

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction Civile et Industrielle (CCI)

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation
à contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques
avec interaction
(Modélisé avec ETABS)**



Présenté par :

M^{me} MAZOULI Hassina

Devant le jury composé de :

Mme KHELOUI Fatma

Professeur à l'UMMTO

Présidente.

Mme LARABI Sonia

Maitre-assistante A à l'UMMTO

Examinatrice.

Mr GHOULEM Kamel

Maitre de conférences à l'UMMTO

Encadrant .

Promotion : 2024/25025

REMERCIEMENTS

Je remercie avant tout Allah le tout puissant de m'avoir donné la santé,

Le courage et la volonté d'élaborer ce travail.

*Je tiens à remercier mon promoteur Monsieur GHOUILEM K,
pour son aide, ses précieux conseils, ses motivations, et pour m'avoir guidé durant
l'élaboration de ce mémoire.*

Je tiens à remercier aussi l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont apporté leur aide de près ou de loin.

*Et enfin mes sincères remerciements et ma profonde gratitude aux membres de jury qui me
feront l'honneur de juger mon travail.*

DEDICACES

Je dédie ce travail :

*A ma précieuse maman **Tassadit**,*

quoi que je dise ou que je fasse, je ne saurai point te remercier comme il faut, ton amour, tes sacrifices, ta tendresse et tes prières tout au long de ma vie ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui.

*A ma chère grand-mère **Yema Ouardia**, ma deuxième maman, une brave femme à qui je souhaite une longue vie inshallah.*

*A mon chère mari **Nordine** pour son amour, son aide et surtout sa patience tout au long de mes études.*

*Mes deux anges **Islem** et **Yanis** à qui je souhaite la réussite dans leurs vies.*

*A mes chères frères **Kamel** et **Hakim**.*

*A ma chère sœur **Karima**, son mari **Abderezzak** et ses enfants **Younes** et **Hadjer**.*

*A ma chère sœur **Farida**, son mari **Ahcen** et ses enfants **Rabah** et **Asma**.*

A mes collègues de travail.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation de l'ouvragePages 01-05

Chapitre II : Pré- dimensionnement des élémentsPages 06-13

Chapitre III : Calcul des éléments :

III.1. L'acrotère.....Pages 14-18

III.2. Les escaliers.....Pages 19-30

III.3. La poutre palière.....Pages 31-36

III.4. Les planchers.....Pages 37-53

III.5. La poutre de chaînage.....Pages 54-60

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel **ETABS**Pages 61-79

Chapitre V : vérification des exigences du RPA 99 version 2003.....Pages 80-93

Chapitre VI : Ferrailage des éléments :

VI.1. Les Poutres.....Pages 94-103

VI.2. Les Poteaux..... Pages 104-109

VI.3. Les Voiles Pages 110-115

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure..... Pages 116-124

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est un pilier fondamental dans le développement des infrastructures modernes, jouant un rôle crucial dans la conception, la construction et l'entretien des ouvrages qui forment la base de la vie en société.

L'ingénieur en génie civil est au cœur de ce processus, il est appelé à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, techniques, fonctionnels, économiques et environnementaux. Sa mission consiste à assurer la durabilité, la sécurité et la fonctionnalité des structures qu'il conçoit et supervise, tout en s'adaptant aux évolutions technologiques et aux nouvelles exigences réglementaires.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette Étude vise à mettre en application les connaissances acquises tout au long de notre formation et de mettre en lumière les choix techniques réalisés pour répondre aux contraintes de projet, tout en respectant les réglementations en vigueur dans le domaine de la construction tels que les règles parasismique algériennes **RPA99 /version 2003** et les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé **BAEL 91 révisées 99**.

Le travail présenté dans ce rapport consiste en l'étude d'une structure (R+5) à usage d'habitation. En plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise aux charges permanentes G, aux charges d'exploitation Q et au spectre de calculs du règlement parasismique algérien **RPA99/version 2003** et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel **ETABS 9.7.4**

CHAPITRE I
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

I-1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation (R+5) ce dernier présente une ossature mixte, en béton armé .il comporte :

- ✓ Un Rez-de chaussée et Cinq étages à usage d'habitation, chaque étage comporte quatre appartements de type F3.
- ✓ Une terrasse inaccessible.

Ce bâtiment est implanté à la commune d'AFIR, Daira de DELLYS, wilaya de BOUMERDES, une région classée en **zone Iib** d'après le **RPA 99/Version 2003, de groupe d'usage 2 « Ouvrages d'importance moyenne »**.

D'après le bureau d'études, la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol}$ est de « **1,8 bars** ».

I-2 LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

- ✓ La hauteur totale du bâtiment.....18,36m
- ✓ La longueur totale du bâtiment.....26,60m
- ✓ La largeur totale du bâtiment.....19,30m
- ✓ La hauteur du RDC.....3,06m
- ✓ La hauteur de l'étage courant.....3,06m
- ✓ La hauteur de l'acrotère.....0,60m

I-3 LES ELEMENTS COMPOSANTS LA SUPERSTRUCTURE :

a- l'Ossature : l'immeuble est à ossature mixte, composé de :

- ✓ Poteaux et poutres formant un système de portique dans les deux sens transversal et longitudinal, destiné à prendre essentiellement les charges et surcharges verticales.
- ✓ Un ensemble de voile en béton armé, disposés dans les deux sens constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

b- Les planchers :

Le plancher est une aire servant à supporter son poids propre et les surcharges ; il sert aussi à délimiter les niveaux des étages et assurer une isolation thermique et phonique.

Dans notre cas, tous les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées en béton armé coulées sur place. En outre, le plancher terrasse sera équipé d'une isolation thermique et d'une forme de pente afin de faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

c- La maçonnerie :**Murs extérieurs :**

Ils seront réalisés en double cloison composé de deux murs en briques creuse de (10+10) cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur qui assure l'isolation thermique.

Murs intérieurs (de séparation):

Ils seront réalisés en briques creuses d'épaisseur égale à 10cm pour les murs de séparation des pièces et de (10+10) pour les murs de séparation des appartements.

d- les escaliers :

Ce sont les éléments qui assurent la liaison entre les différents niveaux. Ils sont réalisés en béton armé coulés sur place.

L'accès au Rez de chaussée et aux étages courants est assuré par une cage d'escaliers.

Le palier intermédiaire qui prend appuis sur une poutre palière reposant sur les poteaux de la cage d'escaliers ainsi que sur le plancher.

e- les balcons :

Le bâtiment comporte des séchoirs en corps creux.

f- Les Revêtements :

- En mortier de ciment pour les murs de façade de 2cm d'épaisseur.
- En plâtre pour les murs intérieurs et les voiles ainsi que les plafonds d'une épaisseur de 2cm.
- En carrelage pour les sols des étages et des escaliers.
- En faïence et plâtre pour les cuisines et les salles d'eau.

g- Coffrage :

On utilise un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

h- Acrotère :

Elle sera réalisée en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse.

i- L'infrastructure :

L'infrastructure est la partie au-dessous du sol, elle est constituée de fondation.

La fondation est située à la base de la structure, c'est l'élément sur laquelle repose l'ouvrage, elle assure la transmission de la charge de cet ouvrage vers le sol.

Les critères principaux influant le choix du type de fondation sont la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I- 4 REGLEMENTATIONS :

Pour présenter les méthodes pratiques de calcul relatives aux éléments simples et aux structures de base d'un bâtiment en béton armé.

RPA : Règlement parasismique algérien 99 version 2003.

DTR (BC22) : document réglementaire.

BAEL 91 modifiée 99.

I- 5 LES ELEMENTS COMPOSANTS L'INFRASTRUCTURE :

Les fondations transmettent les charges et les surcharges de la superstructure au sol

Le choix des fondations se base sur l'importance de l'ouvrage, la contrainte du sol et les surcharges

I- 6 LES CACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIKES DES MATERIAUX :**I-6-1) Le béton :**

C'est un mélange qualitatif et quantitatif composé de proportions bien définies de granulats (sables + graviers), d'eau et adjuvants défini du point vue mécanique par sa résistance qui varie avec :

- La granulométrie
- Le dosage du ciment
- La qualité d'eau de gâchage
- L'âge du béton

Ce dernier doit être conforme aux normes du **BAEL 91**.

Le béton ordinaire se présente physiquement par une composition hétérogène établie avec une quantité équivalente à 1m³ :

- 400 litres de sable
- 800 litres de gravier
- 180 litres d'eau
- 350 kgs de ciment

a) **la résistance** : on définit

La résistance caractéristique du béton à la compression :

La résistance du béton à la compression à 28 jours de durcissement est : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

$$\text{Pour } J < 28 \text{ jours } f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

$$\text{Pour } J > 28 \text{ jours } f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad f_{c28} < 40 \text{ MPA}$$

La valeur de f_{cj} est prise égale à f_{c28} pour $J > 28$ jours avec $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

La résistance caractéristique du béton à la traction (BAEL 91/Art A2.1.12)

Notée f_{tj} , elle est donnée conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$$

Pour notre cas : $f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{MPa}$

b)- les contraintes admissibles du béton (f_{bc}) :

A l'ÉLU : La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{MPa}) \dots \dots \dots (\text{ART A.4.3 ; 4141 BAEL 91})$$

Où : f_{bc} : est la contrainte admissible du béton à la compression

γ_b : est le coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Cas courant** : $\gamma_b = 1,5 \longrightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPA}$
- **Cas accidentel** : $\gamma_b = 1,15 \longrightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPA}$

θ : est le coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } t > 24\text{h} \\ 0,9 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ 0,85 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } t < 1 \text{ h} \end{cases}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $\theta = 1$ on aura : $\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

✓ **Diagramme des contraintes-déformations à l'ELU :**

C'est un diagramme non linéaire, dit diagramme (parabole-rectangle)

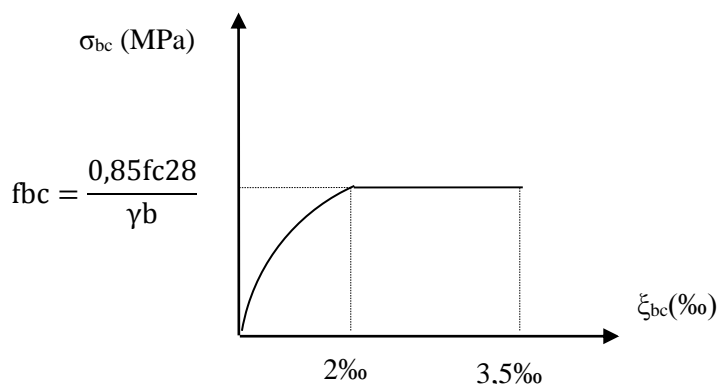


Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU

✓ **Diagramme des contraintes-déformations à L'ELS :**

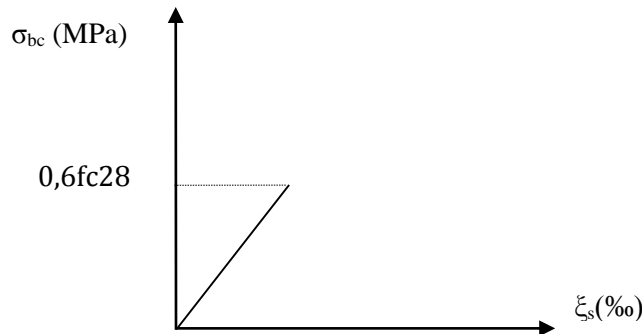


Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELS

La courbe est linéaire car la phase à cet état est toujours élastique.

✓ **Contrainte de cisaillement ultime :** Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \quad (\text{Art A.5.1/ BAEL 91})$$

T_u : Effort tranchant dans la section étudiée (L'ELU).

b_0 : La largeur de la section cisillée.

d : La hauteur utile ($d = h - c$).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- ✓ Cas de fissurations peu nuisibles : $\tau_u \leq \min \{0,13 f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{MPa}\}$.
- ✓ Cas de fissurations nuisibles : $\tau_u \leq \min \{0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\}$.
- ✓ Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq \min \{0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{MPa}\}$.

c -Module de déformation longitudinale:

- **Module de déformation longitudinale Instantané :** lorsque la durée d'application de contraintes normales est inférieure à 24heures.

$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$ (Art A-2.1. 2.1/BAEL91)

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$

- **Module de déformation longitudinale Différé :**

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 :

$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$ (Art A-2.1.2.2/BAEL91).

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$

d-Module de déformation transversale: (Art .A.2.1.3/BAEL91 modifié 99)

Il est donné par la formule suivante : $G = E/2(1+v)$

Avec : E: Module de Young.

v: Coefficient de Poisson: est défini par le rapport entre la déformation relative transversale (allongement relatif du côté de la section) et la déformation relative longitudinale (raccourcissement en valeur absolue).

$v = 0$ à l'ELU pour les sollicitations (le béton est supposé fissuré).

$v = 0,2$ à l'ELS pour les calculs de déformation (le béton est supposé non fissuré).

I-6-2les aciers :

L'acier est un alliage de fer et de carbone, son rôle est de reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul.

On distingue 2 types d'aciers : les barres à haute adhérence (HA), et les treillis soudés (TS).

On utilise généralement les barres à haute adhérence par ce qu'elles assurent une meilleure adhérence avec le béton.

Dans ce projet, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

- Aciers à haute adhérence FeE400, $f_e = 400 \text{ MPa}$.

- Treillis soudés TS520, $f_e = 520 \text{ MPa}$.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

a) Module d'élasticité longitudinale : (Art A.2.2.1, BAEL91 modifié 99)

$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

b) La contrainte limite ultime (ELU) : (Art A.2.1.2, BAEL91 modifié 99)

Elle est définie par la formule suivante :

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$ (MPa)

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité.

Situation durable : $\gamma_s = 1,5$

Situation accidentelle : $\gamma_s = 1$

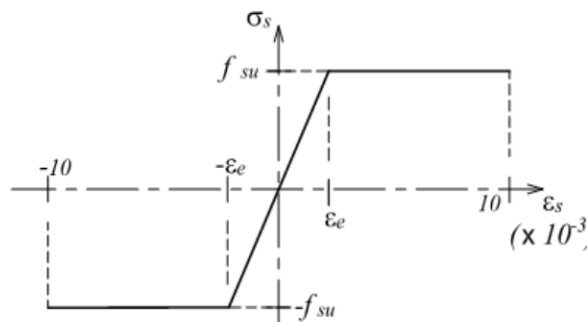


Diagramme des contraintes-déformations des aciers à L'ELU

• Contrainte limite de service (ELS) :

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, la contrainte de traction

Développée dans les aciers doit satisfaire la condition suivante :

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

-**Fissuration peu préjudiciable :** Dans ce cas, les éléments se trouvent dans les locaux couverts, donc ils ne sont pas exposés aux intempéries et aux milieux agressifs.

Donc aucune vérification n'est nécessaire. Art (A.4.5, 32 BAEL91)

-**Fissuration préjudiciable** : les éléments sont exposés à des intempéries.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (23f_e ; 110\sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \text{ Art (A.4.5, 33 BAEL91)}$$

-**Fissuration très préjudiciable** : Lorsque les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \text{ Art. (A.4.5, 34 BAEL91)}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1,3$ pour les barres à haute adhérence ($\phi < 6\text{mm}$).

$\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence ($\phi \geq 6\text{mm}$).

CHAPITRE II
PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS

Introduction :

Après avoir définie les caractéristiques de notre ouvrage, on passe dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs à savoir (les planchers, les poteaux, les poutres et les voiles).

II-1 Pré dimensionnement :**II-1les planchers :**

Dans notre projet, on distingue un seul type de plancher. Ce dernier est composé de corps creux (hourdis) avec une dalle de compression ferraillée avec un treillis a soudé. Les corps creux reposent sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée afin de limiter la flèche.

La hauteur minimale du plancher doit satisfaire la condition suivante :

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

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

Lmax: la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

Lmax=360-30=330cm (30 cm : est la largeur du poteau)

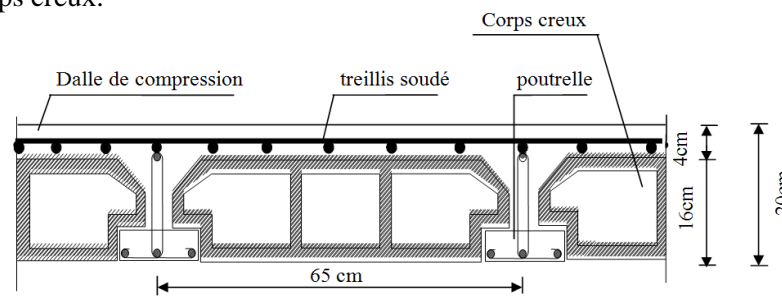
Donc :

$$ht \geq \frac{330}{22,5} = 14,66\text{cm}$$

On opte pour un plancher de 20 cm, soit (16+4) qui sera valable pour tous les niveaux.

4cm : épaisseur de la dalle de compression.

16 cm : épaisseur du corps creux.



Coupe transversale d'un plancher en corps creux

II-2) Les Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, coulées sur place, son rôle est la transmission des charges et surcharges aux éléments verticaux.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L, telle que :

$$L/15 \leq ht \leq L/100, 4ht \leq b \leq 0,7ht$$

Avec :

ht : la hauteur totale de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

L : la longueur entre nus d'appuis de la plus grande portée perpendiculaire aux poutrelles.

Tout en respectant les conditions du **RPA99/2003 (article 7.5.1)** relatives au coffrage des poutres à savoir :

-h \geq 30cm.

-b \geq 20 cm.

-Le rapport h / b \leq 4

On distingue les poutres principales et les poutres secondaires

II-2-1)- Les poutres principales (le sens transversal):

Pour La hauteur ht:

$$L_{max} / 15 \leq ht \leq L_{max} / 10$$

Avec :

$$L_{max} : 490 - 30 = 460$$

$$460 / 15 \leq ht \leq 460 / 10$$

$30.66 \leq ht \leq 46$ donc on prend : **ht = 40cm**

Pour la largeur b :

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

$$0,4(40) \leq b \leq 0,7(40)$$

$16 \leq b \leq 28$ donc on prend : **b = 30cm**

Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)

$b = 30 > 20\text{cm}$ **Condition vérifiée**

$ht = 35\text{cm} > 30\text{cm}$ **Condition vérifiée**

$h/b = 1,17\text{cm} < 4$ **Condition vérifiée**

II-2-2)-Les poutres secondaires (le sens longitudinal):

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

La hauteur : $L_{max} = 360 - 30 = 330\text{ cm}$

$$330 / 15 \leq ht \leq 330 / 10 \rightarrow 22 \leq ht \leq 33\text{cm}$$

On prend : **ht = 35cm**

La largeur : $0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 14 \leq b \leq 24.5\text{cm} \Rightarrow$ On prend : **b = 30cm**

Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)

$b = 30 > 20\text{cm}$ **Condition vérifiée**

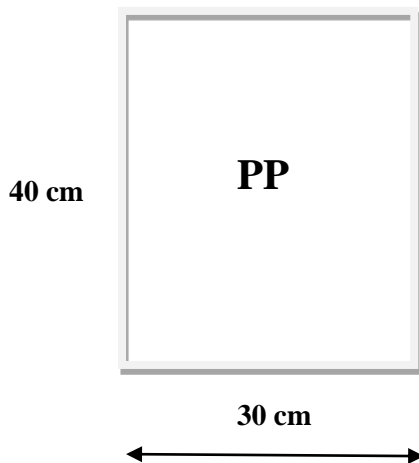
$ht = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ **Condition vérifiée**

$h/b = 1,33\text{cm} < 4$ **Condition vérifiée**

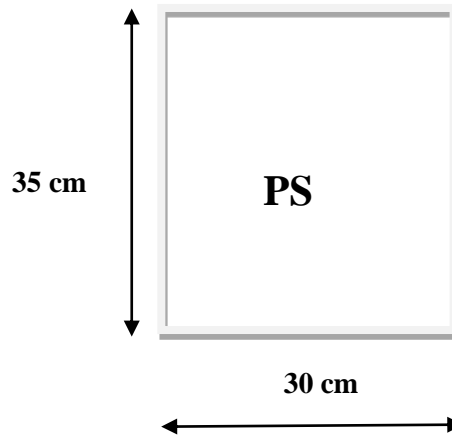
Les conditions sont vérifiées, alors les sections (**b x h**) adoptées pour les poutres seront comme suit :

Poutres principales (**30 x 40**) cm².

Poutres secondaires (**30x35**) cm².



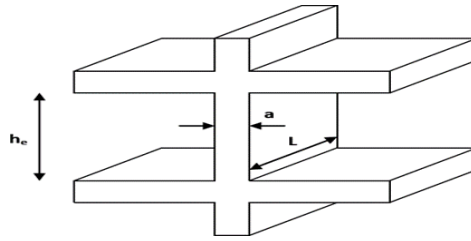
« Section poutres principales »



« Section poutres secondaires »

II-3-Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé. Ils sont principalement destinés à assurer la stabilité des structures sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme d'une part, et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.



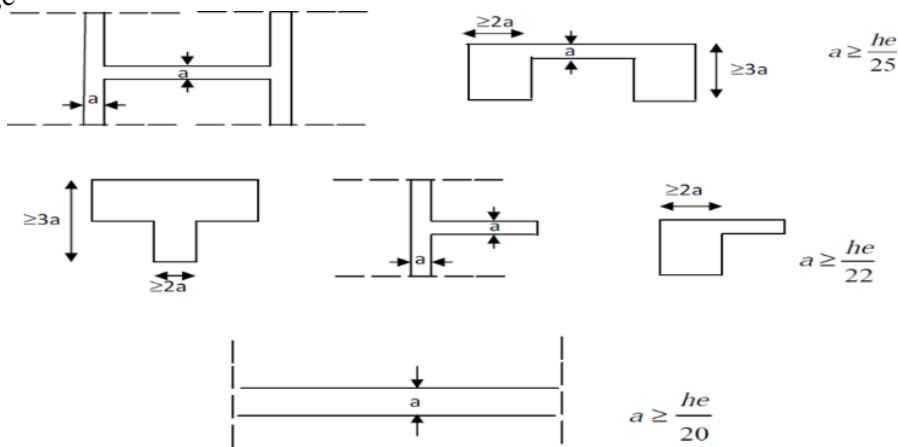
« Coupe du voile en élévation »

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1 de RPA99). L'épaisseur (e) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15cm.

Avec : L_min: longueur min des voiles

a : épaisseur des voiles

h_e : la hauteur d'étage



« Coupe du voile en plan »

Pour le cas de notre structure nous avons des voiles linéaires, donc leurs épaisseurs seront calculées comme suit :

$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$

$a \geq h_e/20$

$a \geq 286/20 = 14,3\text{cm}$ donc On opte pour une épaisseur $a=20\text{cm}$

$a_{\min} \geq 15\text{cm} \rightarrow 20\text{cm} > 15\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

$L_{\min} \geq 4a \rightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80\text{cm}$ **Condition vérifiée**

II-4Pré dimensionnement des Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'état limite de service (ELS) en compression simple en effectuant la descente de charge pour le poteau le plus sollicité et en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s,

Tel que : $N_s = G + Q$.

Le RPA nous impose qu'en zone (IIIb) la section suivante (b, h) ≥ 30 cm. On prévoit une section de (30×30)cm².

La section du poteau le plus sollicité est donné par la formule suivante :

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

Avec :

N_s : effort normal de compression repris par le poteau ;

G: charges permanentes ;

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

S : section transversale du poteau ;

σ_{bc} :Contrainte limite de service du béton en compression ;

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

Remarque : En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) qui est de (30×30) cm².

II-4-1 Détermination des charges et surcharges :

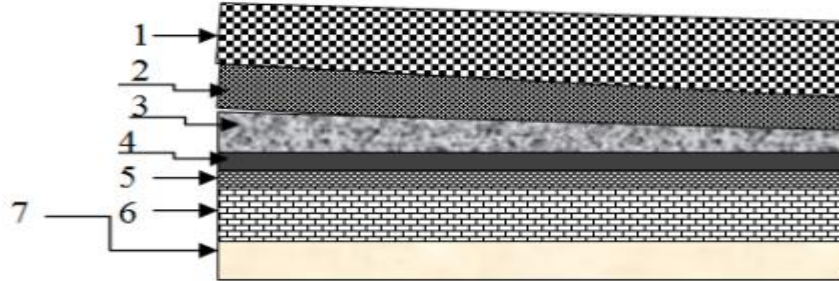
Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d’exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2). • **Charges permanentes :**

On a la charge $G = \rho * e$

ρ : C’est le poids volumique

e : L’épaisseur de l’élément

a) -Charges permanentes du Plancher terrasse en corps creux :

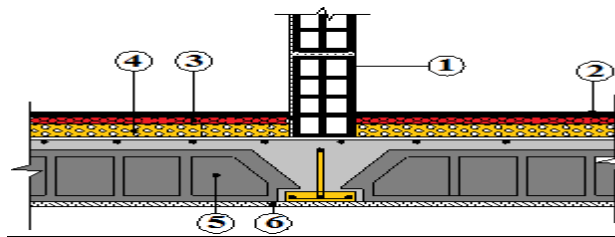


« Coupe verticale d’un plancher terrasse inaccessible »

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m3)	G (kN/m2)
1. Protection en gravillon	0,05	20	1,00
2. Etanchéité multicouche	0,02	06	0,12
3. Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4. Feuille polyane	/	/	0,01
5. Isolation thermique	0,04	04	0,16
6. Dalle en corps creux	0,20	14	2,80
7. Enduit plâtre	0,02	10	0,20
G terrasse = $\sum Gi$			5,83

« Tableau : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible. »

b) Charges permanentes du Plancher du RDC et d’étage courant :



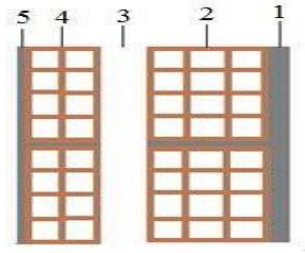
« Coupe verticale du plancher du RDC et étages courants en corps creux. »

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m3)	G (kN/m2)
1. Cloison de séparation	0,10	9	0,90
2. Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
3. Mortier de pose	0,02	20	0,40
4. Couche de sable	0,03	18	0,54
5. Plancher en corps creux	0,20	14	2,80
6. Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
G terrasse = $\sum Gi$			5,28

« Charge permanentes du plancher RDC et des étages courants. »

c) Les murs extérieurs :

- 1- Enduit extérieur en mortier de ciment ($ep = 1,5cm$).....0,27 KN/m²
 - 2- Briques creuses ($ep = 2 \times 10cm$).....1,80 KN/m²
 - 3- Lambe d’air ($ep = 5cm$)
 - 4- Enduit intérieur en plâtre ($ep = 1,5cm$).....0,15 KN/m²
- G = 2, 22 KN/m²**



« Coupe transversale du mur double cloison. »

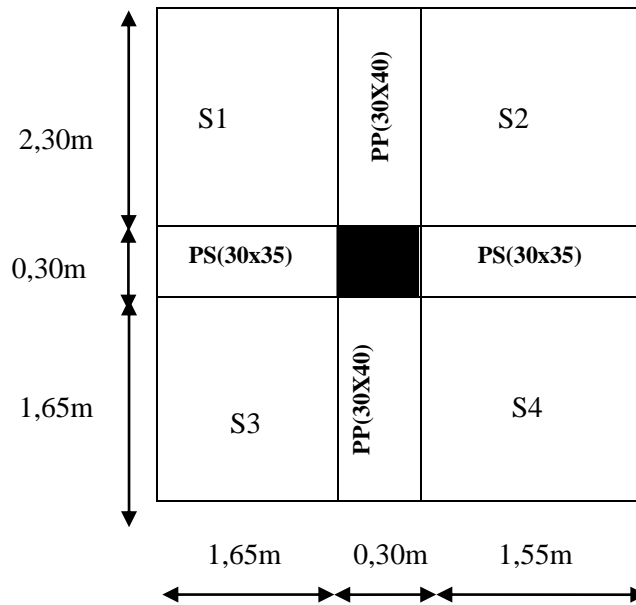
d) Les murs intérieurs :

- 1- Enduit intérieur en plâtre (ep= 1,5cm)0,15 KN/m²
- 2- Maçonnerie en briques creuses (ep= 10cm).....0,9 KN/m²
- 3- Enduit intérieur en plâtre (ep= 1,5cm)0,15 KN/m²

Gt =1,2 KN/m²

II.4.2. Localisation du poteau le plus sollicité :

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (B2). La surface qui lui revient vaut :



« Surface d’influence du poteau le plus sollicité »

ST=S1+S2+S3+S4

$(4,90-0,30)/2 =2,30m$

$(3,60-0,30) /2 =1,65m$

$(3,40-0,30) /2 =1,55m$

$S1 =1,65 \times 2,30=3,795m^2$

$S2=1,55 \times 2,30=3,565m^2$

$S3= 1,65 \times 1,65=2,723$

$S4= 1,65 \times 1,55=2,558$

$ST=3,795 +3,565 +2,723 +2,558 =12,64 m^2$

ST =12,64m²

La surface (nette) d’influence du poteau le plus sollicité est : ST=12,64 m²

La surface brute : Sb= 3,5 x 4,25 =14,875 m²

II-4-3-Calcul des poids propres des éléments (charges permanentes) :

➤ **Plancher terrasse :**

$P_{Terrasse}= G_{Terrasse} \times ST= 5,83 \times 12,64= 73,69 Kn$

➤ **Plancher étage courant :**

$P_{étage} = 5,28 \times 12,64= 66,74 kN$

➤ **Les poutres :**

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$$

Avec : L : longueur de la poutre

ρ : poids volumique du béton (25kN / m³)

Poutres principales (30x40) :

$$P_{PP} = [0,30 \times 0,40 \times 25 \times (2,30 + 0,30 + 1,65)] = 12,75 \text{ kN}$$

Poutres secondaires (30x35) :

$$P_{PS} = [0,30 \times 0,35 \times 25 \times (1,65 + 1,55)] = 8,40 \text{ kN}$$

D'où le poids total des poutres : **P_{POUTRES TOT} = 21,15 KN**

➤ **Poids des poteaux :**

$$P_{\text{pot}} = (S \times \rho \times h_e)$$

Avec : S : section des poteaux en zone(IIb) ≥ 30cm (RPA99/ 2003)

ρ : poids volumique du béton (25kn / m³)

Poteau :

$$P_{\text{poteau}} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ Kn}$$

Surcharge d'exploitation :

Plancher RDC et étages courants : $Q_{RDC} = Q_1 = \dots\dots Q_5 = 1,50 \times 12,64 = 18,96 \text{ kN}$.

Plancher terrasse : $Q_{\text{Terrasse}} = Q_0 = 1,00 \times 12,64 = 12,64 \text{ kN}$

II-4-4 La loi de dégression de charge en fonction du nombre d'étages :

Définition de la descente de charge :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment. On commence par le niveau le plus haut. On descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

Les surcharges cumulées :

D'après le D.T.R cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Donc cette loi est applicable dans notre cas (usage d'habitation).

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

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

Niveau 5: $Q_0 = 12,64 \text{ KN}$

Niveau 4: $Q_0 + Q_1 = 18,96 + 12,64 = 40,8 \text{ KN}$

Niveau 3: $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 12,64 + 0,95(18,96 \times 2) = 48,664 \text{ KN}$

Niveau 2 : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12,64 + 0,90(18,96 \times 3) = 63,832 \text{ KN}$

Niveau 1= $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12,64 + 0,85(18,96 \times 4) = 77,104 \text{ KN}$

RDC : $Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12,64 + 0,80(18,96 \times 5) = 88,48 \text{ KN}$

N°	1	2	3	4	5	6
Niveau	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80

« Coefficient de dégression des surcharges en fonction des niveaux »

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	Poids planchers (KN)	Poids Poteaux (KN)	Poids Poutres (KN)	G _{tot} (KN)	G _{cumulé} (KN)	Q _{cumulé} (KN)	Ns=Gc+Qc (KN)	S _{≥Ns/σ_{bc}}	Section adoptée (cm ²)
5	73,69	6,885	21,15	101,725	101,725	12,64	114,365	76,24	(40x40)
4	66,74	6,885	21,15	94,775	196,5	40,8	237,3	158,20	(40x40)
3	66,74	6,885	21,15	94,775	291,275	48,664	339,939	226,63	(45x45)
2	66,74	6,885	21,15	94,775	386,05	63,832	449,882	299,92	(45x45)
1	66,74	6,885	21,15	94,775	480,825	77,104	557,929	371,95	(45x45)
RDC	66,74	6,885	21,15	94,775	575,60	88,48	664,08	442,72	(45x45)

« Tableau récapitulatif de la descente de charge pour le poteau le plus sollicité. »

II.4.5 Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1)

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

Conditions exigées par le RPA99 version 2003	Poteaux	Valeur calculée	Vérification
Min (b,h)≥30 $Min(b, h) \geq \frac{he}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	Etages (4-5) (40x40)	Min (b,h)=40	Condition vérifiée
		$\frac{306}{20} = 15,30$	Condition vérifiée
		$\frac{40}{40} = 1$	Condition vérifiée
	Etages (RDC-1-2-3) (45x45)	Min (b,h)=45	Condition vérifiée
		$\frac{306}{20} = 15,30$	Condition vérifiée
		$\frac{45}{45} = 1$	Condition vérifiée

« Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99 »

II.4.6 Vérification au flambement

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

Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

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

λ: Élancement du poteau.

l_f: Longueur de flambement (l_f= 0,7l_o, donnée par l'article B.8.3, 3 du BAEL 91).

l_o: Longueur libre du poteau.

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

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

S : Section transversale du poteau (S= b.h ; pour une section rectangulaire : S= (b.h).

Poteaux du RDC au 3^{eme} étage : (45x45) cm², L₀=3,06m

Poteaux du 4^{eme} au 05^{eme} (40x40) cm², L₀=3,06m

Sections des poteaux	I (10 ⁻⁵ cm ⁴)	$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$	l ₀ (m)	lf	$\lambda = \frac{lf}{i}$ (cm)	Vérification
Etages (4-5) (40x40)cm ²	2,13	11,55	3,06	2,14	18,528	Vérifiée
Etages (RDC-1-2-3) (45x45)cm ²	3,42	12,99	3,06	2,14	16,47	Vérifiée

La condition de l'élanement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

II.5 Conclusion

Dans ce chapitre on a procédé au pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles, plancher) et à la détermination des charges sollicitant ces derniers dans le but de récolter les informations essentielles pour le calcul de ces éléments dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

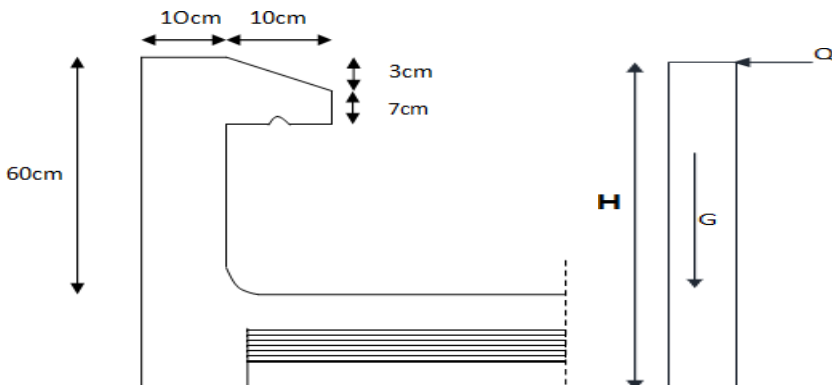
Introduction

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles donc on peut les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA version 2003. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ L'acrotère.
- ✓ Les escaliers.
- ✓ La poutre palière.
- ✓ Les planchers (plancher à corps creux).

III.1 CALCUL DE L'ACROTREE

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale (Q= 1kN/ml) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moments de flexion (M) dans la section d'encastrement . Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1m de largeur.



« Coupe verticale de l'acrotère »

« Schéma statique de l'acrotère. »

III.1.1. Dimensionnement

- ✓ Hauteur : h= 60 cm.
- ✓ Épaisseur : h₀= 10 cm.
- ✓ Enrobage : c=c'= 3 cm.
- ✓ Surface total: S=[(60x10) +(10x7)+((3x10) /2)] = 685 cm²

S=0,0685 m².

- ✓ Poids propre : G=ρx S=25 X0,0685 = 1,71 kN/ml

Avec :

- ✓ S : Section longitudinale de l'acrotère.
- ✓ ρ: Masse volumique de béton.
- ✓ Q=1 kN/ml.

III.1.2. Détermination des sollicitations

- ✓ Effort normal dû au poids propre : NG=Gx1= 1,71 KN
- ✓ Effort tranchant : T=Q.1ml=1 kN
- ✓ Moment de renversement du à G : MG = 0
- ✓ Moment de renversement du à Q : MQ = Qh.ml = 1x 0,4 = 0,4KN.m.

III.1.3. Combinaisons de charges

- ✓ À l'ELU

qu= 1,35G + 1,5Q

- Effort normal de compression : Nu = 1,35 NG+ 1,5 NQ= 1,35 x 1,71 = 2,31KN
 - Effort tranchant : Tu= 1,5 x T= 1,5 kN.
 - Moment de renversement :
- Mu = 1,35 MG+ 1,5MQ= 1,5x0,4 = 0,54 KN.m.

- ✓ À l'ELS

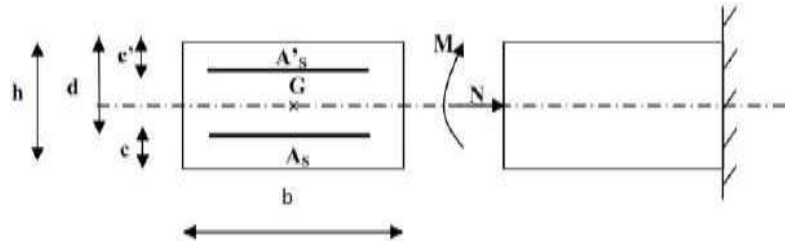
- Effort normal de compression : Ns=NG+ NQ= 1,71+0 = 1,71KN
- Effort tranchant : Ts= T= 1kN.
- Moment de renversement : Ms= MG+ MQ= 0,4+0 = 0,4 KN.m

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire.

Pour le calcul, on considère une section (b x h) cm² soumise à un effort normal N et un moment de renversement M.

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



« Section rectangulaire soumise à la flexion composée »

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

d = h - c : Hauteur utile. (h - c = 10 - 3 = 7cm)

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

Calcul des armatures à l'ELU

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

$$eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,54}{2,31} = 0,233m = 23,3cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2cm$$

$$eu = 23,30 \geq \frac{h}{2} - c = 2cm \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression (CP) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée (SCP) d'où l'acrotère sera calculé en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif (MF) puis on déduira la section d'armatures réelles (AP) en **flexion composée**.

Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

✓ **Moment fictif :**

Mf = Nu x a avec :

a: distance entre le (CP) et le centre de gravité (CDG) des armatures tendues.

$$a = eu + \frac{h}{2} - c$$

$$a = eu + \frac{h}{2} + c = 23,30 + \frac{10}{2} + 3 = 31,30cm$$

$$Mf = 2,31(0,313) = 0,723KN.m$$

Mf = 0,723KN.m

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{Mf}{bd^2 fbc}$$

$$fbc = \frac{0,85fc28}{\theta\gamma b} = \frac{0,85(25)}{1,5} = 14,20MPa$$

- ✓ fc28 = résistance caractéristique à 28 jours (25MPa)
- ✓ θ: dépend de la durée d'application de la charge, dans notre cas on le prend égal à 1 (t > 24h)
- ✓ γb: Coefficient de sécurité, on le prend égale à 1,5 (situation courante).

$$\mu_u = \frac{0,723 \times 10^6}{1000(70)^2(14,20)} = 0,010$$

$\mu_u = 0,010 < \mu_l = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).

✓ **Armatures fictives :**

$$\mu_u = 0,010 \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,723 \times 10^6}{0,995(70)(34)} = 30,53 \text{ mm}^2$$

$$A_f = 0,3053 \text{ cm}^2$$

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

Calcul en flexion composée :

✓ **Armatures réelles :**

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 30,53 - \frac{2,31(10)^3}{348} = 23,89 \text{ mm}^2 = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0,24 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité de béton (BAEL 91 modifié 99/Art. A.4.2.1) :

$$A_u > A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{e_s - (0,455 x d)}{e_s - (0,185 x d)} \right)$$

$$\text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,4}{1,71} = 0,233 \text{ m} = 23 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 7 \cdot 2,1}{400} \times \left(\frac{23 - (0,455 \times 7)}{23 - (0,185 \times 7)} \right) = 0,772 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_r = 0,24 \text{ cm}^2$$

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

$$A = A_{\min} = 0,772 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement (Art A5.1 ; 1. BAEL91) :

Il faut vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \longrightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \tau < \bar{\tau} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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

c) Vérification de l'adhérence des armatures tendues : BAEL 91/ART A6.1.21)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

L'acier utilisé est le FeE400 $\psi_s = 1,5$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 d \Sigma U_i}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_{se}$: contrainte limite d'adhérence

$\Sigma U_i = n \pi \phi$: la somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 4 \times 3,14 \times 8} = 0,236 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'ancrage des barres aux appuis : (BAEL 91/ART A.6.1.21) :

Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4 \tau_{sc}} = \phi \frac{f_e}{4(0,6 f_{t28} \psi_s^2)} \quad \longrightarrow \quad L_s = 0,8 \frac{400}{4(0,6(1,5)^2 \times 2,1)} = 28,22 \text{cm}$$

On prend : $L_s = 30 \text{cm}$

e) Vérification des Espacement des barres : BAEL 91 R 99, A.8.2, 42

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{cm} \leq \min 3h, 33 \text{cm} = 33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$
- Armature de répartition : $S_{tr} = 15 \text{cm} \leq \min 4h, 45 \text{cm} = 45 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

✓ **VERIFICATION A L'ELS :**

Les sollicitations à considérer à L'ELS sont :

$N_s = 1,71 \text{KN}$

$M_s = 0,40 \text{KN.m}$

$$e_s = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{cm} < 30 \text{cm}$$

Le centre de pression (C_p) se trouve à l'extérieur de la section donc la section est partiellement comprimée.

a) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :

L'acrotère est exposé aux intempéries (mauvais temps), donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier que :

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

$$\bar{\sigma}_s = \left(\frac{2}{3} f_e; 110. \sqrt{n f_{t28}} \right)$$

Avec : n = 1,6 pour les barres à haute adhérence (HA)
 n = 1 pour les barres rondes lisses (RL)

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = (266,66 ; 201,63)$$

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

On a : $\rho = \frac{100Au}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$

{ On prend $\rho = 0,283$
 $\beta_1 = 0,916$
 $K_1 = 44,52$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{0,40 \times 10^6}{0,916 \times 70 \times 2,01 \times 10^2} = 31,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Conclusion : La condition est vérifiée, donc la section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

b) La contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_{st} = \frac{31,03}{44,52} = 0,696 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

c) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99.Art 6.2.3)

L'action des forces horizontales F_p est calculée suivant la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique (IIb) et le groupe d'usage de bâtiment (2) $A = 0,15$

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 donc $C_p = 0,8$

W_p : poids propre de l'acrotère $W_p = 1,71 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 1,71 = 0,82 \text{ kn/ml}$$

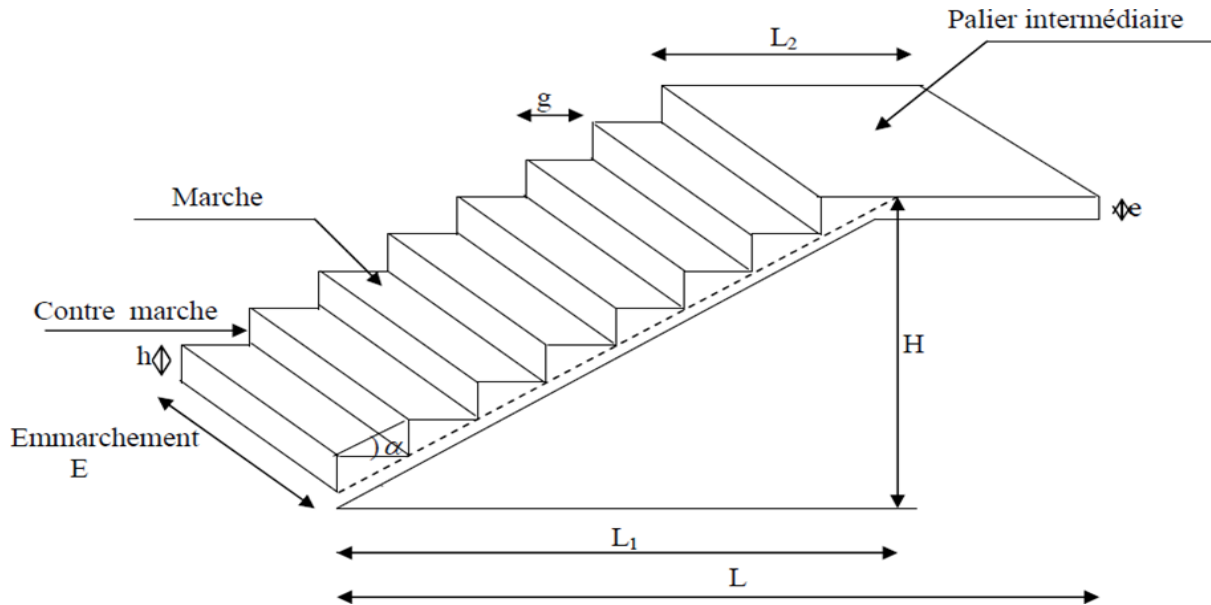
$$F_p = 0,82 \text{ kn/ml} < Q = 1 \text{ kn/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Le ferrailage adopté est suffisant pour reprendre les charges sismiques.

III-2 LES ESCALIERS :

III-2-1 : Définition :

C'est un élément de construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tous les différents étages.



« Les éléments de l'escalier »

La marche : est la partie horizontale. Sa forme en plan peut être : Rectangulaire, trapézoïdale, arrondie.....etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches.

