	12.06	0.482	0.875	32.62	211.28	6.47			C.V
	y-y	26.53	5.65	0.226	0.924	50.79	203.27	4.00			C.V

VII.9) Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge ascendante uniformément répartie. Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité

(1m).

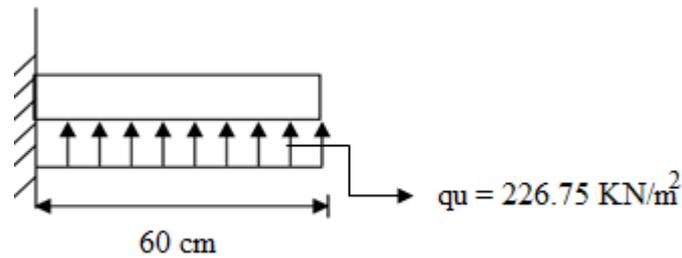


Figure VII.2 : Schéma statique de calcul du débord du radier.

❖ Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement)

$$M_u = - \frac{q_u l^2}{2} = - \frac{226.75 \times 0.6^2}{2} = - 40.815 \text{ kN.m.}$$

❖ Calcul des armatures Principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{40.815 \times 10^6}{1000 \times 250^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_1 = 0.392.$$

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.046$: $\beta = 0.976$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{40.815 \times 10^3}{0.976 \times 25 \times 34.8} = 4.806 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²** Avec : **S_t = 20 cm**

❖ Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ On opte } \mathbf{4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2}$$

Avec : **S_t = 25 cm**

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 25 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

🚩 **Remarque**

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est égale ou supérieure à celle du débord. Alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

VII.10) Ferrailage des nervures

. Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.
 . Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens ($0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 0.60 \leq 1$), donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

. Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
 . Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.
 . Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants), **M. BELAZOUGUI** propose dans son manuscrit « **CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME** » [5] en **page 174** une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties).

Pour faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur l_m) et le même effort tranchant (Largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

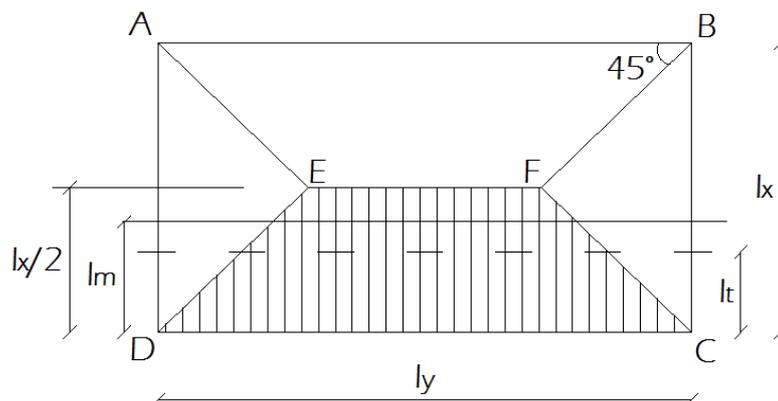
$$q_m = q \cdot l_m$$

$$q_t = q \cdot l_t$$

Avec :

- . q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant.
- . q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants.
- . q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs l_m et l_t sont déterminées comme suit :



❖ **Cas des charges trapézoïdales**

. **Moment fléchissant** : $l_m = l_x \cdot (0,5 - \frac{\rho^2}{6})$.

. **Effort tranchant** : $l_t = l_x \cdot (0,5 - \frac{\rho}{4})$.

❖ **Cas des charges triangulaires**

. **Moment fléchissant** : $l_m = 0,333 \cdot l_x$.

. **Effort tranchant** : $l_t = 0,25 \cdot l_x$.

Charges à considérer :➤ **Sens longitudinal : (X-X)**

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 226.75 \times 1.098 = 497.943 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 165.15 \times 1.098 = 362.66 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 226.75 \times 0.825 = 373.14 \text{ KN / ml.}$$

➤ **Sens transversal : (Y-Y)**

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 226.75 \times 1.419 = 643.51 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 165.15 \times 1.419 = 468.69 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 226.75 \times 1.122 = 508.82 \text{ KN / ml.}$$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens

a. Sens transversal (Charges trapézoïdale)

➤ À l'ELU

1. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant

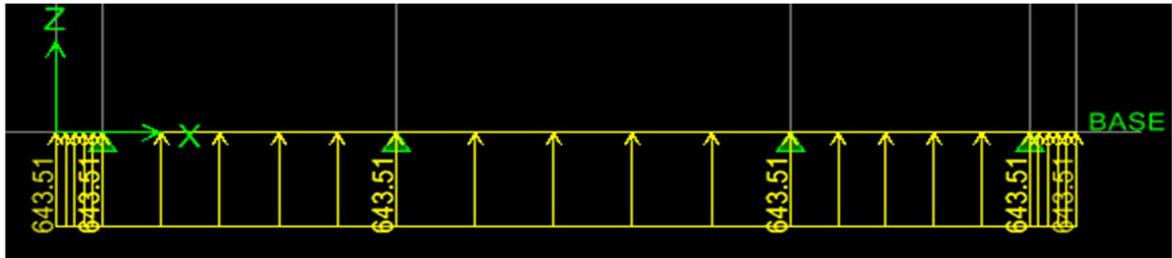


Figure VII.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens transversal)

2. Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants

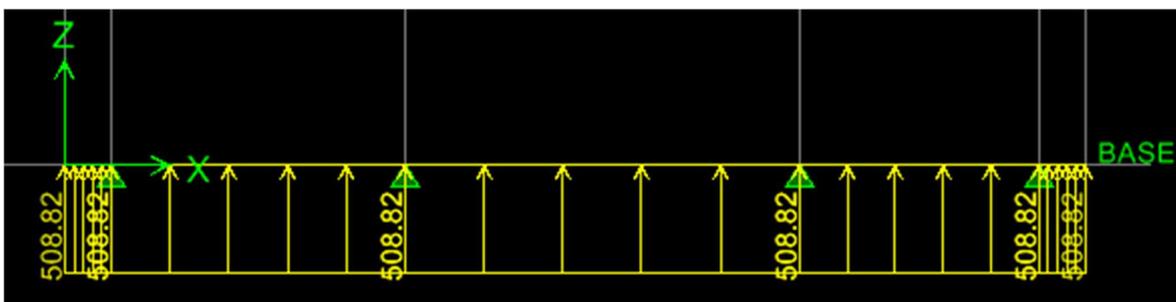


Figure VII.4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Sens transversal).

➤ À l'ELS

3. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant



Figure VII.5 : Diagramme des efforts internes à l'ELS (Sens transversal).

b. Sens longitudinal (Charges triangulaire)

➤ À l'ELU

1. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant

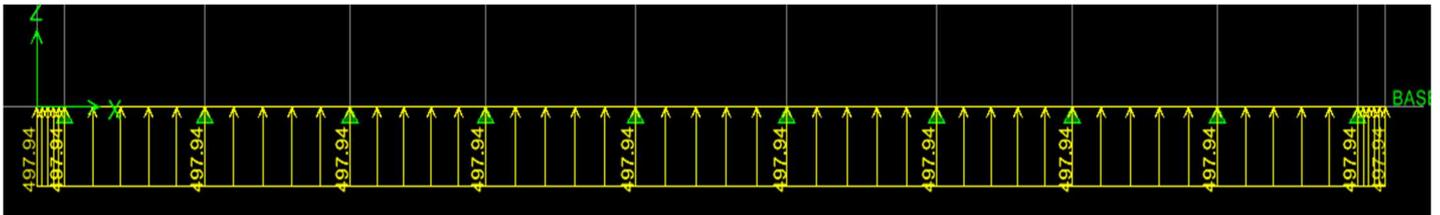


Figure VII.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens longitudinal).

2. Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants



Figure VII.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Sens longitudinal).

➤ À l'ELS

3. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant

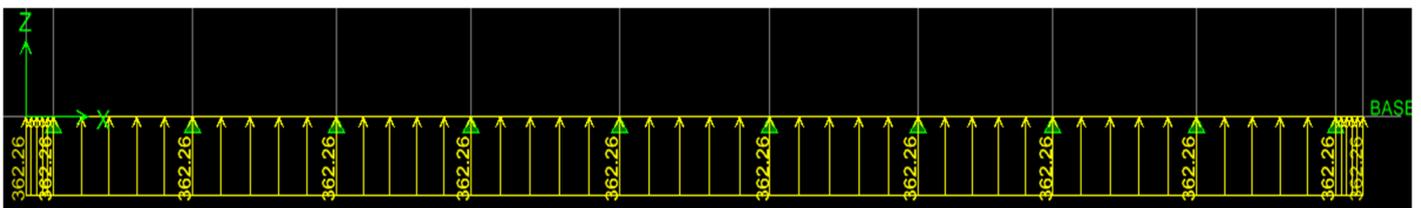


Figure VII.8 : Diagramme des efforts internes à l'ELS (Sens longitudinal).

▪ Calcul des efforts internes

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

c. Sens transversal (charges trapézoïdales)

➤ A l'ELU

1. Diagramme des moment fléchissant

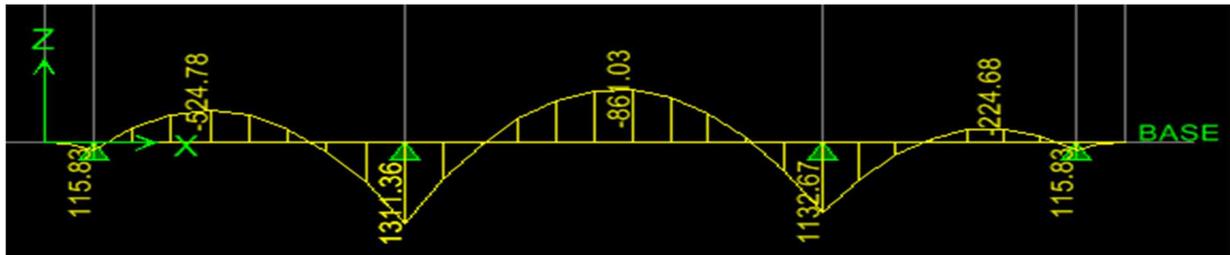


Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Sens transversal).

2. Diagramme des efforts tranchants

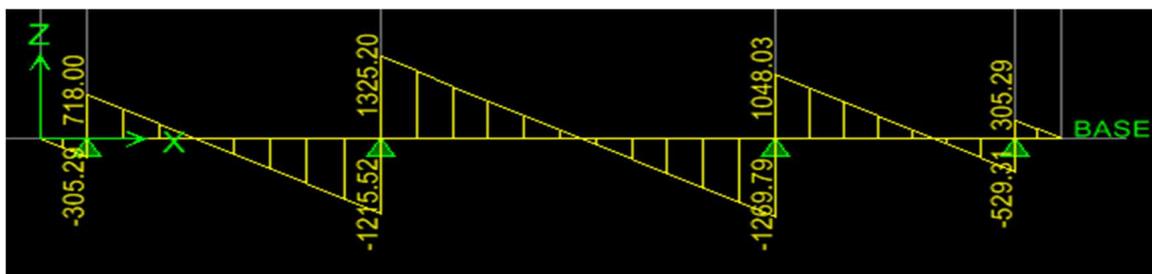


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (Sens transversal).

➤ A l'ELS

3. Diagramme des moment fléchissant

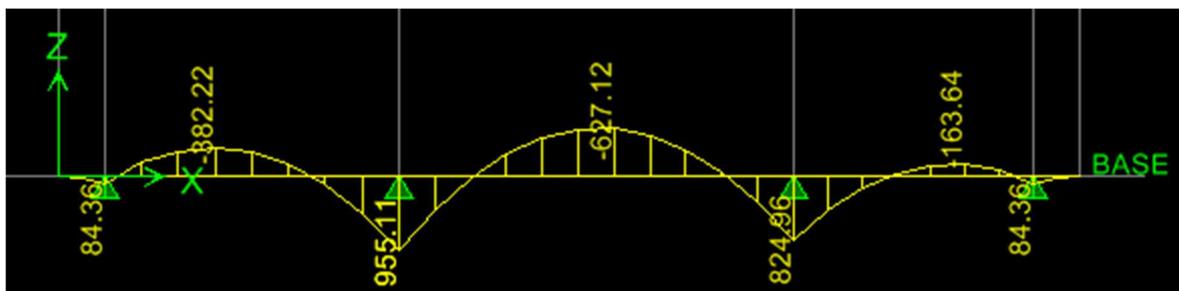


Figure VII.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens transversal).

d. Sens longitudinal (charges triangulaire)

➤ **A L'ELU**

1. diagramme des moments fléchissant

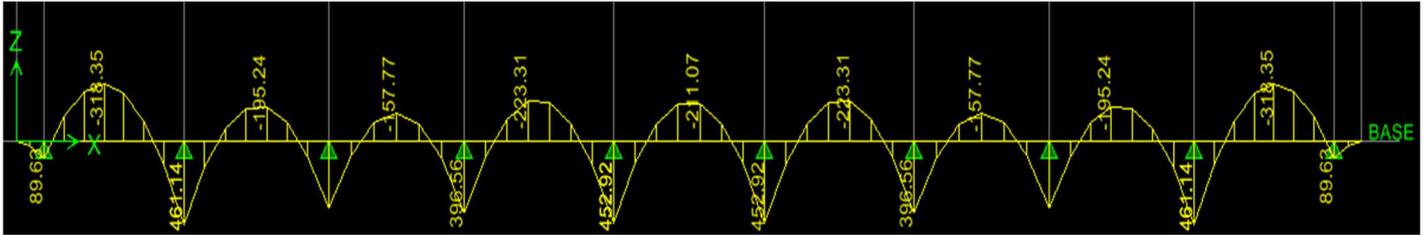


Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Sens longitudinal)

2. Diagramme des efforts tranchants



Figure VII.13 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (Sens longitudinal)

➤ **A l'ELS**

3. Diagramme des moments fléchissant

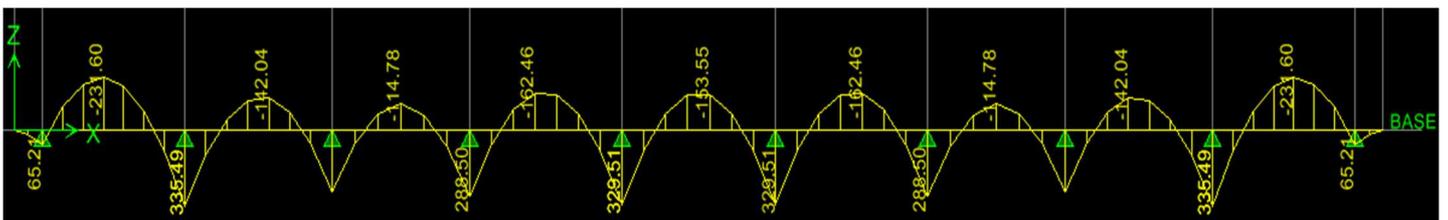


Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens longitudinal).

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.5 : Résumé des efforts extrais du logiciel

	Sollicitations (max)	ELU	ELS
Sens longitudinal	M _a (KN.m)	461.14	335.49
	M _t (KN.m)	318.35	231.60
	T (KN)	660.32	
Sens transversal	M _a (KN.m)	1311.36	955.11
	M _t (KN.m)	681.03	627.12
	T (KN)	1325.20	

. Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6 : Résultats du calcul des armatures des nervures.