La hauteur de la marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes h = 13 à 17 cm jusqu'à 22,5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

Le giron (g) : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL. Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition. Il y a une valeur constante de 28cm au minimum.

Une volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'embranchement (E) : représente la largeur de la marche.

La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier et en général à 0,65m de collet si $E \geq 1m$.

La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches. L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place.

III.2-2 Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

$$g+2h = 64cm$$

a) Calcul du nombre de contre marches et de marches :

Le nombre de contre marche (n) :

$$16,5cm \leq h \leq 17,5cm \text{ donc } h = \frac{153}{9} = 17cm$$

On prend $h = 17cm$.

•Le nombre de marche (m) :

$$m = n - 1 \Rightarrow m = 8.$$

25cm ≤ g ≤ 32cm; g = 240/8= 30cm

On prend **g = 30 cm.**

60cm ≤ 172x+30 =64 cm ≤ 64cm..... **Condition vérifiée.**

b) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du BAEL91, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \text{ donc } \alpha = 29,53^\circ$$

L₀: longueur de la paillasse.

$$L_0 = 9 \times 0,30 = 2,40m$$

$$cos\alpha = \frac{2,40}{L_2} \text{ donc } L_2 = \frac{2,40}{cos\alpha} = 2,76m$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 0,55 + 2,40 + 1,65 = 4,60 \text{ m}$$

$$\frac{460}{30} \leq ep \leq \frac{460}{20} \text{ donc } 15,33 \leq ep$$

On prend : **ep = 20 cm**

Remarque :

- Nous prenons une épaisseur de 20 cm pour tous les escaliers des étages courants.
- On prend la même épaisseur pour la volée et le palier

Conclusion : On opte pour une paillasse d'épaisseur **ep = 20 cm**

III.2.3 Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

a) La paillasse (la volée):

-Poids des marches (ρ=25KN/m³).....25x1x0,17 /2 = 2,12 KN /ml

-Poids de la paillasse (ρ=25KN/m³)..... $\frac{1}{cos29,53} \times 0,20 \times 25 = 5,74KN/ml$

-Lit de sable (ρ=18KN/m³; e=0,02).....18x1x0,02 = 0,36 KN/ml

-Mortier de pose (ρ=22KN/m³; e=0,02)22x1x0,02= 0,44KN/ml

-Carreaux Grés Céram (1cm;ρ=20KN/m³)20x0,01 =0,20KN/ml

-Poids du garde corps..... = 0,20 KN/ml

-Enduit de plâtre (2cm; ρ=10KN/m³) 10x0,02 =0,20KN/ml

G=9,26KN/m.

b) palier :

-Poids propre du palier..... 0,2x1 x 25 = 5 KN/ml

-Poids total du revêtement.....1,6KN/ml

G=6,60 KN/m

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier **Q = 2,5 kN/m**

III.2.4 Calcul des efforts internes :
Combinaison de charges à l'ELU :

Volée (Paillasse) : $q_u^v = 1,35 \times 9,26 + 1,5 \times 2,5 = 16,25\text{KN/ml}$

Palier : $q_u^p = 1,35 \times 6,60 + 1,5 \times 2,5 = 12,66\text{KN/ml}$

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

Le poids du Mur extérieur :
 $P_m = 2,22 \times 2,76 \times 1,35 = 8,27\text{KN}$

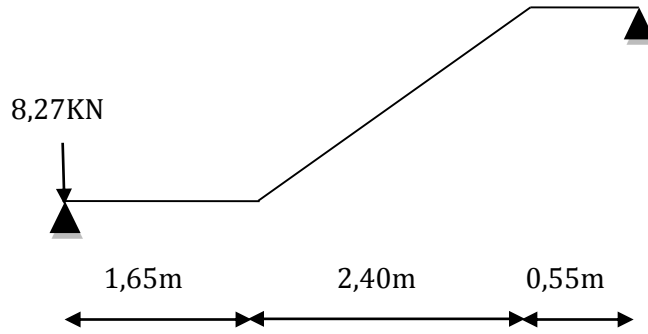
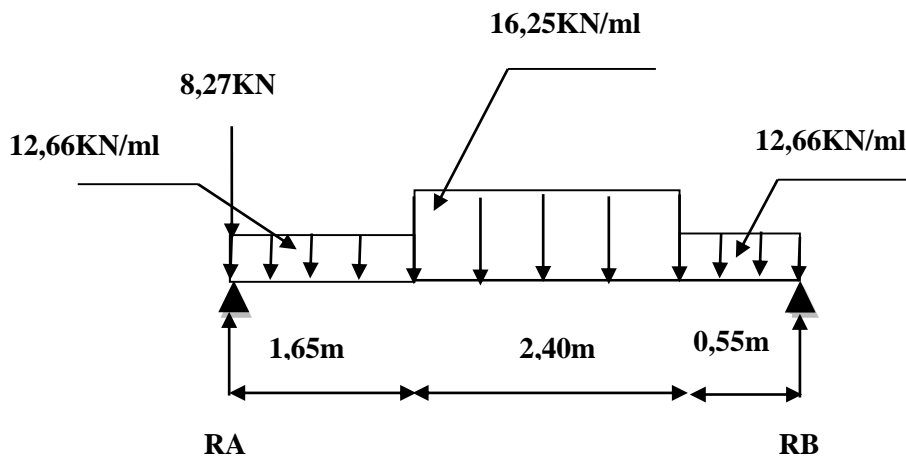


Fig. III.1 coupe vertical de l'escalier étage courant.



-Figure. III.2 schéma statique de l'escalier.

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F / Y = 0 \text{ donc } 1,65q_{u3} + 2,40q_{u1} + 0,55q_{u3}$$

$$RA + RB = 1,65 \times 12,66 + 2,40 \times 16,25 + 0,55 \times 12,66 + 8,27 = 75,12\text{KN/ML.}$$

$$RA + RB = 75,12\text{KN/ml.}$$

$$\Sigma M. / A = 0 \text{ donc } RB \times L = q_{u3} \times 1,65 \times \frac{1,65}{2} + q_{u1} \times 2,40 \times (1,65 + \frac{2,40}{2}) + q_{u3} \times 0,55 \times (4,05 + \frac{0,55}{2})$$

$$\Sigma M. / A = 0 \text{ donc } RB \times 4,60 = 12,66 \times 1,65 \times \frac{1,65}{2} + 16,25 \times 2,40 \times (1,65 + \frac{2,40}{2}) + 12,66 \times 0,55 \times (4,05 + \frac{0,55}{2})$$

RB = 34,45KN

RA = 40,67KN

Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,65\text{m}$

Moment fléchissant :

$$\Sigma M/x = 0$$

$$M_z = 40,67x - \frac{12,66x^2}{2} - 8,27x = 32,40x - 6,33x^2$$

Pour $x=0 \rightarrow M_z=0\text{KN.m}$

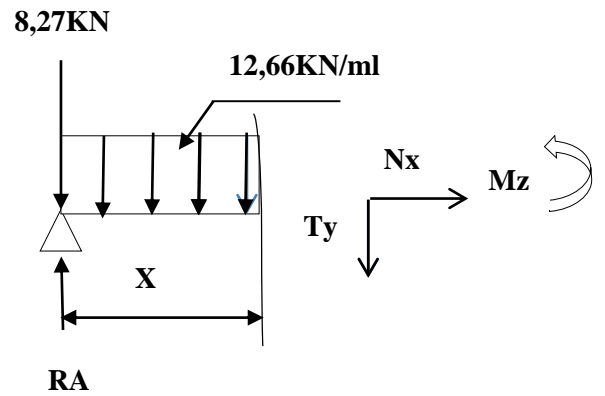
Pour $x=1,65 \rightarrow M_z=36, 23\text{KN.m}$

Effort tranchant :

$$T_y = 40,67 - 12,66x - 8,27 = 32,40 - 12,66x$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y=32,40\text{KN}$

Pour $x=1,65 \rightarrow T_y=11,51\text{KN}$



2^{eme} tronçon : $1,65 \text{ m} \leq x \leq 4,05\text{m}$

Moment fléchissant :

$$\Sigma M. /x = 0$$

$$M_z = 40,67x - (12,66)(1,65) \left(x - \frac{1,65}{2}\right) - 16,25 \left(\frac{(x - 1,65)^2}{2}\right) - 8,27x$$

$$M_z = -8,12x^2 + 46,59x - 4,87$$

Pour $x=1,65 \rightarrow M_z=36, 23\text{KN.m}$

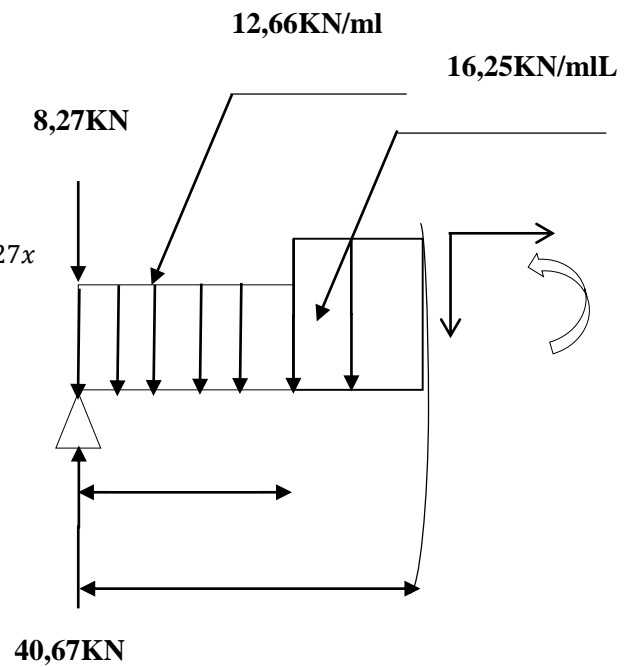
Pour $x=4,05 \rightarrow M_z=17, 03\text{KN.m}$

Effort tranchant :

$$T_y = 40,67 - 12,66(1,65) - 16,25(x - 1,65) - 8,27 = -16,25x + 38,32$$

Pour $x=1,65 \rightarrow T_y=11,51\text{KN}$

Pour $x=4,05 \rightarrow T_y=-27,49\text{KN}$



3^{eme} tronçon $0 \leq x \leq 0,55 \text{ m}$

Moment fléchissant :

$$\frac{\Sigma M}{x} = 0 \quad M_z = 34,45x - \frac{12,66x^2}{2} = 34,45x - 6,33x^2$$

Pour $x=0 \rightarrow M_z=0\text{KN.m}$

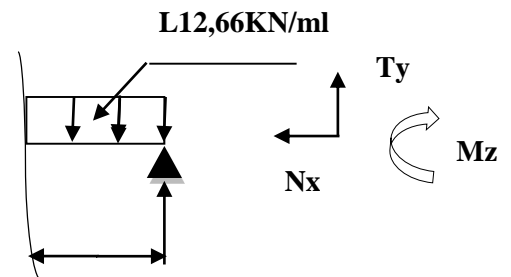
Pour $x=0,55 \rightarrow M_z=17, 03\text{KN.m}$

Effort tranchant :

$$T_y = -34,45 + 12,66x$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y=-34,45\text{KN}$

Pour $x=0,55 \rightarrow T_y=-27,49\text{KN}$



Calcul du moment maximal :

$$T_y = -16,25x + 38,32 \longrightarrow T_y = 0 \text{ KN}$$

$$-16,25x + 38,32 = 0 \longrightarrow x = 2,36\text{m}$$

La distance correspondante à l'effort tranchant nul est : $x=2,36\text{m}$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2,36\text{m}$.

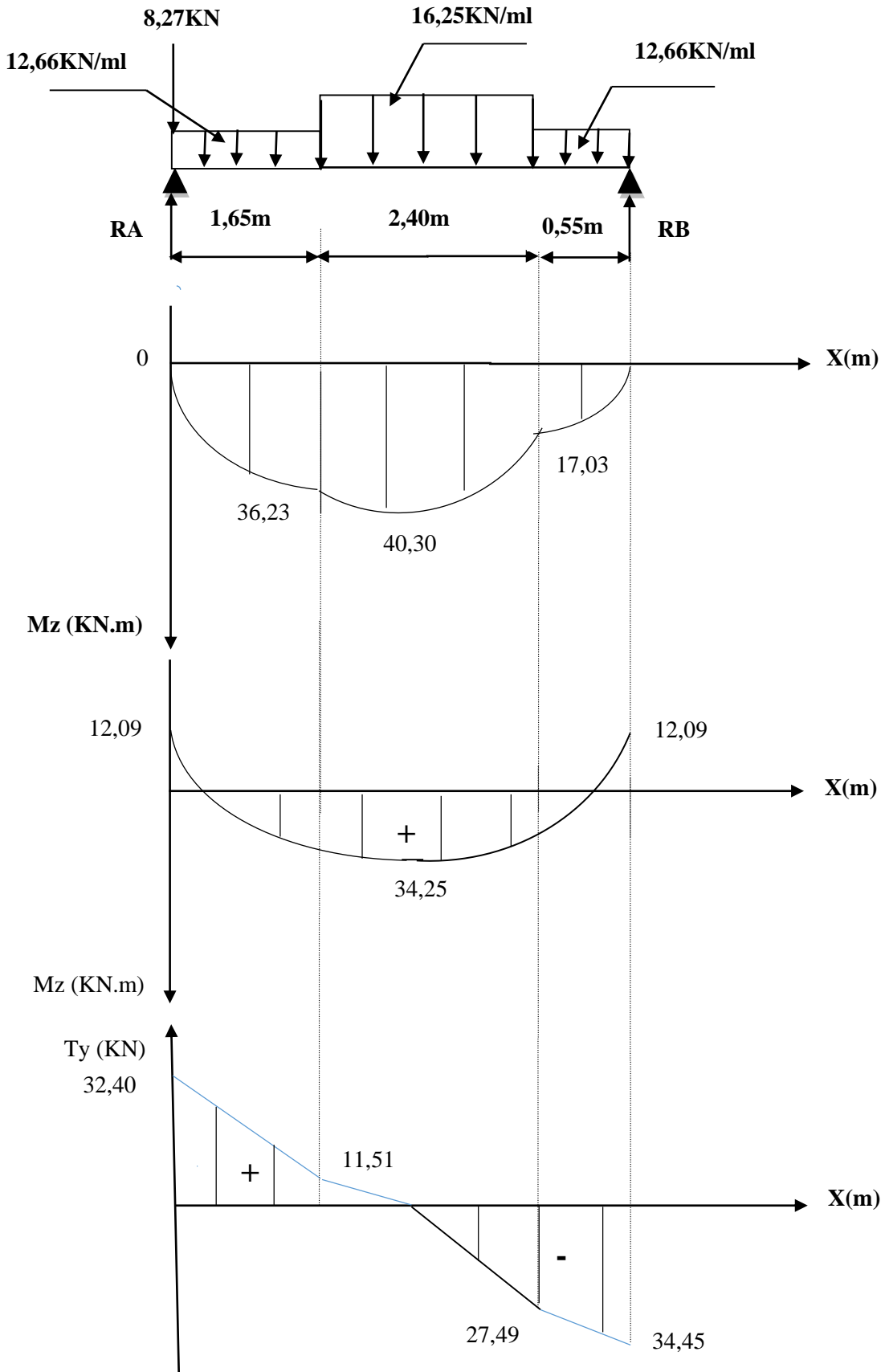
Donc : $M_{z\text{max}} = M(2,36) = 40, 30\text{KN.m}$

Diagramme des sollicitations à L'ELU

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum au niveau des appuis et en travées

$$M^a = -0,3M_{max} = -0,3(40,30) = -12,09 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0,85M_{max} = 0,85(40,30) = 34,25 \text{ KN.m}$$



« Diagrammes des efforts internes à L'ELU »

III-2-5 Ferrailage :**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 1 mètre.

$d=18\text{ cm}$; $H=20\text{ cm}$; $C=C'=2\text{ cm}$; $b=100\text{ cm}$

Armatures principales :✓ **Aux appuis (palier):**

$M_{\max} = 12,09\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_U^A}{bd^2fbu} = \frac{12,09 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026$$

$\mu = 0,026 < \mu_l = 0,392$ donc section simplement armée (SSA)

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0\text{ cm}^2$)

$\mu = 0,026$

$\beta = 0,987$

$$A_a = \frac{M_U^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,09 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,955\text{cm}^2$$

Soit: $A_{a\text{ adoptée}} = 5\text{HA}10 = 3,93\text{cm}^2$ esp 15cm

✓ **En travée (paillasse):**

$M_{\max} = 34,25\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_U^t}{bd^2fbu} = \frac{34,25 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,074$$

$\mu = 0,074 < \mu_l = 0,392$ donc section simplement armée (SSA)

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0\text{ cm}^2$)

$\mu = 0,074$

$\beta = 0,962$

$$A_t = \frac{M_U^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{34,25 \times 10^3}{0,962 \times 18 \times 348} = 5,68\text{cm}^2$$

Soit : $A_{t\text{ adoptée}} = 6\text{HA}12 = 6,78\text{cm}^2$ esp 15cm

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont des armatures de répartitions ; elles ont pour rôle de maintenir les armatures longitudinales.

-Aux appuis :

$$A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98\text{cm}^2$$

On opte pour $5\text{HA}10 = 3,93\text{cm}^2$ esp 15cm

-En travée :

$$A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,70\text{cm}^2$$

On opte pour $5\text{HA}10 = 3,93\text{cm}^2$ esp 20cm

III-2-6 Vérification à L'ELU :

a)- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23bd \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17cm^2$$

En travée : $A_t = 6,78cm^2 > A_{min} = 2,17cm^2$ condition vérifiée

Aux appuis : $A_a = 3,93cm^2 > A_{min} = 2,17cm^2$ condition vérifiée

b)- Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ Art 5.1.313) :

Il faut vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 fc28}{\gamma_b} = 3,33MPa \\ 5MPa \end{array} \right. \longrightarrow \bar{\tau} = 3,33MPa$$

$$\tau = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{34,45}{1000 \times 180} = 0,189MPa \longrightarrow \tau < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(BAEL 91/ART A.5.1.313)

-influence sur le béton :

Il faut vérifier que : $V_u^{max} \leq 0,4bd \frac{fc28}{\gamma_b} 0,9$

$$V_u^{max} = 34,45KN \leq 0,4 \times 0,9 \times 100 \times 18 \times \frac{2,5}{1,5} = 1080KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{Vu + \frac{Mu}{0,9d}}{\frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{34,45 - \frac{12,09 \times 10^6}{0,9 \times 180}}{\frac{400}{1,15}} \times 100 = -2,14cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c)-vérification de l'ancrage des barres aux appuis :(BAEL 91/ART A.6.1.21) :

Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$L_s = \phi \frac{fe}{4\tau_{sc}} = \phi \frac{fe}{4(0,6ft28\psi_s^2)} = 1,2 \frac{400}{4(0,6(1,5)^2 \times 2,1)} = 42,33cm$$

Ls dépasse la longueur de la poutre palière il faut prévoir des crochets :

Lc=0,4Ls=14,10 cm on prend Lc =15cm

d)-Vérification de l'adhérence des armatures tendues :(BAEL 91/ART A6.1.21)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s ft28$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

L'acier utilisé est le FeE400 $\psi_s = 1,5$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d\Sigma U_i}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence

$\overline{\tau_{se}}$: contrainte limitée d'adhérence

$\Sigma U_i = n\pi\phi$: la somme des périmètres utiles des barres

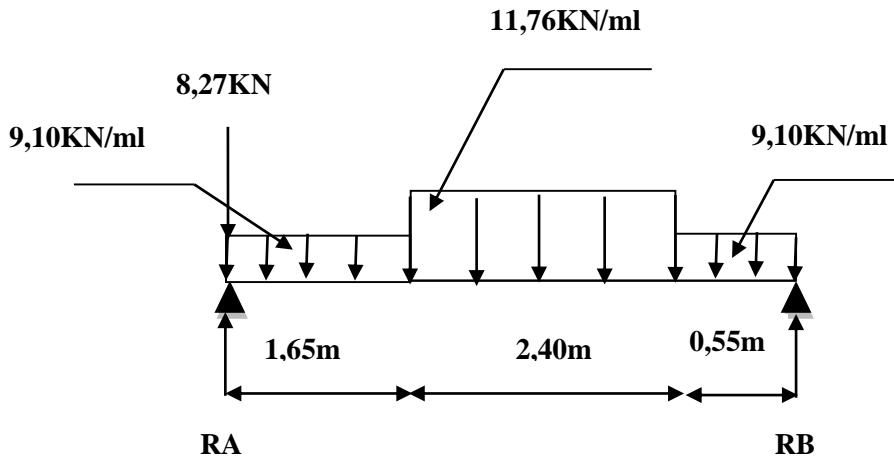
$$\tau_{se} = \frac{34,45 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 6 \times 3,14 \times 12} = 0,94 \text{ MPa} \longrightarrow \tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III-2-7 Calcul à l'ELS :

Paillasse : $q_s = 9,26 + 2,5 = 11,76 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_s = 6,6 + 2,5 = 9,10 \text{ KN/ml}$

CALCUL DES EFFORTS INTERNES :



- schéma statique de l'escalier -

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F / Y = 0 \text{ donc } 1,65q_{u3} + 2,40q_{u1} + 0,55q_{u3}$$

$$RA + RB = 1,65 \times 9,10 + 2,40 \times 11,76 + 0,55 \times 9,10 + 8,27 = 56,51 \text{ KN/ml.}$$

RA + RB = 56,51 KN/ml.

$$\Sigma M / A = 0 \text{ donc } RB \times L = q_{u3} \times 1,65 \times \frac{1,65}{2} + q_{u1} \times 2,40 \times (1,65 + \frac{2,40}{2}) + q_{u3} \times 0,55 \times (4,05 + \frac{0,55}{2})$$

RB = 24,88 KN

$$\Sigma M / A = 0 \text{ donc } RB \times 4,60 = 9,10 \times 1,65 \times \frac{1,65}{2} + 11,76 \times 2,40 \times (1,65 + \frac{2,40}{2}) + 9,10 \times 0,55 \times (4,05 + \frac{0,55}{2})$$

RA = 31,63 KN

CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

• 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,65 \text{ m}$

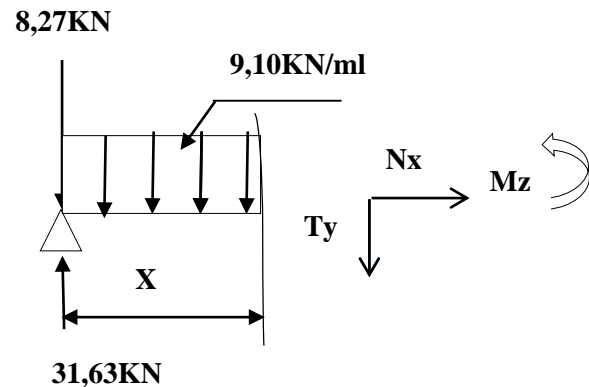
Moment fléchissant :

$$\Sigma M / X = 0$$

$$M_z = 31,63x - \frac{9,10x^2}{2} - 8,27x = 23,36x - 4,55x^2$$

Pour $x=0 \rightarrow M_z=0$

Pour $x=1,65 \rightarrow M_z=26,15 \text{ KN.M}$



Effort tranchant :

$$T_y = 31,63 - 8,27 - 9,10x = 23,36 - 9,10x$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = 23,36\text{KN}$

Pour $x=1,65 \rightarrow T_y = 8,34\text{KN}$

• **2^{eme} tronçon : $1,65\text{ m} \leq x \leq 4,05\text{ m}$**

Moment fléchissant :

$$\Sigma M. /x = 0$$

$$M_z = 31,63x - (9,10)(1,65) \left(x - \frac{1,65}{2}\right) - 11,76 \left(\frac{(x - 1,65)^2}{2}\right) - 8,27x$$

$$M_z = -8,12x^2 + 46,59x - 4,87$$

Pour $x=1,65 \rightarrow M_z = 26,15\text{KN.m}$

Pour $x=4,05 \rightarrow M_z = 12,31\text{KN.m}$

Effort tranchant :

$$T_y = 31,63 - 9,10(1,65) - 11,76(x - 1,65) - 8,27 = -11,76x + 27,75$$

Pour $x=1,65 \rightarrow T_y = 8,34\text{KN}$

Pour $x=4,05 \rightarrow T_y = -19,87\text{KN}$

• **3^{eme} tronçon $0 \leq x \leq 0,55\text{ m}$**

Moment fléchissant :

$$\frac{\Sigma M}{x} = 0 \quad M_z = 24,88x - \frac{9,10x^2}{2} = 24,88x - 4,55x^2$$

Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0\text{KN.m}$

Pour $x=0,55 \rightarrow M_z = 12,31\text{KN.m}$

Effort tranchant :

$$T_y = -24,88 + 9,10x$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = -24,88\text{KN}$

Pour $x=0,55 \rightarrow T_y = -19,87\text{KN}$

Calcul du moment maximal :

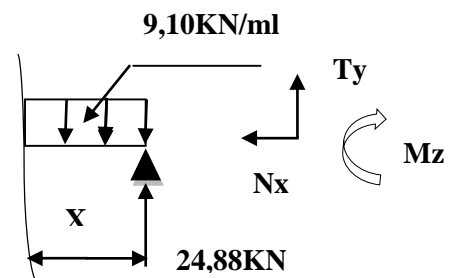
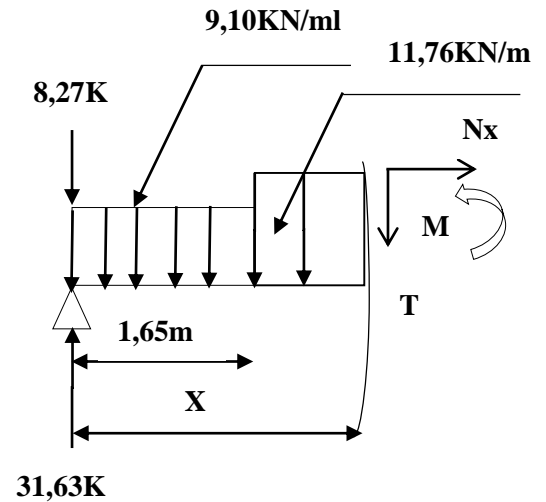
$$T_y = -11,76x + 27,75 \longrightarrow T_y = 0$$

$$-11,76x + 27,75 = 0 \longrightarrow x = 2,36\text{m}$$

La distance correspondante à l'effort tranchant nul est : $x = 2,36\text{m}$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2,36\text{m}$.

Donc : $M_{z\text{max}} = M(2,36) = 29,12\text{KN.m}$

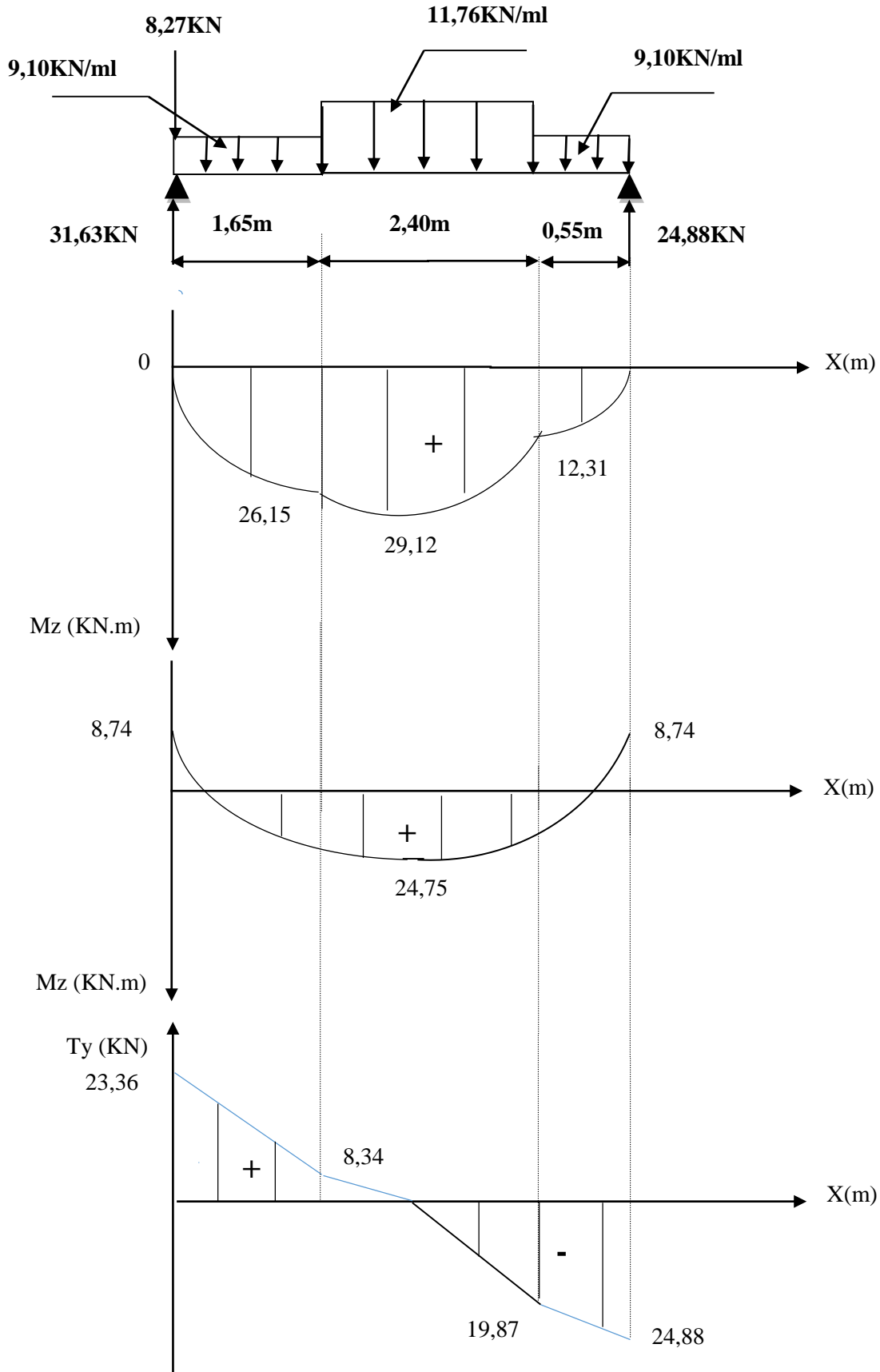


III.2.8. Diagramme des sollicitations à L'ELS

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum au niveau des appuis et en travées.

$M^a = -0,3M_{max} = -0,3(29,12) = -8,74 \text{ KN.m}$

$M^t = 0,85M_{max} = 0,85(29,12) = 24,75 \text{ KN.m}$



« Diagrammes des efforts internes à L'ELS »

III.2.9. Vérifications à L'ELS :

a) ETAT LIMITE DE COMPRESSION DANS BETON :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6fc28 = 15MPa$$

$$\sigma_s \leq \frac{Ms}{Ad\beta_1} \quad ; \quad \rho_1 \leq \frac{100A}{db_0}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 \leq \frac{100A}{db_0} = \frac{100 \times 3,93}{18 \times 100} = 0,218 \text{ donc}$$

$$\left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0,925 \\ \kappa_1 = 51,67 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{8,74 \times 10^6}{0,925 \times 180 \times 393} = 133,57MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{\kappa_1} = \frac{133,57}{51,67} = 2,58MPa$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$ **condition vérifiée**

En travée :

$$\rho_1 \leq \frac{100A}{db_0} = \frac{100 \times 6,78}{18 \times 100} = 0,377 \text{ donc}$$

$$\left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0,905 \\ \kappa_1 = 37,63 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{24,75 \times 10^6}{0,905 \times 180 \times 678} = 224,09MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{\kappa_1} = \frac{224,09}{37,63} = 5,96MPa$$

$\sigma_{bc} = 5,96MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$ **condition vérifiée**

b) ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES :(BAEI 99/ART A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer car l'élément est couvert par conséquent la fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

c) ETAT LIMITE DE DEFORMATION :(BAEI 99/ART B.6.8.424)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ b) \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \\ c) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0,05 > 0,06 \text{ } \textbf{condition non vérifiée}$$

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

Calcul de la flèche :

On doit vérifier la formule suivante :
$$Fv = \frac{5qsmax l^2}{384 \cdot E_v \cdot IF_v} \leq \overline{Fv} = \frac{L}{500}$$

Avec :

Fv : la flèche due aux déformations longitudinales de faible durée d'application

\overline{Fv} : la flèche admissible

Ev : module de déformation longitudinal différé ayant une valeur égale à 10818,86MPa.

IFv : inertie fictive de la section ; pour la déformation de longue durée.

I₀ : moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$V_1 = \frac{\frac{S}{XX'}}{B_0}$$

$\frac{S}{XX'}$: Moment statique par rapport à XX'

B₀ : l'aire homogène

$$B_0 = bh + 15(A)$$

$$B_0 = 100 \cdot 20 + 15(6,78) = 2033,90 \text{cm}^2$$

$$\frac{S}{XX'} = \frac{bh^2}{2} + 15(A_t)d$$

$$\frac{S}{XX'} = \frac{100 \cdot 20^2}{2} + 15(6,78)18 = 21830,60 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21830,60}{2033,90} = 10,73 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,73 = 9,27 \text{cm}$$

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

$$IF_v = \frac{100}{3}((10,73)^3 + (9,27)^3) + 15(9,27 - 2)^2(6,78) = 69100,33 \text{cm}^4$$

$$Fv = \frac{5(11,76)(4,20)^2(10)^3}{384(1081,9)(10)^6(69100,33)(10)^{-8}} = 0,0036 \text{ m} = 0,36 \text{cm} < \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

III-3-ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). Elle se situe au niveau du palier intermédiaire à mi- étage. Elle est soumise à son poids propre et à la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités dans les deux poteaux.

III-3-1 Pré dimensionnement :

La hauteur : $L/15 \leq h \leq L/10$

Avec : L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.
ht : la hauteur de la poutre.

L =2,85m

$$\frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \text{ donc } 19,66 \leq h \leq 29,5\text{cm}$$

On prend **h=35cm**

La largeur : $0,4h \leq b \leq 0,7h$ donc : $14 \text{ cm} \leq b \leq 24,50\text{cm}$

On prend **b =30cm**

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \text{ donc } \textit{condition vérifiée}$$

III-3-2 Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625\text{KN/ml}$

Poids propre du mur extérieur : $2,22 \times \frac{3,06 - 0,35}{2} = 3,00 \text{ KN/ml}$

G =5,625KN/ml

Réaction du palier à l'ELU :40,67KN

Réaction du palier à l'ELS :31,63KN

Combinaison de charges :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35G + RA = 1,35 \times 5,625 + 40,67 = 48,26\text{KN/ml.}$$

qu = 48,26 KN/ml

A l'ELS :

$$q_s = G + RA = 5,625 + 31,63 = 37,25\text{KN/ml.}$$

qs = 37,25 KN/ml

III.3.4 Calcul des efforts internes à l'ELU :

Moment isostatique:

$$M_u = M_u^{max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{48,26(2,95)^2}{8} = 52,49\text{kn. m}$$

Effort tranchant:

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{48,26(2,95)}{2} = 71,18\text{kn}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

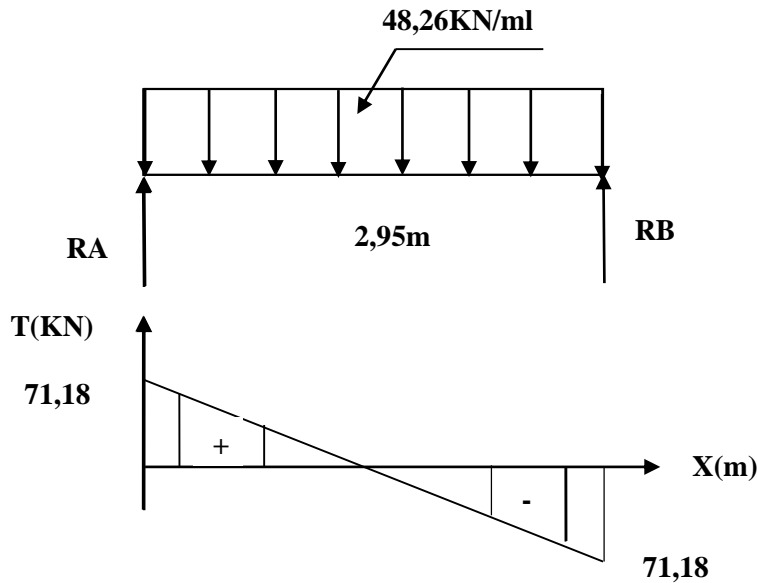
Sur appuis :

$$M_{Max}^a = -0,3M_{Max} = -0,3(52,49) = -15,74 \text{ kn.m}$$

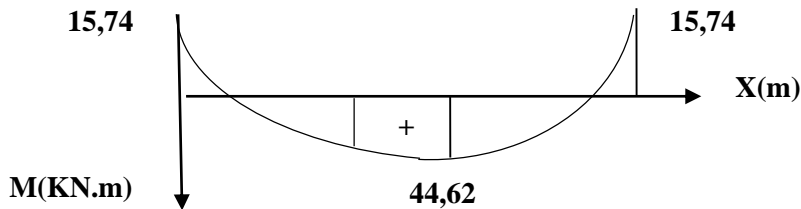
En travée :

$$M_{Max}^t = 0,85M_{Max} = 0,85(52,49) = 44,62 \text{ kn.m}$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



« Diagramme des efforts tranchants à l'ELU »



« Diagramme des moments fléchissant à l'ELU »

Calcul des armatures :

Les armatures longitudinales :

En travée :

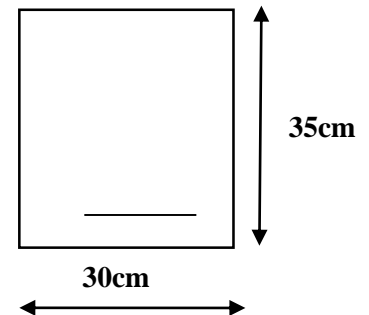
$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{44,62 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,096$$

$\mu = 0,096 < \mu_l = 0,392$ donc *section simplement armée* ($A_{sc} = 0$)

$$\mu = 0,096 \text{ donc } \beta = 0,949$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{44,62 \times 10^5}{0,949 \times (33) \times 348 \times 10^2} = 4,09 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{t \text{ adoptée}} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$



Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{15,74 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,033$$

$$\mu = 0,033 < \mu_l = 0,392 \text{ donc section simplement armée (Asc = 0)}$$

$$\mu = 0,033 \text{ donc } \beta = 0,983$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,74 \times 10^5}{0,983 \times (33) \times 348 \times 10^2} = 1,39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Vérifications à L'ELU :

Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23(30)(33)(2,1)}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,19 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

En travée : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,19 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant- contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.2, BAEL91)

$$T_u = V_u = 71,18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2(25)}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{71,18(10^3)}{(30)(33)(10)^2} = 0,719 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,719 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 Condition vérifiée

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

Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3, BAEL91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

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

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

L'acier utilisé est le FeE400 $\psi_s = 1,5$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9 d \Sigma U_i}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_{se}$: contrainte limite d'adhérence

$\Sigma U_i = n \pi \phi$: la somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = \frac{71,18 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 3 \times 3,14 \times 14} = 1,82 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa}$$

————— $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_1^{max}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min(1,4 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 3 \text{ cm})$$

$$\phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

On opte comme armatures transversales (cadre+Etrier) en HA8

on prend $\phi_t = 8\text{mm}$ **versales (Art A.5.1,22/ BAEL91 modifiée 99):**

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{29,70 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 29,70 \text{ cm}$$

On prend : **St =25cm**

La vérification selon le RPA, Version 2003/Art 7-5-2-2)

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right) = \min(8,75\text{cm}; 14,40\text{cm}; 30\text{cm}) \text{ donc } S_t \leq 8,75\text{cm}$$

On prend : $S_t = 8\text{cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \text{ donc } S_t \leq 17,50\text{cm}$$

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

Pourcentage minimum des armatures transversales

$$A_{min} = 0,003 S_t(b)$$

$$A_{min} = 0,003 (15)(30) = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_{min} < A_t = 2,01\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III-3-5 Calcul à L'ELS :

$$q_s = G + RA = 5,625 + 31,63 = 37,25\text{KN/ml.}$$

$$q_s = 37,25 \text{ KN/ml}$$

Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{37,25(2,95)}{2} = 54,94\text{Kn}$$

$$M_0 = M_s^{max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{37,25(2,95)^2}{8} = 40,52\text{Kn.m}$$

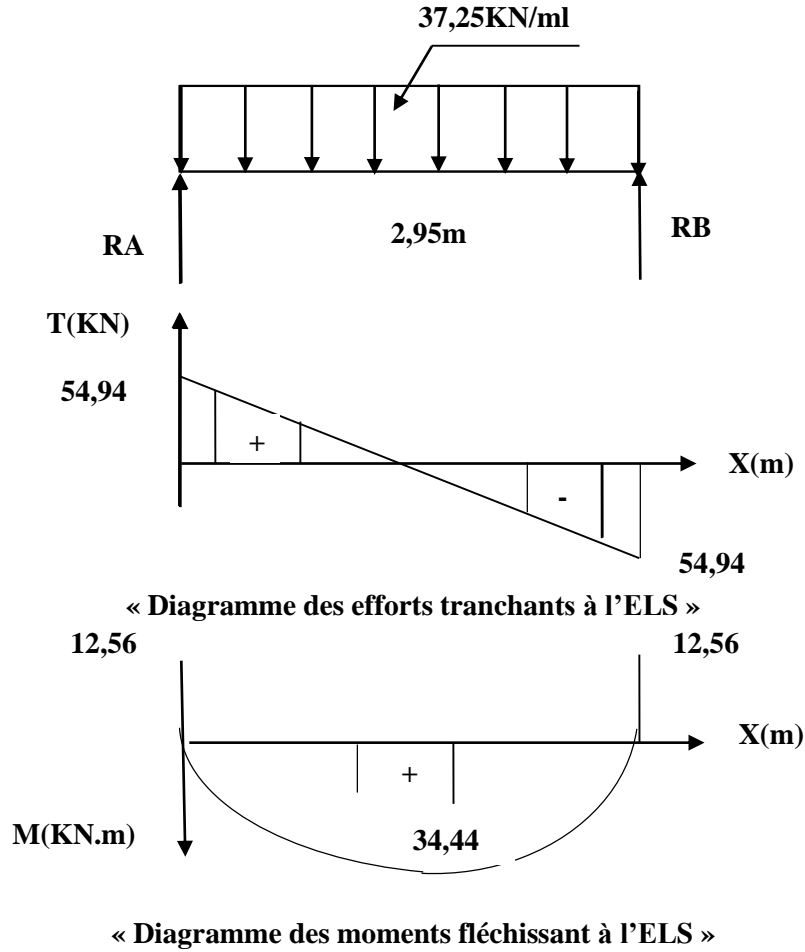
Aux appuis :

$$M_{Max}^a = -0,3M_{Max} = -0,3(40,52) = -12,56\text{kn.m}$$

En travée :

$$M_{Max}^t = 0,85M_{Max} = 0,85(40,52) = 34,44\text{kn.m}$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



Vérifications à L'ELS :

a) **Etat limite de compression dans béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6fc28 = 15MPa$$

$$\sigma_s \leq \frac{M_s^{max}}{\beta_1 dA}$$

$$\rho_1 \leq \frac{100A}{db}$$

1-Dans le béton :

Aux appuis :

$$\rho_1 \leq \frac{100A}{db} = \frac{100 \times 4,62}{33 \times 30} = 0,466 \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,896 \\ \kappa_1 = 33,08 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{12,56 \times 10^6}{0,896 \times 330 \times 4,62 \times 10^2} = 91,94MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{\kappa_1} = \frac{91,94}{33,08} = 2,78MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,78 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 \leq \frac{100A}{db} = \frac{100 \times 4,62}{33 \times 30} = 0,466 \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,896 \\ \kappa_1 = 33,08 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{34,44 \times 10^6}{0,896 \times 330 \times 4,62 \times 10^2} = 252,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{\kappa_1} = \frac{252,12}{33,08} = 7,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2) Dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\sigma_{st} = 91,84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\sigma_{st} = 252,12 \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 99/ART A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer car l'élément est couvert par conséquent la fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

c) Etat limite de déformation :(BAEL 99/ART B.6.8.424)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ b) \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \\ c) \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \end{array} \right.$$

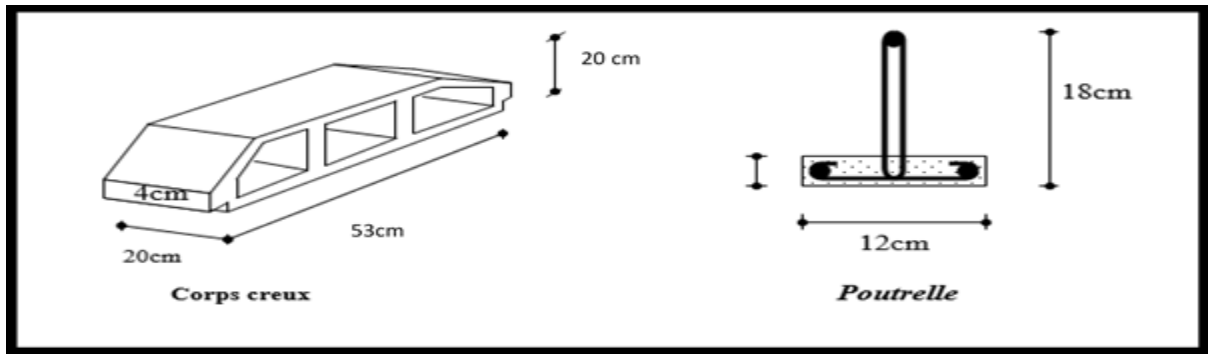
$$\left\{ \begin{array}{l} a) \frac{h}{L} = \frac{35}{295} = 0,12 > 0,06 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ b) \frac{h}{L} = 0,12 \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{34,44}{10(40,52)} = 0,085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ c) \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \rightarrow \frac{4,62}{30 \times 33} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,004 < 0,01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

III-4- LES PLANCHERS :

Introduction :

Les planchers de notre structure sont constitués de corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées qui seront disposées dans le sens des petites portées (dans le sens longitudinal) pour réduire la flèche.

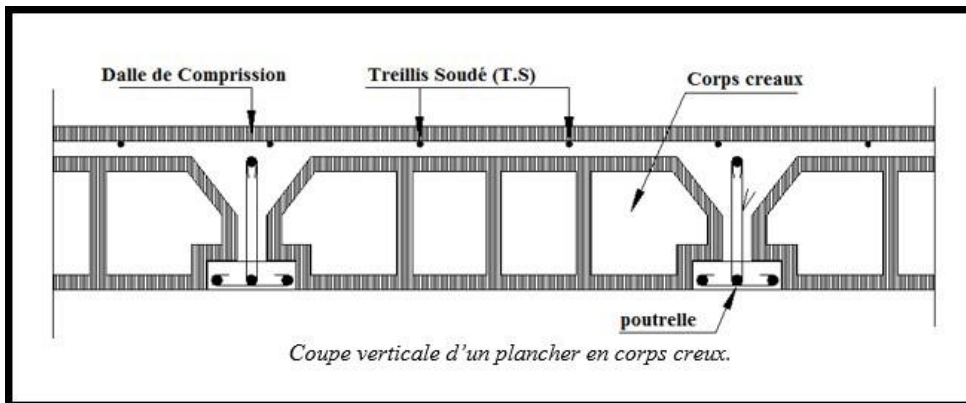


« Schéma descriptif d'un plancher »

III-4-1 : Calcul et ferrailage de la dalle de compression (BAEL 91/modifié 99/ ART B.6.8.423)

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance TLE 520 et $\phi=5mm$ Avec $f_e=520MPa$ et une épaisseur courante de 4cm environ, les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par **BAEL 91 modifié 99**.

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- La distance entre axes des poutrelles est de $\rho= 65$.



« Coupe verticale d'un plancher en corps creux »

a) Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$$

Avec : $f_e:520 MPa$ (treillis soudés TLE 520)

l : distance entre axes des poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4(0,65)}{52} = 0,50cm^2$$

On adopte : $A_{\perp} = 5\phi 5=0,98cm^2$ avec un espacement $e=15cm$

b) Pour les armatures parallèles aux poutrelles :

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

On adopte : $A_{//} = 5\text{Ø}5=0,98\text{cm}^2$ avec un espacement $e=15\text{cm}$

Conclusion :

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un TS (TLE 520Ø5) dimension (150×150) mm².

III-4-2 Étude de la poutrelle :

Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminée par l'axe de deux poutrelles successives ($l'=65\text{cm}$).

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; \frac{2 L_1}{3}\right)$$

b_0 : Largeur de la nervure $b_0= 12 \text{ cm}$.

b : Distance entre axes des poutrelles.

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

L_1 : Longueur de la plus grande travée $l_1=490-30=460\text{cm}$.

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

h : hauteur totale du plancher corps creux. $16+4=20\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,50\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{460}{10} = 46,00\text{cm} \dots\dots\dots \text{On prend } b_1 = 26,50\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{2 L_1}{3} = \frac{2 \cdot 460}{3} = 306,67\text{cm} \end{array} \right.$$

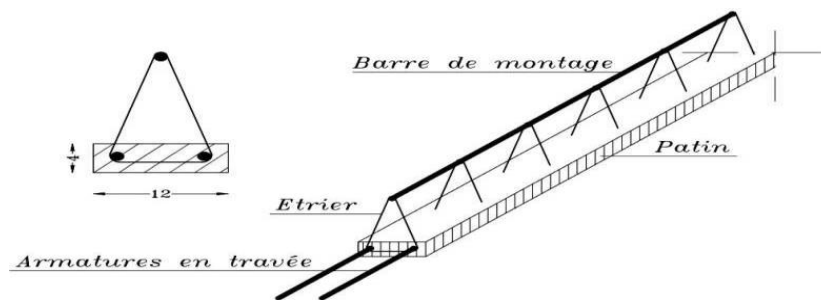
$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

Calcul de la poutrelle :

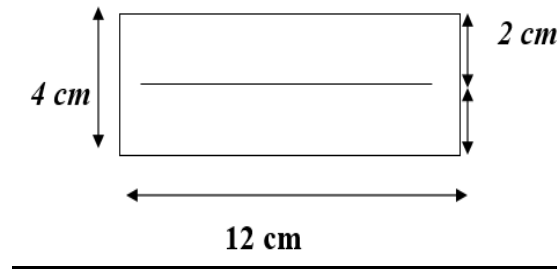
Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles successives ($b=65\text{cm}$).

a) Avant le coulage :

La poutrelle à considérer est une poutre de (12x4) cm², simplement appuyée sur deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et de la surcharge de l'ouvrier. Donc on aura à calculer une section rectangulaire.



« Schéma descriptif de la poutrelle »



« Dimensionnement de la section rectangulaire »

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, supportant son poids propre, le poids du corps creux et la dalle en plus des Surcharges éventuellement revenant au plancher.

c) Chargement :

1. plancher terrasse inaccessible :

Poids propre du plancher :

$$G=5,83 \times 0,65=3,789 \text{KN/ml}$$

Surcharge d’exploitation :

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{KN/ml}$$

La combinaison de charge :

$$\text{ELU: } q_u=1,35G+1,5Q = (1,35 \times 3,789)+(1,5 \times 0,65) =6,090 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s=G+Q=3,789+0,65 =4,439 \text{ KN/ml}$$

2. plancher étage courant :

Poids propre du plancher :

$$G=5,28 \times 0,65=3,432 \text{KN/ml}$$

Surcharge d’exploitation :

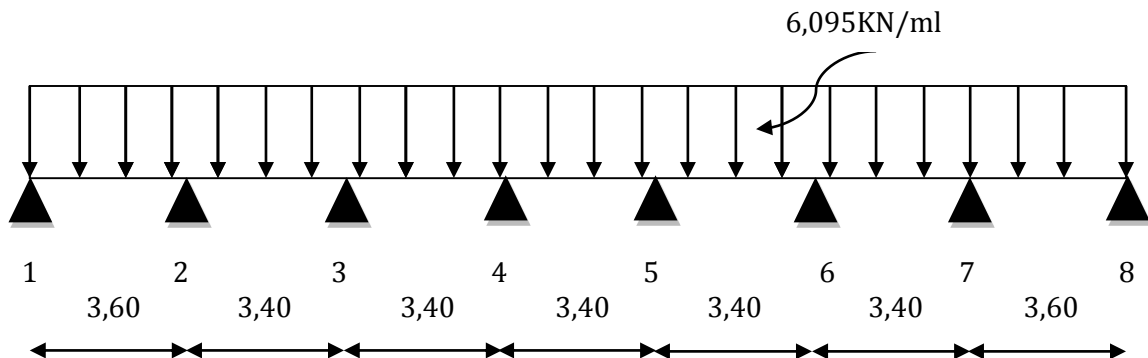
$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{KN/ml}$$

La combinaison de charge :

$$\text{ELU: } q_u=1,35G+1,5Q = (1,35 \times 3,432)+(1,5 \times 0,975) =6,095 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s=G+Q=3,432+0,975=4,407 \text{KN/ml}$$

Remarque : On prend une poutrelle à sept (07) travées dans le plancher de l’étage courant comme exemple de calcul et on opte pour le même ferrailage pour les autres poutrelles.



Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminés, selon le type de plancher, à l’aide des méthodes suivants :

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

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l’une des deux autres méthodes.

Les conditions d'application de la Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :(ArtB.6.210BAEL91modifié 99)

a) La méthode s'applique pour un plancher dit à surcharge d'exploitation modérée (c'est-à-dire la surcharge Q doit vérifier la condition suivante :

• $Q \leq \min (2G; 5 \text{ KN/m}^2)$

$Q=1,5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5,28\text{KN/m}^2 ; 5\text{KN/m}^2)$

$Q=1,5\text{KN/m}^2 \leq \min (10,56\text{KN/m}^2; 5\text{KN/m}^2)$ condition vérifiée

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées...condition vérifiée

c) Les portées successives sont un rapport compris entre 0,8 et 1,25. C.-à-d. : $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,80 \leq \frac{3,60}{3,40} = 1,05 \leq 1,25 \\ 0,80 \leq \frac{3,40}{3,40} = 1,00 \leq 1,25 \\ 0,80 \leq \frac{3,40}{3,40} = 1,00 \leq 1,25 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 0,80 \leq \frac{3,40}{3,40} = 1,00 \leq 1,25 \\ 0,80 \leq \frac{3,40}{3,40} = 1,00 \leq 1,25 \\ 0,80 \leq \frac{3,40}{3,60} = 1,00 \leq 1,25 \end{array} \right.$$

d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable..... condition vérifiée.

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M0 dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Application de la méthode :

Mw, Me, Mt : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite ainsi que le moment max en travée de la travée considérée en tenant compte de la continuité

- M0 : La valeur du moment max dans la travée indépendante : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non

Pondérées :

$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{- Pour } Q = 0 \Rightarrow \alpha \\ \text{- Pour } Q = 2G \Rightarrow \alpha = \frac{2}{3} = 0,66 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Donc } \alpha \text{ est compris entre } 0 \text{ et } 2/3$$

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

- * $0,6M_0$ Pour une poutre à deux travées.
- * $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- * $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- * $0,3M_0$ pour les appuis de rive.

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} M_t + \frac{|M_w| + |M_e|}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ dans le cas d'une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{5,28 + 1,5} = 0,221$$

Calcul des moments :

a) Les moments isostatiques :

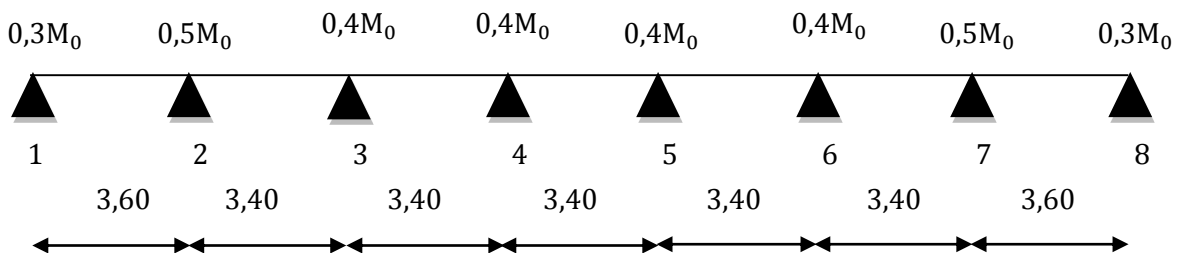
$$L_{AB} = L_{GH} = 3,60\text{m}$$

$$M_{01} = M_{07} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,095(3,60)^2}{8} = 9,874\text{kn. m}$$

$$L_{BC} = L_{CD} = L_{DE} = L_{EF} = L_{FG} = 3,40\text{m}$$

$$M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,095(3,40)^2}{8} = 8,807\text{kn. m}$$

b) Les moments aux appuis :



$$M_1 = 0,3M_{01} = 0,3(9,874) = 2,962\text{kn. m}$$

$$M_2 = 0,5 \cdot \max(M_{01}; M_{02}) = 0,5(9,874; 8,807) = 4,937\text{kn. m}$$

$$M_3 = 0,4 \cdot \max(M_{02}; M_{03}) = 0,4(8,807) = 3,523\text{kn. m}$$

$$M_4 = 0,4 \cdot \max(M_{03}; M_{04}) = 0,4(8,807) = 3,523\text{kn. m}$$

$$M_5 = 0,4 \cdot \max(M_{04}; M_{05}) = 0,4(8,807) = 3,523\text{kn. m}$$

$$M_6 = 0,4 \cdot \max(M_{05}; M_{06}) = 0,4(8,807) = 3,523 \text{kn. m}$$

$$M_7 = 0,5 \cdot \max(M_{06}; M_{07}) = 0,5(8,807; 9,874) = 4,937 \text{kn. m}$$

$$M_8 = 0,3M_{07} = 0,3(9,874) = 2,962 \text{kn. m}$$

Nous aurons besoin dans nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,066 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,533 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,633 \end{cases}$$

- **Étude de la travée (1-2) : la travée (1-2) idem que la travée (7 - 8)**

$$M_t^{1-2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_{01}; 1,05M_{01}] - \frac{|M_w| + |M_e|}{2}$$

$$M_t^{1-2} \geq \max[(1,066)M_{01}; 1,05M_{01}] - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$M_t^{1-2} \geq [10,525] - \frac{2,962 + 4,937}{2}$$

$$M_t^{1-2} \geq 6,575 \text{kn. m}$$

$$M_t^{1-2} \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{01}$$

$$M_t^{1-2} \geq 0,633M_{01}$$

$$M_t^{1-2} \geq 0,633(9,874)$$

$$M_t^{1-2} \geq 6,25 \text{kn. m}$$

$$\mathbf{M_t^{1-2} = 6,575 \text{kn. m}}$$

- **Étude de la travée (2-3) : la travée (2-3) idem que la travée (6 - 7)**

$$M_t^{2-3} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_{02}; 1,05M_{02}] - \frac{|M_2| + |M_3|}{2}$$

$$M_t^{2-3} \geq 9,388 - \frac{4,937 + 3,523}{2}$$

$$M_t^{2-3} \geq 5,158 \text{kn. m}$$

$$M_t^{2-3} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{02}$$

$$M_t^{2-3} \geq 4,694 \text{kn. m}$$

$$\mathbf{M_t^{2-3} = 5,158 \text{kn. m}}$$

- **Étude de la travée (3-4) : la travée (3-4) idem que les travées (4 - 5) et (5-6)**

$$M_t^{3-4} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_{03}; 1,05M_{03}] - \frac{|M_3| + |M_4|}{2}$$

$$M_t^{3-4} \geq 9,388 - \frac{3,523 + 3,523}{2}$$

$$M_t^{3-4} \geq 5,865 \text{kn.m}$$

$$M_t^{3-4} \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{03}$$

$$M_t^{3-4} \geq 4,694 \text{kn.m}$$

$$M_t^{3-4} = 5,865 \text{kn.m}$$

d) Calcul des efforts tranchants :

La valeur des efforts tranchants est obtenue à l'aide des relations suivantes :

$$T_{(x)} = \theta_{(x)} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad \text{avec : } \theta_{(x)} = \frac{q_u l}{2} - q_u x$$

L'effort tranchant aux appuis i et (i+1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_i = T(x = 0) = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \\ T_{i+1} = T(x = l) = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \end{array} \right.$$

T(x) : Effort tranchant sur appui.

Θ(x) : Effort tranchant de la travée isostatique.

Ti : Effort tranchant sur appui gauche de la travée.

Ti+1 : Effort tranchant sur appui droit de la travée.

Mi et Mi+1 : Moments aux appuis "i" et "i+1", en valeur algébrique.

- **Étude de la travée (1-2) : la travée (1-2) idem que la travée (7 - 8)**

$$\bullet \left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{q_u l_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{l_{1-2}} = \frac{6,095(3,60)}{2} + \frac{-4,937 + 2,962}{3,60} = 10,422 \text{kn} \\ T_2 = -\frac{q_u l_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{l_{1-2}} = -\frac{6,095(3,60)}{2} + \frac{-4,937 + 2,962}{3,60} = -11,519 \text{kn} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_2 = \frac{q_u l_{2-3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{l_{2-3}} = \frac{6,095(3,40)}{2} + \frac{-3,523 + 4,937}{3,40} = 10,777 \text{kn} \\ T_3 = -\frac{q_u l_{2-3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{l_{2-3}} = -\frac{6,095(3,40)}{2} + \frac{-3,523 + 4,937}{3,40} = -9,945 \text{kn} \end{array} \right.$$

- Étude de la travée (3-4) :

$$\begin{cases} T_3 = \frac{q_u l_{3-4}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{l_{3-4}} = \frac{6,095(3,40)}{2} + \frac{-3,523 + 3,523}{3,40} = 10,361 \text{kn} \\ T_4 = -\frac{q_u l_{3-4}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{l_{3-4}} = -\frac{6,095(3,40)}{2} + \frac{-3,523 + 3,523}{3,40} = -10,361 \text{kn} \end{cases}$$

- Étude de la travée (4-5) :

$$\begin{cases} T_4 = \frac{q_u l_{4-5}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{l_{4-5}} = \frac{6,095(3,40)}{2} + \frac{-3,523 + 3,523}{3,40} = 10,361 \text{kn} \\ T_5 = -\frac{q_u l_{4-5}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{l_{4-5}} = -\frac{6,095(3,40)}{2} + \frac{-3,523 + 3,523}{3,40} = -10,361 \text{kn} \end{cases}$$

- Étude de la travée (5-6) :

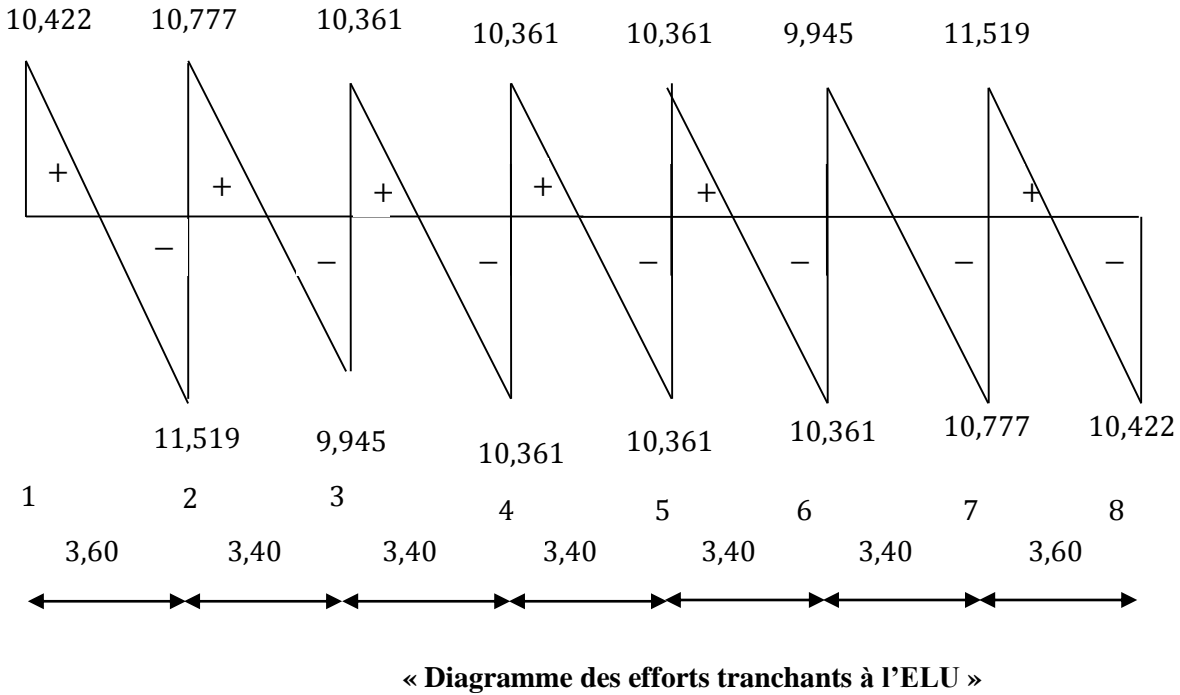
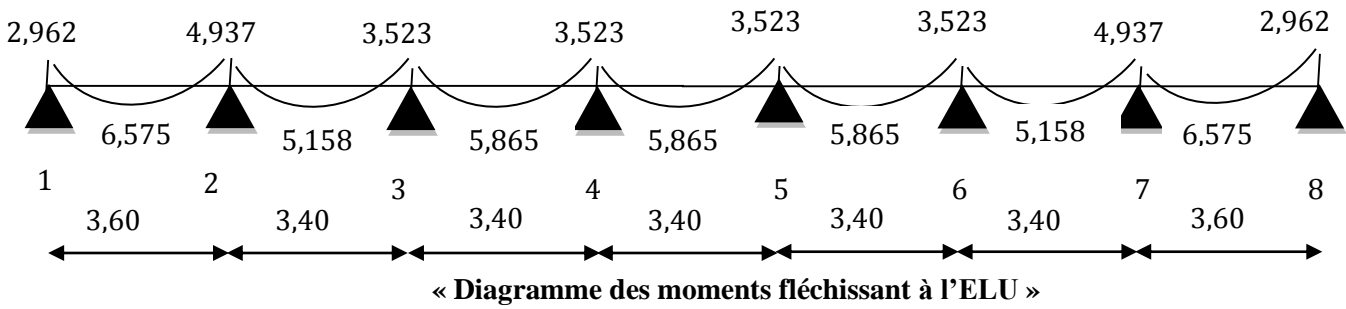
$$\begin{cases} T_5 = \frac{q_u l_{5-6}}{2} + \frac{M_6 - M_5}{l_{5-6}} = \frac{6,095(3,40)}{2} + \frac{-3,523 + 3,523}{3,40} = 10,361 \text{kn} \\ T_6 = -\frac{q_u l_{5-6}}{2} + \frac{M_6 - M_5}{l_{5-6}} = -\frac{6,095(3,40)}{2} + \frac{-3,523 + 3,523}{3,40} = -10,361 \text{kn} \end{cases}$$

- Étude de la travée (6-7) :

$$\begin{cases} T_6 = \frac{q_u l_{6-7}}{2} + \frac{M_7 - M_6}{l_{6-7}} = \frac{6,095(3,40)}{2} + \frac{-4,937 + 3,523}{3,40} = 9,945 \text{kn} \\ T_7 = -\frac{q_u l_{6-7}}{2} + \frac{M_7 - M_6}{l_{6-7}} = -\frac{6,095(3,40)}{2} + \frac{-4,937 + 3,523}{3,40} = -10,777 \text{kn} \end{cases}$$

- Étude de la travée (7-8) :

$$\begin{cases} T_7 = \frac{q_u l_{7-8}}{2} + \frac{M_8 - M_7}{l_{7-8}} = \frac{6,095(3,60)}{2} + \frac{-2,962 + 4,937}{3,60} = 11,519 \text{kn} \\ T_8 = -\frac{q_u l_{7-8}}{2} + \frac{M_8 - M_7}{l_{7-8}} = -\frac{6,095(3,60)}{2} + \frac{-2,962 + 4,937}{3,60} = -10,422 \text{kn} \end{cases}$$



III.5.4 Ferrailage à l'ELU :

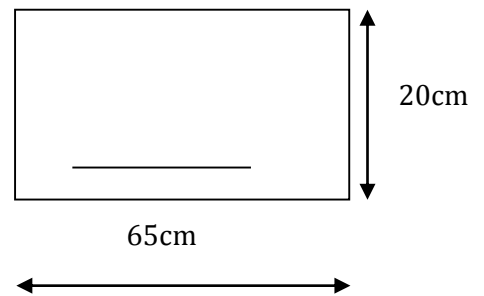
Le ferrailage sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis.

Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{max} = 6,575 \text{ kn.m}$$

$$M_a^{max} = -4,937 \text{ kn.m}$$



La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :
 $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $d=18\text{cm}$

En travée :

Moment équilibré par la table de compression M_0 , position de l'axe neutre

$$M_0 = bh_0f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ avec } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ kn.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

Conclusion :

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

Sections d'armatures :**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,575 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 < \mu_l = 0,392 \text{ donc section simplement armée (Asc = 0)}$$

$$\mu = 0,022 \text{ donc } \beta = 0,989$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,575 \times 10^5}{0,989 \times (18) \times 348 \times 10^2} = 1,061 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{t \text{ adoptée}} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{4,937 \times 10^6}{120 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,089$$

$$\mu = 0,089 < \mu_l = 0,392 \text{ donc section simplement armée (Asc = 0)}$$

$$\mu = 0,089 \text{ donc } \beta = 0,953$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,937 \times 10^5}{0,953 \times (18) \times 348 \times 10^2} = 0,827 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales : (Art A7.2,2/BAEL91modifié 99)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l^{max}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{20}{35}; 8; \frac{12}{10} \right) = (0,571 \text{ cm}; 0,8 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm})$$

$$\phi_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } A_s = 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales :

Il est donné par le règlement (Art A.5.1,23/BAL91modifié99) :

$$St \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{16,20 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 16,20 \text{ cm}$$

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

Conclusion :

$$\text{En travée : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Les armatures transversales : } 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

III.2.6 Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL91 modifier 99)**

Aux appuis :

$$A_{min}^a = \frac{0,23bdft_{28}}{fe} = \frac{0,23(12)(18)(2,1)}{400} = 0,261cm^2$$

$A_{min}^a = 0,261cm^2 < A_{admiss} = 1,91cm^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

En travée :

$$A_{min}^t = \frac{0,23bdft_{28}}{fe} = \frac{0,23(65)(18)(2,1)}{400} = 1,412cm^2$$

$A_{min}^t = 1,412cm^2 < A_{admiss} = 2,35cm^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

✓ **Vérification de l'effort tranchant- contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.2, BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $T_{max} = 11,519kn$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5MPa\right) = \min(3,33MPa; 5MPa)$$

$\bar{\tau}_u = 3,33MPa$

Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0d} = \frac{11,519 \cdot 10^3}{120(180)} = 0,533MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence: (Art A.6.1.3, BAEL91)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s ft_{28}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

L'acier utilisé est le FeE400 $\psi_s = 1,5$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d\Sigma U_i}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence

$\overline{\tau_{se}}$: contrainte limite d'adhérence

$\Sigma U_i = n\pi\phi$: la somme des périmètres utiles des barres

Aux appuis :

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 1 \times 3,14 \times 12 + 1 \times 3,14 \times 10 = 69,08 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,519 \times 10}{0,9 \times 18 \times 6,908} = 0,102 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \dots \tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \dots \text{donc condition vérifiée}$$

En travées :

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,00 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,519 \times 10}{0,9 \times 18 \times 9,4} = 0,756 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \dots \tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \dots \text{donc condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

- **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art A5.1.313 ; BAEL91 modifiée99) :**

Appuis de rive :

$$\frac{2T_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_c 28}{\gamma_b} \text{ avec } a_0 = 0,9 \text{ dil faut vérifiée que :}$$

$$T_{max} \leq \frac{0,8(0,9)(18)(12)(25)}{2 \cdot 1,5} (10^{-1}) = 162 \text{ kn}$$

$$T_{max} = 10,422 \text{ kn} < T = 162 \text{ kn} \dots \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaire :

$$\frac{2T_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_c 28}{\gamma_b} \text{ avec } a_0 = 0,9 \text{ dil faut vérifiée que :}$$

$$T_{max} \leq \frac{0,8 \cdot a_0 b_0 \cdot f_c 28}{2 \cdot \gamma_b} = \frac{0,8(0,9)(18)(12)(25)}{2 \cdot 1,5} (10^{-1}) = 162 \text{ kn}$$

$$T_{max} = 11,519 \text{ kn} < T = 162 \text{ kn} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : (A.5.1.312 BAEL91 modifiée99)**

• **Appuis de rive :**

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{amax}}{0,9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(10,422 - \frac{2,962 \times 100}{0,9(18)} \right) \left(\frac{11,5}{400} \right) = -0,226 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,91 \text{ cm}^2 > A = -0,226 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{amax}}{0,9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(10,777 - \frac{4,937 \times 100}{0,9(18)} \right) \left(\frac{11,5}{400} \right) = -0,566 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2 > A = -0,566 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

- **Ancrage des armatures : (longueur de scellement) (Art6.1.22 BAEL91modifié99)**

Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{sc}} = \phi \frac{f_e}{4(0,6\psi s^2 f_{t28})}$$

$$L_s = 1,2 \frac{400}{4(0,6(1,5)^2 \times 2,1)} = 42,33\text{cm on prend } L_s = 45\text{cm}$$

$$L_s = 1,0 \frac{400}{4(0,6(1,5)^2 \times 2,1)} = 35,27\text{cm on prend } L_s = 40\text{cm}$$

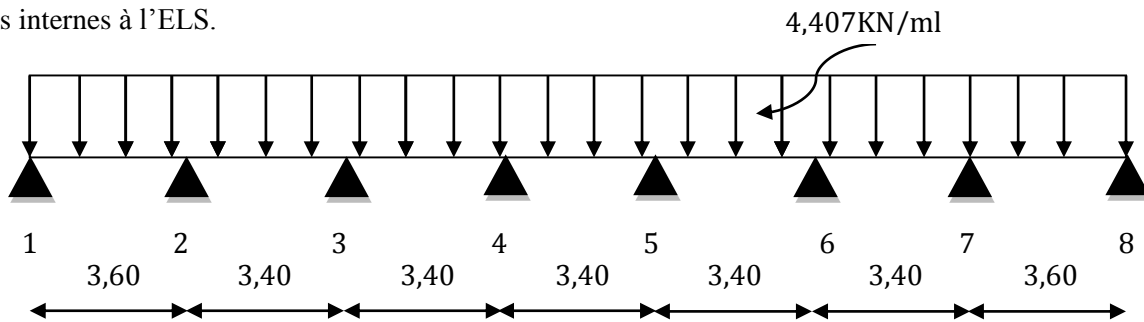
[L'article A.6.1.253 du BAEL 91 modifié 99] admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors de crochets est au moins égale à : «Lc= 0,4 Ls» pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

$$L_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

Calcul 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.



Lorsque la charge est la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge, donc il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (qs/qu) pour obtenir les valeurs de calcul des efforts internes à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,407}{6,095} = 0,723$$

Les moments aux appuis :

$$M_1 = 0,723 \times 2,962 = 2,141 \text{kn. m}$$

$$M_2 = 0,723 \times 4,937 = 3,569 \text{kn. m}$$

$$M_3 = 0,723 \times 3,523 = 2,547 \text{kn. m}$$

$$M_4 = 0,723 \times 3,523 = 2,547 \text{kn. m}$$

$$M_5 = 0,723 \times 3,523 = 2,547 \text{kn. m}$$

$$M_6 = 0,723 \times 3,523 = 2,547 \text{kn. m}$$

$$M_7 = 0,723 \times 4,937 = 3,569 \text{kn. m}$$

$$M_8 = 0,723 \times 2,962 = 2,141 \text{kn. m}$$

Les moments en travées :

- **Étude de la travée (1-2) : la travée (1-2) idem que la travée (7 - 8)**

$$M_t^{1-2} = 0,723 \times 6,575 = 4,753 \text{kn. m}$$

- **Étude de la travée (2-3) : la travée (2-3) idem que la travée (6 - 7)**

$$M_t^{2-3} = 0,723 \times 5,158 = 3,729 \text{kn. m}$$

- **Étude de la travée (3-4) : la travée (3-4) idem que les travées (4 - 5) et (5-6)**

$$M_t^{3-4} = 0,723 \times 5,865 = 4,240 \text{kn. m}$$

Efforts tranchants :

- **Étude de la travée (1-2) :**

$$\begin{cases} T_1 = 0,723 \times 10,422 = 7,535 \text{kn} \\ T_2 = 0,723 \times -11,519 = -8,328 \text{kn} \end{cases}$$

- **Étude de la travée (2-3) :**

$$\begin{cases} T_2 = 0,723 \times 10,777 = 7,791 \text{kn} \\ T_3 = 0,723 \times -9,945 = -7,19 \text{kn} \end{cases}$$

- **Étude de la travée (3-4) :**

$$\begin{cases} T_3 = 0,723 \times 10,361 = 7,491 \text{kn} \\ T_4 = 0,723 \times -10,361 = -7,491 \text{kn} \end{cases}$$

- **Étude de la travée (4-5) :**

$$\begin{cases} T_4 = 0,723 \times 10,361 = 7,491 \text{kn} \\ T_5 = 0,723 \times -10,361 = -7,491 \text{kn} \end{cases}$$

- **Étude de la travée (5-6) :**

$$\begin{cases} T_5 = 0,723 \times 10,361 = 7,491 \text{kn} \\ T_6 = 0,723 \times -10,361 = -7,491 \text{kn} \end{cases}$$

- **Étude de la travée (6-7) :**

$$\begin{cases} T_6 = 0,723 \times 9,945 = 7,19 \text{kn} \\ T_7 = 0,723 \times -10,777 = -7,791 \text{kn} \end{cases}$$

- **Étude de la travée (7-8) :**

$$\begin{cases} T_7 = 0,723 \times 11,519 = 8,328 \text{kn} \\ T_8 = 0,723 \times -10,422 = -7,535 \text{kn} \end{cases}$$

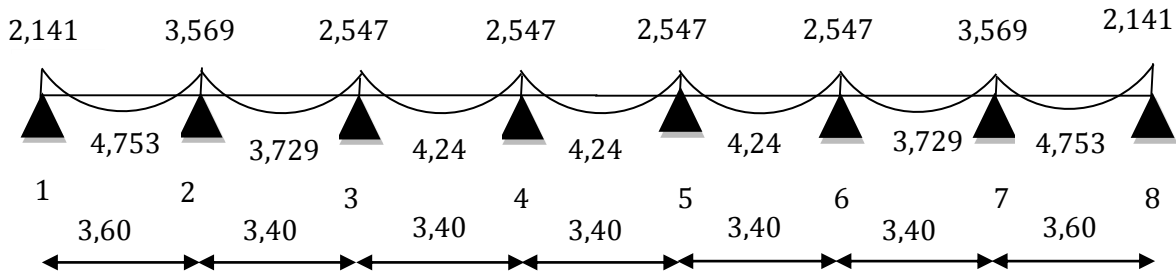


Diagramme des moments fléchissants à l'ELS

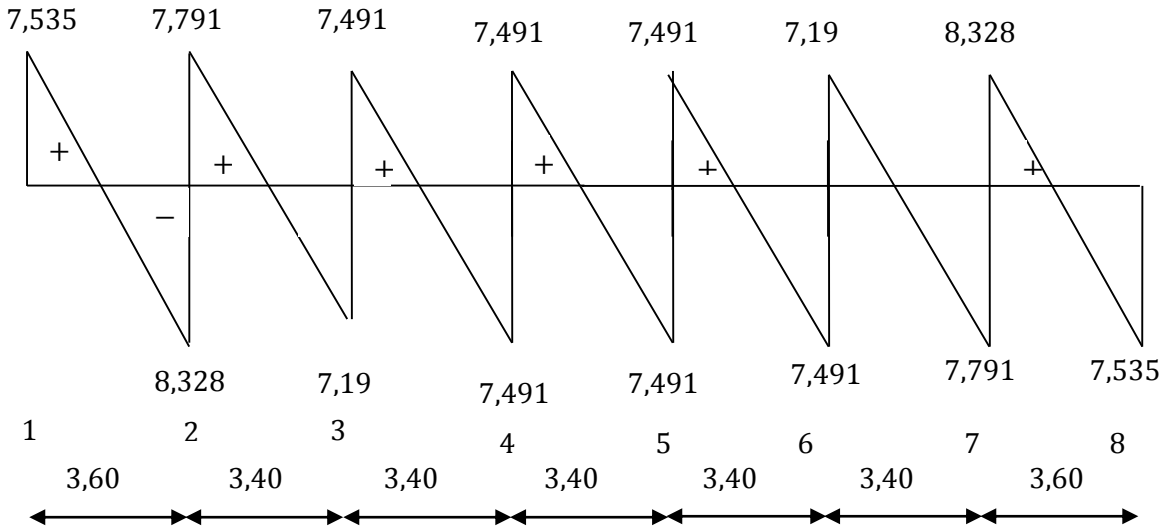


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS »

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes de compression dans le béton (A.4.5.2 BAEL 91) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0d} = \frac{100(2,35)}{12(18)} = 1,087 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,857 \\ K_1 = 19,96 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{4,753(10)^6}{0,857(180)(2,35)(10)^2} = 131,113 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{131,113}{19,96} = 6,568 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0d} = \frac{100(1,91)}{12(18)} = 0,884 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,867 \\ K_1 = 22,59 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{3,569(10)^6}{0,857(180)(1,91)(10)^2} = 121,132 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{121,132}{22,59} = 5,362 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Vérification des contraintes dans les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

En travée :

$\sigma_{st} = 131,113 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Aux appuis :

$\sigma_{st} = 121,132 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Etat limite d'ouverture des fissures (A.4.5, 32 du BAEL91) :

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

Etat limite de déformation :(BAEL 99/art B.6.8.424)

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

- a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- b) $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0}$
- c) $\frac{A_{st}}{b_0d} \leq \frac{4,2}{fe}$

a) $\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,06 = 0,06 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

b) $\frac{h}{L} = 0,06 \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{4,753}{10(4,474)} = 0,066 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$

c) $\frac{A_{st}}{b_0d} \leq \frac{4,2}{fe} \rightarrow \frac{2,35}{12 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,01 = 0,01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Vu que les conditions **a)** et **b)** ne sont pas satisfaites donc on doit calculer la flèche.

Il faut vérifier que : $f < \bar{f}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si } L \leq 5\text{m} \\ \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000} \text{ si } L > 5\text{m} \end{array} \right.$$

L : Longueur de la travée entre nus d'appuis.

$L=3,60\text{m}$ donc $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72\text{cm}$

$f = \frac{M_s l^2}{10E_v I_{fv}} \leq 0,72\text{cm}$

M_s : Moment max de service en travée.

$M_s = 4,753 \text{ KN.m}$

E_v : Module de déformation différé.

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$

I_{fv} = Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$I_{fv} = \frac{1,10I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

I_0 : Désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé avec $n = 15$.

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(Y_1^3 + Y_2^3) + h_0(b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A_{st}(Y_2 - C)^2$$

Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum S_i x Y_i}{\sum S_i} = \frac{65(4)x\frac{4}{2} + (20 - 4)x12x\left(\frac{20-4}{2} + 4\right) + 15(2,35)(18)}{65(4) + (20 - 4)12 + 15(2,35)} = \mathbf{7,10cm}$$

$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7,10 = 12,90cm$ donc $Y_2 = \mathbf{12,90cm}$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7,10^3 + 12,90^3) + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15x2,35(12,90 - 2)^2 = 20003,24cm^4$$

Les coefficients λ_v et μ :

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b} \right)\rho}$$

ρ : Le rapport de l'aire A de la section d'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0d} = \frac{2,35}{12x18} = 0,011 \text{ Donc } \rho = \mathbf{0,011}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02(2,10)}{\left(2 + 3x\frac{12}{65} \right) 0,011} = 1,50MPa$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$$

$\rho = 0,011$ donc $\beta = \mathbf{0,982}$

$$\sigma_s = \frac{4,753x10^6}{0,982(180)3,35x100} = 80,27MPa$$

$$\left(1 - \frac{1,75(2,10)}{4(0,011)(80,27)+2,10} ; 0 \right) \text{ donc } \mu = 0,652$$

$$I_{fv} = \frac{1,10(20003,24)}{1 + 1,50(0,652)} = 11124,15cm^4$$

$$f = \frac{M_s l^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{4,753x10^5 x (360)^2}{10x10818,865x100x11124,15} = 0,51cm$$

$f = 0,51cm < \bar{f} = 0,72cm$ **condition vérifiée**

III-5- LA POUTRE DE CHAINAGE :

Dans notre structure on a deux (02) types de poutres de chainages, une travée de longueur 4,90m entre axe et l'autre de 3,60 m de longueur. On va étudier uniquement celle de 4,90m et on va appliquer même dimensionnement et même ferrailage.

III.5.1 Pré dimensionnement

L :la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré

$$L = 490 - 40 = 450 \text{ cm}$$

$$\frac{450}{15} \leq h_t \leq \frac{450}{10} \text{ d'où } 30 \text{ cm} \leq h_t \leq 45,00 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

La largeur de la poutre de chainage « b »

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \text{ d'où } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,50 \text{ cm.}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 30 \text{ cm}$

Donc : la poutre de chainage à pour dimensions : $(bxh) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

III.5.2 Évaluation des charges G et surcharges Q :

- Poids propre de la poutre = $25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur (double cloison) = $2,22(3,06 - 0,40) = 5,91 \text{ KN/ml}$
- Le poids du plancher terrasse = $5,83 \times (0,65/2) = 1,89 \text{ KN/ml.}$
- Le poids propre total $G = 10,425 \text{ KN/ml.}$
- La charge d'exploitation $Q = 1,00 \times (0,65/2) = 0,49 \text{ KN/ml.}$

Combinaison des charges :

- À l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,425 + 1,5 \times 0,49 = 14,808 \text{ KN/ml}$
- À l'ELS : $q_s = G + Q = 10,425 + 0,49 = 10,915 \text{ KN/ml}$

III.5.3 Étude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée.

Calcul des moments :

Le moment isostatique :

$$M_u = M_u^{max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{14,808(4,50)^2}{8} = 37,482 \text{ kn. m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients : 0,85 en travée et -0,3 aux appuis.

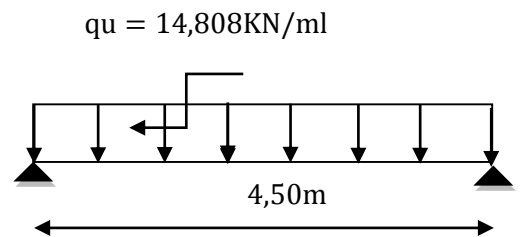
Sur appuis :

$$M_{Max}^a = -0,3M_{Max} = -0,3(37,482) = -11,244 \text{ kn. m}$$

En travée :

$$M_{Max}^t = 0,85M_{Max} = 0,85(37,482) = 31,859 \text{ kn. m}$$

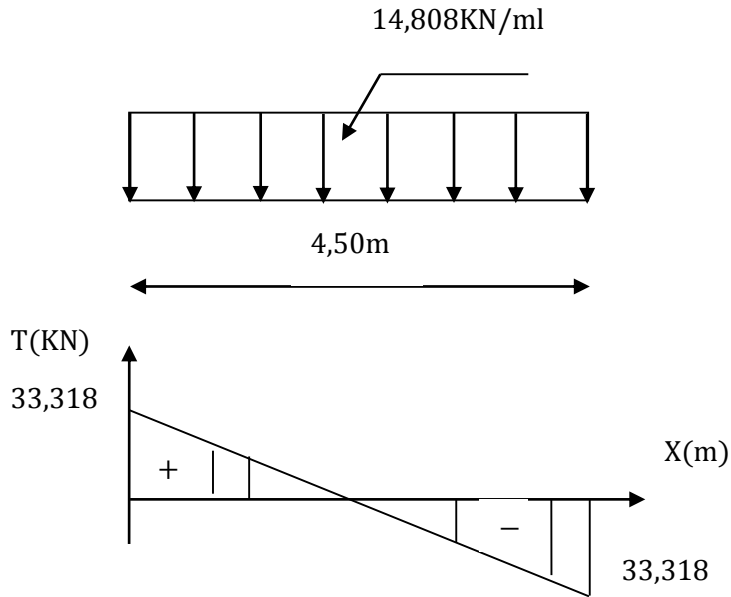
Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



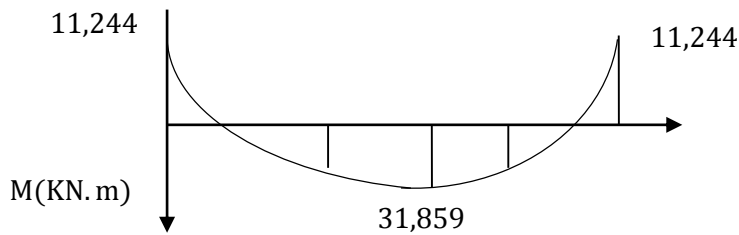
Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{14,808(4,50)}{2} = 33,318kn$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



« Diagramme des efforts tranchants à l'ELU »



« Diagramme des moments fléchissant à l'ELU »

Calcul des armatures :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{31,859 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,068$$

$\mu = 0,068 < \mu_l = 0,392$ donc *section simplement armée* ($A_{sc} = 0$)

$\mu = 0,068$ donc $\beta = 0,965$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31,859 \times 10^5}{0,965 \times (33) \times 348 \times 10^2} = 2,87 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{t\text{adoptée}} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

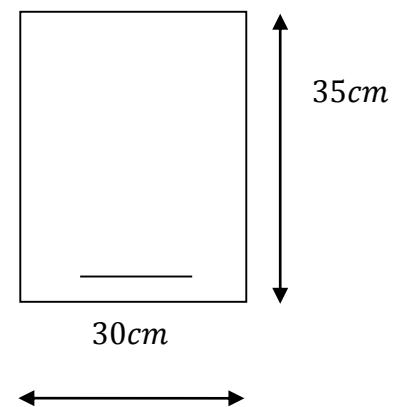
Aux appuis :

$\mu = 0,032 < \mu_l = 0,392$ donc *section simplement armée* ($A_{sc} = 0$)

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{11,244 \times 10^6}{300 \times (330)^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,244 \times 10^5}{0,988 \times (33) \times 348 \times 10^2} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{a\text{adoptée}} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$



Vérifications à L'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A .4.2,1/BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0,23(30)(33)(2,1)}{400} = 1,19cm^2$$

Aux appuis : $A_a = 3,39cm^2 > A_{min} = 1,19cm^2$ condition vérifiée

En travée : $A_t = 3,39cm^2 > A_{min} = 1,19cm^2$ condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant- contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.2, BAEL91)

$T_u = V_u = 33,318KN$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min\left(\frac{0,2(25)}{1,5}; 5MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{33,318(10^3)}{(30)(33)(10)^2} = 0,336MPa$$

$\tau_u = 0,336MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPa$ **Condition vérifiée** (pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

Vérification de la contrainte d'adhérence: (Art A.6.1.3, BAEL9 modifié 991)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

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

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature
L'acier utilisé est le FeE400 $\psi_s = 1,5$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d\Sigma U_i}$$

τ_{se} : *contrainted'adhérence*

$\bar{\tau}_{se}$: *contrainte limite d'adhérence*

$\Sigma U_i = n\pi\phi$: *la somme des périmètres utiles des barres*

$$\tau_{se} = \frac{33,318 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 3 \times 3,14 \times 12} = 0,992MPa < 3,15MPa \implies \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l^{max}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min(1,2cm; 1cm; 3cm)$$

$$\phi_t \leq 1cm$$

on prend $\phi_t = 8mm$

On opte comme armature transversale un cadre de HA8.