Sens	Zone	M _u max [kN.m]	A [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A adoptée [cm ²]
Sens longitudinal	En travée	318.35	8.91	6.33	6HA 16= 12.06
	Aux appuis	461.14	13.04	6.33	3HA 16+3HA20 = 15.45
Sens transversal	En travée	861.03	25.09	6.33	8HA 20= 25.13
	Aux appuis	1311.36	39.68	6.33	8HA 20+8HA16 = 41.21

VII.11) Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiées 99)

$$A_{\text{adopté}} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 105 \times \frac{2,1}{400} = 6.33 \text{ cm}^2.$$

Toutes les autres sections d'armatures calculés sont supérieur à A_{min} et A_{adopté} > A_{min}, donc la condition est donc vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (Art A.5.1 ,211/BAEL91 modifiées 99)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b.d} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}.$$

➤ **Sens transversal**

$$\tau_u = \frac{660.32 \times 10^3}{500 \times 1050} = 1.25 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

➤ **Sens longitudinal**

$$\tau_u = \frac{1323.20 \times 10^3}{500 \times 1050} = 2.5 \text{ MPa} = \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1 ,3/BAEL91 modifiées99)

$$\tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

- . Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)
- . $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

Où :

- . $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

➤ **Sens des petites portées**

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = (3 \times 3,14 \times 20) + (3 \times 3,14 \times 16) = 339.12 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{660.32 \times 10^3}{0.9 \times 1050 \times 339.12} = 2.06 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}.$$

➤ **Sens des grandes portées**

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = (8 \times 3,14 \times 20) + (8 \times 3,14 \times 16) = 904.32 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{1325.20 \times 10^3}{0.9 \times 1050 \times 904.32} = 1.55 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Armature transversales****Exigence du RPA pour les aciers transversales (Art 7.5.2.2/ RPA99 version 2003)**➤ **Espacement des armatures :**✓ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min (27.5 ; 24) = 24 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

✓ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

d. Armatures transversales minimales :(Art. 7.5.2.2 du RPA 99 version 2003)

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$$

✓ **Zone nodale:**

$$A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}$$

✓ **Zone courante :**

$$A_{t \min} = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}$$

✓ **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 10 \text{ mm}$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

e. Armatures de peau (Art. A.8.3/BAEL91 modifiées99)

« Des armatures nommées ‘armatures de peau’ sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. ». **D'où :**

$$A_{\text{peau}} = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA} 14 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

VII.12) Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

➤ Sens longitudinal

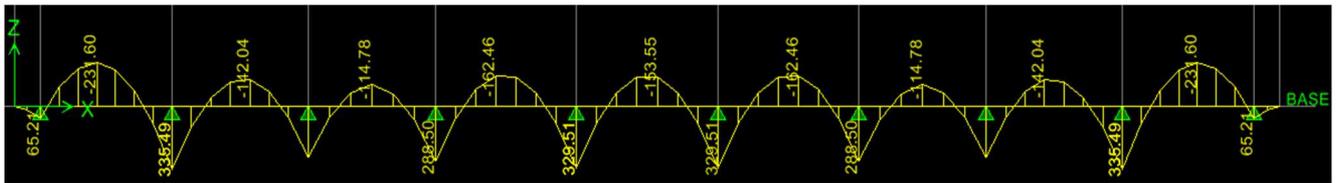


Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens longitudinal).

➤ Sens transversal

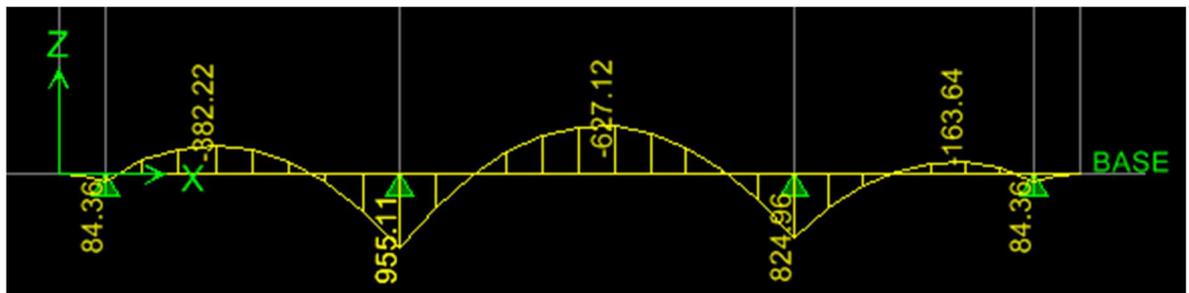


Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens transversal)

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

1. Contraintes dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{Mpa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$$

2. Contraintes dans le béton

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

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 . A}{b.d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

Sens	Zone	M_s [kN.m]	A [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	Obs.
Petites portées	travée	231.60	12.06	0.64	0.882	27.37	207.36	7.57	348	15	C.V
	appuis	335.49	15.45	0.64	0.882	27.37	234.47	8.56			C.V
Grandes portées	travée	627.12	25.13	0.64	0.882	27.37	269.46	9.84			C.V
	appuis	955.11	41.21	0.64	0.882	27.37	250.26	9.14			C.V

VII.13) Conclusion

Le ferrailage retenu pour le radier est le suivant :

1. La dalle du radier (y compris les débords)

· Sens X-X (transversal)

- . En travée (Lit supérieur) : 6HA 20/ml ($S_t= 20$ cm).
- . Aux appuis (Lit inférieur) : 6HA 16/ml ($S_t= 20$ cm).

· Sens Y-Y (longitudinal)

- . En travée (Lit supérieur) : 5HA 12/ml ($S_t= 25$ cm).
- . Aux appuis (Lit inférieur) : 5HA 12/ml ($S_t= 25$ cm).

2. Les nervures

Sens transversal :

- . Armatures supérieures (En travée) :6HA 16.
- . Armatures inférieures (Aux appuis) :3HA16+3HA 20.

· Sens longitudinal :

- . Armatures supérieures (En travée) :8HA 20.
- . Armatures inférieures (Aux appuis) :8HA 20+8HA16.

Armatures de peau : 2HA 14 (Pour toutes les nervure)

VIII. 1. Introduction

Le mur plaque est prévu sur le coté amant de la structure pour reprendre les poussées des terres ainsi que les charges d'exploitation. Sa hauteur est de **6.41 m** et une épaisseur minimale exigée par le RPA 99 qui doit ≥ 15 cm (**Art 10.1.2**). On optera dans notre cas à une épaisseur de 25 cm. Son calcul est indépendant des autres éléments de la construction.

Le voile plaque est réalisé en béton armé, celui-ci est revêtu d'une couche de bitume .

VIII.2. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

- ✓ Surcharge éventuelle: $q = 10 \text{ kN/m}^2$.
- ✓ Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$.
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$.
- ✓ Cohésion : $C = 0$
- ✓ La contraint de Sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2$

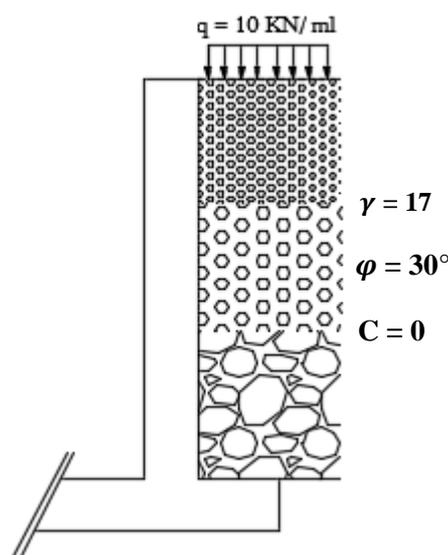


Figure VI .1 : Schéma statique du mur plaque

➤ **Contrainte de sollicitations :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur plaque. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

- σ_H : Contrainte horizontale
- σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

- Avec :

K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

VIII.3. Calcul des sollicitations

$$\diamond 0 < h < H \quad \Rightarrow \quad 0 < h < 6.41 \text{ m}$$

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times (1.5 \times 10) = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 6.41 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1.35 \times 17 \times 6.41 + 1.5 \times 10) = 81.05 \text{ kN/m}^2$$

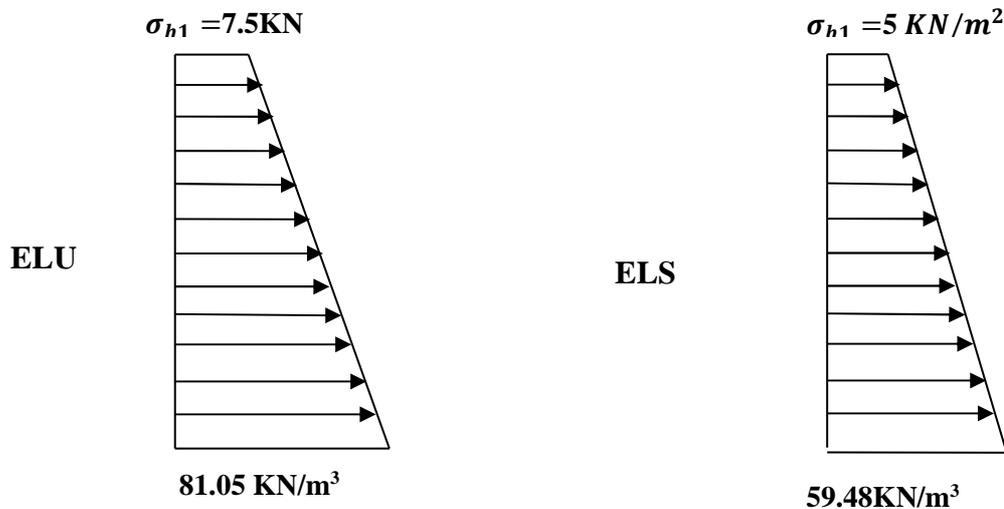
ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h \Rightarrow 6.41 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 (10 + 17 \times 6.41) = 59.48 \text{ kN/m}^2$$

VIII.3.1 Diagramme des contraintes :



VIII.3.2 Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m➤ **ELU :**

$$q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 81.05 + 7,5}{4} = 62.66 \text{ kN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 59.48 + 5}{4} = 45.86 \text{ kN/ml}$$

VIII.4. Ferrailage du mur plaque :a) **Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Appuis intermédiaire : 0.5

❖ **Identification de panneau :**

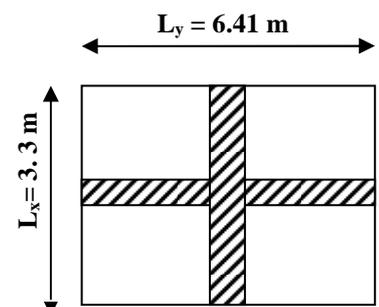
$$L_x = 3.3 \text{ m}$$

$$L_y = 6.41 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.3}{6.41} = 0.51 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0.51 \rightarrow \mu_x = 0.0932 \text{ et } \mu_y = 0.250$$



$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0932 \times 3.3^2 \times 62.66 = 63.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.250 \times 63.59 = 15.89 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

➤ Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 63.59 = -31.79 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 63.59 = 54.05 \text{ KN.m}$$

➤ Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 15.89 = -7.94 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 15.89 = 13.50 \text{ KN.m}$$

Ferraillage du mur plaque :

Tableau VI.1: Ferraillage du mur plaque.

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	section	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)
xx	Appuis	31.79	0.044	0.978	SSA	4.15	2.71	5HA14 = 7.69	20
	Travée	54.05	0.075	0.962	SSA	7.17	2.71	5HA16 = 10.05	20
yy	Appuis	7.94	0.011	0.994	SSA	1.02	2.71	4HA12 = 4.52	25
	Travée	13.50	0.018	0.991	SSA	1.74	2.71	4HA12 = 4.52	25

VIII.4.1/ : Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingles / m² en HA10.

VIII.5. Vérification à l'ELS :**❖ Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0.51 \rightarrow \mu_x = 0.0969 \text{ et } \mu_y = 0.382$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0969 \times 3.3^2 \times 45.86 = \mathbf{48.39 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.382 \times 48.39 = \mathbf{41.13 \text{ KN.m}}$$

❖ Correction des moments :**➤ Sens x-x :**

$$M_a = -0.5 \times 48.39 = \mathbf{-24.19 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.85 \times 48.39 = \mathbf{41.13 \text{ KN.m}}$$

➤ Sens y-y

$$M_a = -0.5 \times 18.48 = \mathbf{-9.24 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.85 \times 18.48 = \mathbf{15.70 \text{ KN.m}}$$

VIII.5.1. Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

❖ **Dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110\sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

❖ **Dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

•

Tableau VII.2: vérification des contraintes a ELS.

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	7.69	24.19	0.341	0.909	39.95	153.80	201.63	3.85	15	Cv
	Travée	10.05	41.13	0.446	0.898	34.02	182.25	201.63	5.35	15	Cv
Y-Y	Appuis	4.52	9.24	0.200	0.927	53.49	98.01	201.63	1.83	15	Cv
	Travée	4.52	15.70	0.200	0.927	53.49	166.53	201.63	3.11	15	Cv

✚ Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **25cm**.

✓ Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :**➤ Sens x-x :**

En travée : 5HA14/ml avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : 5HA16/ml avec un espacement de **20 cm**.

➤ Sens y-y :

En travée : 4HA12/ml avec un espacement de **25 cm**.

Aux appuis : 4HA12/ml avec un espacement de **25 cm**.

Conclusion Générale

Le projet de fin d'étude est une étape essentielle dans le cycle de notre formation, il nous a permis d'utiliser les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, et surtout d'apprendre les différentes méthodes de calcul qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Cette étude nous a permis l'application de nombreuses connaissances théorique acquise durant notre formation. De plus elle nous a permis de maîtriser le plus possible la manipulation de beaucoup de logiciels et expérimenter d'autres, ETABS, SOCOTEC, EXCEL, Auto CAD.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, qui nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

En fin nous souhaitons que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

☞ Règlements :

- **RPA99/Version 2003** : Règles Parasismiques Algériennes. « 1 »
- **BAEL91 modifié 99**: béton armé aux états limites. « 2 »
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges). « 3 »
- **Interprétation RPA 99 Version 2003** « 4 »

☞ Livre :.

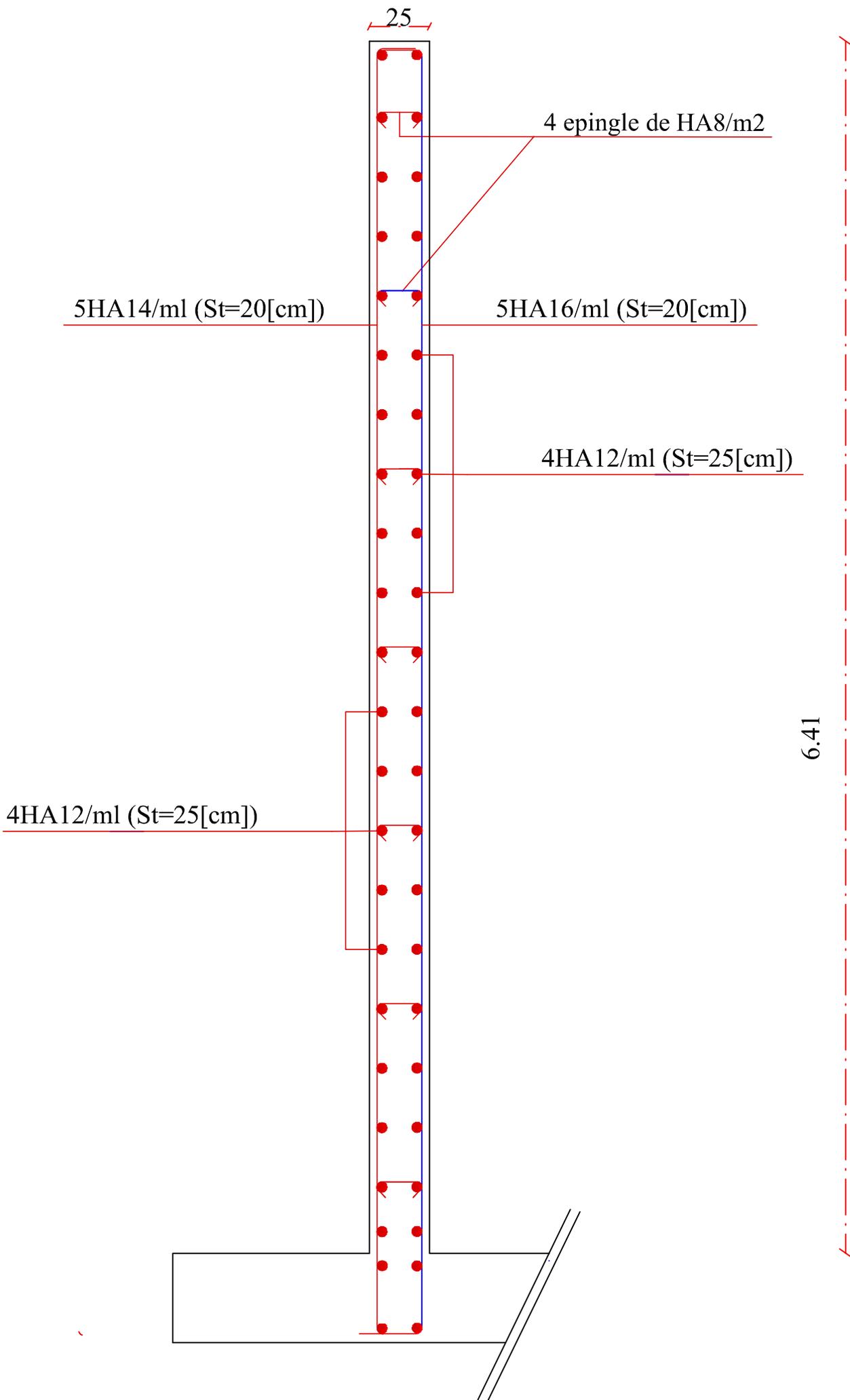
- Calcul des structures en béton armé.....BELAZOUGUI.
- Pratique de BAEL91.....Jean Perchat –Roux. « 5 »