Espacement des armatures transversales (Art A.5.1,22/ BAEL91 modifié 99):

$$St \leq \min \{0,9d ; 40 cm\} = \min \{29,70 cm ; 40 cm\}$$

$$St \leq 29,70 cm$$

On prend : **St =25cm**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right) = \min(8,75\text{cm}; 14,40\text{cm}; 30\text{cm}) \text{ donc } S_t \leq 8,75\text{cm}$$

On prend : $S_t = 8\text{cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \text{ donc } S_t \leq 17,50\text{cm}$$

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

Pourcentage minimum des armatures transversales

$$A_{min} = 0,003 (15)(30) = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_{min} < A_t = 3,39\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III-3-5 Calcul à L'ELS :

$q_s = 10,915 \text{ KN/ml}$.

Effort tranchant : $T_s = T_s^{max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{10,915(4,50)}{2} = 24,558 \text{ Kn}$

Moment isostatique : $M_0 = M_s^{max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{10,915(4,50)^2}{8} = 27,628 \text{ Kn.m}$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

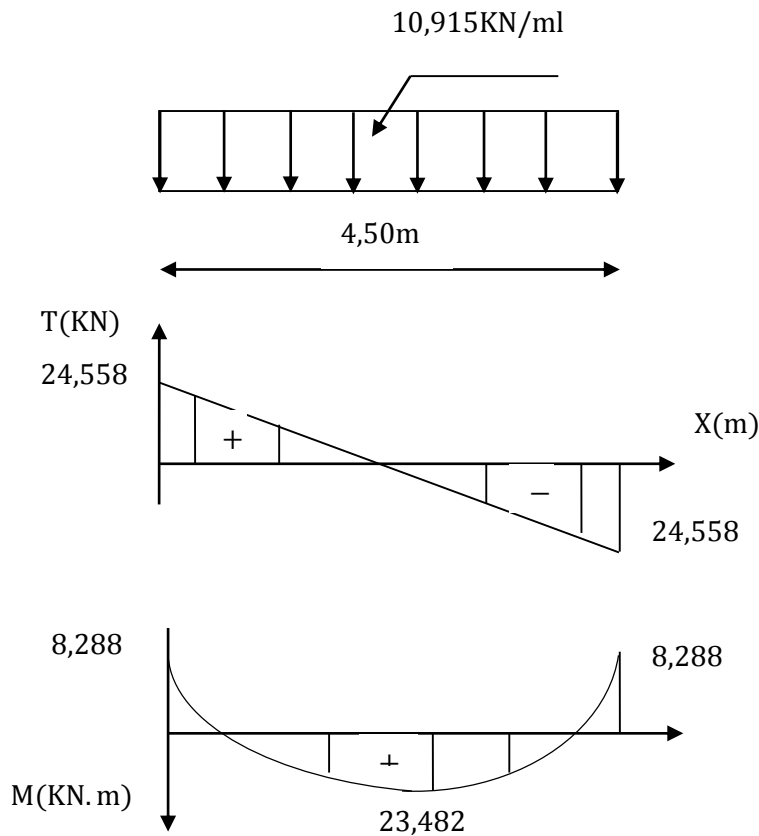
Aux appuis :

$$M_{Max}^a = -0,3M_{Max} = -0,3(27,628) = -8,288 \text{ kn.m}$$

En travée :

$$M_{Max}^t = 0,85M_{Max} = 0,85(27,628) = 23,482 \text{ kn.m}$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



« Diagramme des moments fléchissant à l'ELS »

Vérifications à L'ELS :

Etat limite de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6fc28 = 15MPa$$

$$\sigma_s \leq \frac{M_s^{max}}{\beta_1 dA}$$

$$\rho_1 \leq \frac{100A}{db}$$

1-Dans le béton :

Aux appuis :

$$\rho_1 \leq \frac{100A}{db} = \frac{100 \times 3,39}{33 \times 30} = 0,342 \quad \text{donc} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,909 \\ \kappa_1 = 39,95 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{8,288 \times 10^6}{0,909 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 81,50MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{\kappa_1} = \frac{81,50}{39,95} = 2,04MPa$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{donc condition vérifiée}$

En travée :

$$\rho_1 \leq \frac{100A}{db} = \frac{100 \times 3,39}{33 \times 30} = 0,342 \quad \text{donc} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,909 \\ \kappa_1 = 39,95 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{23,482 \times 10^6}{0,909 \times 330 \times 3,39 \times 10^2} = 230,92MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{\kappa_1} = \frac{230,92}{39,95} = 5,78MPa$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{donc condition vérifiée}$

1) Dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\overline{\sigma}_{st} = 348 MPa$$

Aux appuis :

$\sigma_{st} = 81,50MPa \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

En travée :

$\sigma_{st} = 230,92 \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 99/ART A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer car l'élément est couvert par conséquent la fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

Etat limite de déformation :(BAEL 99/ART B.6.8.424)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ b) \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \\ c) \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a) \frac{h}{L} = \frac{35}{450} = 0,0777 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ b) \frac{h}{L} = 0,0777 \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{23,482}{10(27,628)} = 0,084 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ c) \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \rightarrow \frac{4,62}{30 \times 33} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,004 < 0,01 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

La condition b) n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Il faut vérifier que : $f \leq \bar{f}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si } L \leq 5m \\ \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} \text{ si } L > 5m \end{array} \right.$$

L : Longueur de la travée entre nus d'appuis.

L=4,50m donc : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0,90cm$

Calcul de la flèche :

On doit vérifier la formule suivante : $Fv = \frac{5qsmax l^2}{384. E_v. IF_v} \leq \bar{Fv} = \frac{L}{500}$

Avec :

Fv : la flèche due aux déformations longitudinales de faible durée d'application

\bar{Fv} : la flèche admissible

Ev : module de déformation longitudinal différé ayant une valeur égale à 10818,86MPa.

IFv : inertie fictive de la section ; pour la déformation de longue durée.

I₀ : moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$V_1 = \frac{S}{B_0}$$

$\frac{S}{XX'}$: Moment statique par rapport à XX'

B₀ : l'aire homogène

B₀ =bh+15(A)

B₀ =30x35+15(3,39) =1100,85cm²

$$\frac{S}{XX'} = \frac{bh^2}{2} + 15(At)d = \frac{30.35^2}{2} + 15(3,39) \times 33 = 20053,05cm^2$$

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

$$V_1 = \frac{20053,05}{1100,85} = 18,21cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 18,21 = 16,79cm$$

$$IF_V = \frac{30}{3}((18,21)^3 + (16,79)^3) + 15(16,79 - 2)^2(3,39) = 118839,94cm^4$$

$$Fv = 0,48cm < \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0,90cm \dots \dots \dots \textit{condition vérifiée}$$

CHAPITRE IV
MODELISATION ET
PRESENTATION DU
LOGICIEL ETABS

IV.1 introduction :

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique. Connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables. Elle nécessite aussi la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. 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 9.7.0**

IV.3 Présentation du logiciel ETABS :

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDINGSYSTEMS) est un Logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une Bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

L'ETABS offre de Nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc...

IV.4 Principe de la MEF :

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants. La structure étant subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ». Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté (DDL)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials: matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.5 Étapes de modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la **version 9.7.4**, dont les principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003
5. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
6. Définition du séisme ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.6) Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS.

Étapes de modélisation :**• La première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure.

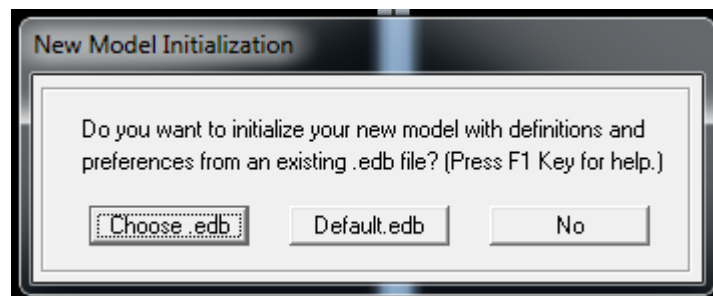
a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m**

comme unités de base pour les forces et les déplacements.

**Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**).



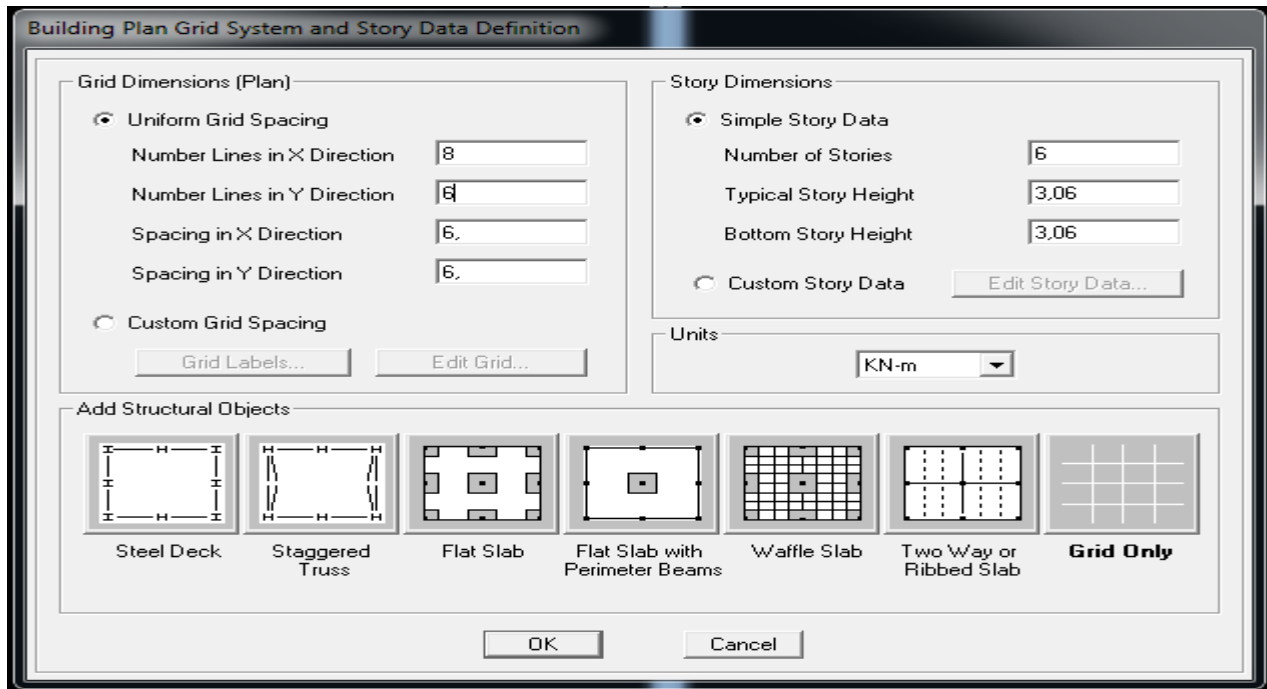
« **Choose. edb** »: Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.

« **Default. edb** »: Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.

« **No** »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Dans notre cas en choisi « **Default. edb** ». Après avoir cliqué sur la commande on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- Hauteur d'étage (**story High**)
- Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (**Entre axes**)
- Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (**Entre axes**)
- Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- La hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)

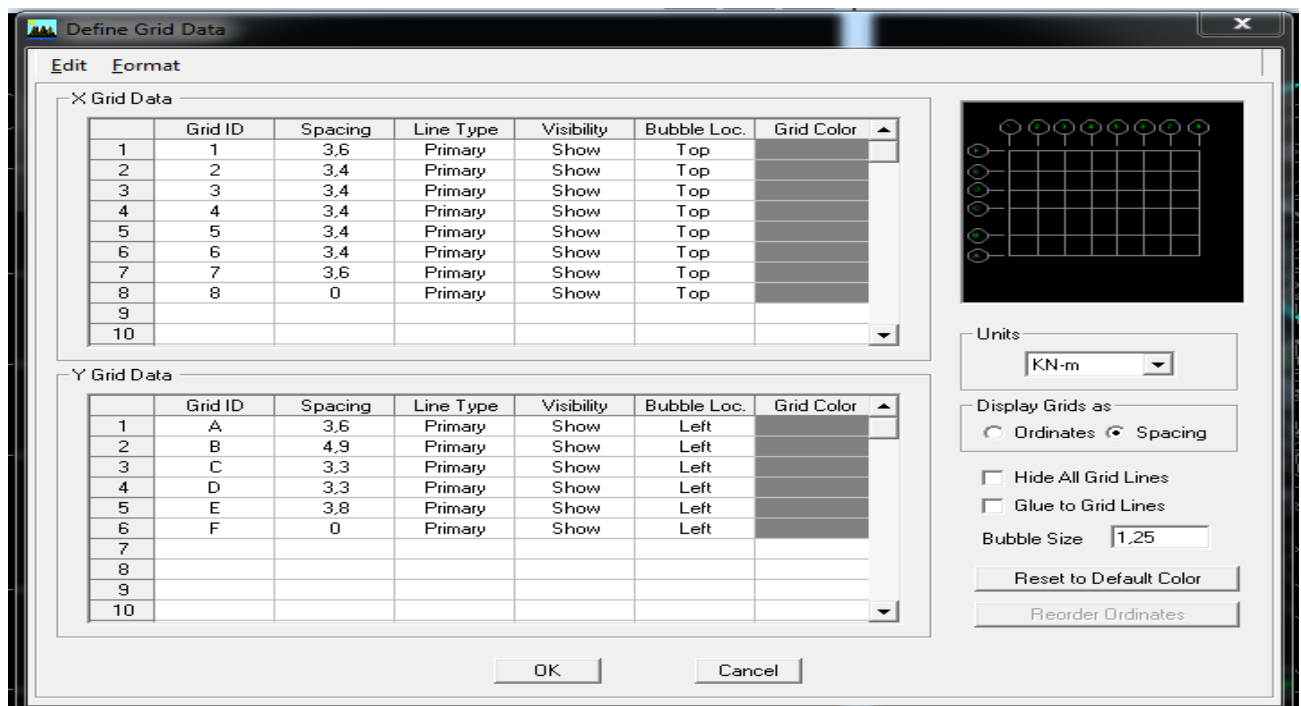


Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des Hauteurs d'étage Nous cliquons sur **Custom Grid spacing → Edit Grid**



Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y.



Par la suite on clique sur **ok**

Bouton droit en clique sur **Edit story Data** et on va introduire les hauteurs des différents étages :

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
7	TERRASSE	3,06	18,36	Yes		No	0,
6	ETAGE 04	3,06	15,3	No	NONE	No	0,
5	ETAGE 03	3,06	12,24	No	NONE	No	0,
4	ETAGE 02	3,06	9,18	No	NONE	No	0,
3	ETAGE 01	3,06	6,12	No	NONE	No	0,
2	RDC	3,06	3,06	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows:

Height:

Master Story:

Similar To:

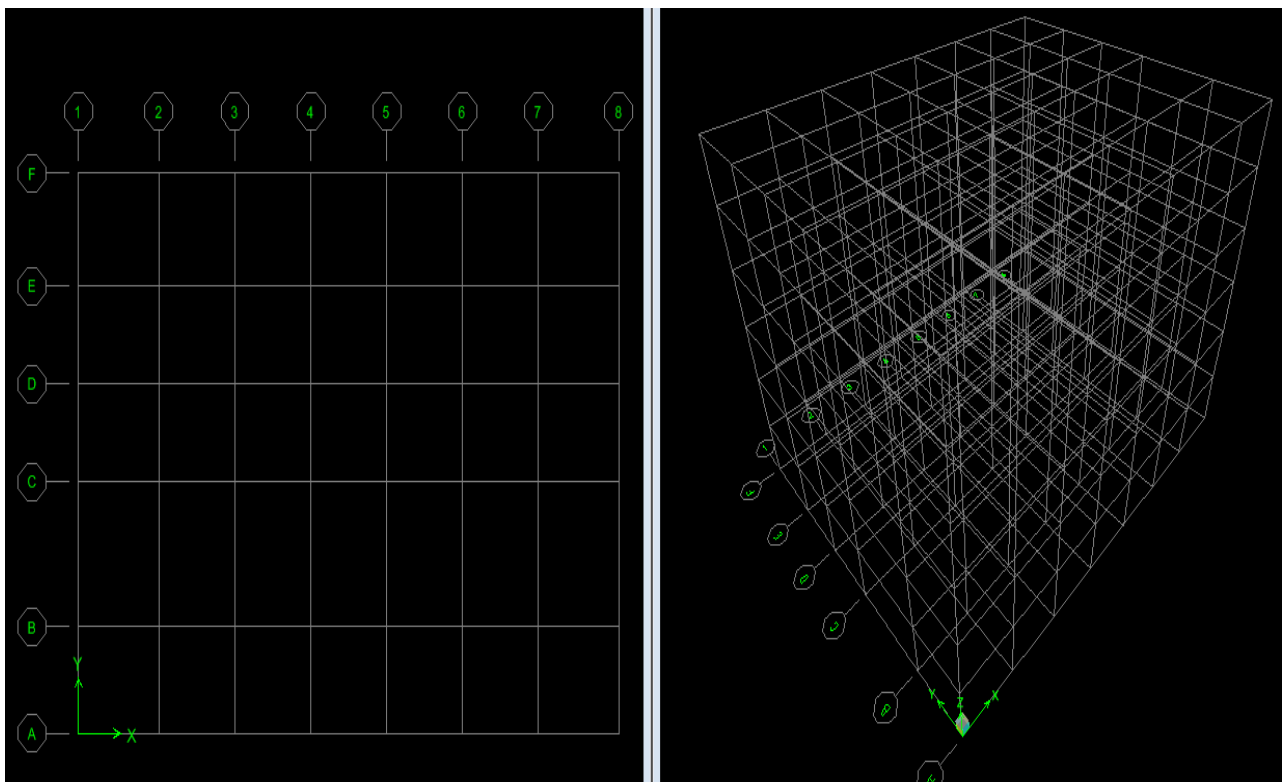
Splice Point:

Splice Height:

Units:

Par la suite on clique sur **ok**

Après validations des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en **3D** et l'autre en **2D** comme indiqué sur la figure ci-après.



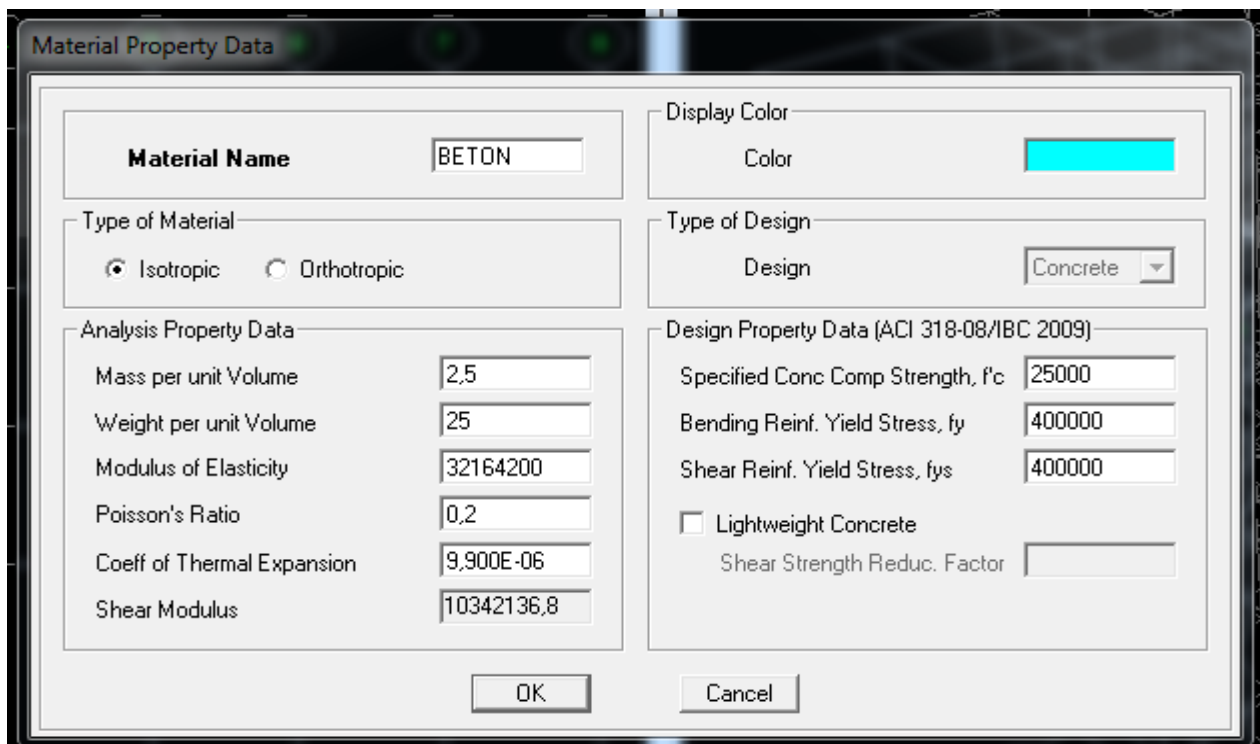
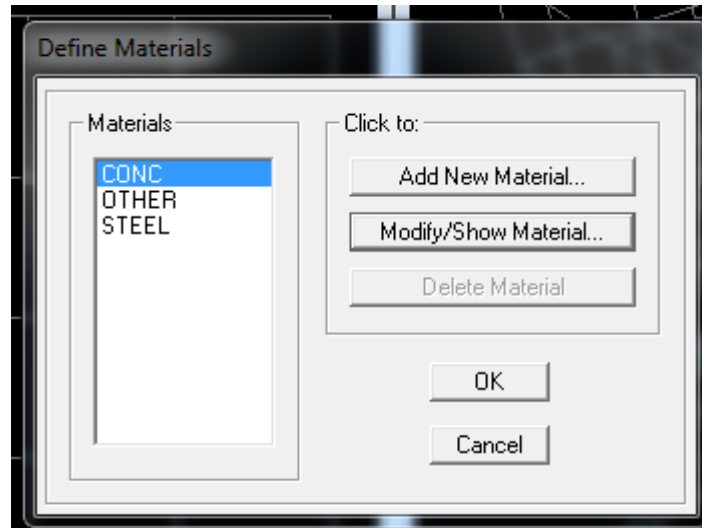
Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton :

On clique sur **Define** → **Material proprietes**

On sélectionne le matériau CONC et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications des paramètres :

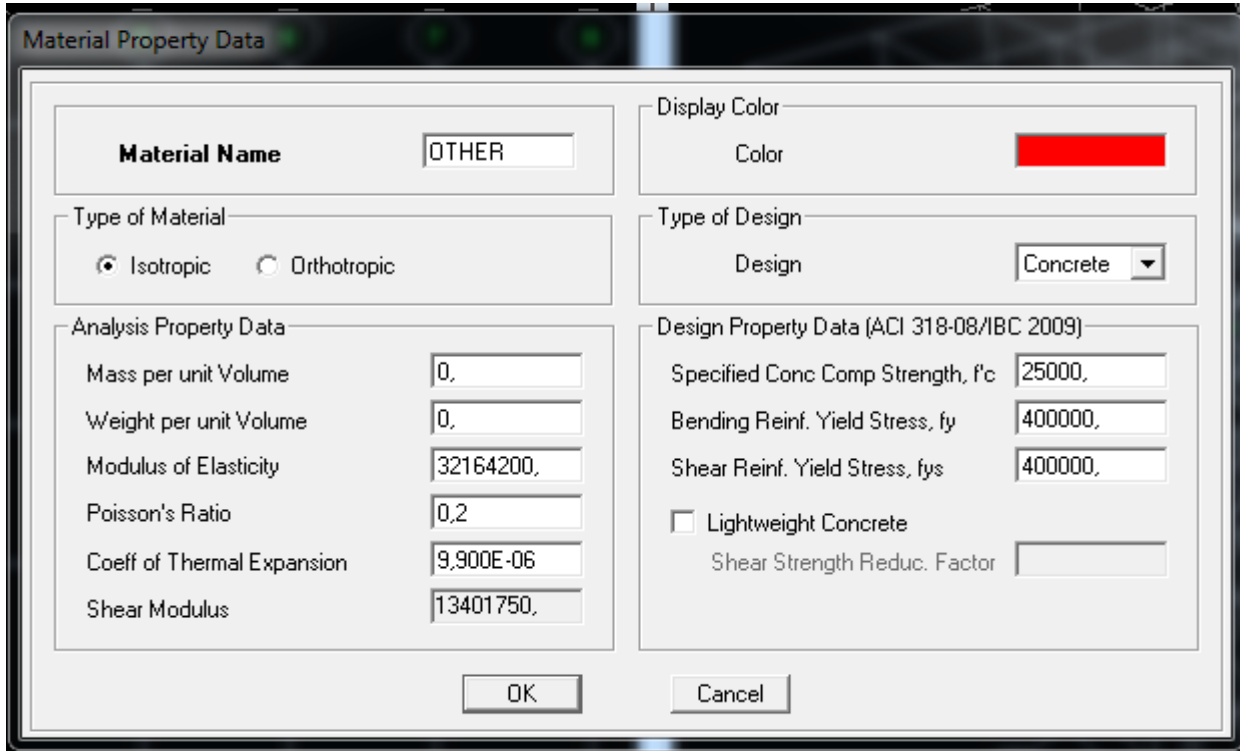
- La masse volumique
- Module d'élasticité
- Résistance caractéristique de béton à 28 jours (**fc28**)
- Limite élastique de l'acier longitudinal (**fe**)
- Limite élastique de l'acier transversal

Dans la fenêtre suivante :



Par la suite on clique sur **ok**

Le matériau « **OTHER** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents il est possible d'affecter le matériau « **Béton** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total.

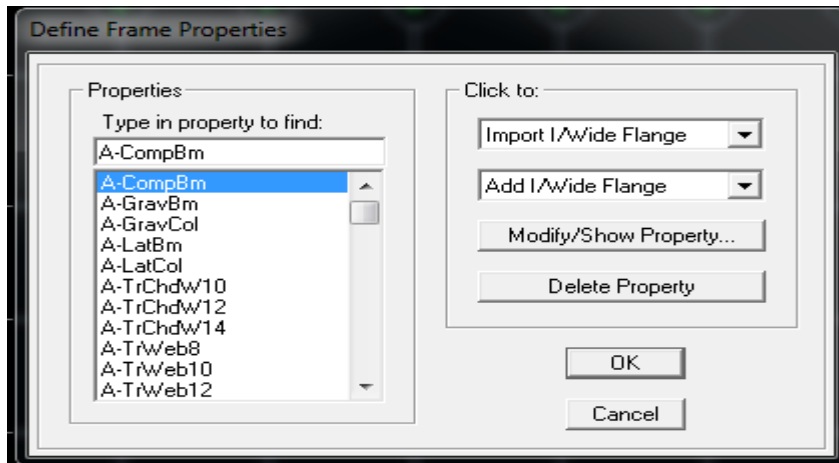


Par la suite on clique sur **ok**

- **Spécification des propriétés géométriques des éléments**

Dans cette étape on va définir des nouvelles propriétés (poutre, poteau, dalle, voile...). Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

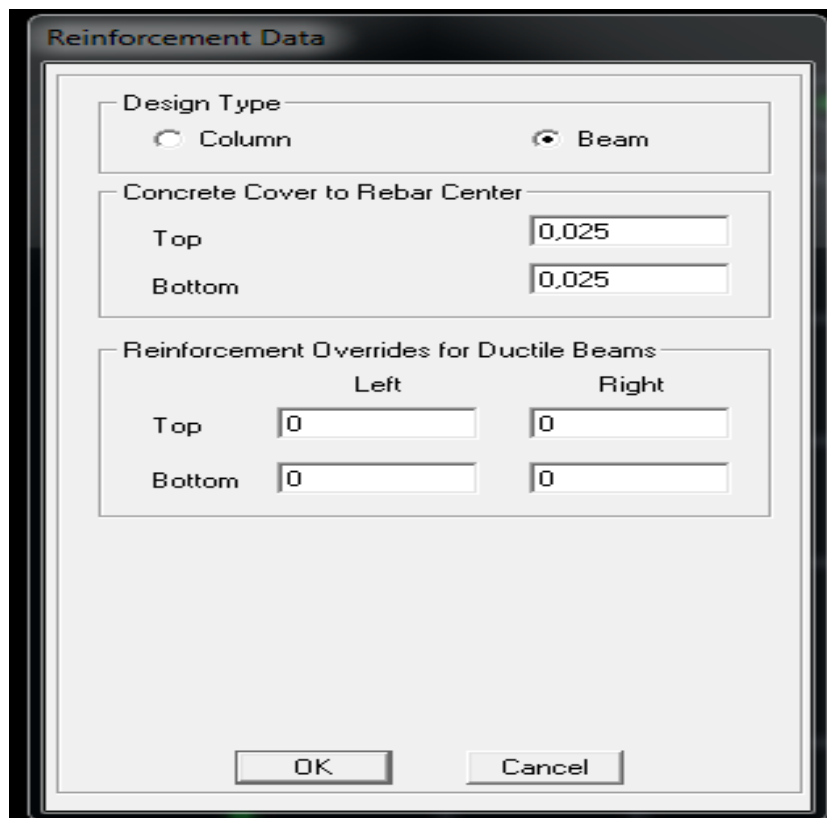
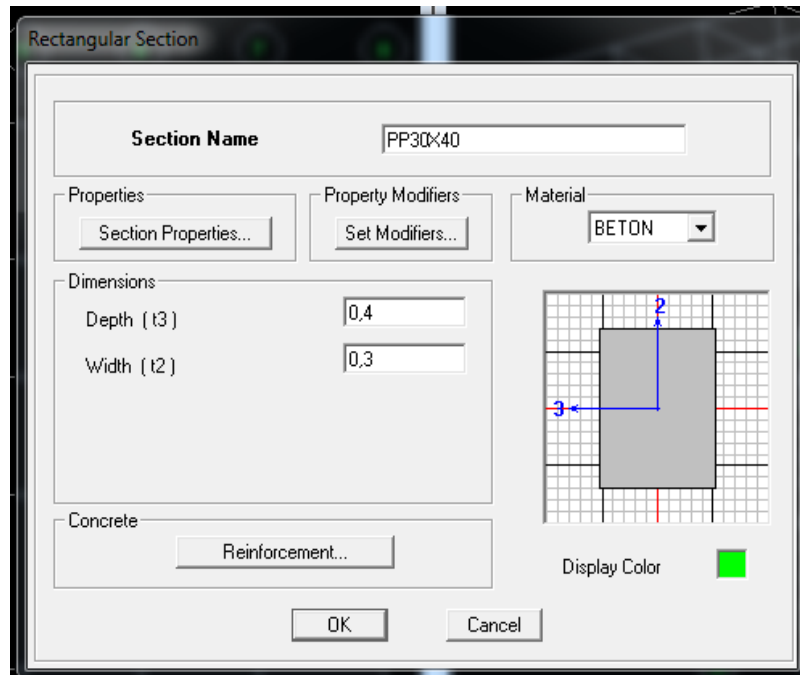
Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**.



Nous commençons d'abord par supprimé tous les profils des sections standard donnés par l'Etabs on sélectionne toutes ces sections et on clique sur delete **property**.

On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte) pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires). La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

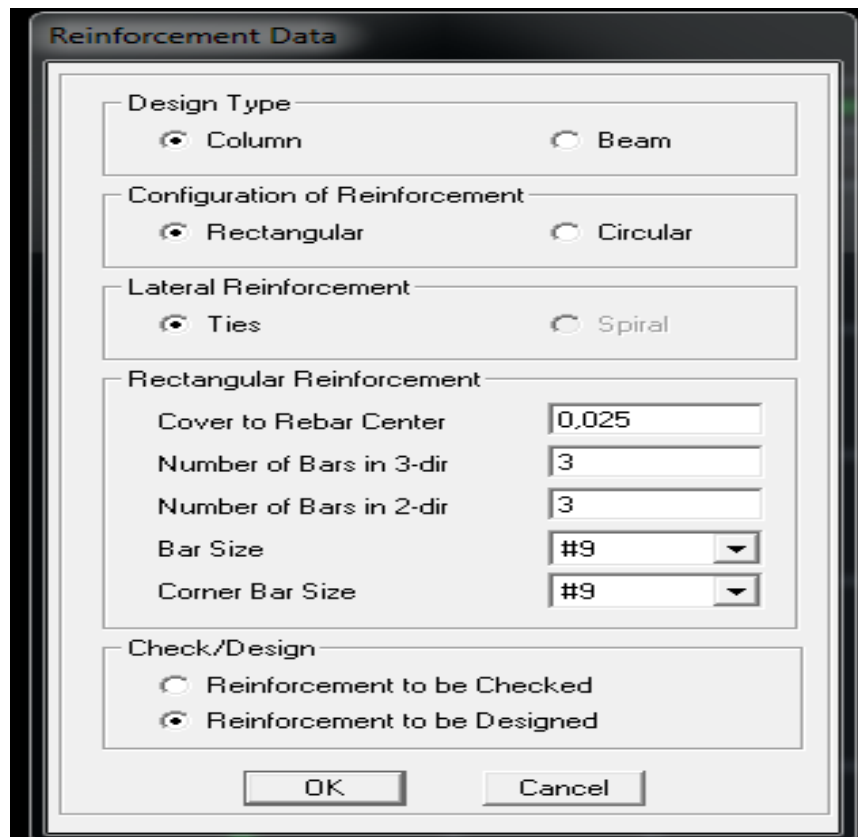
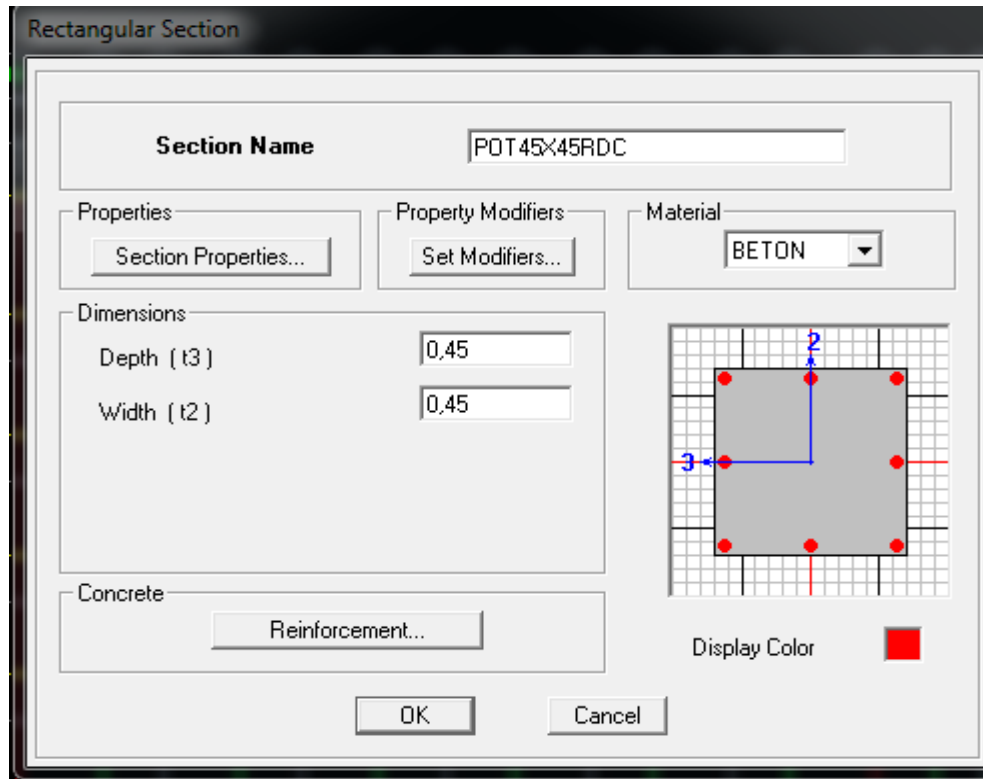
- Nom de la section **Section Name**
- Choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- Hauteur : **Depth**
- Largeur : **width**



Par la suite on clique sur ok

On fait les mêmes étapes **Reinforcement** après **Beam** pour les autres poutres telles que (PS30*35), (PC30X35) et (PPAL30X35).

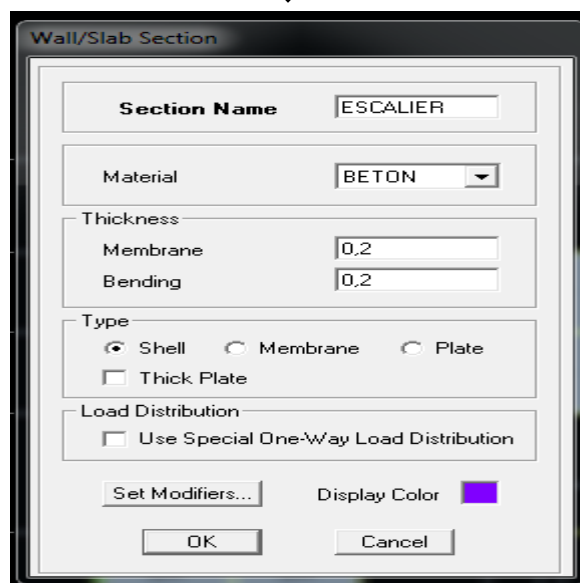
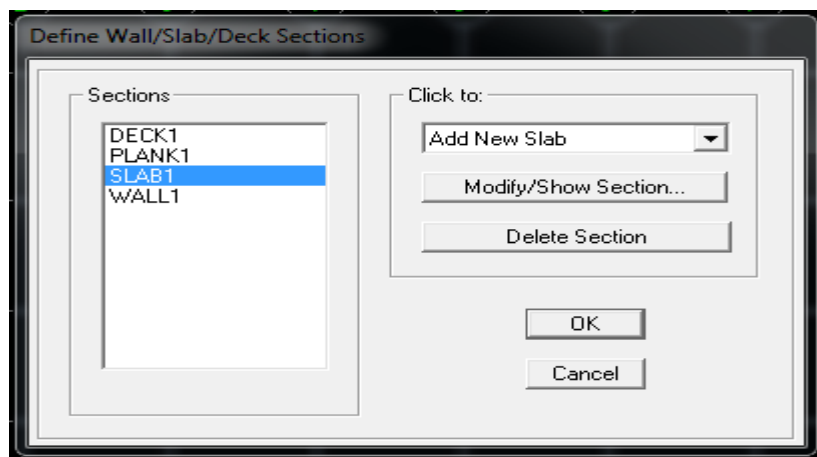
Nous procéderons de la même manière pour les différentes sections des poteaux, on sélectionne **Reinforcement** après **Column**.



Par la suite on clique sur ok

Définition des escaliers :

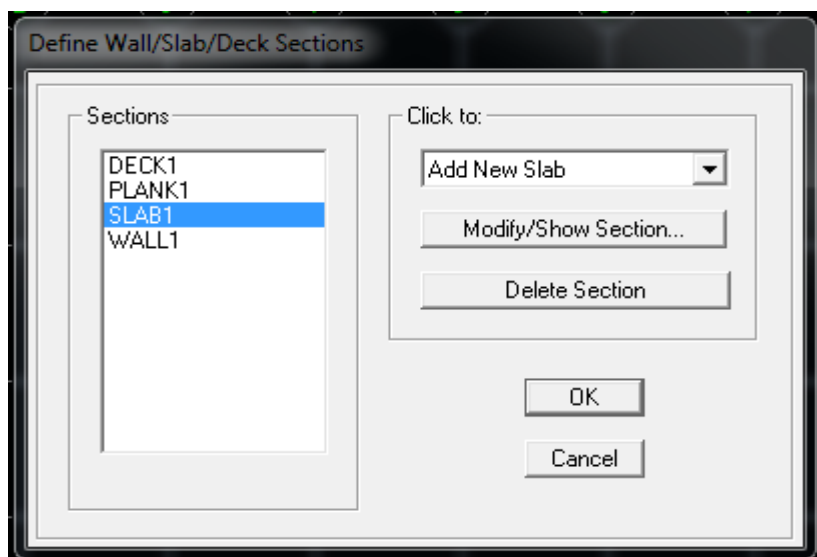
On choisit le menu **Define** → **wall/slab**

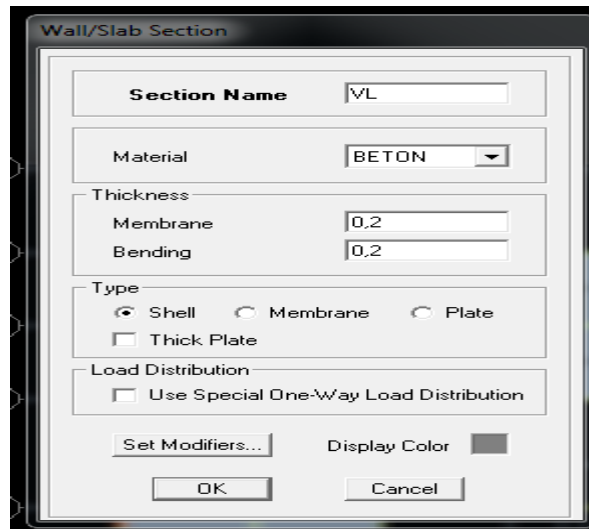


Par la suite on clique sur **ok**
 Nous allons passer aux éléments plaques (voile et plancher).

Définition des voiles :

On choisit le menu **Define** → **wall/slab**



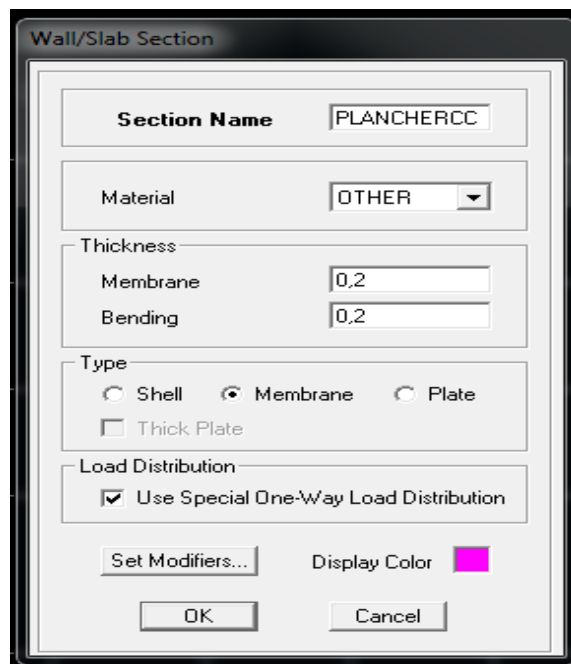


Par la suite on clique sur **ok**

Définition des planchers :

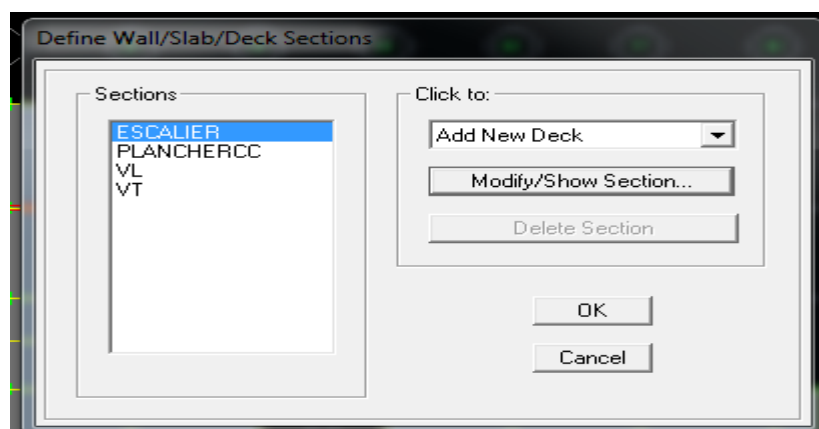
On clique sur **Define** → **wall/slab/Deck** → **AddNew slab**

Une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section et son épaisseur tel qu'indiqué ci-dessous :



Par la suite on clique sur **ok**

A la fin on aura :



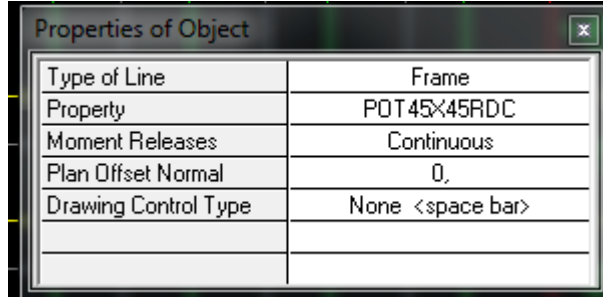
Dessin des éléments de la structure :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

Pour les poteaux :

On choisit le menu **Draw** → **Draw Line objects** → **Create columns in region or at clicks**

Une fenêtre s'affiche (**Properties of object**) et On choisit le nom de la section déjà définie **POT (45X45) RDC**

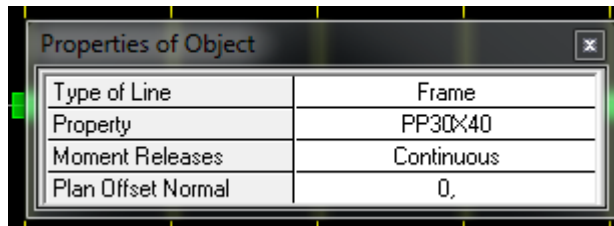


On clique sur les points de croisement pour les dessiner.

Pour les poutres :

On choisit le menu **Draw** → **Draw Line objects** → **Create columns in region or at clicks**

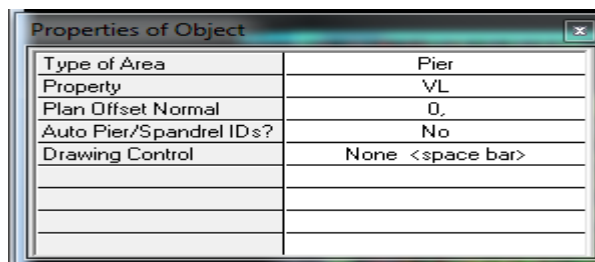
Puis on dessine toutes les poutres déjà définies.