☞ Cours :

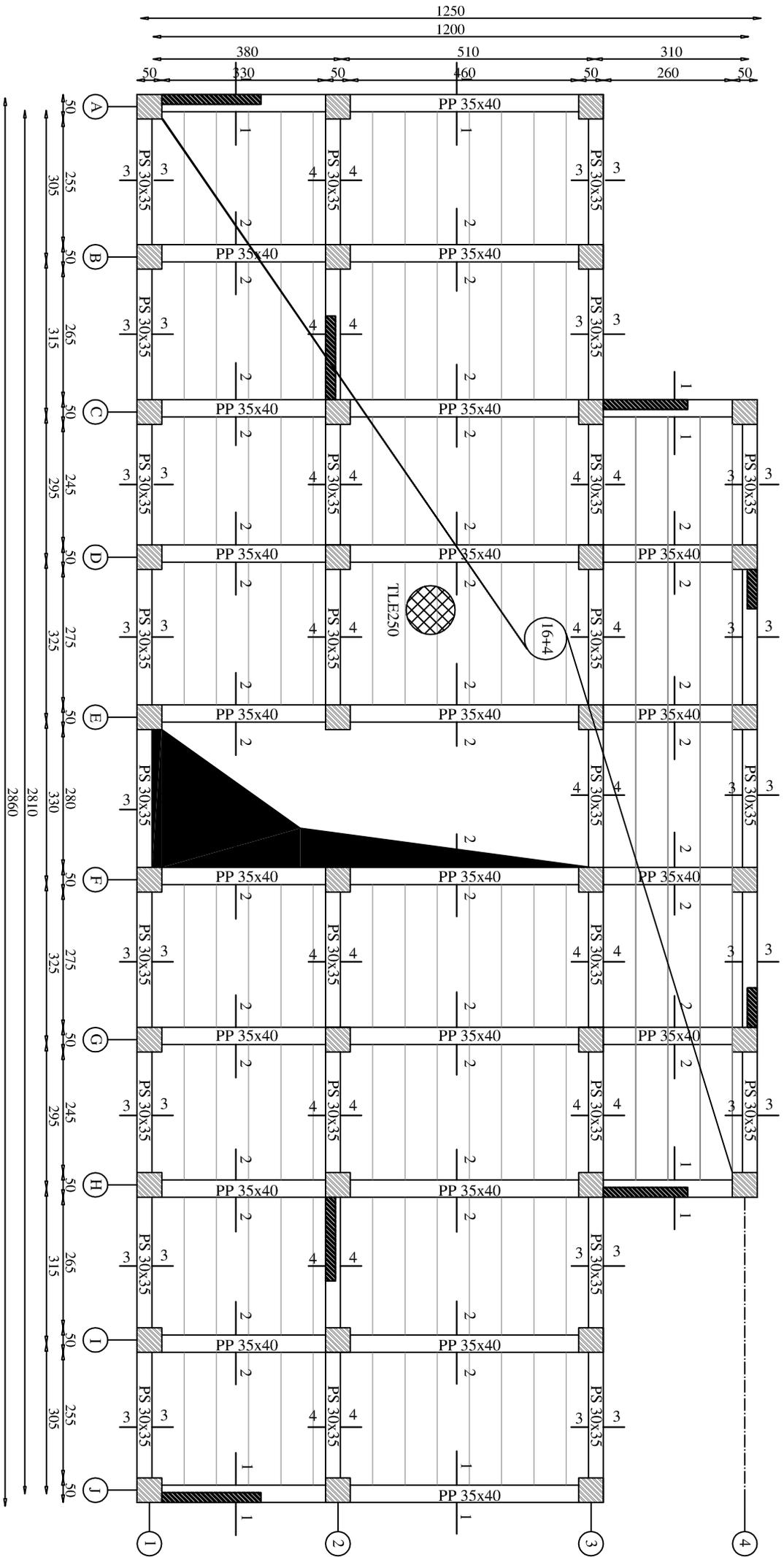
- Béton armé.....UMMTO
- Dynamique des structures.....UMMTO.
- Cours de bâtimentUMMTO.
- Résistance des matériaux.....UMMTO.
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes

☞ Logiciels :

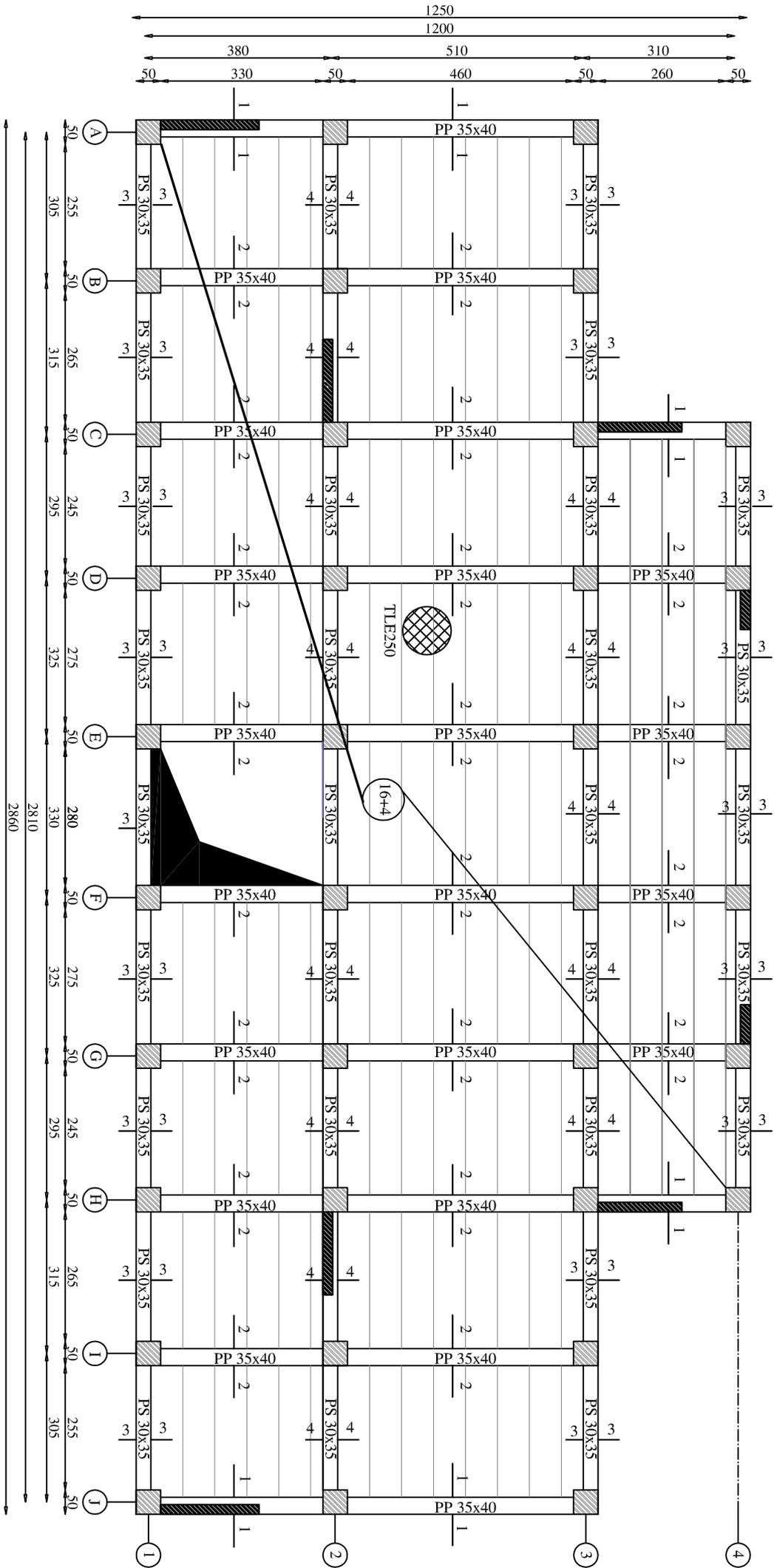
- **Etabs V 9.6.0**Analyse des structures.
- **AUTOCAD 2016**Dessin.
- **EXCEL 2007**Calcul.
- **WORD 2007**Traitement du texte.
- **SOCOTEC**ferraillage.

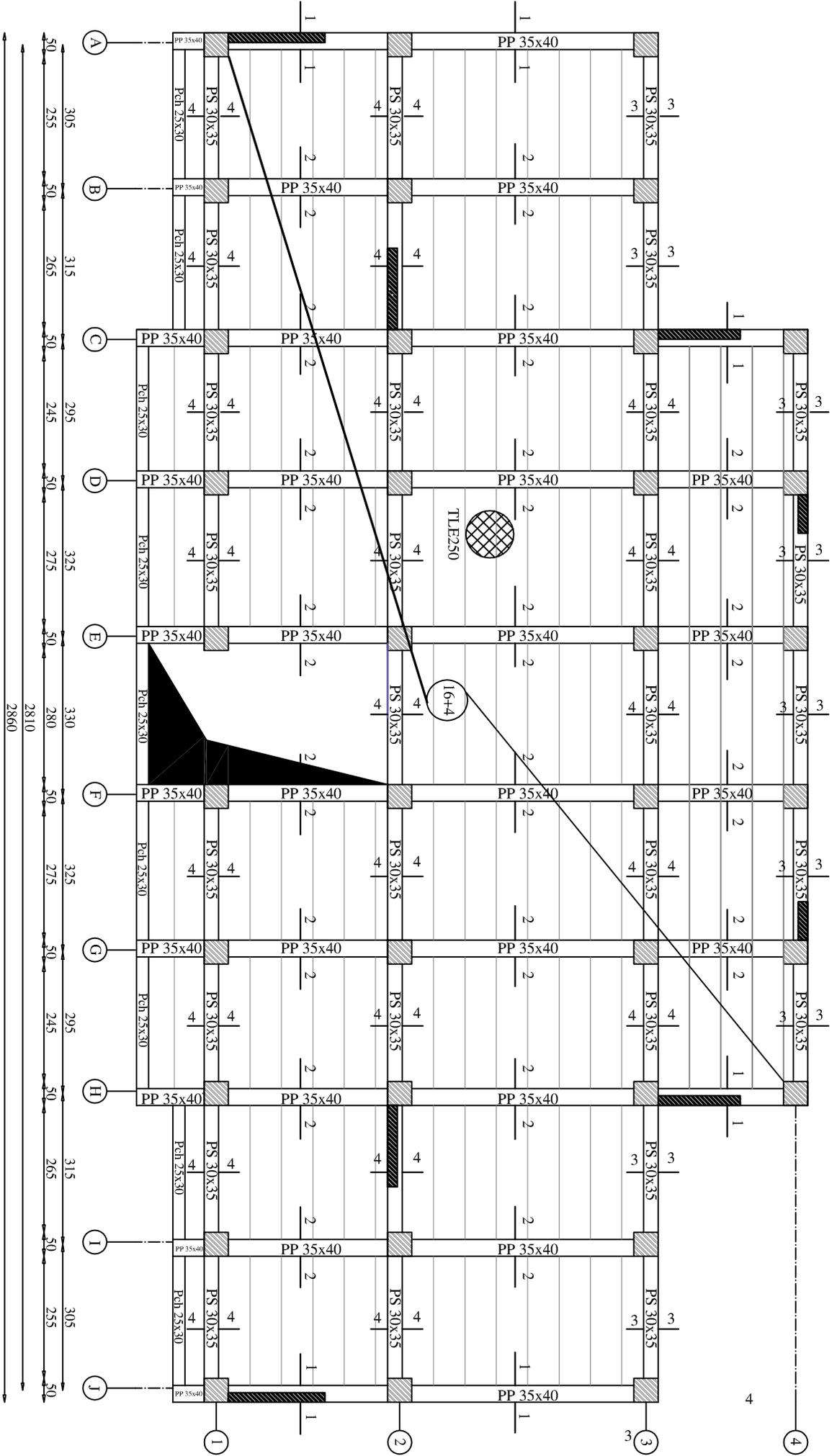
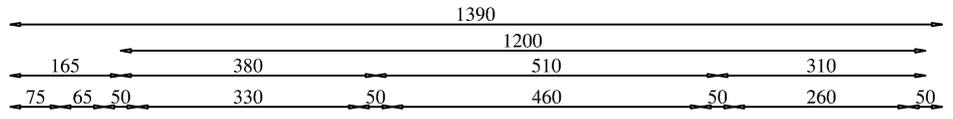