Pour les Voiles :

On choisit le menu **Draw** → **Draw Area objects** → **Draw walls**

Puis Une fenêtre s'affiche :

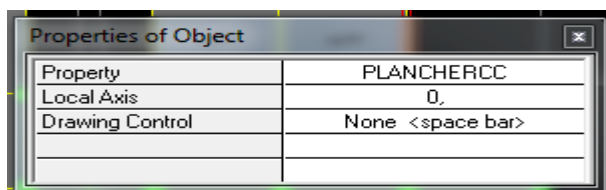


On dessine l'élément choisi dans le menu **Property (VL par exemple)** et on dessine tous les voiles de la même manière.

Pour les Planchers :

On choisit le menu **Draw** → **Draw Area objects** → **Draw area**

Une fenêtre s'affiche :



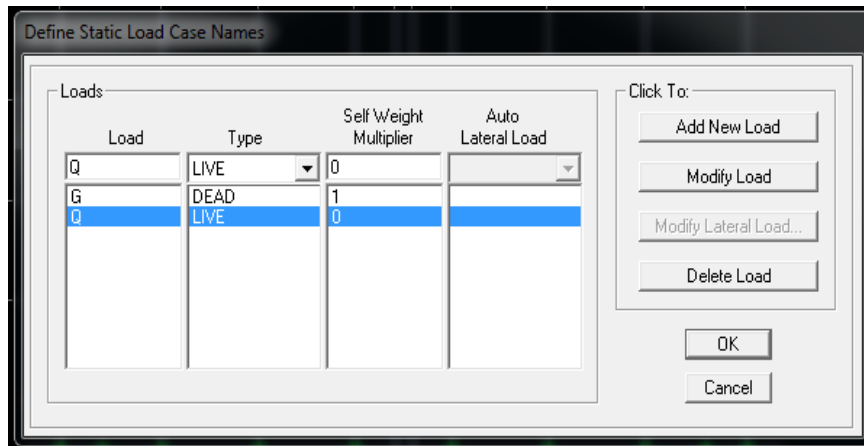
Puis on dessine l'élément considéré dans **Property (PLANCHERCC par exemple)** dans tous les niveaux.

Définition des charges et surcharges (G et Q) :

Les charges statiques :

On choisit le menu **Define** → **Static load cases**

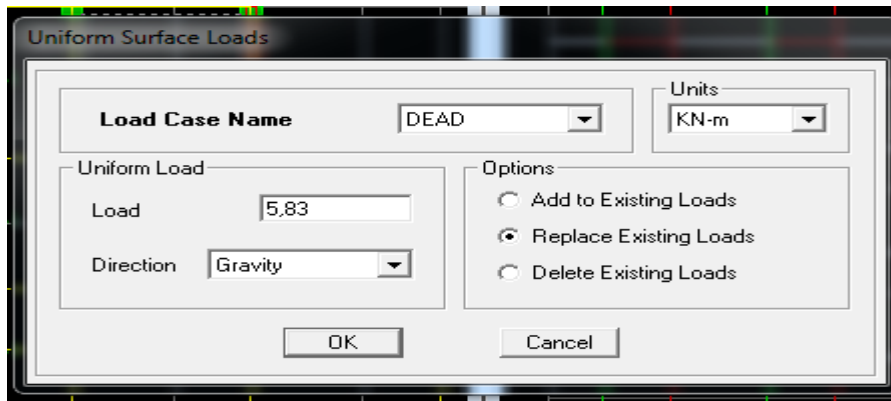
Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types tels que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige(SNOW).



Pour charger les éléments plaques :

On sélection les dalles a chargé puis on clique sur :

Assing → **Shell/area Loads** → **Uniform**



Par la suite on clique sur **ok**

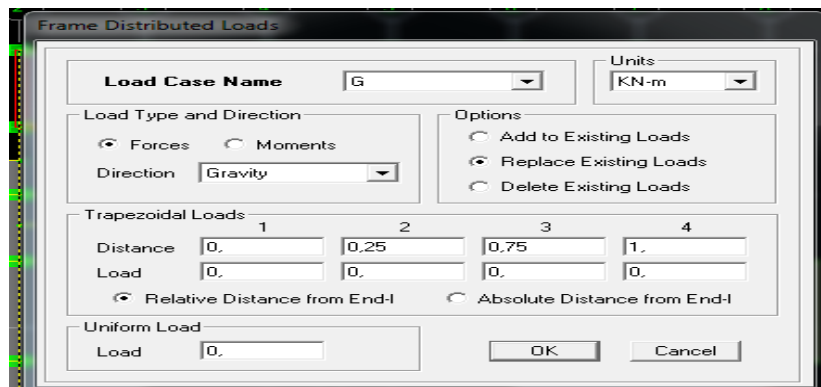
De la même manière on affecte le chargement sous Q

Ensuite on charge les autres planchers sous G et Sous Q

Pour charger les éléments barres (par exemple les poutres principales) :

On sélectionne les poutres principales à charger puis on clique sur

Assing → **Frame/line Loads** → **distributed**



Par la suite on clique sur **ok**

Introduction des charges dynamiques :

Introduction du spectre de réponse (E) selon le **RPA/99** version **2003**

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 (Sa/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

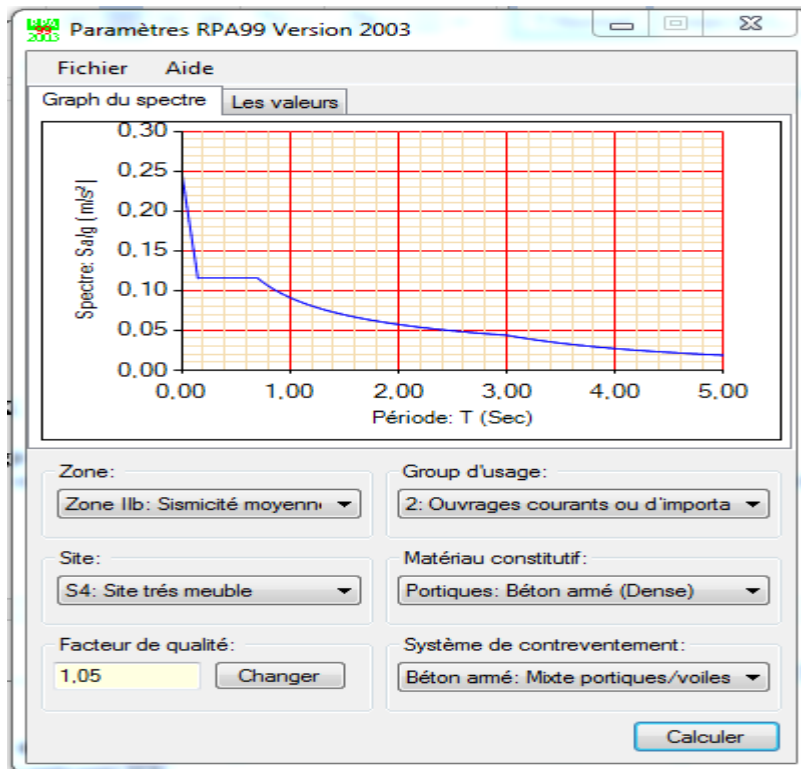
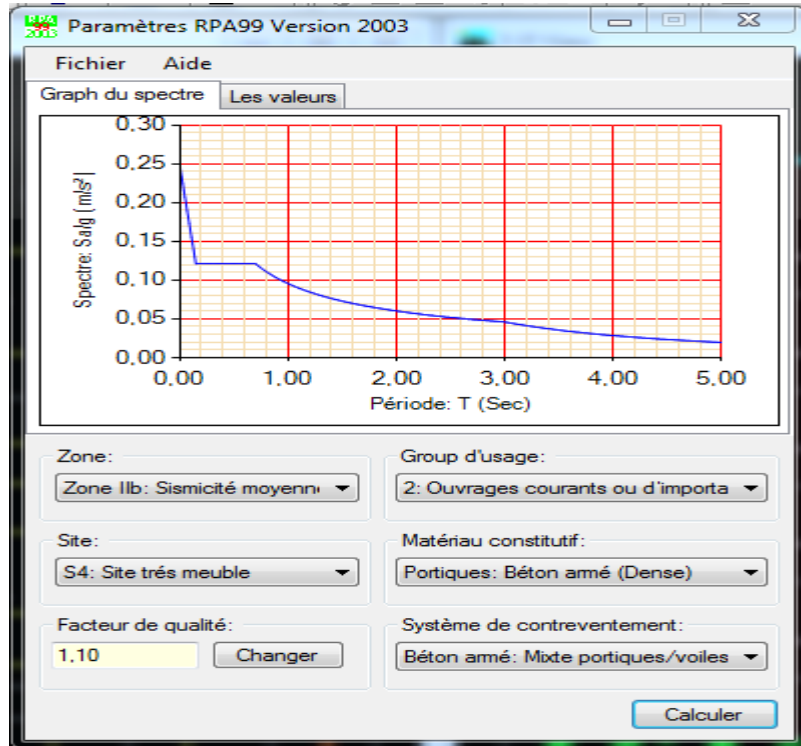
Zone IIb (zone de moyenne sismicité Voir Annexe 01 du RPA 99 version2003 PAGE 109

Groupe d'usage II (bâtiments courants, voir chapitre 3.2du RPA 99 version2003 PAGE 25

Coefficient de comportement R=5

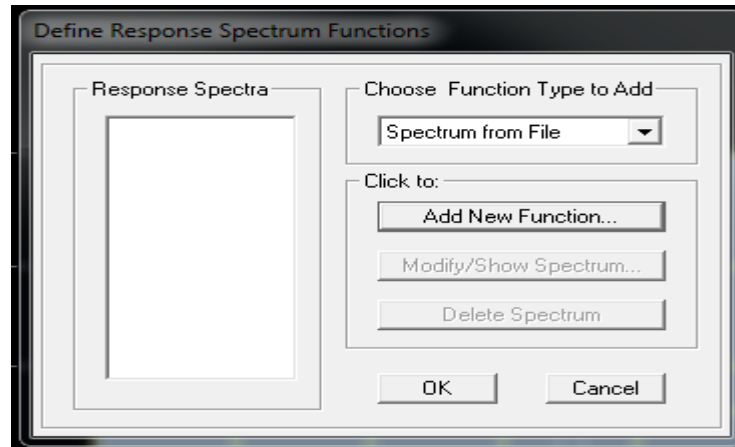
Site : S4(site très meuble)

Facteur de qualité (Q): Qx = 1,10 et Qy= 1,05



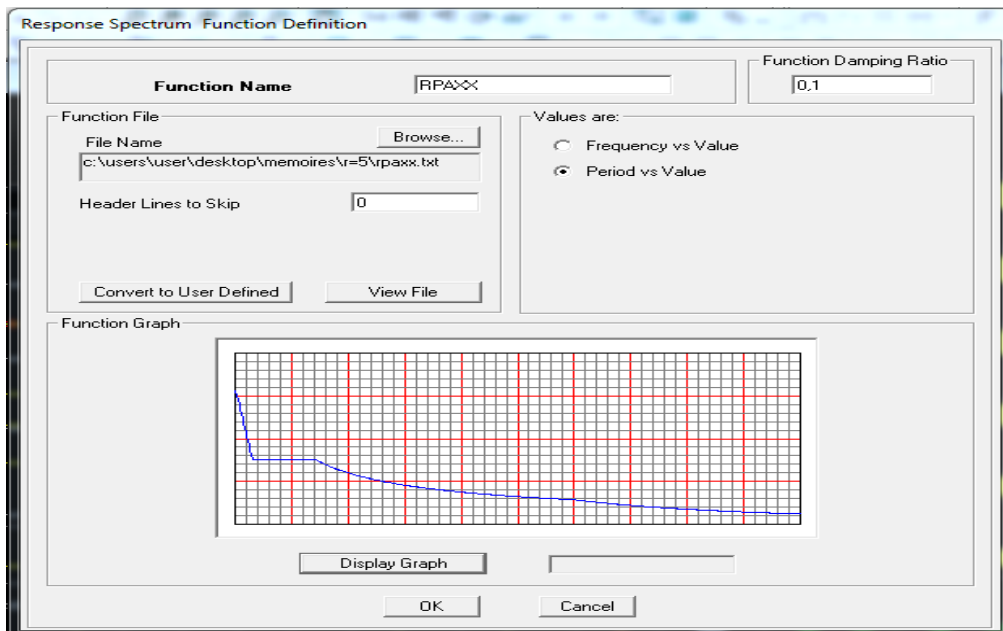
On clique sur **Fichier** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**

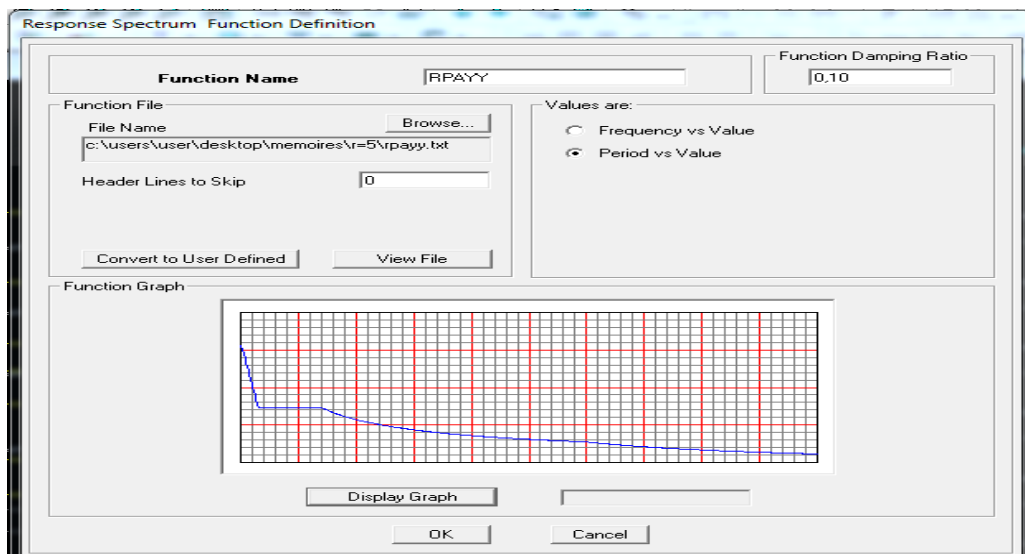


On clique sur **Add new function**

Suivant XX:



SuivantYY:



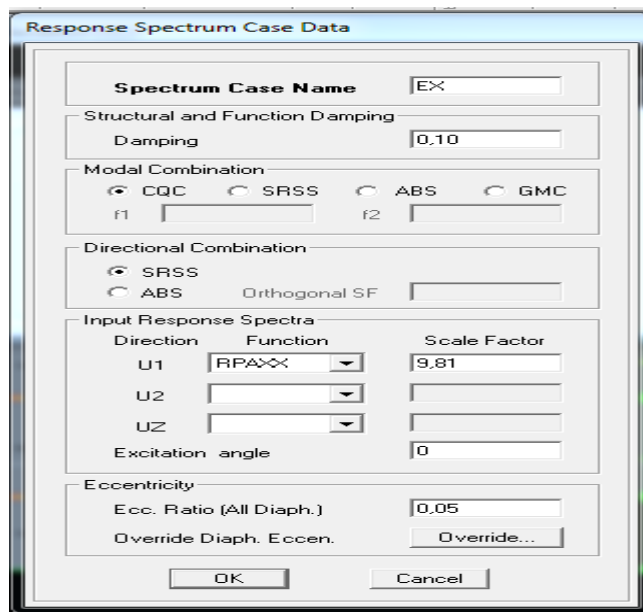
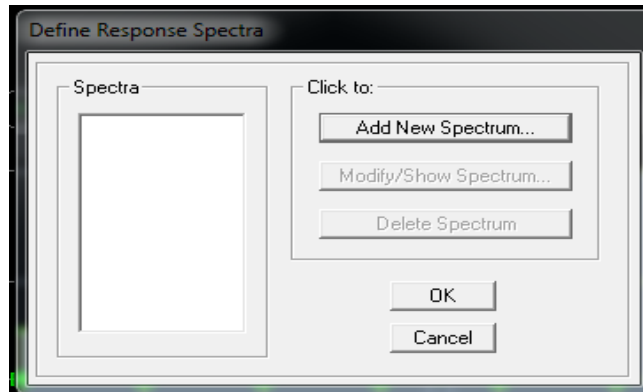
Puis on clique sur **OK**

Définition de la charge sismique Ex et Ey :

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y

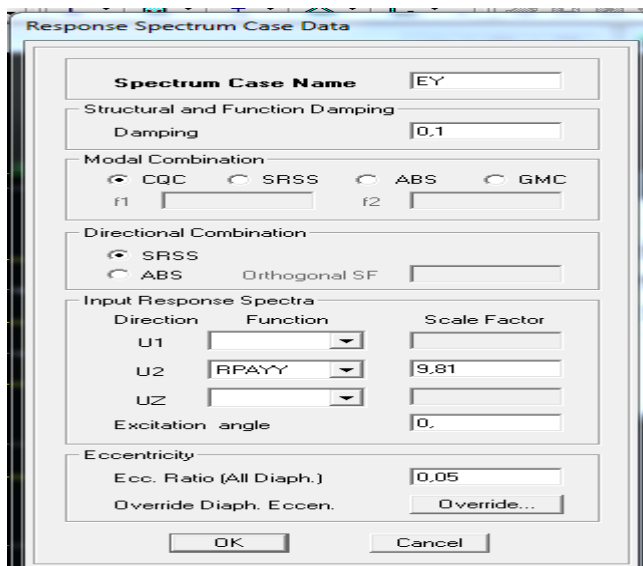
Suivant XX :

Define → Response Spectrum cases → add new spectrum → responseS pectrum Case Data
et on remplit suivant XX

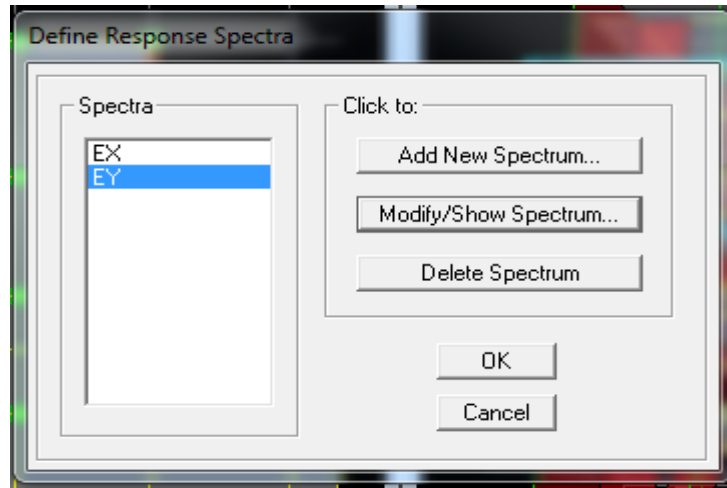


Puis on clique sur **OK**
Suivant YY: On clique sur :

Define → Response Spectrum cases → add new spectrum → responseSpectrum Case Data
et on remplit suivantYY



Et à la fin on aura :



Puis on clique sur **OK**

Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont définies comme suit :

Combinaisons selon le BAEL

ELU: $1,35G + 1,5Q$; **ELS:** $G + Q$

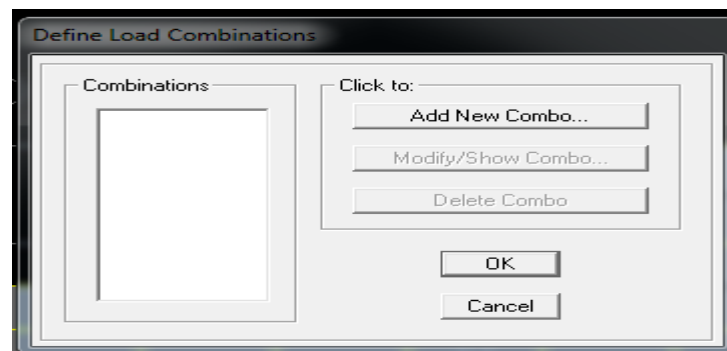
Combinaisons selon le RPA :

$G+Q\pm EX$; $G+Q\pm EY$; $0,8G \pm EX$; $0,8G \pm EY$

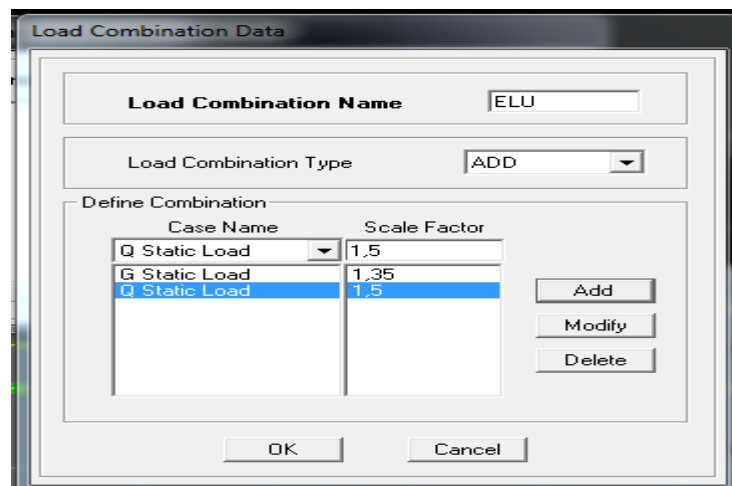
Combinaisons de poids :

$W = G + 0,2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define → Load combinations**

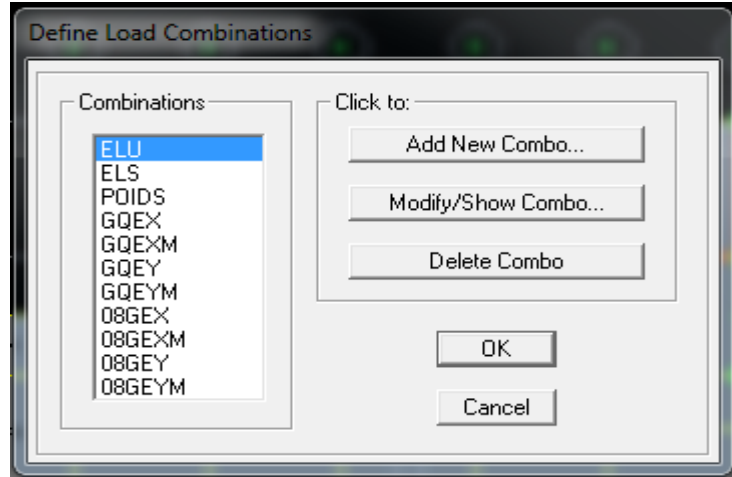


Add New Combo → Choisir le nom → définir le coefficient.



Puis On Clique Sur **Ok**

On définit toutes les combinaisons d'actions citées ci-dessus
Et on aura à la fin **11 combinaisons** :



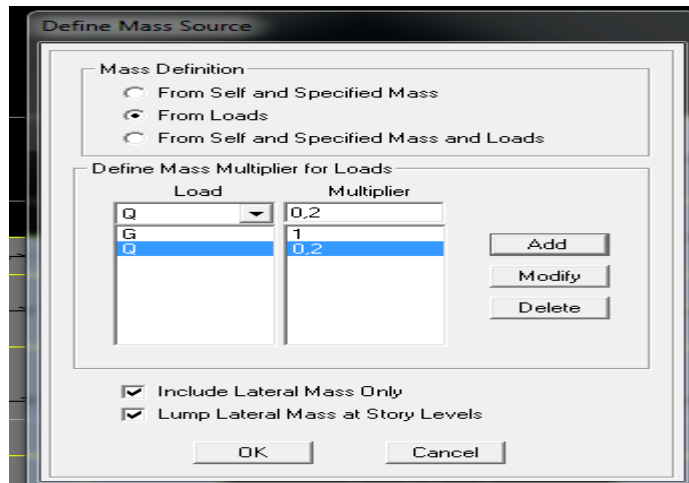
Définir la masse source :

La masse source est la masse revenante à chaque plancher ; dont la valeur est égale à :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

β : Coefficient de pondération d'après le RPA Avec $\beta = 0,2$

Define → Masse source



On clique sur **OK**.

Spécification des conditions aux limites :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

Appuis :


Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure.

Assign → Joint /Point → Restraints

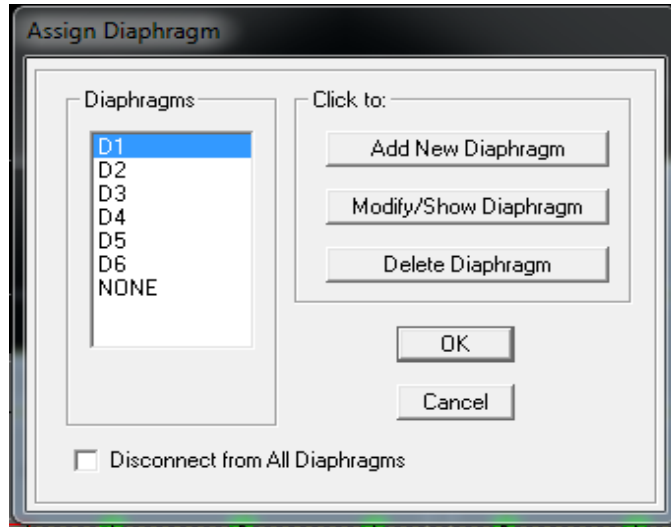


On clique sur **OK**.

Diaphragme :

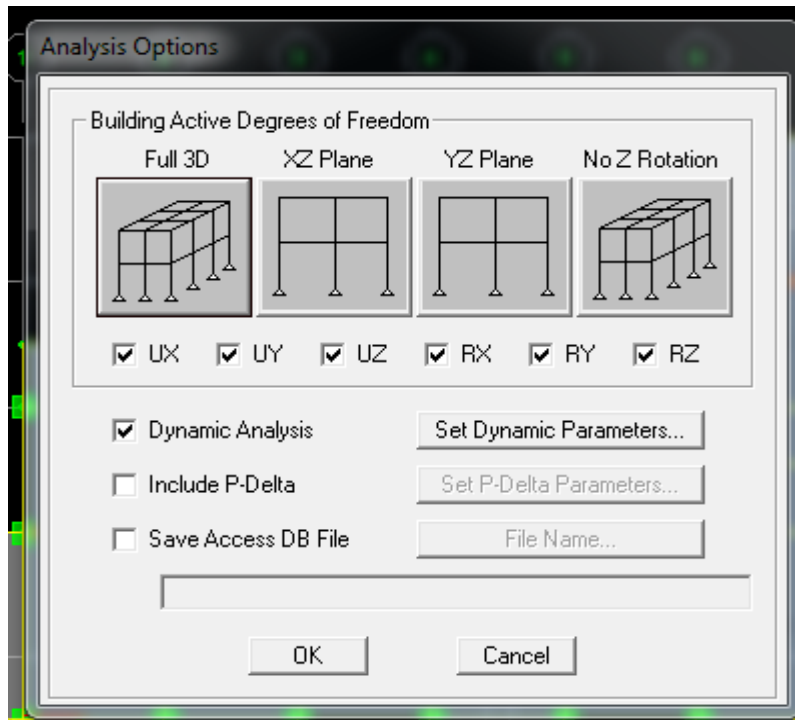
Les planchers sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « **diaphragmes** » et se sont assignés au plancher. On sélectionne le premier plancher ensuite cliquer sur l'icône , on définit les diaphragmes et on coche **rigid** puis on valide avec **OK**.

De la même manière on définit les autres diaphragmes, à la fin on aura la fenêtre ci-dessous :



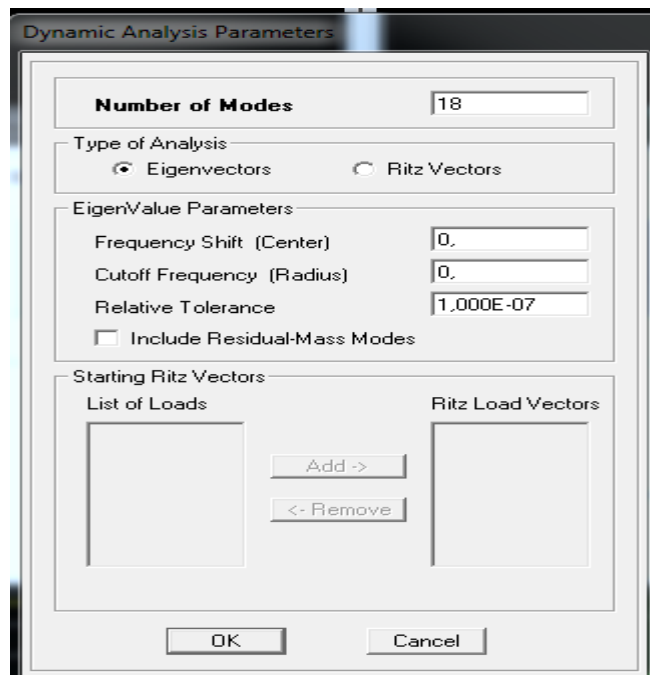
Analyse de la structure : Cette étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration : Analyse → Set analysis options



Cocher **Dynamic Analysis** et cliquer sur **Set Dynamic parameters**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où s'est écrit **Number of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre **Analysis option**



Pour lancer l'analyse de la structure :

Analyse → Run Analysis ou bien on clique sur le bouton F5

CHAPITRE V
VERIFICATION DES
EXIGENCES DU RPA 99
VERSION 2003

V.1) Introduction

Il est nécessaire de construire des structures parasismiques pour limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme. Donc, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure, c'est pour cela que les règlements parasismiques algériens (RPA 99/version 2003) exige la satisfaction des conditions suivantes avant de passer au ferrailage des éléments structuraux.

Vérification des résultats du logiciel selon le RPA99 version2003

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier certaines conditions.

1. La période fondamentale de la structure.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale (nombre des modes).
3. Justification du système de contreventement
4. Vérification de l'effort normal réduit
5. L'excentricité.
6. L'effort tranchant à la base.
7. Les déplacements relatifs.
8. Déplacement maximal de la structure.
9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

1. Vérification de la période :

Calcul de la période empirique (**Art 4.2.4 RPA99/version2003**)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{emp} = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau 4.6 DuRPA99/version2003

Dans notre cas:

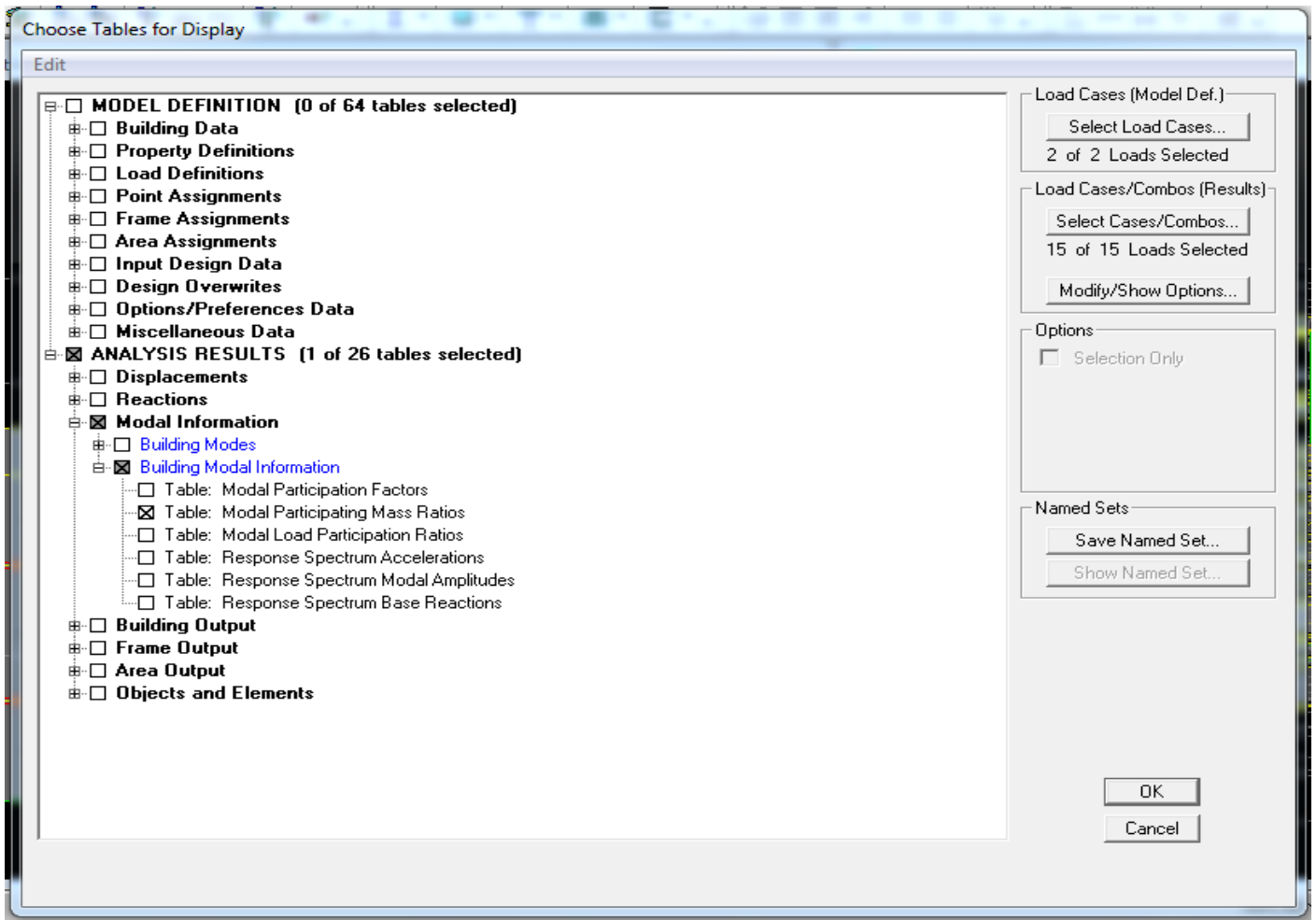
$$C_T = 0,05$$

$$T_{emp} = 0,05 \times (18,36)^{\frac{3}{4}} = 0,443s$$

Détermination de la période par Etabs :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on obtient la période en suivant le cheminement suivant :

Display → Show tables → Modal information → Building modal information Table: modal participating mass ratios → select cases combos → OK → OK



Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	0,436321	71,63930	0,00000	0,60270	71,63930	0,00000
2	0,334072	0,00000	70,24680	0,00020	71,63930	70,24680
3	0,319402	0,65490	0,00000	69,33840	72,29420	70,24680
4	0,112624	16,43610	0,00000	0,13330	88,73030	70,24680
5	0,077751	0,00000	20,61150	0,00080	88,73030	90,85830
6	0,073168	0,11830	0,00030	20,30580	88,84860	90,85860
7	0,05033	6,18650	0,00000	0,04960	95,03520	90,85860
8	0,036336	0,00000	6,00870	0,00280	95,03520	96,86730
9	0,033672	0,02840	0,00080	6,02200	95,06360	96,86810
10	0,029685	2,99970	0,00000	0,01890	98,06330	96,86810
11	0,023929	0,00000	2,18510	0,00100	98,06330	99,05320
12	0,021731	0,00530	0,00040	2,35510	98,06860	99,05360
13	0,020632	1,45930	0,00000	0,00120	99,52790	99,05360
14	0,018638	0,00000	0,76390	0,00000	99,52790	99,81750
15	0,016559	0,11390	0,00000	0,62130	99,64180	99,81750
16	0,016498	0,35580	0,00000	0,29850	99,99760	99,81750
17	0,01624	0,00000	0,18240	0,00290	99,99760	99,99990
18	0,014149	0,00230	0,00000	0,24540	100,00000	100,00000

Il faut vérifier que: $T_{ETABS} \leq 1,3 T_{emp}$

$T_{ETABS}=0,436s \leq 1,3(0,443) =0,575s$ La période est vérifiée

2-Pourcentage De La Participation De La Masse Modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit **égale à 90%au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).**

Display → show table→ modal information → building modal information → Table: modal Participation Mass Ratios et le tableau suivant s’affiche:

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	0,436321	71,63930	0,00000	0,60270	71,63930	0,00000
2	0,334072	0,00000	70,24680	0,00020	71,63930	70,24680
3	0,319402	0,65490	0,00000	69,33840	72,29420	70,24680
4	0,112624	16,43610	0,00000	0,13330	88,73030	70,24680
5	0,077751	0,00000	20,61150	0,00080	88,73030	90,85830
6	0,073168	0,11830	0,00030	20,30580	88,84860	90,85860
7	0,05033	6,18650	0,00000	0,04960	95,03520	90,85860
8	0,036336	0,00000	6,00870	0,00280	95,03520	96,86730
9	0,033672	0,02840	0,00080	6,02200	95,06360	96,86810
10	0,029685	2,99970	0,00000	0,01890	98,06330	96,86810
11	0,023929	0,00000	2,18510	0,00100	98,06330	99,05320
12	0,021731	0,00530	0,00040	2,35510	98,06860	99,05360
13	0,020632	1,45930	0,00000	0,00120	99,52790	99,05360
14	0,018638	0,00000	0,76390	0,00000	99,52790	99,81750
15	0,016559	0,11390	0,00000	0,62130	99,64180	99,81750
16	0,016498	0,35580	0,00000	0,29850	99,99760	99,81750
17	0,01624	0,00000	0,18240	0,00290	99,99760	99,99990
18	0,014149	0,00230	0,00000	0,24540	100,00000	100,00000

La somme des masses modales dans le 7^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d’où la condition du RPA (article4.3.4) est vérifiée.

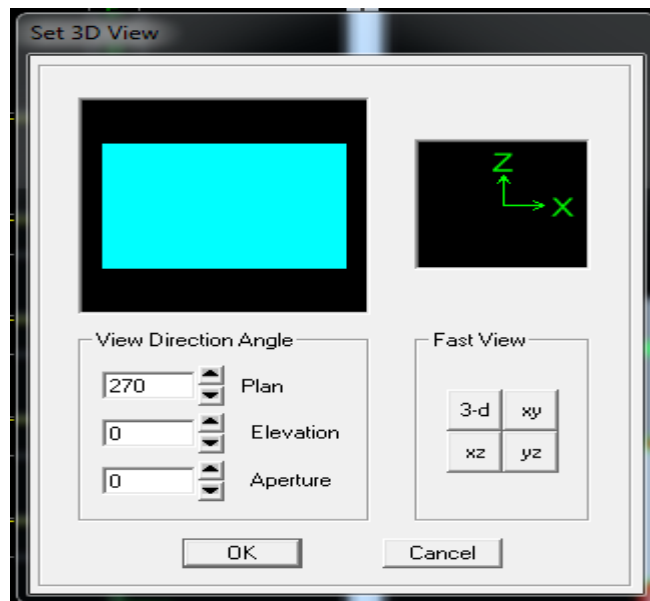
3.Justification vis-à-vis du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

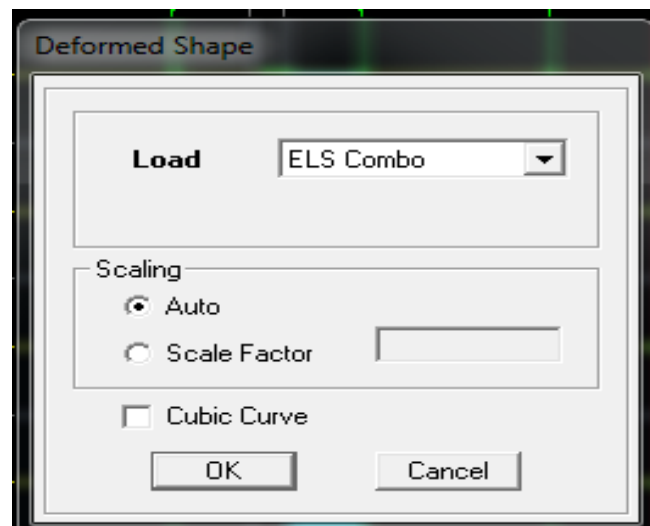
Sous charges verticales :

View → set 3D view

Une Fenêtre affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l’image suivante
On clique sur XZ et on valide avec OK



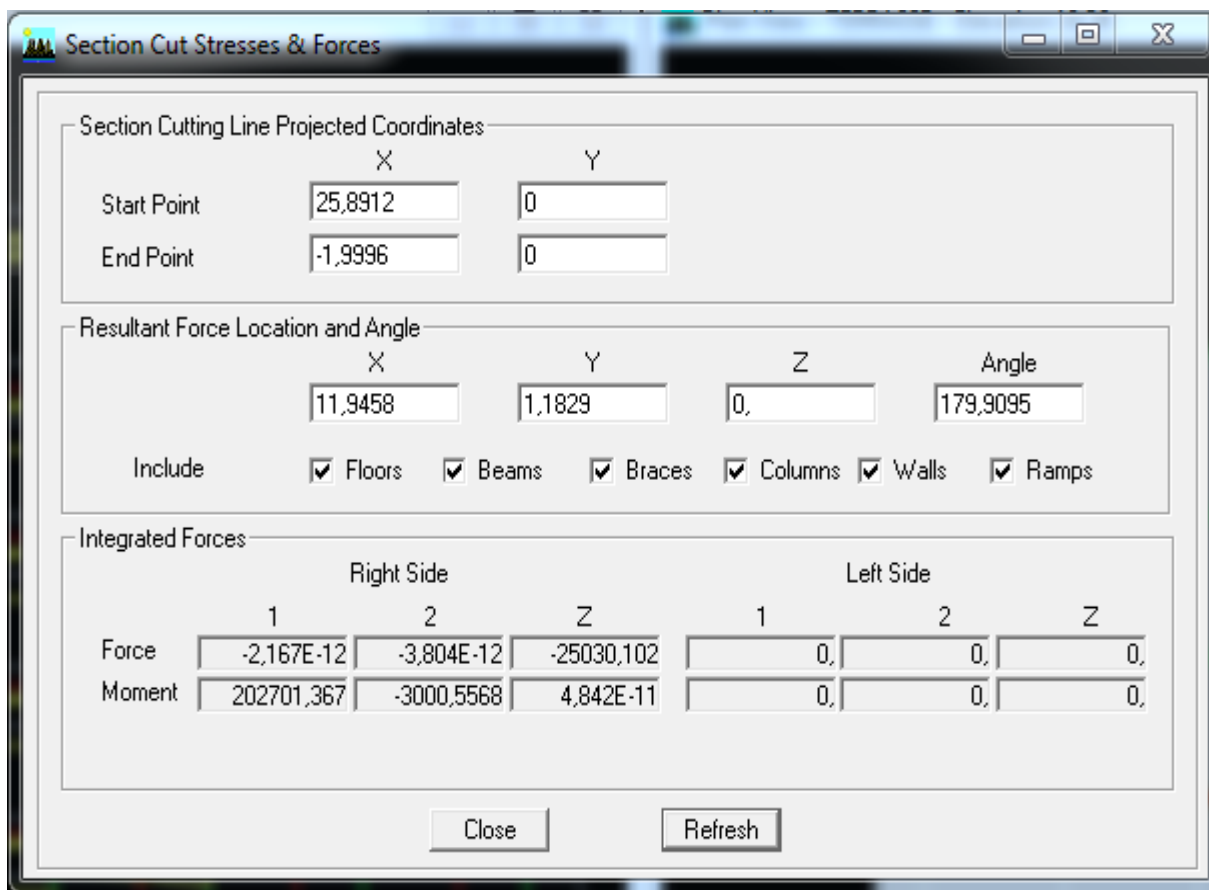
Display →show Deformed shape→Load: ELS



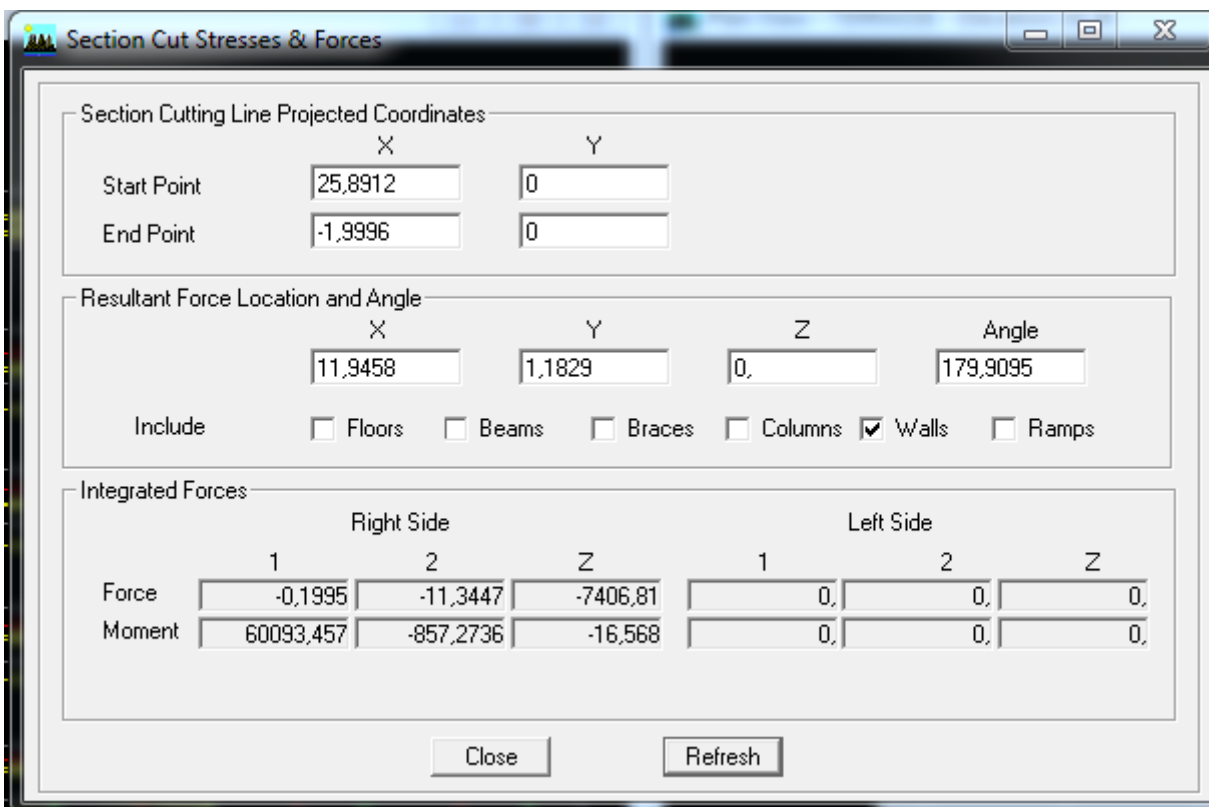
On clique sur ok.