Sous sol S2



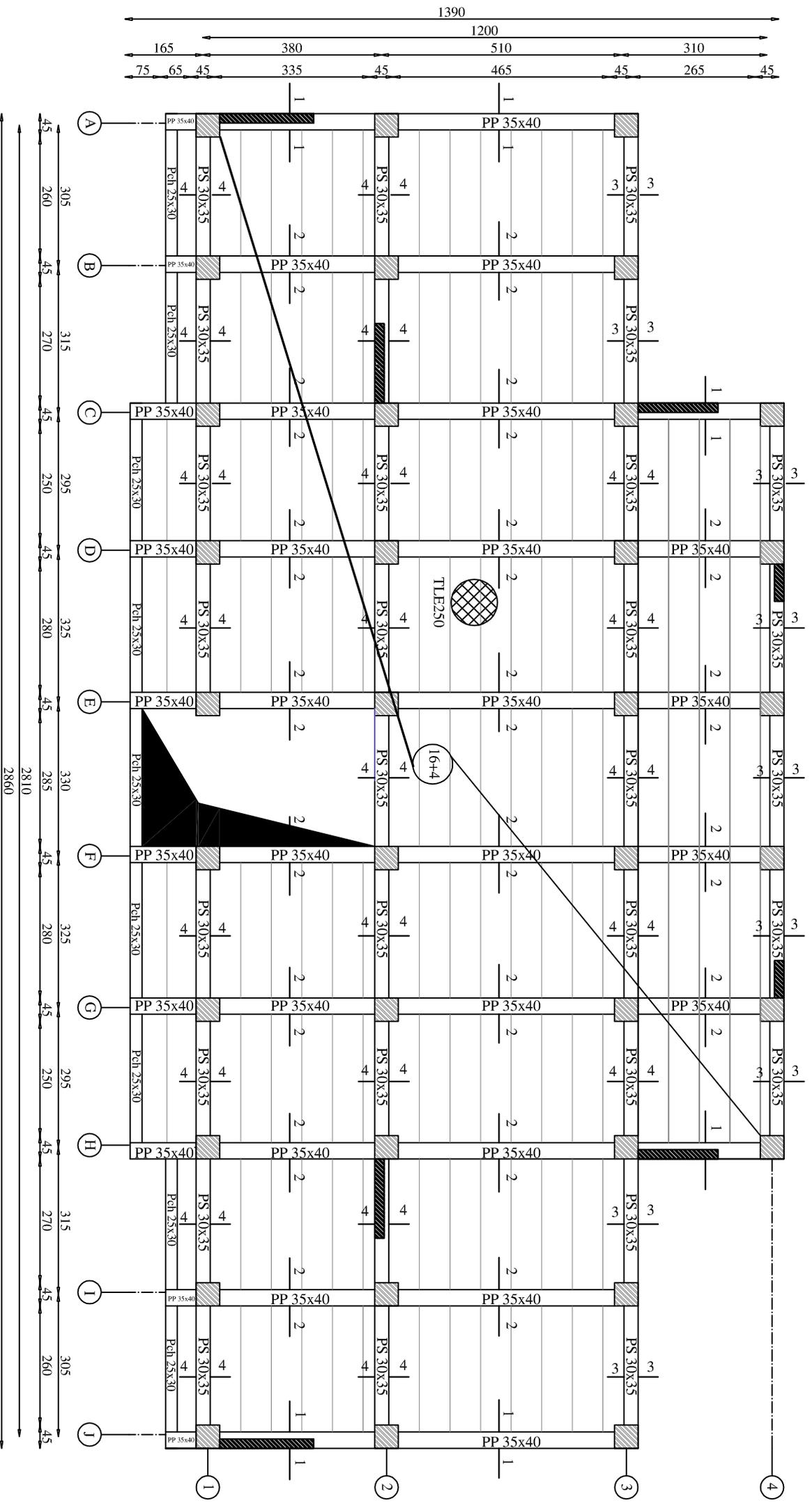
Sous Sol 1



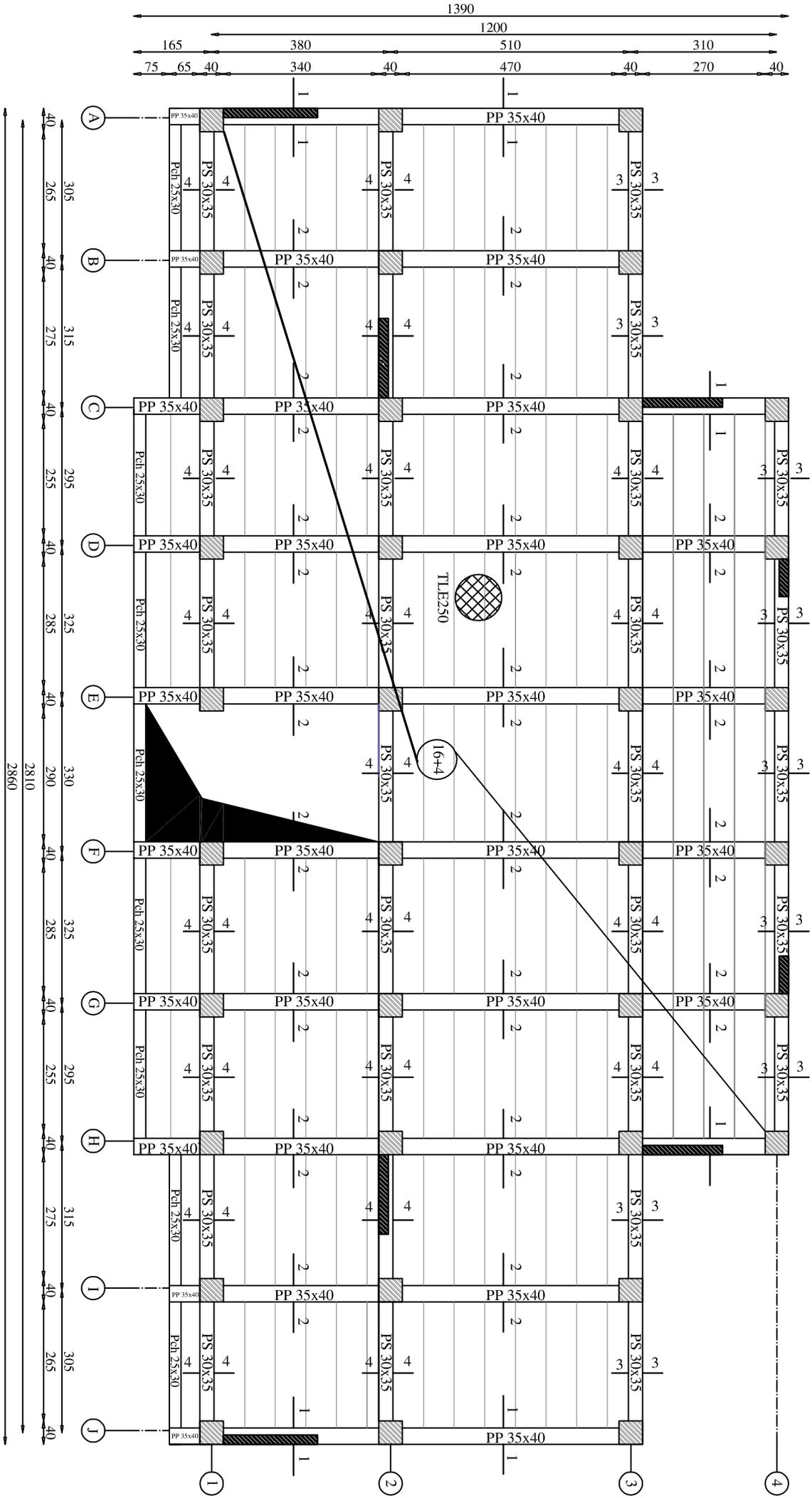


RDC

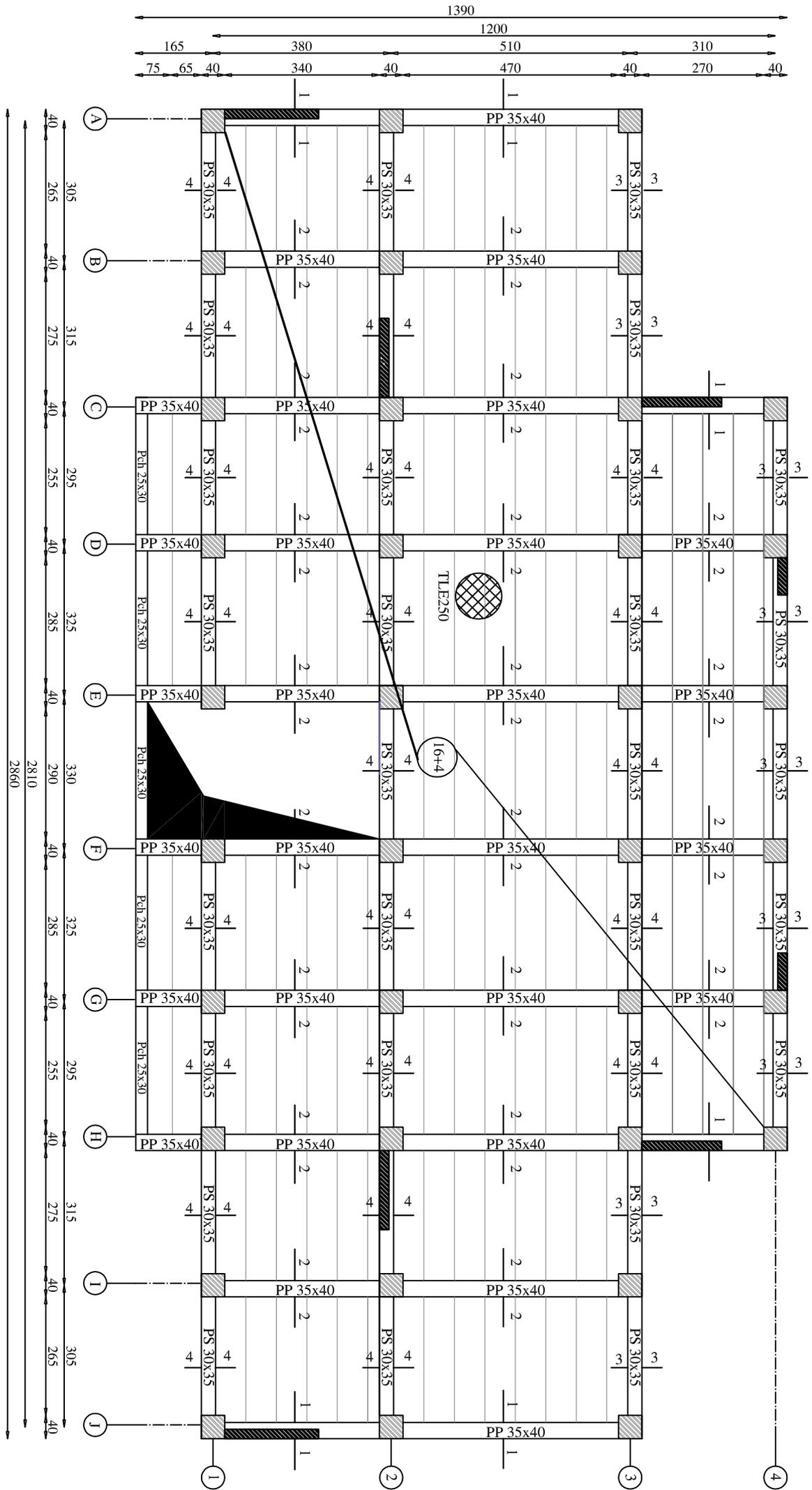
Du 1 AU 3 ETAGES

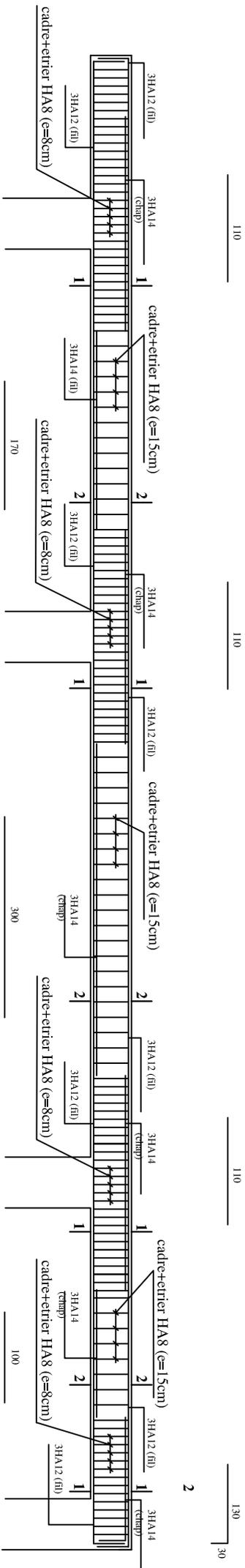


DU 4 AU 5 ETAGES

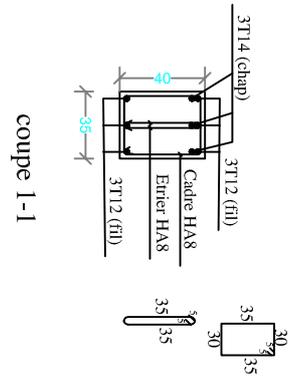
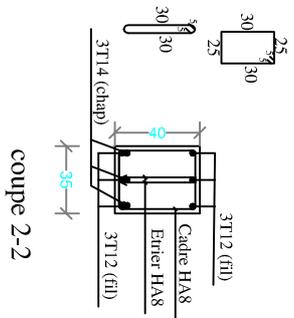


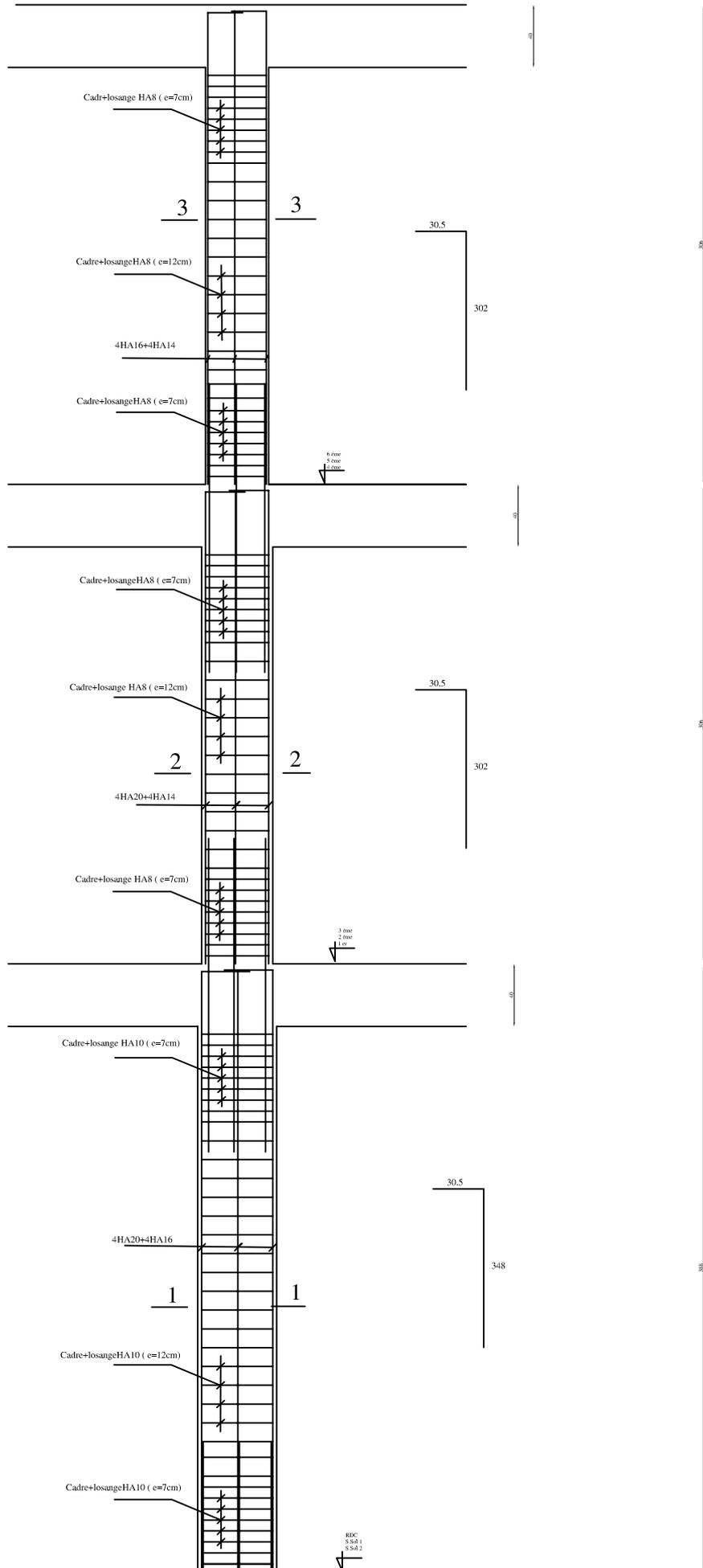
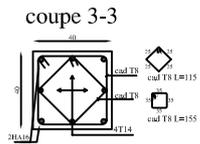
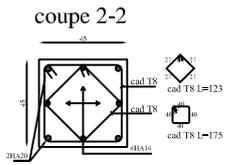
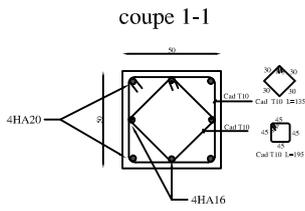
ETAGE 6



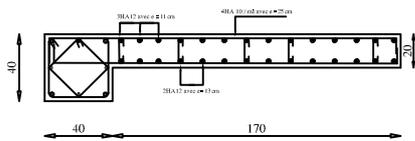


2

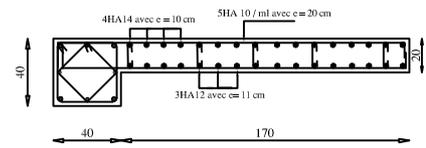




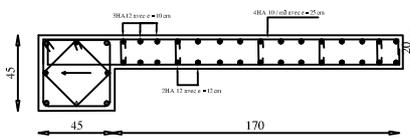
Voile longitudinale 1, zone 3