Ensuite: **Draw**→ **Draw Section Cut**

En coupant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-Z**) C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois. Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramps** et on clique sur **refresh** Comme indiqué sur l'image suivante :

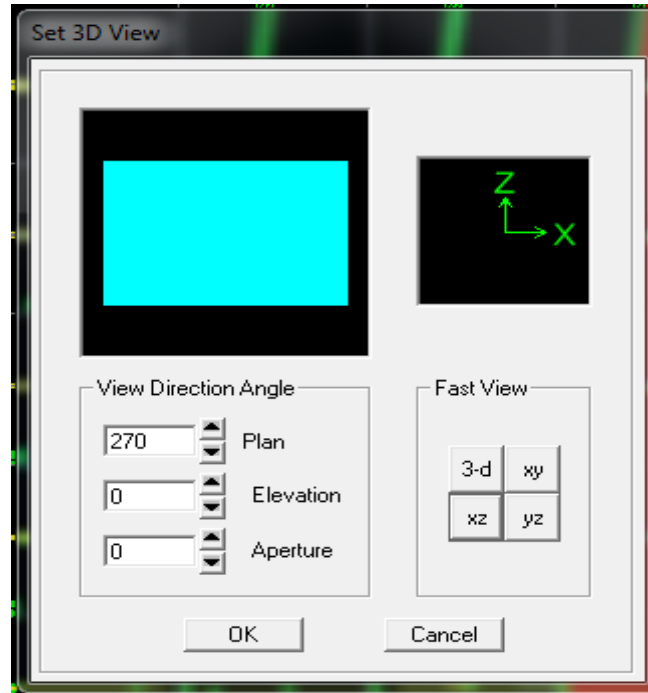


Sous charges horizontales :

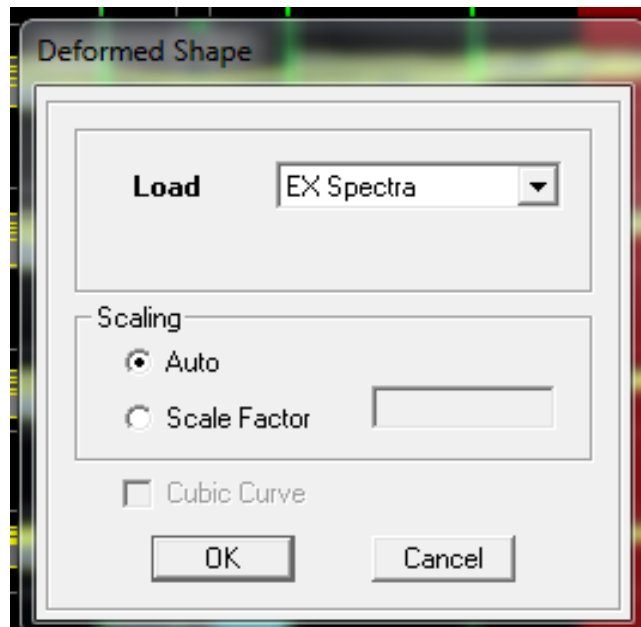
Le même pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELS par Ex et Ey et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2).

Suivant EX :

On clique sur XZ puis on clique sur OK



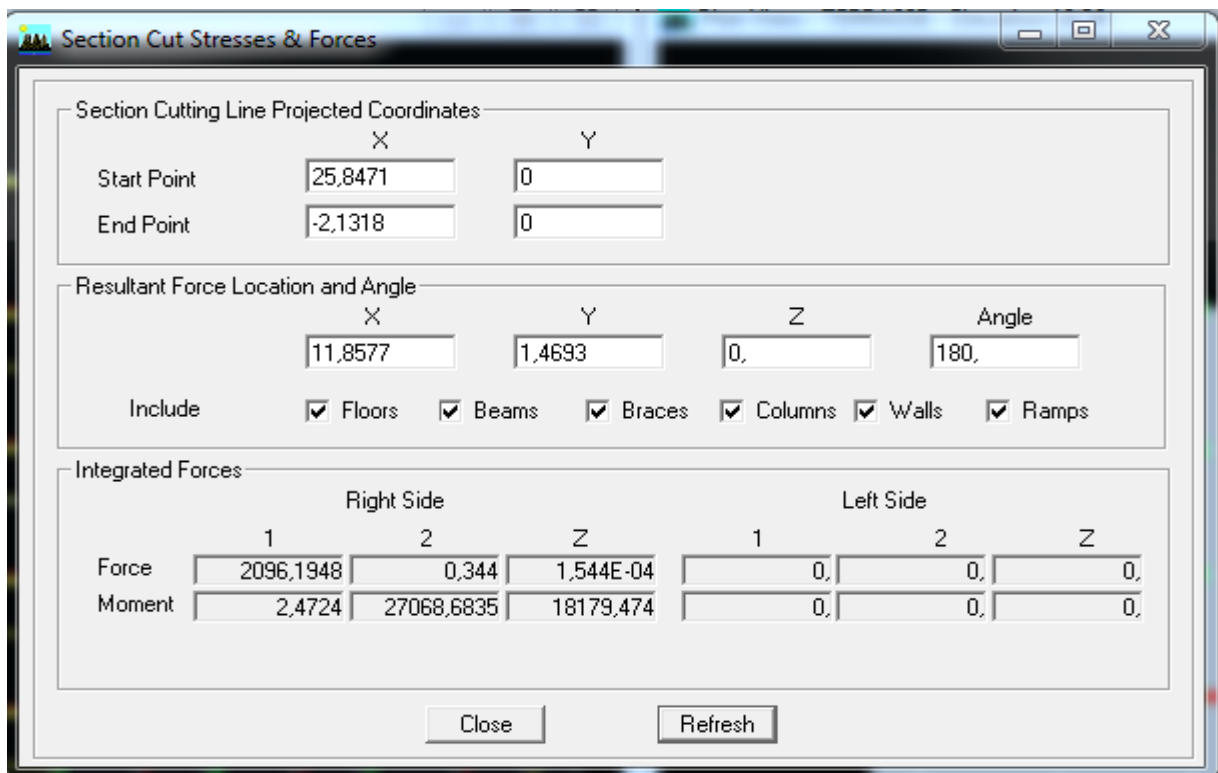
Display →show Deformed shape→Load: EX spectra



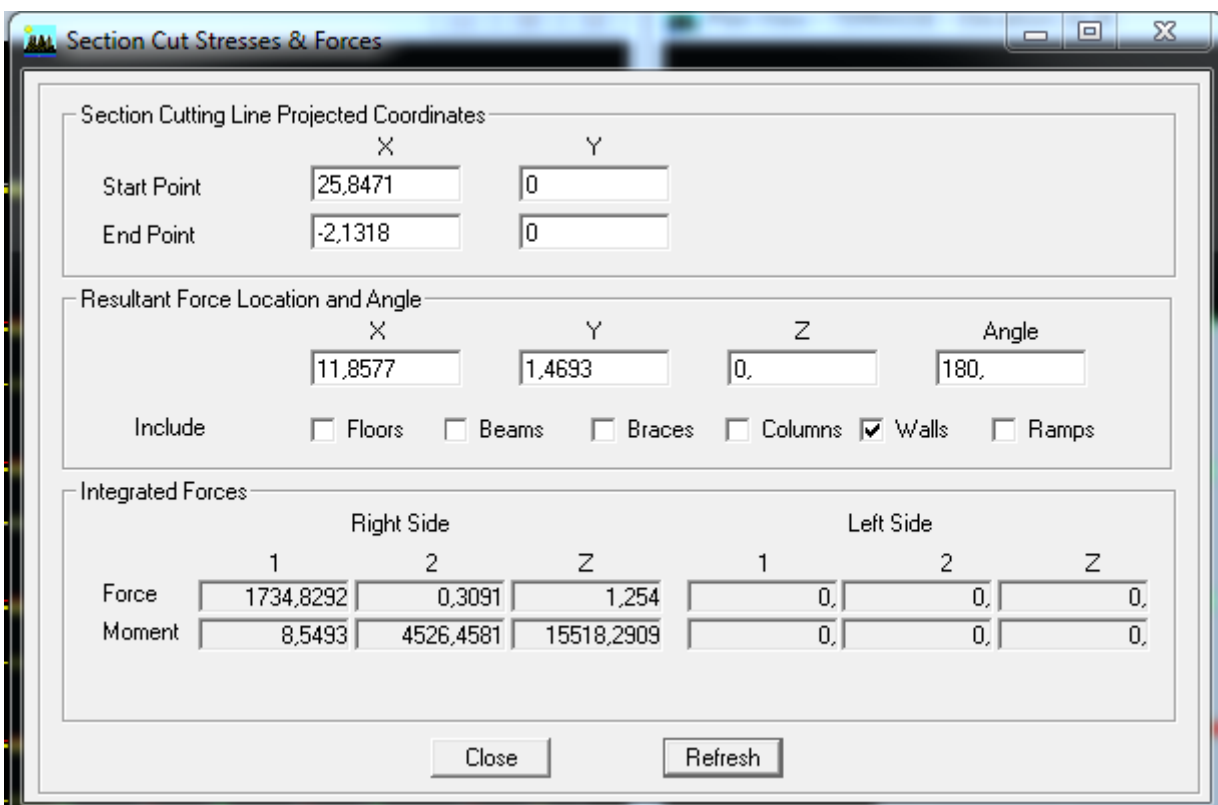
Ensuite, On clique sur **ok**.

Ensuite : **Draw** → **Draw Section Cut**

En coupant la base une fenêtre s’affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l’image suivante :

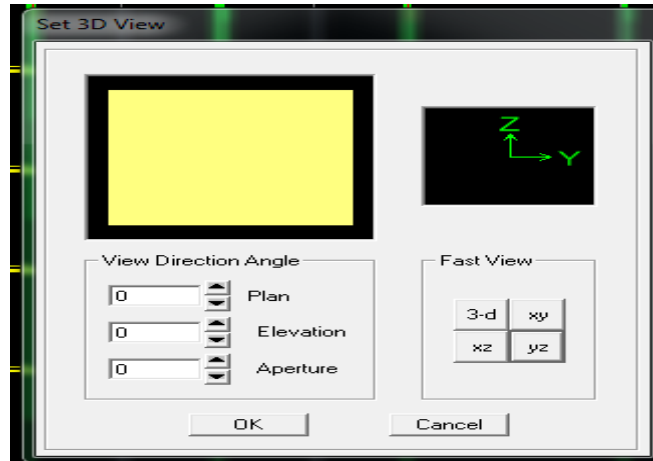


Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) C’est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois. Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramps** et on clique sur **refresh** Comme indiqué sur l’image suivante :

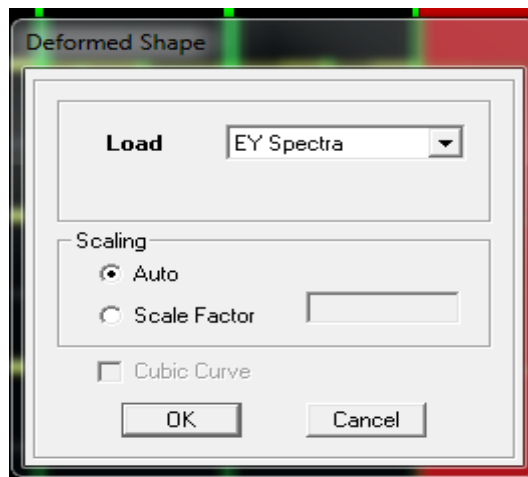


Suivant EY :

On clique sur **YZ** puis on clique sur **OK**



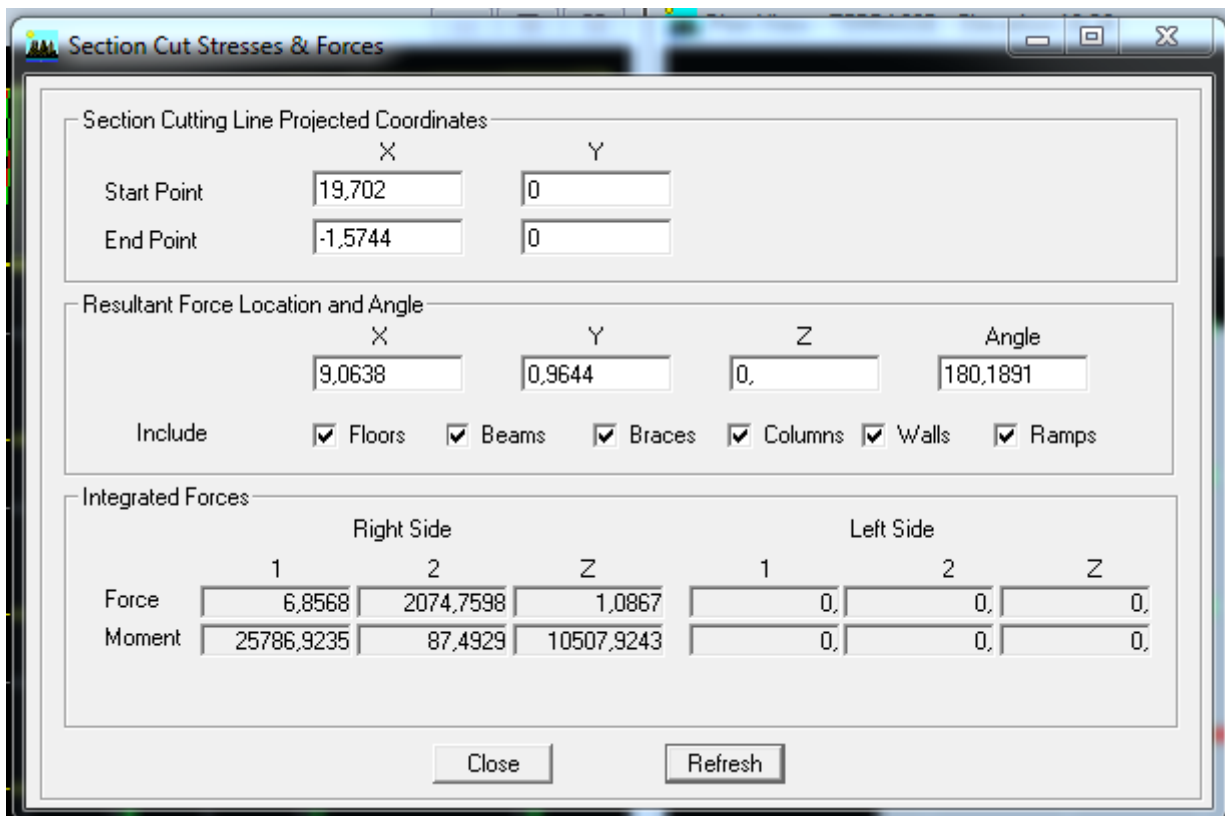
Display → show Deformed shape → Load: EY spectra



On clique sur **ok**

Ensuite : **Draw** → **Draw Section Cut**

En coupant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-2**) C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois. Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramps** et on clique sur **refresh** Comme indiqué sur l'image suivante :

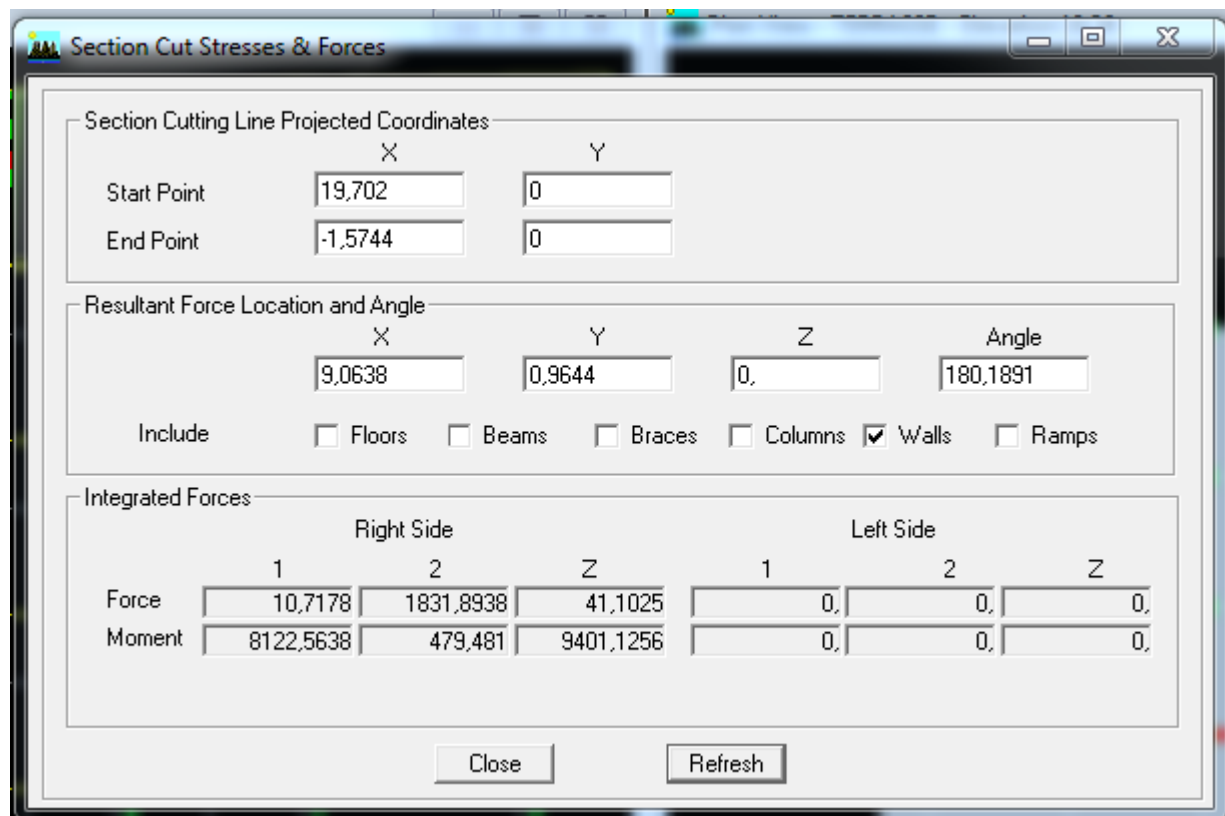


Tableau récapitulatif des résultats :

Unité	Les forces reprises par les voiles et les portiques		Les forces reprises par les voiles uniquement	
	KN	%	KN	%
ELS	25030,102	100	7406,81	29,59
EX	2096,1948	100	1734,8292	82,76
EY	2074,7598	100	1831,8938	88,29

Conclusion :

On remarque que les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Donc selon l'article 3.4 de RPA 99 version 2003, le système de contreventement de notre structure est mixte assuré par des voiles et des portiques.

Dans ce cas de système de contreventement mixte, la valeur du coefficient de comportement est égale à R=5

4-Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99/V2003.art7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Avec :

Nd : l'effort normal dans les poteaux

bc : section du poteau

fc28 : résistance caractéristique du béton

On sélectionne les poteaux à la base, et on suit les étapes suivantes :

Display→**Show Tables** → **Frame Output**→**Frame Force**→**Table: Colum force**→**Select cases/combo**s→**Sélectionner les combinaisons d'actions sismiques G + Q ±E et 0,8G ± E.**

STORY	SECTION	Nd (KN)	Fc28(kn/cm ²)	Nd/(bc.fc28)	OBS
RDC	(45X45)	697,95	2,5	0,137	CV
1 ^{er} étage	(45X45)	569,55	2,5	0,112	CV
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	(45X45)	448,40	2,5	0,088	CV
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	(40X40)	218,12	2,5	0,054	CV

Conclusion

Toutes les conditions sont satisfaites, donc on garde la même section des poteaux.

5-Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99 vs 2003(article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, **une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0,05 L**, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

On doit vérifier que : **|CM- CR| ≤ 5% L**

Tel que :

CM : centre de masse

CR : centre de rigidité.

Excentricité calculée :

Sens longitudinale (x-x)

$$ex=0,05(Lx) = 0,05(26,60) = 1,33m$$

Sens transversal (y-y)

$$e_y = 0,05(L_y) = 0,05(19,30) = 0,965m$$

Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :

Pour cela on suit le cheminement ci-après :

Display → show tables

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results → building output Table: center mass rigidity

Suivant XX:

Story	Diaphragm	XCM	XCR	EX	0,05LX	OBS
RDC	D1	12,036	12,100	-0,064	1,330	CV
ETAGE 01	D2	12,099	12,100	-0,001	1,330	CV
ETAGE 02	D3	12,099	12,099	0,000	1,330	CV
ETAGE 03	D4	12,099	12,099	0,000	1,330	CV
ETAGE 04	D5	12,099	12,099	0,000	1,330	CV
TERRASSE	D6	12,099	12,099	0,000	1,330	CV

Suivant YY:

Story	Diaphragm	YCM	YCR	EY	0,05LY	OBS
RDC	D1	9,101	9,908	-0,807	0,965	CV
ETAGE 01	D2	9,326	10,249	-0,923	0,965	CV
ETAGE 02	D3	9,326	10,238	-0,912	0,965	CV
ETAGE 03	D4	9,325	10,159	-0,834	0,965	CV
ETAGE 04	D5	9,329	10,084	-0,755	0,965	CV
TERRASSE	D6	9,299	10,042	-0,743	0,965	CV

6-Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R}W$$

A: coefficient d'accélération de zone. A=0,20

D : facteur d'amplification dynamique. D=1,90

R : coefficient de comportement global de la structure, en fonction du système de contreventement R=5,00

Q : facteur de qualité.

WT : poids total de la structure

Critère q	Pénalité Pq sens X-X	Pénalité Pq sens Y-Y
Condition minimale des files porteuses	0,05	0,00
Redondance en plan	0,00	0,00
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,00	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux	0,00	0,00
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00

« Critères de facteur de Qualité »

D'où $Q = 1 + \sum Pq$

$Q_x = 1,10$

$Q_y = 1,15$

Calcul du poids total de la structure :

$$WT = \sum w_i \text{ avec } W_i = W_{GI} + \beta W_{QI}$$

W_{GI} :Poids dû aux charges permanentes

W_{QI} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.1 →Pour un bâtiment d'habitation $\beta = 0,20$

Le poids total de la structure est tiré du logiciel :

Display → show tables → building output → table: story shears → select cases/combo → Poids → OK
 Wt = 23720,72KN

	A	D	Q	R	Wt
Sens XX	0,2	1,9	1,10	5	23720,72 KN
Sens YY	0,2	1,9	1,05	5	23720,72KN

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERRASSE	POIDS	Top	3018,9	0	0	0	27987,189	-36528,636
TERRASSE	POIDS	Bottom	3992,74	0	0	0	37231,143	-48307,834
ETAGE 04	POIDS	Top	6839,09	0	0	0	63668,734	-82748,675
ETAGE 04	POIDS	Bottom	7821,86	0	0	0	72944,818	-94635,866
ETAGE 03	POIDS	Top	10668,21	0	0	0	99382,409	-129076,707
ETAGE 03	POIDS	Bottom	11787,53	0	0	0	109943,387	-142616,183
ETAGE 02	POIDS	Top	14633,88	0	0	0	136380,977	-177057,024
ETAGE 02	POIDS	Bottom	15753,21	0	0	0	146941,955	-190596,5
ETAGE 01	POIDS	Top	18599,56	0	0	0	173379,546	-225037,341
ETAGE 01	POIDS	Bottom	19718,88	0	0	0	183940,524	-238576,818
RDC	POIDS	Top	22570,42	0	0	0	209705,167	-272654,682
RDC	POIDS	Bottom	23720,72	0	0	0	220315,717	-286569,047

$$V_x = \frac{ADQ_x}{R} Wt = \frac{0,2 \times 1,90 \times 1,10}{5} \times 23720,72 = 1983,05KN$$

$$V_y = \frac{ADQ_y}{R} Wt = \frac{0,2 \times 1,90 \times 1,05}{5} \times 23720,72 = 1892,91KN$$

Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Display → show tables → modal Information → building modal information → Response spectrum base reactions → Select cases/combo EX et EY → OK

On tire les valeurs de l'effort tranchant:

	Vstatique (KN)	Vdynamique (KN)	0,8Vstatique (KN)	Vdyn>0.8 V stat
Sens XX	1983,05KN	2096,19	1586,44	CV
Sens YY	1892,91KN	2074,77	1514,33	C.V

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

7-Vérification des déplacements relatifs :

D’après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R X \delta_k \text{ (formule 4 – 19 du RPA99)}$$

δ_k : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R = 5

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = |\delta_k - \delta_{k-1}| \text{ (formule 4 – 20 du RP99)}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Dans le sens longitudinal :

Display → show tables → analysis results → Displacement Data table: Diaphragm CM displacement → Select cases/combos

On sélectionne Ex spectra

Puis on clique : OK → OK

Story	Diaphragm	Load	UX	R	δ_{kx}	Δ_k	1%He	OBS
TERRASSE	D6	EX	0,008	5	0,0400	0,0070	0,0306	CV
ETAGE 04	D5	EX	0,0066	5	0,0330	0,0080	0,0306	CV
ETAGE 03	D4	EX	0,005	5	0,0250	0,0080	0,0306	CV
ETAGE 02	D3	EX	0,0034	5	0,0170	0,0080	0,0306	CV
ETAGE 01	D2	EX	0,0018	5	0,0090	0,0060	0,0306	CV
RDC	D1	EX	0,0006	5	0,0030	0,0030	0,0306	CV

Dans le sens Transversal :

Display → show tables → analysis results → Displacement Data table: Diaphragm CM displacement → Select cases/combos

On sélectionne Ey spectra

Puis on clique : OK → OK

Story	Diaphragm	Load	UY	R	δ_{ky}	Δ_k	1%He	OBS
TERRASSE	D6	EY	0,0046	5	0,0230	0,0050	0,0306	CV
ETAGE 04	D5	EY	0,0036	5	0,0180	0,0045	0,0306	CV
ETAGE 03	D4	EY	0,0027	5	0,0135	0,0045	0,0306	CV
ETAGE 02	D3	EY	0,0018	5	0,0090	0,0045	0,0306	CV
ETAGE 01	D2	EY	0,0009	5	0,0045	0,0030	0,0306	CV
RDC	D1	EY	0,0003	5	0,0015	0,0015	0,0306	CV

8-Vérification de l’effet P-Δ: (Art5.9RPA99 version 2003)

L’effet P-Δ ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PK\Delta K}{V_k x h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$P_k = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

NIV	PK	SENS XX (SOUS EX)				SENS YY(SOUS EY)			
		ΔKX	VKX	VKX.HK	θ_x	ΔKY	VKY	VKY.HK	θ_y
TERRASSE	3992,74	0,007	333,7931	1021,4068	0,0274	0,005	318,6207	974,9792	0,0205
ETAGE 4	7821,86	0,008	653,9075	2000,9569	0,0313	0,0045	624,1844	1910,0043	0,0184
ETAGE 3	11787,53	0,008	985,4375	3015,4388	0,0313	0,0045	940,6449	2878,3734	0,0184
ETAGE 2	15753,21	0,008	1316,9684	4029,9232	0,0313	0,0045	1257,1062	3846,7448	0,0184
ETAGE 1	19718,88	0,006	1648,4984	5044,4050	0,0235	0,003	1573,5666	4815,1139	0,0123
RDC	23720,72	0,003	1983,0522	6068,1397	0,0117	0,0015	1892,9135	5792,3152	0,0061

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à « 0,1 ». Donc l'effet P- Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique Algérien RPA 99/Version 2003; le model étudié et modélisé à l'aide du logiciel ETABS, on peut passer au ferrailage de ses éléments structuraux.

CHAPITRE VI
FERRAILLAGE
DES ELEMENTS

VI-1 FERRAILLAGE DES POUTRES :

1-Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu-nuisible.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel ETABS en tenant comptes des combinaisons suivantes :

$$1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots \text{ELU}$$

$$G + Q \pm E \dots \dots \dots \text{RPA99 VERSION 2003}$$

$$0,8G \pm E \dots \dots \dots \text{RPA99 VERSION 2003}$$

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

$$G + Q \dots \dots \dots \text{ELS}$$

2-Recommandation et exigence de l'RPA :

a-Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

Pourcentage total minimum :

$$A_{min} = 0,5\%(bxh), \text{ en toute section}$$

Pourcentage total maximum :

$$A_{max} = 4\%(bxh) \dots \dots \dots \text{ en zone courante}$$

$$A_{max} = 6\%(bxh) \dots \dots \dots \text{ en zone de recouvrement}$$

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	Pourcentage total minimum	Pourcentage total maximum	
	$A_{min} = 0,5\%(bxh)$	Zone courante $A_{max} = 4\%(bxh)$	Zone de recouvrement $A_{max} = 6\%(bxh)$
PP (30X40)	6	48	72
PS (30X35)	5,25	42	63

La longueur de recouvrement est de : $50\emptyset$ (en zone **I**ib****).

L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b-Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0,003.St.b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Zone nodale..... $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30cm\right)$

Zone courante..... $St \leq \frac{h}{2}$

\emptyset :Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Calcul des armatures à l'ELU :

Calcul des armatures longitudinales :

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} \text{ avec:}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 \text{ et } \theta=0,85 & \text{cas accidentel} \\ 1,5 \text{ et } \theta=1 & \text{cas durable} \end{cases}$$

Les différentes caractéristiques du béton et de l'acier :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$F_{c28} (Mpa)$	$F_{bu} (Mpa)$	$\gamma_s (Mpa)$	$F_e (Mpa)$	$\sigma_s (Mpa)$
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,5	1,5	400	400

Etapes de calcul

Le moment réduit limite « μ_l » est égale à 0,392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA. Ensuite on calcule le moment réduit « μ » avec la relation précédente et on le compare à « μ_l » deux cas se présentent à nous :

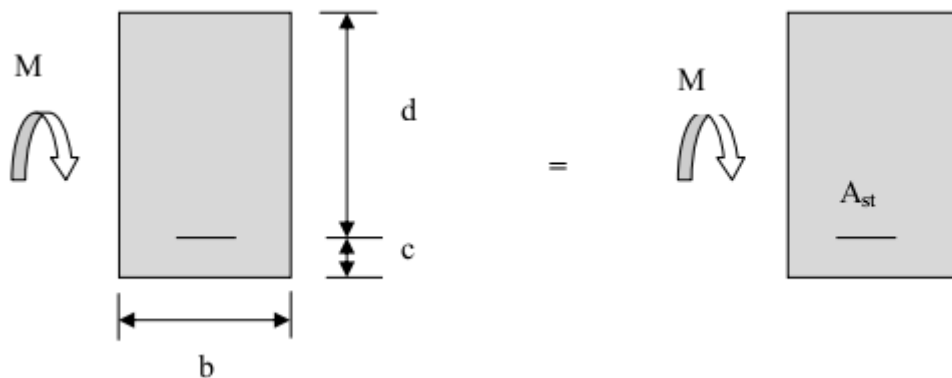
1^{er} cas : Section Simplement armée :

$\mu < \mu_l$ *Section Simplement Armée (SSA)*

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires..... $A_{sc}=0$

La section d'armatures tendues est égale à :

$$A_s = \frac{Mt}{\beta d \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 Mpa$$



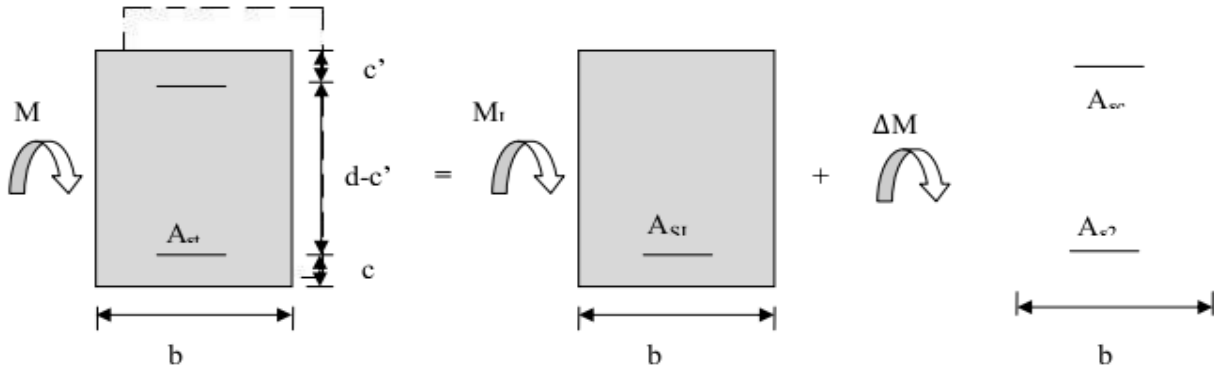
"la disposition des armatures d'une Section Simplement Armée (SSA)"

2^{ème} cas : Section doublement armée :

$$M_f = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_f \text{ avec } \Delta M \leq 40\% M_u$$

$$A_s = A_1 + A_2 \text{ Avec } A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \text{ et } A_2 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$



"la disposition des armatures d'une section Doublement Armée (SDA)"

Ferrailage des poutres et sollicitations :

Les sollicitations du calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus favorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau :

1-Poutres principales (30×40) :

1^{er} cas : Solidaires aux voiles

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{40,196 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,37)^2 \times 14,2} = 0,068$$

$$\mu = 0,068 < \mu_l = 0,392 \text{ donc section simplement armée (Asc = 0)}$$

$$\mu = 0,068 \text{ donc } \beta = 0,965$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40,196 \times 10^3}{0,965 \times (37) \times 348} = 3,23 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_{t \text{ adoptée}} = 3\text{HA}12\text{FIL} = 3,39 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{55,007 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,37)^2 \times 14,2} = 0,094$$

$$\mu = 0,094 < \mu_l = 0,392 \text{ donc section simplement armée (Asc = 0)}$$

$$\mu = 0,094 \text{ donc } \beta = 0,951$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{55,007 \times 10^3}{0,951 \times (37) \times 348} = 4,49 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_{a \text{ adoptée}} = 3\text{HA}12\text{FIL} + 2\text{HA}12\text{CHAP} = 5,65 \text{ cm}^2$

2^{eme} cas : Non Solidaires aux voiles**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{43,07 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,37)^2 \times 14,2} = 0,074$$

$$\mu = 0,074 < \mu_l = 0,392 \text{ donc } \textit{section simplement armée} (A_{sc} = 0)$$

$$\mu = 0,074 \text{ donc } \beta = 0,962$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{43,07 \times 10^3}{0,962 \times (37) \times 348} = 3,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{t\text{adoptée}} = 3\text{HA}12\text{FIL} + 2\text{HA}12\text{CHAP} = 5,65 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{63,62 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,37)^2 \times 14,2} = 0,109$$

$$\mu = 0,109 < \mu_l = 0,392 \text{ donc } \textit{section simplement armée} (A_{sc} = 0)$$

$$\mu = 0,109 \text{ donc } \beta = 0,942$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{63,62 \times 10^3}{0,942 \times (37) \times 348} = 5,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{a\text{adoptée}} = 3\text{HA}12\text{FIL} + 3\text{HA}12\text{CHAP} = 6,78 \text{ cm}^2$$

2-Poutres secondaires (30×35) :**1^{er} cas : Solidaires aux voiles****En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{27,339 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,32)^2 \times 14,2} = 0,062$$

$$\mu = 0,062 < \mu_l = 0,392 \text{ donc } \textit{section simplement armée} (A_{sc} = 0)$$

$$\mu = 0,062 \text{ donc } \beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27,339}{0,968 \times (32) \times 348} = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{t\text{adoptée}} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{39,538 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,32)^2 \times 14,2} = 0,091$$

$$\mu = 0,091 < \mu_l = 0,392 \text{ donc } \textit{section simplement armée} (A_{sc} = 0)$$

$$\mu = 0,091 \text{ donc } \beta = 0,952$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{39,538 \times 10^3}{0,952 \times (32) \times 348} = 3,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{a\text{adoptée}} = 3\text{HA}12\text{FIL} + 2\text{T}12\text{CHAP} = 5,65 \text{ cm}^2$$

2^{eme} cas : Non Solidaires aux voiles

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,171 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,32)^2 \times 14,2} = 0,009$$

$\mu = 0,009 < \mu_l = 0,392$ donc **section simplement armée (Asc = 0)**

$\mu = 0,009$ donc $\beta = 0,995$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,171 \times 10^3}{0,995 \times (32) \times 348} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{t\text{adoptée}} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,376 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,32)^2 \times 14,2} = 0,019$$

$\mu = 0,019 < \mu_l = 0,392$ donc **section simplement armée (Asc = 0)**

$\mu = 0,019$ donc $\beta = 0,990$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,376 \times 10^3}{0,990 \times (32) \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{a\text{adoptée}} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

				Mmax (KN.M)	μ	OBS	β	Ast cm ²	Ferrailage	A adoptée cm ²
POUTRES PRINCIPALES (30x40)	solidaires aux voiles	en travée	ELU	40,196	0,068	SSA	0,965	3,23	3T12FIL	3,39
		aux appuis	ELU	55,007	0,094	SSA	0,951	4,49	3T12FIL+2T12CHAP	5,65
	non solidaires aux voiles	en travée	ELU	43,07	0,074	SSA	0,962	3,47	3T12FIL+2T12CHAP	5,65
		aux appuis	ELU	63,62	0,109	SSA	0,942	5,24	3T12FIL+3T12CHAP	6,78
POUTRES SECONDAIRES (30x35)	solidaires aux voiles	en travée	ELU	27,339	0,062	SSA	0,968	2,54	3T12FIL	3,39
		aux appuis	ELU	39,538	0,091	SSA	0,952	3,73	3T12FIL+2T12CHAP	5,65
	non solidaires aux voiles	en travée	ELU	4,171	0,009	SSA	0,995	0,37	3T12FIL	3,39
		aux appuis	ELU	8,376	0,019	SSA	0,990	0,76	3T12FIL	3,39

Calcul des armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

At =0,003.St.b

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- **Zone nodale.....** $St \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi; 30cm)$

- **Zone courante....** $St \leq \frac{h}{2}$

Ø:Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les quantités et les espacements des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

	calcul St (cm)			At =0,003.St.b (cm ²)	Ferrailage (cm ²)
PP (30x40)	Zone nodale St≤min(h/4;12φ;30cm)	Min St ≤ min(10;14,40;30cm)	St=10	0,9	Aad=2,01 cm ² Soit 4HA8
	Zone courante St≤ h/2	St≤20cm	St=15	1,35	
PS (30x35)	Zone nodale St≤min(h/4;12φ;30cm)	Min St ≤ min(8,75;14,40;30cm)	St=10	0,9	Aad=2,01 cm ² Soit 4HA8
	Zone courante St≤ h/2	St≤17,5cm	St=15	1,35	

Vérifications à l'ELU :

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

Amin=(0,5 % bh).

Les vérifications des armatures longitudinales sont résumées dans le tableau suivant :

			Aadoptée	Amin (cm ²)	Vérification
Poutres Principales (30x40)	SOLIDAIRES AUX VOILES	EN TRAVEE	3,39	6,00	CV
		AUX APPUIS	5,65		
	NON SOLIDAIRES AUX VOILES	EN TRAVEE	5,65	6,00	CV
		AUX APPUIS	6,78		
Poutres Secondaires (30x35)	SOLIDAIRES AUX VOILES	EN TRAVEE	3,39	5,25	CV
		AUX APPUIS	5,65		
	NON SOLIDAIRES AUX VOILES	EN TRAVEE	3,39	5,25	CV
		AUX APPUIS	3,39		

Remarque :

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b) Vérification au cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : T_{max} = Effort tranchant max à l'ELU;

Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5\text{MPa}\right) = \min(3,33\text{MPa}; 5\text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

Les résultats des vérifications au cisaillement sont résumés dans les tableaux suivant :

	Efforts tranchants T_u^{max} (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Obs
POUTRES PRINCIPALES (30x40)	87,36	30	37	0,787	3,33	CV
POUTRES SECONDAIRES (30x35)	40,34	30	32	0,420		CV

c- Influence de l'effort tranchant :

Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99) :

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9bdfc28}{\gamma_b}$$

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

	Efforts tranchants T_u^{max} (KN)	b (cm)	d (cm)	γ_b	Fc28 (Mpa)	\bar{T}_u (KN)	Observation
POUTRES PRINCIPALES (30x40)	87,36	30	37	1,5	25	666	CV
		30	37	1,5	25		
POUTRES SECONDAIRES (30x35)	40,34	30	32	1,5	25	576	CV
		30	32	1,5	25		

Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifié 99) :

$$\frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) \leq A_s$$

Avec : M_u en valeur algébrique

Et si :

$$\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \dots \dots \dots \text{la vérification n'est pas nécessaire}$$

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

	Efforts tranchants T_u^{max} (KN)	Mu (KN.m)	d (m)	$\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$	Observation
POUTRES PRINCIPALES (30x40)	87,36	-63,62	0,37	-84,59	CV
POUTRES SECONDAIRES (30x35)	40,34	-39,538	0,32	-83,22	CV

Remarque :

D'après les résultats du tableau la vérification n'est pas nécessaire.

d- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s f_t 28$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

L'acier utilisé est le FeE400 $\psi_s = 1,5$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \Sigma U_i}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence

$\overline{\tau_{se}}$: contrainte limite d'adhérence

$\Sigma U_i = n\pi\phi$: la somme des périmètres utiles des barres

	Efforts Tranchants T_u^{max} (KN)	d (mm)	ΣU_i	τ_{se}	$\overline{\tau_{se}}$	Observation
POUTRES PRINCIPALES (30x40)	+87,36	370	188,40	1,39	3,15	CV
POUTRES SECONDAIRES (30x35)	+40,34	320	188,40	0,743		CV

e) Ancrage des armatures BAEL Art A.6.1.22) :

Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$L_s = \phi x \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \phi x \frac{f_e}{4(0,6\psi_s^2 f_t 28)}$$

Pour les HA12 :

$$L_s = 1,2x \frac{400}{4(0,6x(1,5)^2x2,1)} = 42,33 \text{ cm on prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

La longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 50x\phi$

Pour les HA12 :

$$L_r = 50x\phi = 50x1,2 = 60 \text{ cm} \dots\dots\dots L_r = 60 \text{ cm}$$

Les règles de (Art 6.A.1 /BAEL 91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochets, est au moins égale à 0,4 l_s pour les aciers HA.

-Pour les Ø12 : $L_a = 0,40x60 = 24 \text{ cm}$

Vérification à L'ELS :

1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1)

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq \frac{0,23bdft28}{fe} \\ ft28 = 0,6 + 0,06fc28 \end{array} \right.$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

			Ast	Amin	Vérification
POUTRES PRINCIPALES	SOLIDAIRES AUX VOILES	EN TRAVEE	3,39	1,34	CV
		AUX APPUIS	5,65		
	NON SOLIDAIRES AUX VOILES	EN TRAVEE	5,65	1,34	CV
		AUX APPUIS	6,78		
POUTRES SECONDAIRES	SOLIDAIRES AUX VOILES	EN TRAVEE	3,39	1,15	CV
		AUX APPUIS	5,65		
	NON SOLIDAIRES AUX VOILES	EN TRAVEE	3,39	1,15	CV
		AUX APPUIS	3,39		

2) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

3) Vérification des contraintes :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100xAs}{bxd}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{Asx\beta_1xd} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{fe}{\gamma_s}$$

Et à partir des tableaux de ferrailage à L'ELS on aura les valeurs de K_1 et β_1

Avec : $\overline{\sigma}_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

Vérification de la contrainte dans le béton :(Art A.4.5.2/BAEL 91)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6xfc28$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6xfc28 = 0,6x25 = 15Mpa$$

Après avoir extrait les moments maximaux à L'ELS de l'ETABS les vérifications des contraintes dans le béton et dans les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

		Moment à l'ELS (KN.m)	Ast (cm ²)	b	d	ρ	β_1	σ_{st} (Mpa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (Mpa)	Obs	K_1	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	Obs
PP	En travée	29,348	3,39	30	37	0,305	0,913	256,27	348	CV	42,47	6,03	15	CV
	Aux appuis	-39,885	5,65			0,509	0,893	213,65			31,73	6,73		
	En travée	31,479	5,65			0,509	0,893	168,62		CV	31,73	5,31		CV
	Aux appuis	-46,196	6,78			0,611	0,885	208,08			28,48	7,31		
PS	En travée	19,854	3,39	30	32	0,353	0,908	201,56	348	CV	39,35	5,12	15	CV
	Aux appuis	-28,75	5,65			0,588	0,887	179,27			29,25	6,13		
	En travée	3,035	3,39			0,353	0,908	30,81		CV	39,35	0,78		CV
	Aux appuis	-6,124	3,39			0,353	0,908	62,17			39,35	1,57		

Remarque :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées.

VI-02 Ferrailage des poteaux

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations. Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant (pour chercher la plus grande compression).
- L'effort normal minimal et le moment correspondant (pour chercher la plus grande traction).
- Le moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant (pour chercher la plus grande flexion).

Combinaisons d'actions :

- 1,35G + 1,5Q..... (ELU).
- G + Q..... (ELS).
- G + Q ± E..... (RPA 99 modifié 2003).
- 0,8G ± E..... (RPA 99 modifié 2003)

Recommandations et exigences du RPA99 modifié 2003 :

Armatures longitudinales :(RPA 99 modifié 03 art 7-4-2-1) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droit sans crochet.

- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera de 0,9% (b×h) en **zone IIb**.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de 4% (b×h) en zone courante.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de 6% (b×h) en zone de recouvrement.

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimale (cm ²) A _{min} =0,9%bh	Pourcentage maximale (cm ²)	
		Zone courante A _{min} =4%bh	Zone de recouvrement A _{min} =6%bh
(45x45)	18,225	81,00	121,50
(40x40)	14,400	64,00	96,00

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 50Ø en zone IIb.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone IIb

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

Calcul du ferrailage :

a) Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression)

$$e_u = \frac{Mu}{N_u} > \frac{h}{2} - c$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et L'effort normal appliqué est un effort de compression

$$e_u = \frac{Mu}{N_u} < \frac{h}{2} - c$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d-c') - M_f \leq [0,337 - 0,81c'/h] bh^2 fbc$$

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u (h/2 - c).$$

Détermination des armatures :

Calcul du moment fictif :

$$M_f = N \left(\frac{h}{2} - c \right) = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 fbc}$$

$$\mu_f \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA. A' = 0$$

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

Armatures réelles :

$$A = A_f \mp \frac{N}{\sigma_{st}} \rightarrow \begin{cases} (-) \text{ si } N: \text{ effort de compression} \\ (+) \text{ si } N: \text{ effort de traction} \end{cases}$$

$$\mu_f > 0,392 \rightarrow SDA \rightarrow A' \neq 0$$

Armatures en flexion simple :

$$A'_f = \frac{M_f}{(d - c') \sigma'_{st}}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} + A'_f$$

Armatures en flexion composée :

$$A_f = A'_f; A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

-Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures (effort de compression)

$$e_u = \frac{M}{N} < \frac{h}{2} - c; \quad N: \text{ Effort de compression}$$

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,337 - \frac{0,81c'}{h} \right) bh^2 fbc$$

Détermination des armatures :

1er cas :
$$\left\{ \begin{array}{l} Nu(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) bh^2 fbc \dots \dots \dots SDA \\ A_s > 0 \quad \text{et} \quad A'_s > 0 \end{array} \right.$$

La section d'armature :

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0,5h)bh fbc}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{Nu - bh fbc}{\sigma_s} A'_s$$

2^{eme} cas :
$$\left\{ \begin{array}{l} Nu(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) bh^2 fbc \dots \dots \dots SSA \\ A_s > 0 \quad \text{et} \quad A'_s = 0 \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{N - \psi bh fbc}{100\sigma_s} \text{ avec } A'_s = 0$$

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c')-M_f}{bh^2 fbc}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

Section entièrement tendue :

$$A_s = \frac{N \cdot a}{(d - c')\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A'_s = \frac{Nu}{\sigma_s} - A_1$$

avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

Remarque : Si $e_u = \frac{Mu}{N_u} = 0$ excentricité nulle, compression pure

Le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{Nu - B fbc}{\sigma_s}$$

Avec : **B** : Aire de la section du béton seul.

σs: Contrainte de l'acier.

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **SOCOTEC** » les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	Asup (Cm²)	Ainf (Cm²)	Amin RPA (Cm²)	Choix	AS adopté (Cm²)
RDC, 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage (45x45)	Nmax- Mcor	N _{max} = -957,78	M _{cor} = 6,398	13,30	14,24	18,22	12T14	18,46
	Nmin- Mcor	N _{min} = - 17,59	M _{cor} = +4,652	0	0,59			
	Mmax-Ncor	M _{max} = - 25,17	N _{cor} = - 445,29	8,26	4,55			
4^{eme} et 5^{eme} étage (40x40)	Nmax- Mcor	N _{max} = - 298,65	M _{cor} = 14,076	3,10	5,48	14,40	4T14+8T12	15,20
	Nmin- Mcor	N _{min} = - 8,75	M _{cor} = +2,496	0	0,33			
	Mmax-Ncor	M _{max} = +28,223	N _{cor} = -70,89	0	3,31			

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs buts consiste essentiellement à :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Positionner les armatures longitudinales.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$$

At : armatures transversales

Tu : effort tranchant de calcul

h1: hauteur totale de la section brute

ρa: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Pour :

Pour: $\lambda \geq 5 \rightarrow \rho = 2,5$

Pour: $\lambda < 5 \rightarrow \rho = 3,75$

λg: L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \lambda g = \frac{L_f}{b} ; L_f = 0,7 \cdot h_e$$

Lf: La longueur de flambement des poteaux.

St: espacement des armatures transversales.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donné par :

-Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si :

$\lambda g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b_1$

$\lambda g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{min} = 0,8\% \cdot S_t \cdot b_1$

$3 \leq \lambda g \leq 5 \dots\dots\dots$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

$3 < \lambda g < 5 \dots\dots\dots$ interpoler entre les valeurs limites du poteau

Remarque :

-Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants

Ø > 12mm pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de (10.Ø_{min}).

- Espacement des armatures (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

a) Dans la zone nodale

$S_t \leq \min (10\phi; 15cm)$

$S_t \leq \min (10 \times 1,40 ; 15cm) = \min (14 ; 15cm) \rightarrow S_t = 10cm$

b) Dans la zone courante

$S_t \leq 15 \phi$

$S_t \leq 15 \phi = 15 \times 1,40 = 21 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15cm$

Avec : ØL = 12 mm est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte :

S_t = 10 cm en zone nodale.

S_t = 15cm en zone courante.

- Le Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifié 99) :

D'après le BAEL91 Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_l = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm soit } \phi_l = 8 \text{ mm}$$

Ø1: Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour 4HA8=2,01cm².

- La longueur de recouvrement (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003) :

Pour les HA14 :

$$L_r = 50\phi = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm.}$$

Pour les HA12 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1,2 = 60 \text{ cm.}$$

- La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

Ψs= 1,5 pour les aciers à haute adhérence.

Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{1,4 \cdot 40000}{4 \cdot (0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 210)} = 49,38 \text{ cm on prend } l_s = 50 \text{ cm}$$

Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{1,2 \cdot 40000}{4 \cdot (0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 210)} = 42,33 \text{ cm on prend } l_s = 45 \text{ cm}$$

- Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{L_f}{b} ; L_f = 0,7 \cdot h_e$$

Poteaux	Hauteur	Lf	λg	At _{min} [cm²]		Aadoptée [cm²]	Observation
				Zone courante St=10 cm	Zone nodale St=15 cm		
(45x45)	3,06	2,142	4,78	1,93	2,90	4HA8= 2,01	Condition vérifiée
(40x40)			5,38	1,72	2,58	4HA8= 2,01	Condition vérifiée

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right)$$

- Poteaux (45x 45) :

$$h' = \max\left(\frac{he}{6} ; b_1; h_1; 60cm\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 45; 45; 60cm\right)$$

$$h' = \text{Max} (51cm; 45 cm; 45cm; 60 cm) = \mathbf{60cm}$$

- Poteaux (40x 40) :

$$h' = \max\left(\frac{he}{6} ; b_1; h_1; 60cm\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60cm\right)$$

$$h' = \text{Max} (51cm; 40cm; 40cm; 60 cm) = \mathbf{60cm}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : Art 7.4.3.2 RPA 99 Version 2003 :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\lambda g \geq 5 \quad \rho_b = 0,075 \quad \bar{\tau}_{bu} = 1,875Mpa$$

$$\lambda g < 5 \quad \rho_b = 0,04 \quad \bar{\tau}_{bu} = 1Mpa$$

$$\lambda g = \frac{l_f}{a} \text{ avec } l_f = 0,7he$$

Poteaux (cm ²)	he (m)	λg	d (mm)	Tu.10 ³ (N)	τ _b (MPA)	τ̄ _b (MPA)	OBS
(45x45)	3,06	4,76	420	17,22	0,091	1,00	CV
(40x40)		5,35	370	20,61	0,139	1,875	CV

Vérification à L'ELS :

Vérification des contraintes

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{st} = 348Mpa$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa$

Poteaux (cm ²)	sollicitation	N (kn)	M (kn.m)	Asup	Ainf	σ _{bs}	σ _{bi}	σ _{ss}	σ _{si}	obs
(45x45)	Nmax-Mcor	-697,95	4,634	18,46	18,46	0	0	-182,60	-195,50	CV
	Nmin-Mcor	-24,47	6,556			0,17	0	1,24	-15,70	CV
	Ncor-Mmax	-325,16	-18,267			0	0	-113,40	-62,70	CV
(40x40)	Nmax-Mcor	-218,12	10,186	15,20	15,20	0	0	-52	-91,50	CV
	Nmin-Mcor	-12,51	3,457			0,15	0	1,23	-10,80	CV
	Ncor-Mmax	-51,97	20,644			1,11	0	10,60	-57	CV

VI-03 FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferrailage des voiles s’effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l’action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l’action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d’exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrillés en trois types d’armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux (02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferriller par zone, car nous avons constaté qu’il est possible d’adopté le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

-Zone I : RDC, 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage.

-Zone II : 4^{eme} et 5^{eme} étages.

Combinaisons d’actions :

Les combinaisons d’action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

1,35G+1,5Q à l’ELU.

G+Q±E RPA 2003.

0,8G±E RPA 2003.

Déterminations des armatures :

a) Armatures verticales

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%

La section totale d’armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0,002B(RPA \text{ version } 2003 \text{ Art } 7.7.4.1).$$

$$A_{min} = \frac{Bft28}{fe} (BAEL \ 91 \ \text{modifié } 99 \ \text{Art } A4.2.1).$$

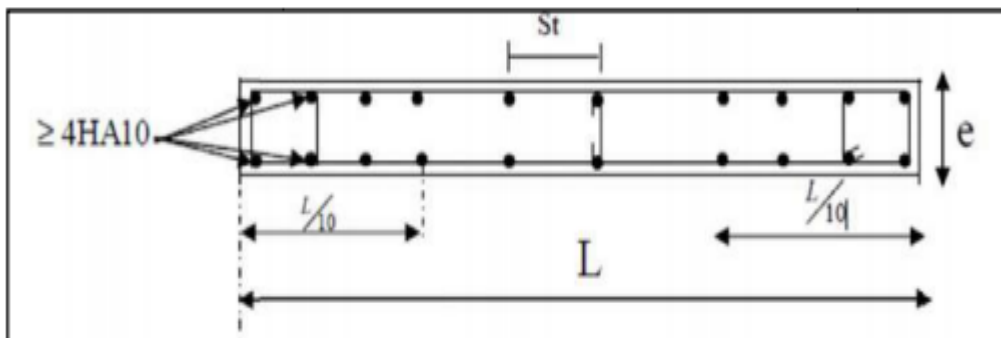
Avec :

B : section du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l’espacement ne doit pas être supérieur à l’épaisseur du voile.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n’ont pas de crochets (jonctions par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l’espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. <Cet espacement d’extrémité doit être au plus égale à 15cm.



b) Armatures horizontales :

D'après (Art 7.7.4.2 RPA99/2003) les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø et disposées vers l'extérieure dans chaque nappes d'armatures et d'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec : A_v : section des armatures verticales

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent reliées au moins par (04) épingles au mètre carré de surface.

d) Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4V_u$

Vu: Effort tranchant calculé au niveau considéré

Remarque

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

f) Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

Ah : 0,15%B globalement dans la section du voile.

Ah: 0,10%B en zone courante.

B : Section du béton.

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$St \leq 1,5e$ Avec : $e=20cm$: épaisseur du voile

$St \leq 30cm$

Dans notre cas : $St \leq \min \{30 cm, 30cm\} \dots \dots \dots St \leq 30cm.$

Longueur de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

50Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre maximal :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égale à (1/10)^{ème} de l'épaisseur du voile.

$\phi \leq 0,11 = 0,1 \times 200 = 20mm.$

g) Calcul de l'excentricité :**Détermination des diagrammes des contraintes :**

$$e = \frac{M}{N}$$

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables

(N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \text{ avec :}$$

B: Section de béton

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I} \text{ avec :}$$

V' : Bras de levier

$$V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Calcul Du moment fictif :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = N_u x g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$ si N_u est un effort de compression

$$g = e_u - \frac{h}{2} + c \text{ si } N_u \text{ est un effort de traction}$$

h) Ferrailage du voile :**Armatures verticales :**

$$e_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

γ_b : 1,15 situation accidentelle

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

$$A_v = \frac{M_b}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec A_v : section des armatures tendue du voile.

Les vérifications :

a. Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15XA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Avec :

N_s: (G+Q) L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_{bc}$ = contrainte admissible

Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

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

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4MPa)$

D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{ed} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d= 0,9 h).

h: Hauteur totale de la section brute.

- FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX :

Ferraillage des voiles VL1, VL2, VL3, VL4, VL5, VL6, VL8 et VL9 :

SOLLICITATIONS DE CALCUL					ARMATURES VERTICALES										Armatures horizontales		A. transv	Espacement		Vérifications								
Zone	N	M	Vu	comb	σmax	σmin	Lt	Nt	As	Avj	As	Av/2	Amin/2	Av	As/ml	A adp	Av adop	Ah cm²		At/ml	nodale	courante	τb ≤ τb = 5Mpa		τu ≤ τu = 2,5Mpa		σbc ≤ σbc = 15Mpa	
																		τb	OBS				τu	OBS	σbc	OBS		
Zone I L=1,27	-1477,2	-23,66	14,02	ELU	-6257,63	-5373,86	0	0	0	0,620	0,620	0,310	6,67	5,25	5,25	7HA12	7,92	5HA12	5,65	4Ep HA8	10	15	0,147	CV	0,105	CV	4,06	CV
	-87,64	-15,008	9,57	0,8GEX	-625,34	-64,74	0	0	0	0,368	0,368	0,184	6,67	5,25														
	-1242,82	47,939	23,94	ELU	-3997,66	-5788,32	0	0	0	1,059	1,059	0,530	6,67	5,25														
Zone II L=1,30	-505,55	24,95	14,99	ELU	-1524,38	-2456,33	0	0	0	0,663	0,663	0,332	6,82	5,25	6,56	7HA12	7,92	5HA12	5,65	4Ep HA8	10	15	0,252	CV	0,180	CV	1,35	CV
	-26,26	-25,454	15,67	0,8GEX	-578,78	372,01	0,51	29,52	0,738	0,603	1,341	0,671	6,82	1,31														
	-207,63	-74,669	41,21	ELU	-2211,99	577,11	0,27	59,72	1,716	1,824	3,540	1,770	6,82	6,56														

Ferraillage du voile VL7 :

SOLLICITATIONS DE CALCUL					ARMATURES VERTICALES										Armatures horizontales		A. transv	Espacement		Vérifications								
Zone	N	M	Vu	comb	σmax	σmin	Lt	Nt	As	Avj	As	Av/2	Amin/2	Av	As/ml	A adp	Av adop	Ah cm²		At/ml	nodale	courante	τb ≤ τb = 5Mpa		τu ≤ τu = 2,5Mpa		σbc ≤ σbc = 15Mpa	
																		τb	OBS				τu	OBS	σbc	OBS		
Zone I L=2,95	-2519,50	-0,881	0,93	ELU	-4273,38	-4267,30	0	0	0	0,041	0,041	0,021	15,49	5,25	5,25	8HA16	16,09	5HA12	5,65	4Ep HA8	10	15	0,004	CV	0,003	CV	2,99	CV
	-596,95	1,141	0,63	0,8GEX	-1007,84	-1015,72	0	0	0	0,024	0,024	0,012	15,49	5,25														
	-2003,58	2,885	1,70	ELU	-3385,93	-3405,86	0	0	0	0,075	0,075	0,038	15,49	5,25														
Zone II L=3	-848,79	-1,539	1,03	ELU	-1419,78	-1409,52	0	0	0	0,046	0,046	0,023	15,75	5,25	5,25	8HA16	16,09	5HA12	5,65	4Ep HA8	10	15	0,007	CV	0,005	CV	0,99	CV
	-164,86	2,471	1,26	0,8GEX	-266,53	-283,00	0	0	0	0,049	0,049	0,024	15,75	5,25														
	-319,44	4,798	2,51	ELU	-516,41	-548,39	0	0	0	0,111	0,111	0,056	15,75	5,25														

FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX :

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Ferraillage des voiles VT1 et VT2 :

SOLLICITATIONS DE CALCUL									ARMATURES VERTICALES							Armatures horizontales		A. transv	Espacement		Vérifications							
	N	M	Vu	comb	σmax	σmin	Lt	Nt	As	Avj	As	Av/2	Amin/2	Av	As/ml	A adp	Av adop	Ah cm ²		At/ml	nodale	courante	τb ≤ τb = 5Mpa		τu ≤ τu = 2,5Mpa		σbc ≤ σbc = 15Mpa	
																		tb	OBS				tu	OBS	σbc	OBS		
Zone I L=3,15	-1648,930	185,026	13,17	ELU	-2056,93	-3177,76	0	0	0	0,583	0,583	0,291	16,54	5,25	5,25	9HA16	18,10	5HA12	5,65	4Ep HA8	10	15	0,033	CV	0,023	CV	1,84	CV
	-359,210	-18,625	28,22	0,8GEX	-626,59	-513,76	0	0	0	1,086	1,086	0,543	16,54	5,25														
	-1532,750	225,331	13,17	ELU	-1750,44	-3115,43	0	0	0	0,583	0,583	0,291	16,54	5,25														
Zone II L=3,2	-546,660	-43,888	58,79	ELU	-982,77	-725,55	0	0	0	2,602	2,602	1,301	16,80	5,25	5,25	9HA16	18,10	5HA12	5,65	4Ep HA8	10	15	0,176	CV	0,126	CV	0,6	CV
	-69,550	-64,476	39,49	0,8GEX	-297,61	80,27	0,68	20,24	0,506	1,520	2,026	1,013	16,80	1,490														
	-157,100	164,973	72,29	ELU	237,97	-728,91	2,41	57,35	1,648	3,199	4,847	2,424	16,80	1,006														

Ferraillage des voiles VT3 et VT4 :

SOLLICITATIONS DE CALCUL									ARMATURES VERTICALES							Armatures horizontales		Armat ures transversales	Espacement		Vérifications							
	N	M	Vu	comb	σmax	σmin	Lt	Nt	As	Avj	As	Av/2	Amin/2	Av	As/ml	A adp	Av adop	Ah cm ²		At/ml	nodale	courante	τb ≤ τb = 5Mpa		τu ≤ τu = 2,5Mpa		σbc ≤ σbc = 15Mpa	
																		tb	OBS				tu	OBS	σbc	OBS		
Zone I L=3,35	-1648,490	195,616	11,58	ELU	-1937,02	260,98	0,39	75,54	2,171	0,512	2,683	1,342	17,59	3,440	5,25	9HA16	18,10	5HA12	5,65	4Ep HA8	10	15	0,065	CV	0,046	CV	1,73	CV
	-358,770	-18,651	27,91	0,8GEX	-585,38	-102,52	0	0	0	1,075	1,075	0,537	17,59	5,25														
	-1532,310	231,037	11,58	ELU	-1668,84	313,85	0,53	88,45	2,542	0,512	3,054	1,527	17,59	2,881														
Zone II L=3,4	-546,980	-43,977	58,80	ELU	-918,52	-217,28	0	0	0	2,602	2,602	1,301	17,85	5,25	5,25	9HA16	18,10	5HA12	5,65	4Ep HA8	10	15	0,166	CV	0,118	CV	0,57	CV
	-69,500	-64,297	39,32	0,8GEX	-269,08	-196,61	0	0	0	1,514	1,514	0,757	17,85	5,25														
	-157,290	165,198	72,42	ELU	197,45	54,98	3,4	567,41	16,305	3,205	19,510	9,755	17,85	2,869														

CHAPITRE VII
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

Introduction :

Les fondations sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure, les fondations concernent toutes les catégories de structure (béton, béton armé, charpente en bois...) et tous les ouvrages (bâtiment, ouvrage d'arts, mur de soutènement...).

Les principaux rôles de la fondation :

Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas déplacer).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale : résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment : qui peut s'exercer dans de différents plans.

Type de fondation :

Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

- Superficielle si $D < 1,5.B$
- Semi-profondes si $1,5.B < D < 5.B$
- Profondes si $D > 5.B$

Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes. Selon la structure qu'elles supportent, les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radier.

Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1,8$ bars.

- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- L'économie.

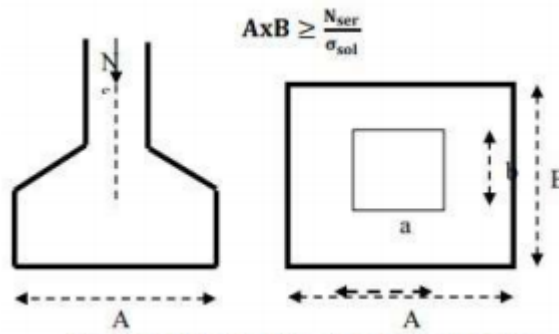
Dimensionnement

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures

On commence par les semelles isolées, si elles ne sont pas vérifiées, on passe aux semelles filantes et on fini par le radier général.

-Semelles isolées

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte. Pour le pré dimensionnement il faut considérer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.



Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{45}{45} = 1 \rightarrow A = B \text{ poteau carré}$$

$$d'ou: B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 697,95KN$$

$$\sigma_{sol} = 1,8bars$$

$$B \geq \sqrt{\frac{697,95}{180}} = 1,97m$$

Don : $A=B= 2m$.

Conclusion

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

Semelles filantes :

Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N_s

$$N_s = G+Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \leq B$$

Avec:

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

	Voile	Longueur	Ns max(KN)	Largeur B (m)	S= L×B (m ²)	Nombres	S totale (m ²)
Voiles longitudinales	VL1,2,3,4,5,6,8,9	1,27	1079,11	4,72	5,995	8	47,96
	VL7	2,95	1842,25	3,47	10,235	1	10,23
Voiles transversales	VT1 ,VT2	3,15	1209,61	2,13	6,720	2	13,44
	VT3 ,VT4	3,35	1209,29	2,01	6,718	2	13,44
							85,07

SV=ΣSi= 85,07m²

Avec SV : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

Semelles filantes sous poteaux :

Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape du calcul :

-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

-Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} \text{ avec :}$$

ei: excentricité par rapport au centre de gravité.

-Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

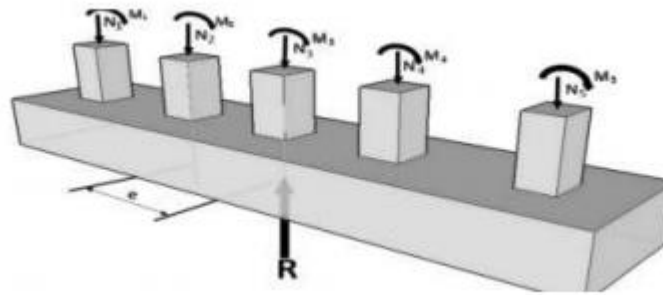
$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$



- SEMELLE FILANTE SOUS POTEAUX -

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique Transversal **file 7(06 Poteaux)** Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les résultats du portique le plus sollicité

Poteaux	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _i (m)	N _s . e _i (KN.m)
C42	205,70	0,48	9,00	1851,3
C40	177,12	-0,943	5,20	921,024
C37	594,57	3,107	1,90	1129,683
C34	697,95	4,634	-1,40	-977,13
C31	696,77	-3,722	-6,30	-4389,651
C5	409,22	-4,705	-9,90	-4051,278
Total	2781,33	-1,149		-5516,052

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{5516,052 + (1,149)}{2781,33} = 1,983m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$\text{On a : } e = 1,983m \leq \frac{L}{6} = \frac{19,35}{6} = 3,225m \rightarrow \text{Répartition trapèzèodale}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2781,33}{19,35} \left(1 - \frac{6 \cdot (1,983)}{19,35}\right) = 55,35KN/ml$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2781,33}{19,35} \left(1 + \frac{6 \cdot (1,983)}{19,35}\right) = 232,12KN/ml$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2781,33}{19,35} \left(1 + \frac{3 \cdot (1,983)}{19,35}\right) = 187,93KN/ml$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B_m \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = \frac{187,93}{180} = 1,00m$$

Donc on opte pour **B = 1,10 m**

On aura : $S_p = (B \times L) \times n$

$$S_p = (1,10 \times 19,35 \times 6 + 1,10 \times 13,50 \times 2) = 157,41 \text{m}^2.$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_{\text{TSF}} = S_p + S_v = 154,41 + 85,07 = 242,48 \text{m}^2$$

$$S_{\text{BAT}} = 513,38 \text{m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{TSF}}}{S_{\text{BAT}}} = \frac{242,48}{513,38} \times 100 = 47,23\%$$

Donc : 47,23% < 50%

Conclusion

Les semelles occupent moins de 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour des semelles filantes comme fondation pour notre bâtiment.

-hauteur des semelles :

$$h_s \geq (B-b)/4 + 5 \text{cm}$$
 Avec

B : la largeur de la semelle

h_s : hauteur de semelle

b : le dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal.

$b = 0,45 \text{m}$ pour les poteaux et $0,20 \text{m}$ pour les voiles.

Semelles filantes sous voiles :

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq (110-20)/4 + 5 = 27,50 \text{cm}.$$

On adopte une hauteur de $h_s = 30 \text{cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$B = 110 \text{cm}$

$h_s = 30 \text{cm}$

$L = 19,35 \text{m}$

Semelles sous poteaux :

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq (110-45)/4 + 5 = 21,25 \text{cm}$$

On prend une hauteur de $h_s = 30 \text{cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$B = 110 \text{cm}$

$h_s = 30 \text{cm}$

$L = 19,35 \text{m}$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif aux appuis).

Etude de la poutre de rigidité :**Dimensionnement :**

Il faut que :

La hauteur : $L/9 \leq h_p \leq L/6$

La largeur : $1/3h_p \leq b_p \leq 2/3 h_p$

L : la plus grande portée dans le sens étudié $L= 5,35$ m.

La hauteur : $535/9 \leq h_p \leq 535/6 \rightarrow 59,44 \leq h_p \leq 89,16$

On adopte une hauteur de $h_p=70$ cm

La largeur : $1/3h_p \leq b_p \leq 2/3 h_p \rightarrow 23,33 \leq b_p \leq 46,67$

On adopte une largeur de $b_p=45$ cm

Donc les dimensions de cette poutre de rigidité sont :

$h=70$ cm

$b=45$ cm

$d=h-c=65$ cm.

Le ferrailage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 6 appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Poteaux	N_u (KN)	M_u (KN.m)	e_i (m)	$N_u \cdot e_i$ (KN.m)
C42	559,97	-6,493	9	5039,73
C40	956,45	-5,136	5,2	4973,54
C37	957,78	6,398	1,9	1819,782
C34	814,56	4,291	-1,4	-1140,384
C31	241,05	0,298	-6,3	-1518,615
C5	280,31	0,74	-9,9	-2775,069
Total	3810,12	0,098		6398,984

Les efforts et les moments de la poutre à l'ELU

$$e_u = \sum N_u \cdot e_i + \sum M_u / \sum N_u \rightarrow e_u = (6398,98 + 0,098) / 3810,12 = 1,68 \text{ m}$$

Calcul de la charge uniforme :

$$q_u = (\sum N_u / L) (1 + (3 e_u / L))$$

$$q_u = 248,19 \text{ KN/ml.}$$

Méthode forfaitaire : (les conditions d'application de cette méthode sont vérifiées donc on peut l'utiliser)

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{012} = \frac{q_u L_1^2}{8} \rightarrow M_{012} = 248,19 \cdot \frac{(3,80)^2}{8} = 447,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = \frac{q_u L_2^2}{8} \rightarrow M_{023} = 248,19 \cdot \frac{(3,30)^2}{8} = 337,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = \frac{q_u L_3^2}{8} \rightarrow M_{023} = 248,19 \cdot \frac{(3,30)^2}{8} = 337,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = \frac{q_u L_4^2}{8} \rightarrow M_{023} = 248,19 \cdot \frac{(4,90)^2}{8} = 744,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{056} = \frac{q_u L_5^2}{8} \rightarrow M_{023} = 248,19 \cdot \frac{(3,60)^2}{8} = 402,07 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures :

$A_{min}=0,23.b.d.ft28/fbc..... A_{min}=0,23x45x65x2,1/348=4,06 \text{ cm}^2$

Travée	localisation	Moments(Kn.m)
1-2	Travée	291,187
	Appui 1	134,394
	Appui 2	223,99
2-3	Travée	175,169
	Appui 2	223,99
	Appui 3	135,136
3-4	Travée	175,00
	Appui 3	135,136
	Appui 4	297,952
4-5	Travée	446,928
	Appui 4	297,952
	Appui 5	372,44
5-6	Travée	248,47
	Appui 5	372,44
	Appui 6	120,62

Calcul des armatures :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{446,928x10^{-3}}{0,45x(0,65)^2x14,2} = 0,165$$

$\mu = 0,165 < \mu_l = 0,392$ donc **section simplement armée (Asc = 0)**

$\mu = 0,165$ donc $\beta = 0,909$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{446,928x10^3}{0,909x(65)x348} = 21,73 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{t\text{adoptée}} = 4T16FIL + 4T16CHAP + 4T14CHAP = 22,24 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{372,44x10^{-3}}{0,45x(0,65)^2x14,2} = 0,138$$

$\mu = 0,138 < \mu_l = 0,392$ donc **section simplement armée (Asc = 0)**

$\mu = 0,138$ donc $\beta = 0,925$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{372,44x10^3}{0,925x(65)x348} = 17,80 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{a\text{adoptée}} = 4T16FIL + 8T14CHAP = 20,35 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min(70/35 ; b/10 ; \phi_l \text{ min})$$

$$\phi_t \leq \min(2,00 ; 4,5 ; 1,4) \rightarrow \phi_t = 10\text{mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8, soit 4HA10=3,14cm

Les armatures minimales transversales :

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone nodale.}$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone courante.}$$

$$A_t < A_{min} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Espacement des cadres :

Le RPA 99 (corrigé en 2003) l'espacement entre les cadres doit être :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l ; 30) \text{ cm} \dots \dots \dots S_t \leq \min(16,25 ; 16,80 ; 30) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq 16,25\text{cm on prend } S_t = 10\text{cm.}$$

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 42,5 \text{ cm on prend un espacement de } S_t = 15\text{cm.}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(3,33\text{Mpa}, 5\text{Mpa})$$

$$T_u = q_u l / 2 = 248,19 \times 4,9 / 2 = 608,065 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 608,065 \times 10^3 / 450 \times 800 = 1,69\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

Ferraillage de la semelle :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$AB = N_{uf}(B-b) / 8d \sigma_{st} \text{ avec } N_{uf} = B \times q_{(3/4)} \times 100$$

AB : la section d'armatures longitudinale donnée par mètre linéaire (cm² /ml).

$$B = 1,10\text{m}$$

$$N_{uf} = 1,10 \times 248,19 = 273,009 \text{ KN.}$$

$$AB = 273,009 \times 10(110-45) / (8 \times 65 \times 348) = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend une section de 6HA12=6,78 cm² /ml avec St=15cm

Armatures de répartition :

$$A_r = AB/4 = 1,98\text{cm}^2 \text{ donc les armatures de répartition seront en HA12 avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

Ferraillage de la longrine :**Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher son Déplacement. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F=N/\alpha \geq 20KN$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site :S4 ;zone IIb)

Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA 99 (Art 10.1.1) sont :

(25cm x30cm) : site de catégorie S2 et S3

(30cmx30cm) : site de catégorie S4

On adopte pour notre cas une section de **(30cm x40cm)**

Armatures longitudinales :

$$N_u = 3810,12 \text{ KN}$$

$$\alpha = 10 \text{ (site S4 Zone IIb)}$$

$$F = N_u / \alpha = 3810,12 / 10 = 381,012 \text{ KN}$$

$$A = F / \sigma_{st} = 381,012 \times 10 / 348 = 10,95 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA16=12,06 cm² /ml

Le ferraillage minimum exigé par RPA est de 0,6% de la section totale.

$$A_{min} = 0,006 \times 30 \times 40 = 7,20 \text{ cm}^2$$

$A_t < A_{min}$**Condition vérifiée**

Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l \text{ min}) \text{ cm}$$

$$\Phi_t \leq \min (1,14; 3 ; 1,6) \text{ cm}$$

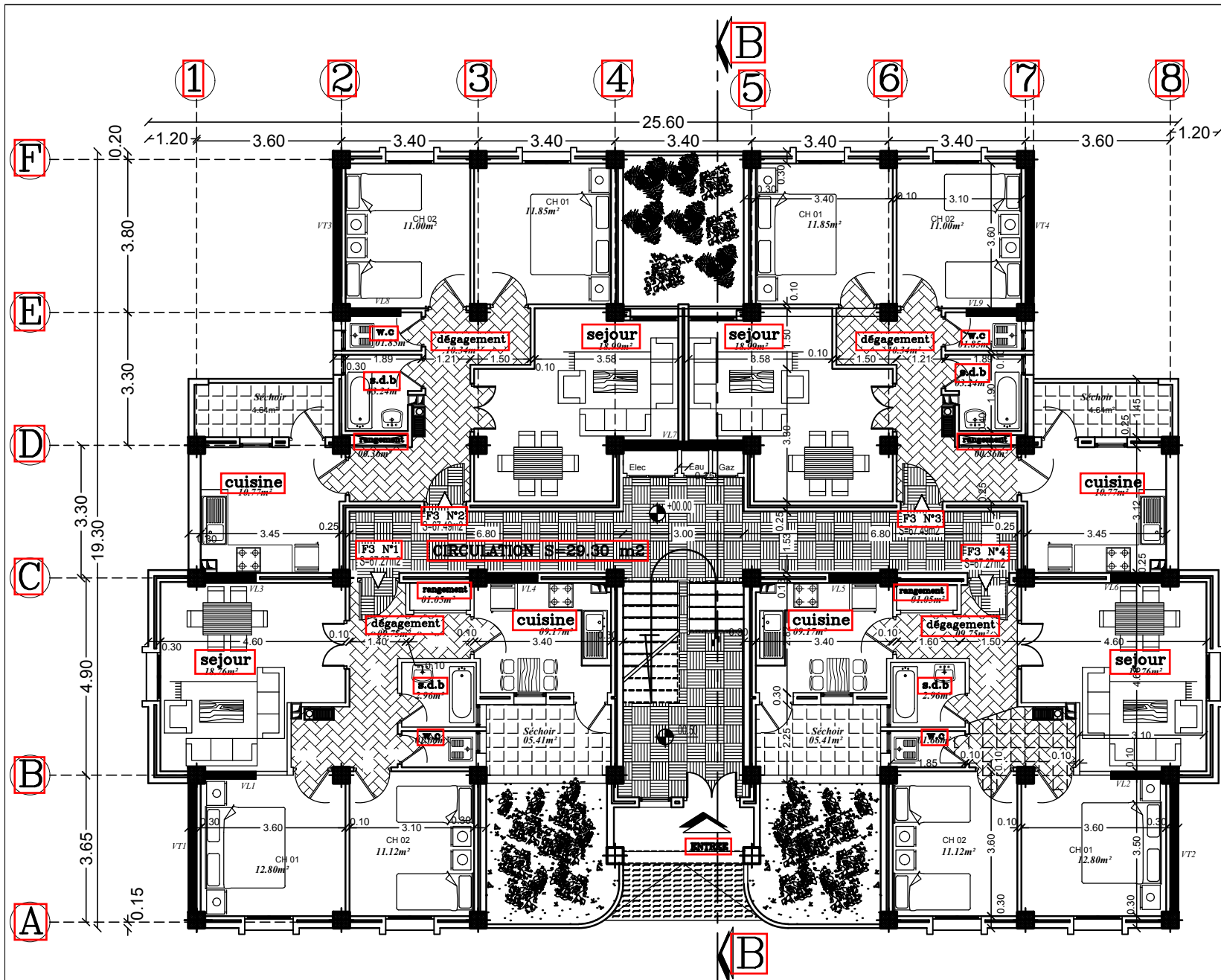
$\Phi_t \leq 1,14 \text{ cm}$ on prend un cadre de HA8

Espacement des cadres Selon RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min (20 ; 15\Phi_l)$$

Donc : $S_t \leq \min (20 ; 24)$

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

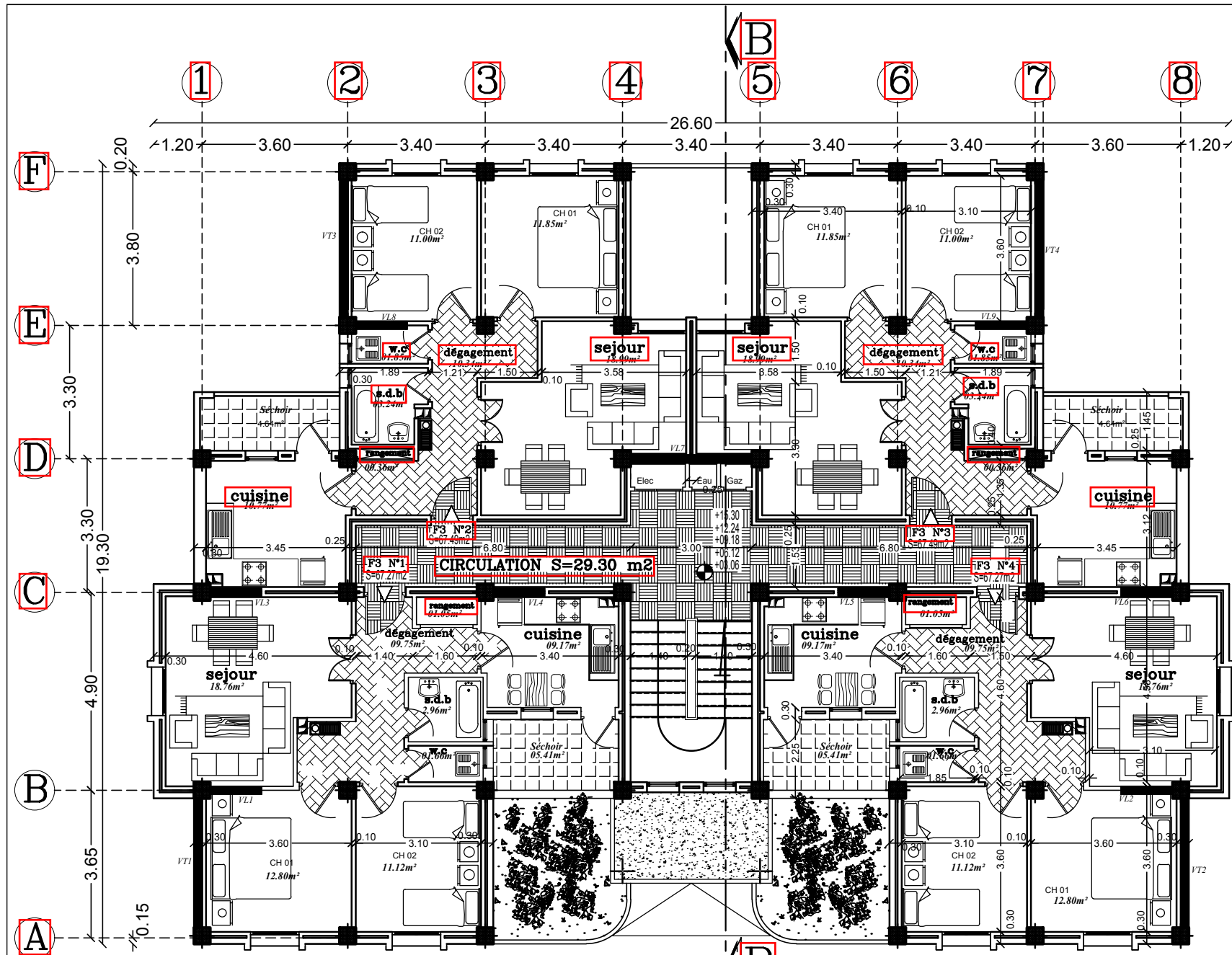


République Algérienne Démocratique et Populaire
Faculté de Génie de la Construction Département Génie Civil

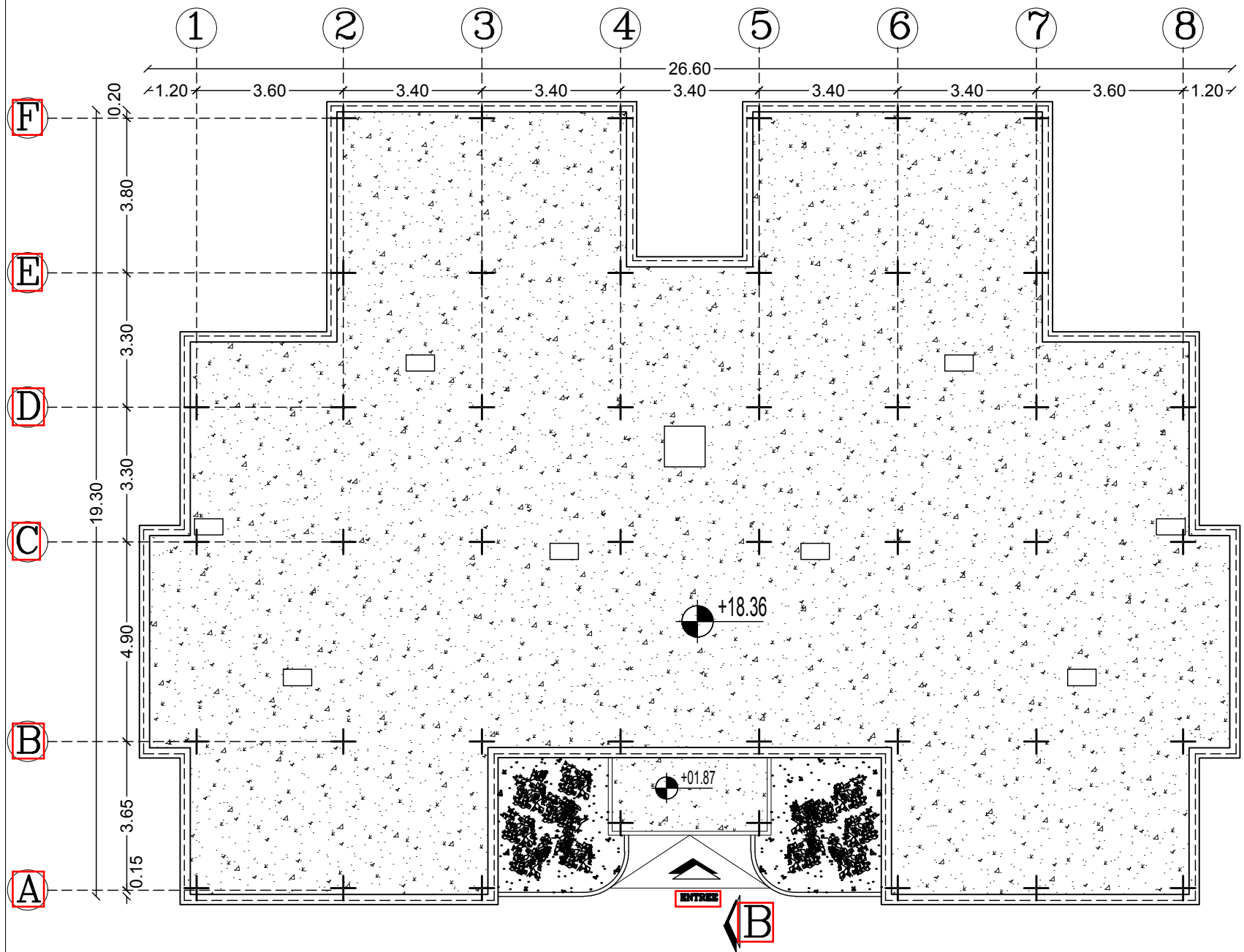
Dirigé par :
Mr Ghoulem K.
Etudié par :
Mme MAZOULI Hassina

Titre :
PLAN DU RDC

Echelle :
Planche 01/06
Promotion 2025



République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département Génie Civil		
Dirigé par : Mr Ghouilem K. Etudié par : Mme MAZOULI Hassina	Titre : PLAN DE L'ETAGE COURANT	Echelle : Planche 02/06 Promotion 2025



<i>République Algérienne Démocratique et Populaire</i> <i>Faculté de Génie de la Construction Département Génie Civil</i>		
<i>Dirigé par :</i> <i>Mr Ghouilem K.</i>	<i>Titre :</i> <i>PLAN DE TOITURE</i>	<i>Echelle</i>
<i>Etudié par :</i> <i>Mme MAZOULI Hassina</i>		<i>Planche 03/06</i>
		<i>Promotion 2025</i>



République Algérienne Démocratique et Populaire
Faculté de Génie de la Construction Département Génie Civil

*Dirigé par :
 Mr Ghouïlem K.*

*Etudié par:
 Mme MAZOULI Hassina*

*Titre :
 PLAN DE LA FACADE
 PRINCIPALE*

*Echelle :
 Planche 04/06
 Promotion 2025*

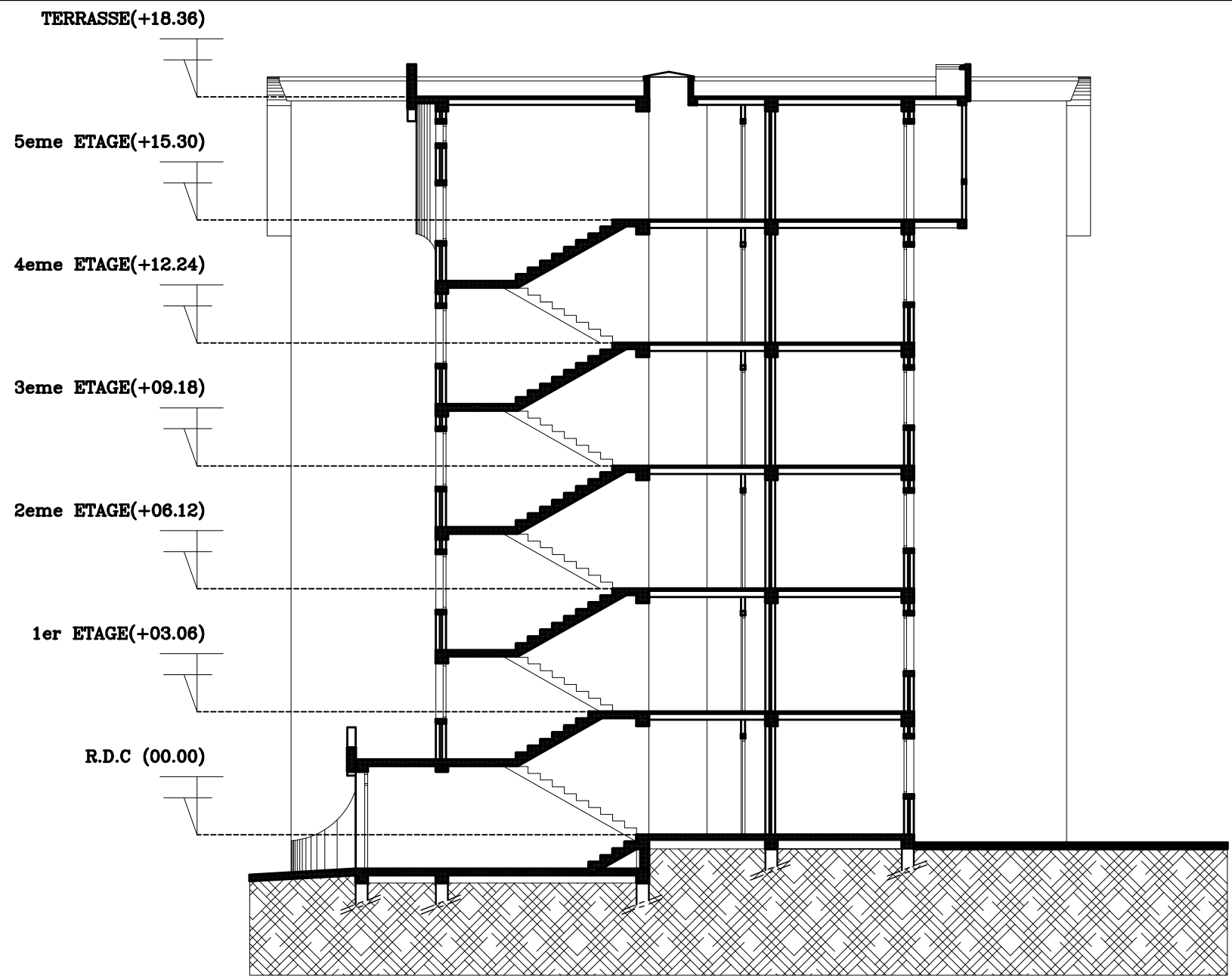


République Algérienne Démocratique et Populaire
Faculté de Génie de la Construction Département Génie Civil

Dirigé par :
Mr Ghouïlem K.
Etudié par:
Mme MAZOUZI Hassina

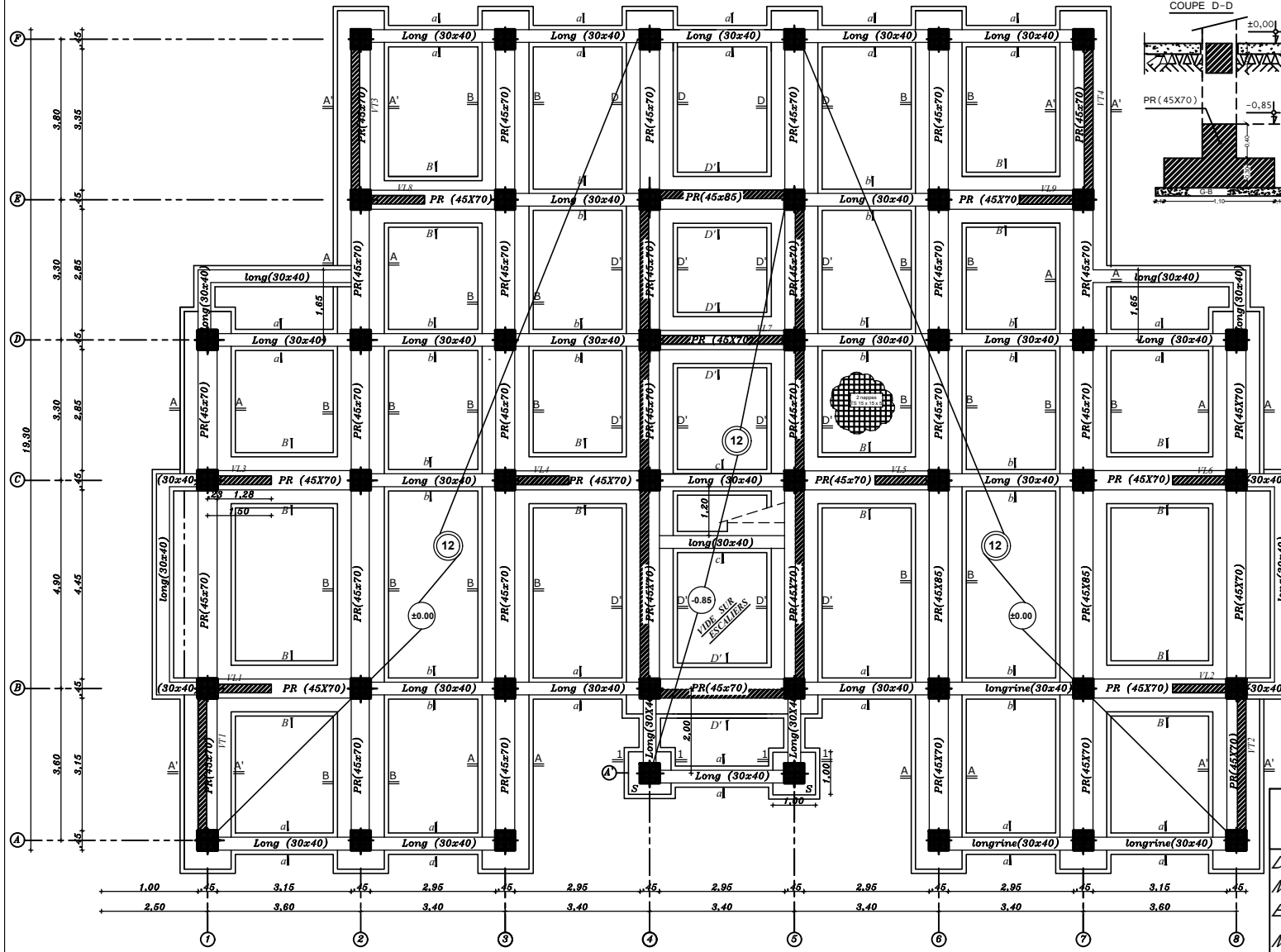
Titre :
PLAN DE LA FACADE
POSTERIEURE

Echelle :
Planche 05/06
Promotion 2025

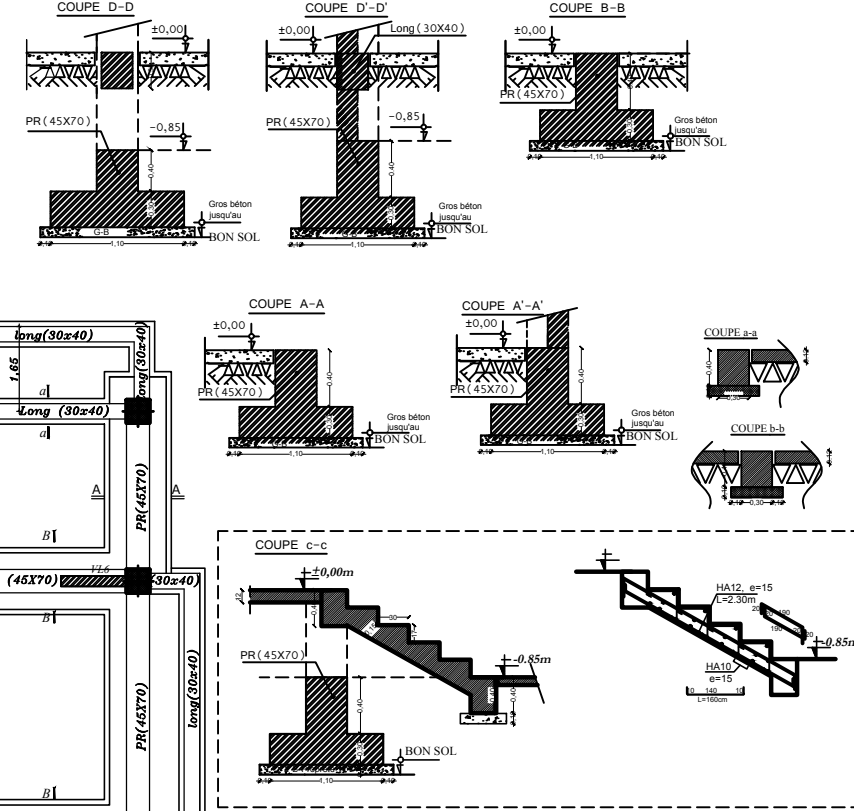


<i>République Algérienne Démocratique et Populaire</i> <i>Faculté de Génie de la Construction Département Génie Civil</i>		
<i>Dirigé par :</i> <i>Mr Ghouïlem K.</i>	<i>Titre :</i> <i>PLAN DE</i>	<i>Echelle</i>
<i>Etudié par :</i> <i>Mme MAZOULI Hassina</i>	<i>LA COUPE B-B</i>	<i>Planche 06/06</i>
		<i>Promotion 2025</i>

Coffrage des fondations niv: ±0.00 & -0,85m

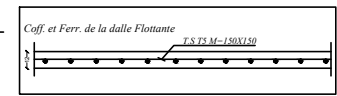
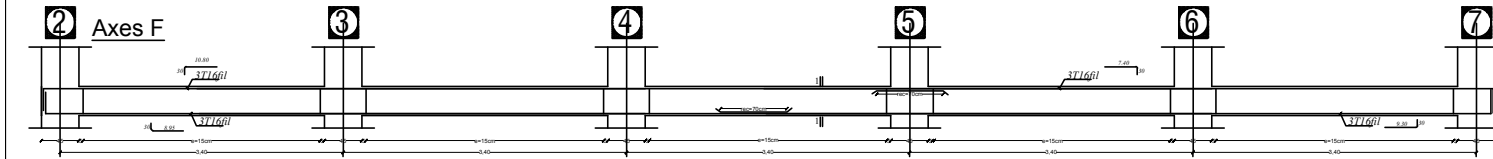
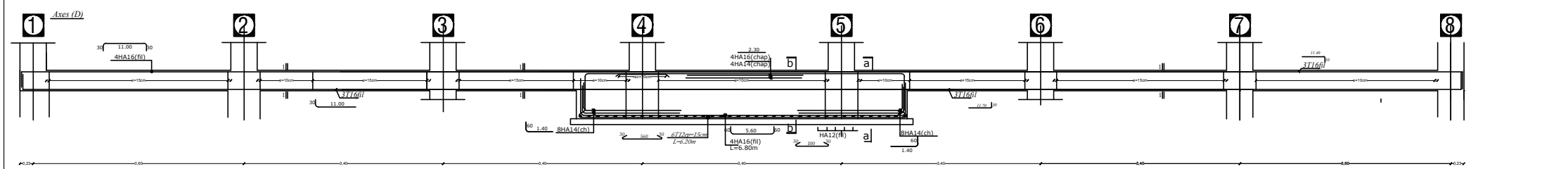
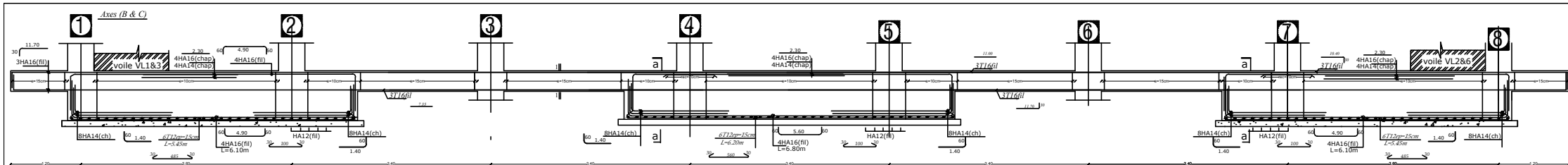


COUPE SUR FONDATION



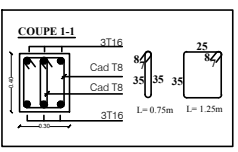
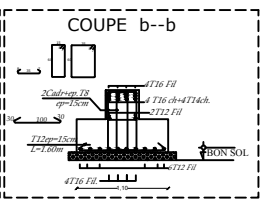
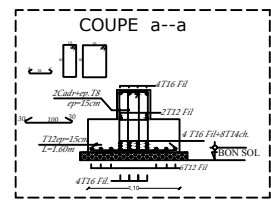
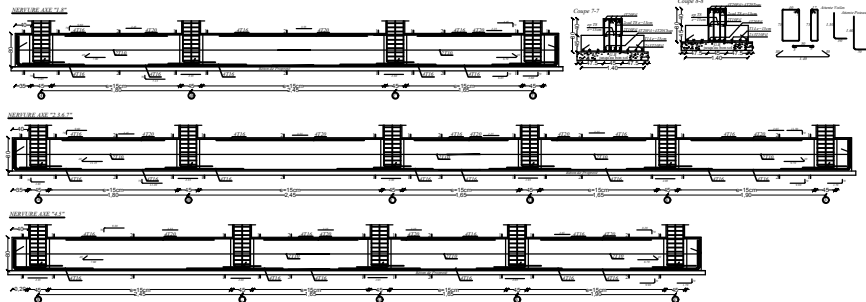
République Algérienne Démocratique et Populaire
Faculté de Génie de la Construction Département Génie Civil

Dirigé par : Mr Ghoulem K. Etudié par : Mme MAZOU LI Hassina	Titre : PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS coupes et détails	Echelle : Planche 01/06 Promotion 2025
---	--	--



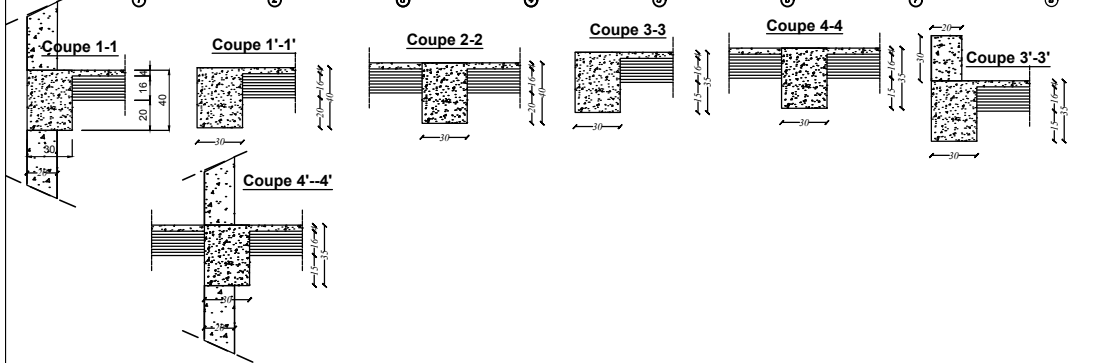
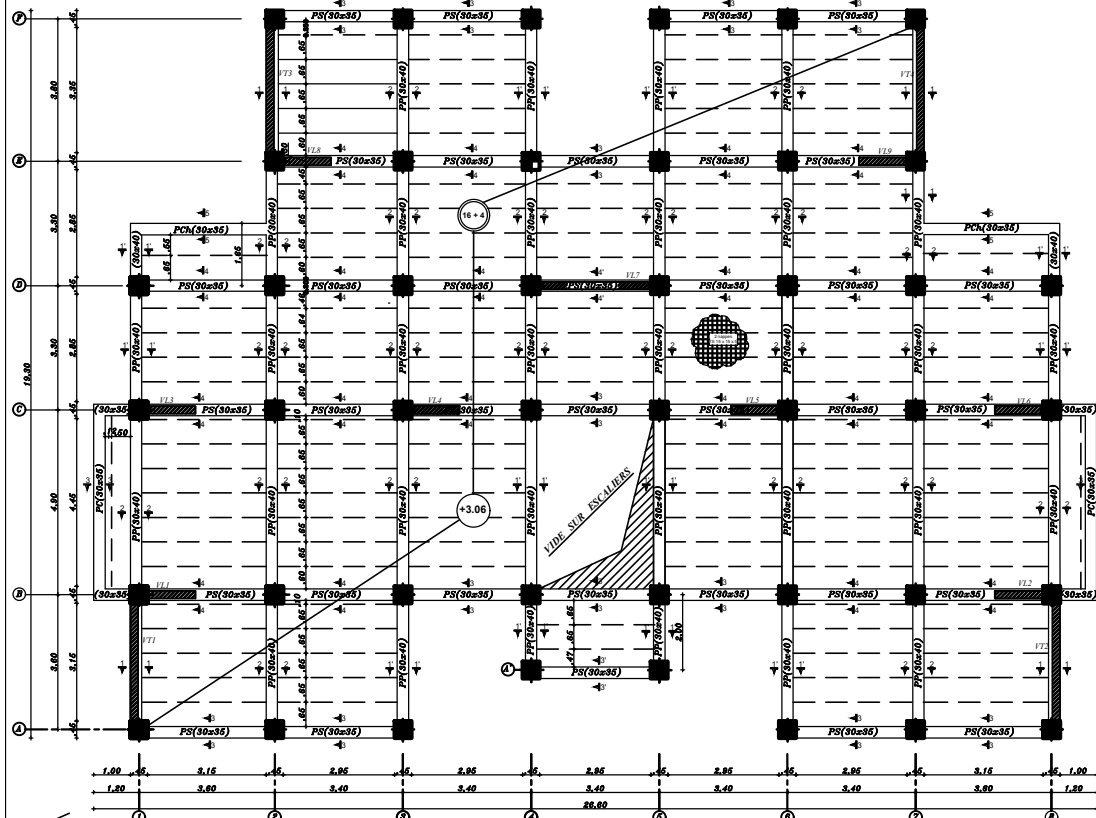
NOTA:
 *-1-Béton dosé à 350 kg/m³ du ciment Fc28= 25 Mpa.
 *-2- Les aciers sont de type Fe 400 & Fe 235
 *-la longueur de recouvrement des barres est 50 Ø.

Nota
 *Prevoir des tiges d'ancrage dans le gros béton en T12.
 1m' L=0.60m pour liaison gros béton - semelle

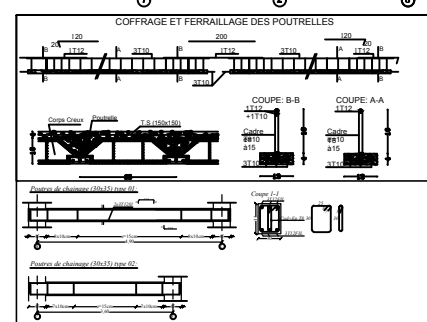
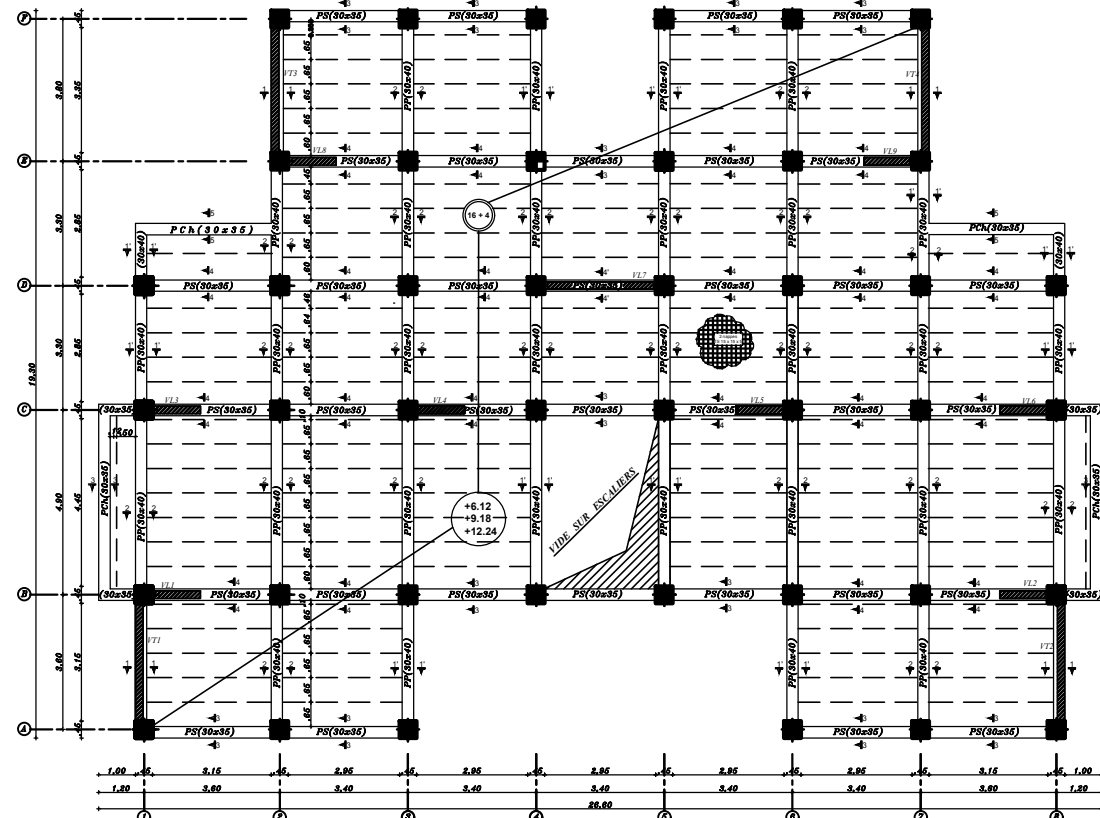


République Algérienne Démocratique et Populaire
 Faculté de Génie de la Construction Département Génie Civil
 Dirigé par : Mr. Ghoullem K.
 Etudié par : Mme MAZOUZI Hassina
 Titre : PLAN DE FERR. - POUTRES DE RIGIDITE ET - LONGRINES
 Coupes et détails
 Echelle : Planche 02/06
 Promotion 2025

Coffrage du plancher niv: +3.06m

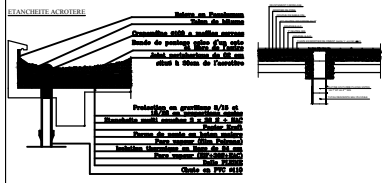
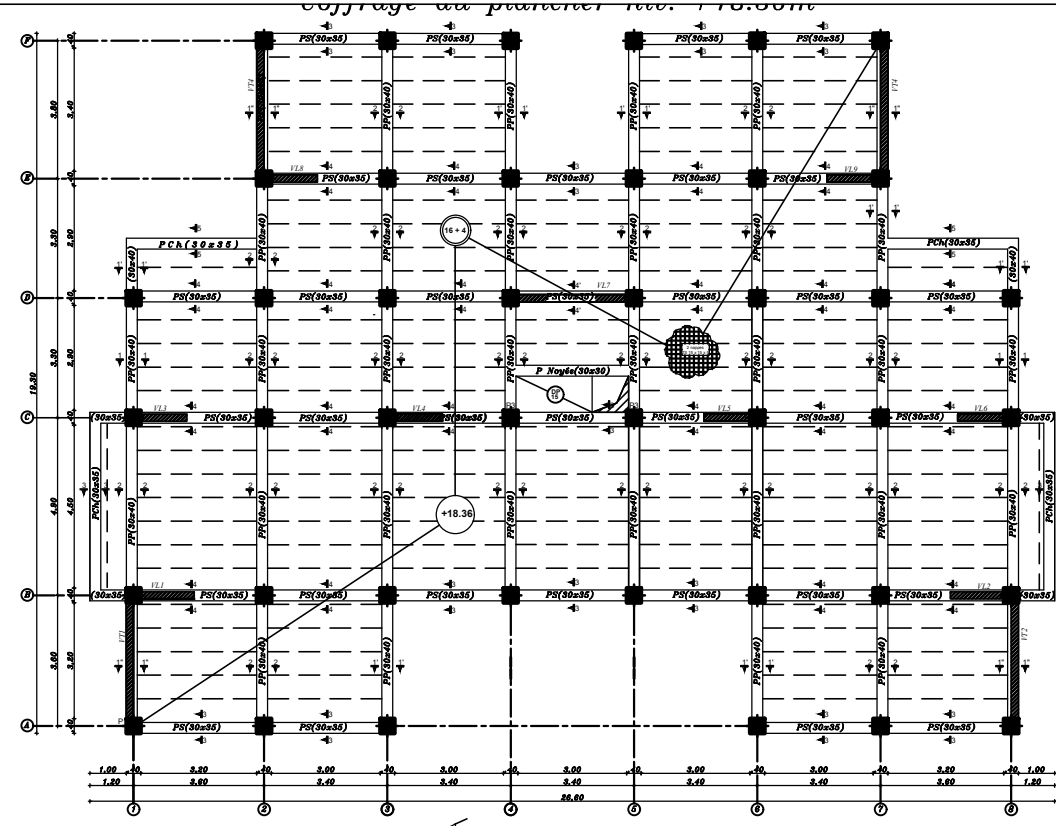
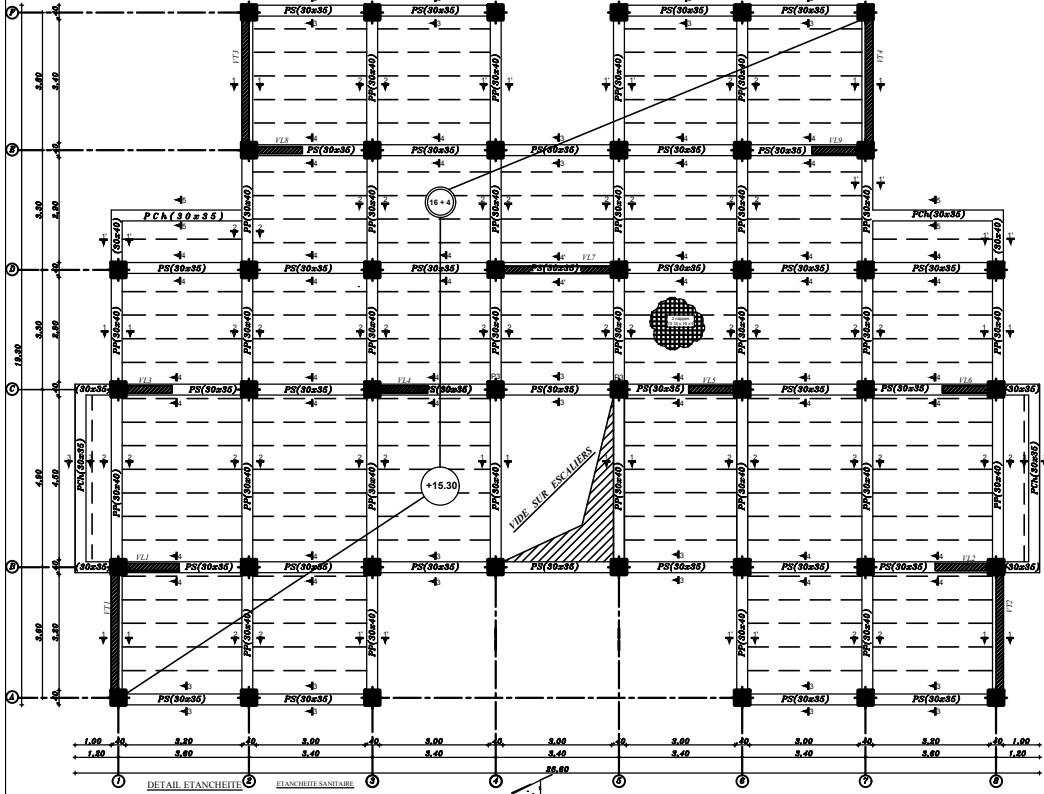


Coffrage des planchers niv: +6.12, +9.18, +12.24m

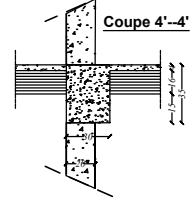
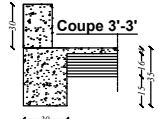
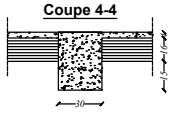
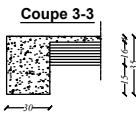
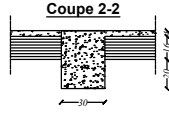
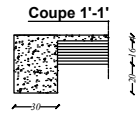
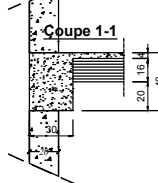


République Algérienne Démocratique et Populaire
 Faculté de Génie de la Construction Département Génie Civil
 Dirigé par : Mr Ghouilem K.
 Etudié par : Mme MAZOUJI Hassina
 PLAN DE COFFRAGE
 Niveaux: +3.06m, +6.12m,
 +9.18m et +12.24m
 coupes sur planchers
 détails de ferrailage
 Echelle :
 Planche 03/06
 Promotion 2025

Coffrage du plancher niv: +15.30m



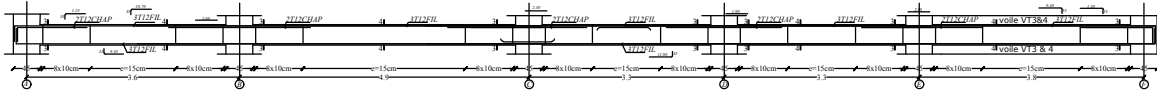
FLANCHETTE SANDBARE



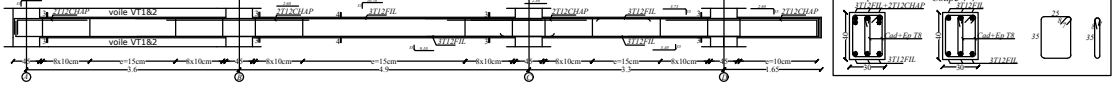
République Algérienne Démocratique et Populaire Faculté de Génie de la Construction Département Génie Civil		
Dirigé par : Mr Ghouilem K.	PLAN DE COFFRAGE Niv: +15.30m; +18.30m, coupes sur planchers détails de ferrailage détails d'étanchéité	Echelle Planche 04/06 Promotion 2025
Etudié par: Mme MAZOUILL Hassiba		

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES:

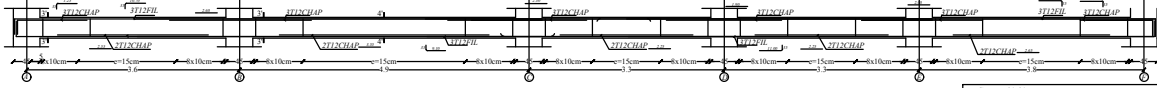
• Poutres Axes (2 ET 7) SOLIDAIRES AUX VOILES



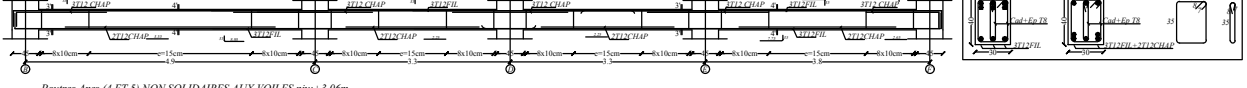
• Poutres Axes (1 et 8) SOLIDAIRES AUX VOILES



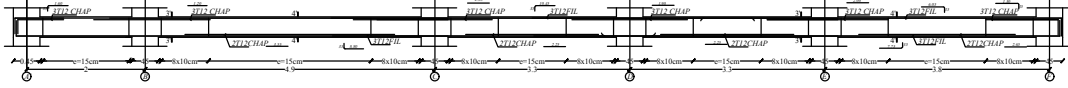
• Poutres Axes (3 ET 6) NON SOLIDAIRES AUX VOILES



• Poutres Axes (4 ET 5) NON SOLIDAIRES AUX VOILES ---- tous les niveaux sauf niv. +3.06 ----



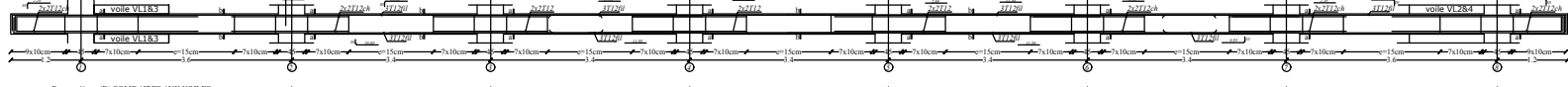
• Poutres Axes (4 ET 5) NON SOLIDAIRES AUX VOILES niv. +3.06m



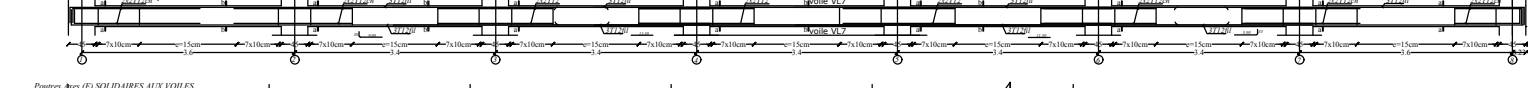
NOTA:
 •1-BETON DOSE À 350 KG/M³ DU CIMENT FC28= 25 MPA.
 •2- LES ACIERS SONT DE TYPE FE 400 & FE 235
 •3-LA LONGUEUR DE RECouvreMENT DES BARRES EST 50 Ø.
LES POUTRES PRINCIPALES:
 LE RECouvreMENT DES BARRES SUPERIEURS AU NIVEAU DE LA TRAVEE
 LE RECouvreMENT DES BARRES INFERIEURS AU NIVEAU DES APPUIS
LES POUTRES SECONDAIRES:
 LE RECouvreMENT DES BARRES SUPERIEURS AU NIVEAU DE LA TRAVEE
 LE RECouvreMENT DES BARRES INFERIEURS AU NIVEAU DE LA TRAVEE
LES LONGRINES:
 LE RECouvreMENT DES BARRES SUPERIEURS AU NIVEAU DES APPUIS
 LE RECouvreMENT DES BARRES INFERIEURS AU NIVEAU DE LA TRAVEE

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

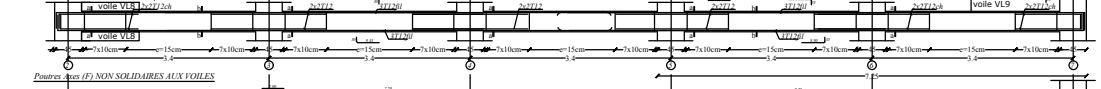
• Poutres Axes (B & C) SOLIDAIRES AUX VOILES



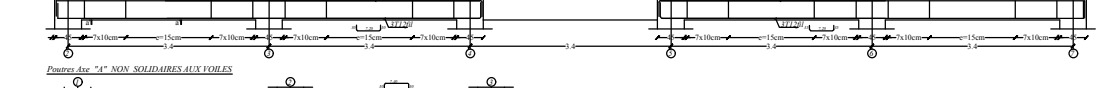
• Poutres Axes (D) SOLIDAIRES AUX VOILES



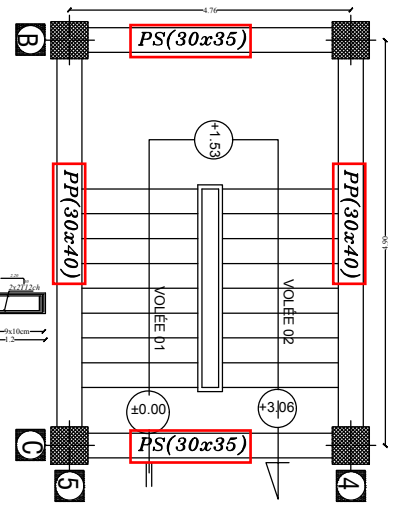
• Poutres Axes (E) SOLIDAIRES AUX VOILES



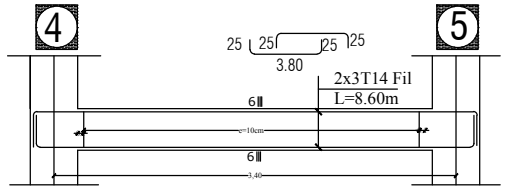
• Poutres Axes (F) NON SOLIDAIRES AUX VOILES



• Poutres Axe "4" NON SOLIDAIRES AUX VOILES

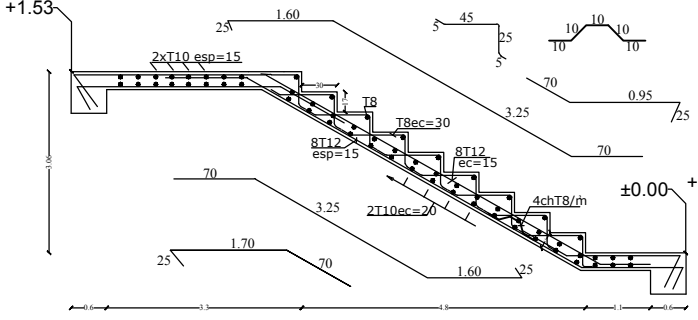


FERRAILLAGE POUTRE PALIERE (30x35); Ech 1/25

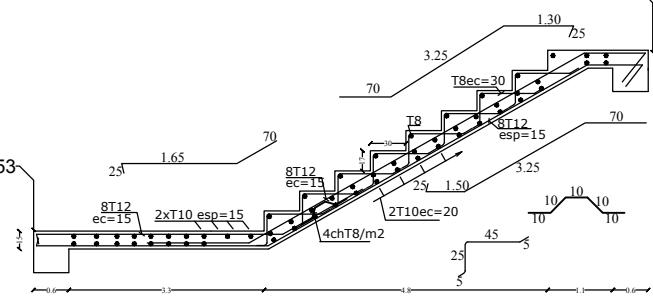


FERRAILLAGE DES ESCALIERS; Ech 1/25

VOLEE 01



VOLEE 02



<i>République Algérienne Démocratique et Populaire</i>		
<i>Faculté de Génie de la Construction Département Génie Civil</i>		
<i>Dirigé par :</i>	FERRAILLAGE DES	<i>Echelle :</i>
<i>Mr Ghoullem K.</i>	POUTRES SECONDAIRES	<i>Planche 05/06</i>
<i>Etudié par :</i>	POUTRES PRINCIPALES	<i>Promotion 2025</i>
<i>Mme MAZOUJI Hassina</i>	coff.ter escaliers et p.palier	
	coupes et détails	

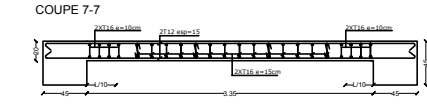
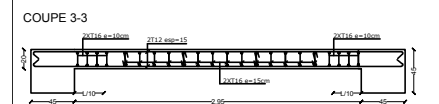
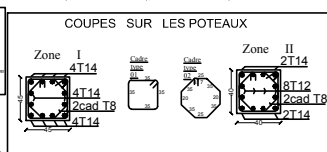
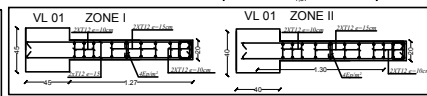
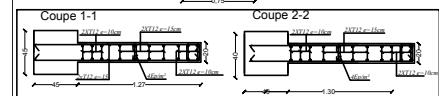
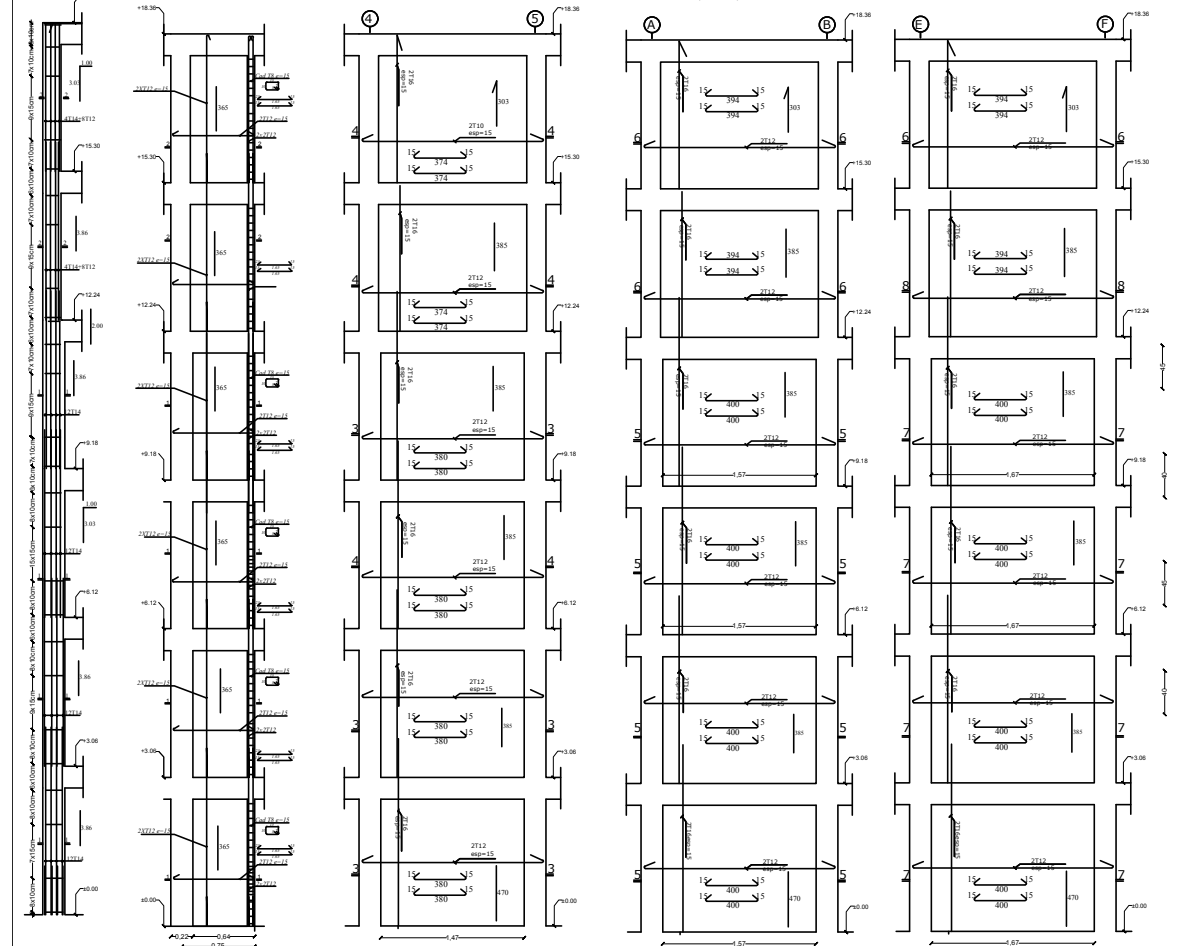
Coff. Ferr. des poteaux

Coff. Ferr.VOILE Type VL1 au VL9

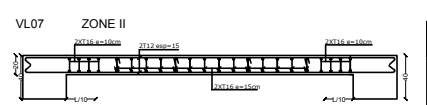
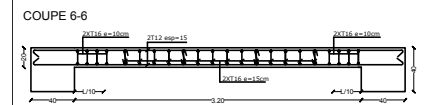
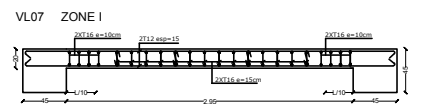
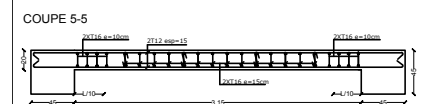
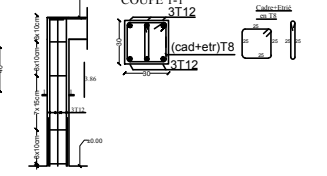
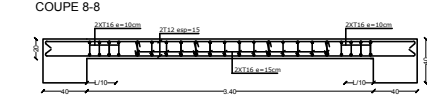
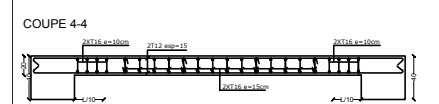
Coff. Ferr.VOILE VL7

Coff. Ferr.VOILE VT1-VT2

Coff. Ferr.VOILE VT3-VT4



Coff. Ferr.POTEaux PORCHE D'ENTREE



CONCLUSION GENARLE

Au cours de ce Projet de Fin d'Etudes, une étude parasismique et statique d'un bâtiment à usage d'habitation a été réalisée, Situé à la willaya de Boumerdes, cet immeuble en béton armé en (R+5) étages est caractérisé par un système de contreventement mixte (portiques-voiles avec interaction).

Le travail mené sur cette structure nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

-Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portiques –voiles), nous avons veillé à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique et CBA.

Pour notre cas nous avons pu valider ces choix dans le chapitre ferrailage, puisque les sections d'armatures sont correctes ainsi nous pouvons conclure que le rôle du béton et l'acier a été assuré.

-Concernant le choix du système de contreventement, du fait que la structure est composée de plusieurs portiques nous avons pris la décision de faire participer ces derniers au contreventement tout en veillant à injecter le maximum de voiles possibles.

-Choix du type de fondation est conditionné par la contrainte admissible du sol. Nous avons opté pour des semelles filantes. D'après le bureau d'études, la contrainte admissible du sol est de 1,8 bars et il n y a pas présence de nappes phréatiques. Les recommandations exigées par les règlements concernant les fondations sont toutes vérifiées. -Après une analyse modale et un calcul sismique, les déplacements et la stabilité du bâtiment ont été vérifiés.

-En définitif, nous pouvons conclure que grâce au calcul effectuer avec le logiciel ETABS, nous avons pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.

Bibliographie

Règlements :

RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.

BAEL91 : Béton armé aux états limites.

DTR B.C. 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.

CBA : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

Mémoires master 2 promotions passées.....Université Mouloud Mammeri.

Logiciels et programmes :

Logiciel d'analyse des structures ETABS.

AUTOCAD 2018. (Dessin)

Word 2013. (Traitement du texte).

Excel 2013