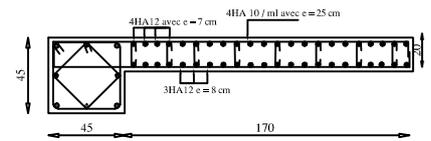
Voile transversale 1, zone 3



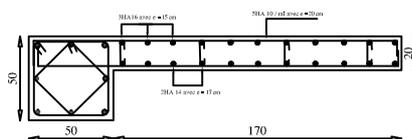
Voile longitudinale 1, zone 2



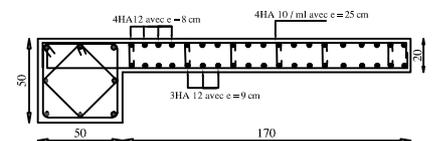
Voile transversale 1, zone 2



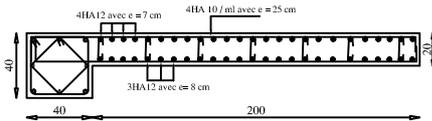
Voile longitudinale 1, zone 1



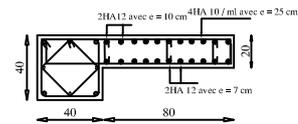
Voile transversale 1, zone 1



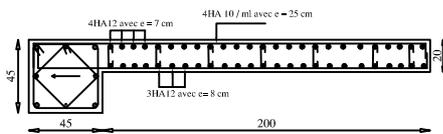
Voile transversale 2, zone 3



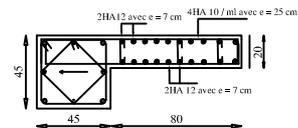
Voile longitudinale 1, zone 3



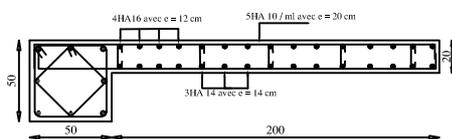
Voile transversale 2, zone 2



Voile longitudinale 1, zone 2



Voile transversale 2, zone 1



Voile longitudinale 1, zone 1

