

République Algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou

Faculté du génie de la construction

Département de Génie Civil

2012

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE



En vue de l'obtention du diplôme MASTER en Génie civil (CCI) :

Thème:

Etude d'un bâtiment(R+6+sous-sols) à usage
d'habitation et commercial, contreventée par
voiles et portiques avec l'application de ETABS

Réalisé par :
ARDJAL Boukhalifa
CHIKHA Aghilasse
KADRI Riad

Dirigé par :

Mr. KACHI

Sommaire

Chapitre I	: Présentation de l'ouvrage	page 1
Chapitre II	: Pré-dimensionnement et descente de charge.....	page 9
Chapitre III	: Calcul des éléments	page 26
Chapitre IV	: Présentation du logiciel ETABS et modélisation.....	page 87.
Chapitre V	: Fichiers résultats.....	page109
Chapitre VI	: Vérification aux exigences du RPA	page 113
Chapitre VII	: ferrailage des poutres	Page 120
Chapitre VII	: ferrailage des poteaux	page 131
Chapitre IX	: ferrailage des voiles	page 140
Chapitre X	: études de l'infrastructure	page148

Introduction

Durant sa vie professionnelle l'ingénieur en Génie Civil est confronté à de multiples difficultés qu'il devra surpasser en mettant en application tout son acquis et toute son ingéniosité, et parmi ces difficultés on notera **la Complexité architecturale** rencontrée dans notre mémoire.

Pour cela ; nous avons choisi d'étudier un bâtiment (R+6+SS) en béton armé a usage d'habitation et commercial en forme de **Y** (non jointé) a l'aide du logiciel ETABS.

Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I-1-Présentation de l'ouvrage :

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en forme de **Y (R+6+SS)** à usage d'habitation et commerciale. le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2B), il sera implanté à «TIZI OUZOU», zone de moyenne sismicité (ZONE IIa) selon le RPA 99 version 2003.

I-2-Dimensions de la structure:

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont les suivantes :

- La longueur totale du bâtiment :.....25.55m
- La largeur totale du bâtiment :.....25.55m
- La hauteur du sous-sol :.....4,5 m
- La hauteur de RDC.....2,89 m
- La hauteur d'étage courant :.....2,89 m
- La hauteur totale du bâtiment :.....26,35 m

I-3- Les éléments de l'ouvrage :

- **Ossature :**

Le bâtiment a une ossature mixte composée de :

- ❖ Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- ❖ Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séismes,... etc.)

- **Les planchers :**

Les planchers sont des éléments de la structure constitués de corps creux et d'une dalle de compression ou bien en dalle pleine, qui ont pour fonctions :

- supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

- ❖ **Planchers en corps creux:**

Les planchers du bâtiment sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

- ❖ **Dalle pleine en béton armé:**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur, balcon et escaliers.

- **Les escaliers :**

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

Notre structure est munie d'une cage d'escalier à deux volées desservant la totalité des niveaux. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place.

- **La cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

- **Balcons :**

Le bâtiment comporte des balcons en corps creux et en dalles pleines.

- **Le remplissage (maçonnerie) :**

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.).

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

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

-Les murs intérieurs sont constitués de cloisons simples en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

- **Les revêtements :**

-Le revêtement horizontal est réalisé en carrelage pour les sols et en plâtre pour les plafonds.

-Le revêtement vertical est en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramiques pour les cuisines et les salles d'eau

- **Acrotère :**

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.6m de hauteur et d'épaisseur de 15 cm.

- **Les fondations :**

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

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

I-4-Caractéristiques mécaniques des matériaux:

1) Béton :

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par un laboratoire ; il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie ; le dosage en ciment ; la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

Pour la réalisation de la structure, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³ de ciment portland artificiel 325(CPA 325).

La composition courante de 1 m³ de béton est la suivante :

350 kg (ciment CPA 325).

400 l de sable avec : $d_g \leq 5 \text{ mm}$.

800 l de graviers avec : $5 \leq d_g \leq 25\text{mm}$.

175 l d'eau de gâchage.
 Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment = 0,5

a) Résistance caractéristique à la compression:

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

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

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

b) Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa (Art -2.1, 12)}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \dots\dots\dots \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa}$$

-Ainsi pour notre cas on aura :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

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

c) Contraintes limites:

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le B.A.E.L99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue deux états limite.

❖ **Etats limites ultimes (ELU) :**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture).
- Stabilité de forme (pas de flambement).

❖ **Etats limites de service (ELS) :**

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

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

c-1) Contrainte limite ultime de résistance à la compression f_{bu} :

Elle est calculée selon l'article [Art A.4.3,41/BAEL 91 modifié 99] comme Suite:

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

Avec:

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est $<$ à 1 heure.

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

Pour : $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bu} = 14,2$ MPa

Pour : $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ on aura $f_{bu} = 21,74$ Mpa

c-2) La contrainte limite de service à la compression :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. [Art A.4.3,41/BAEL 91 modifié 99]

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 [MPa]$$

c-3) Diagrammes contraintes déformation du béton : [Art A.4.3,41/BAEL91]

Le diagramme contraint (σ_{bc}) déformation (ε_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole – rectangle ».

En compression , les déformations relatives du béton sont limitées à 3,5‰.

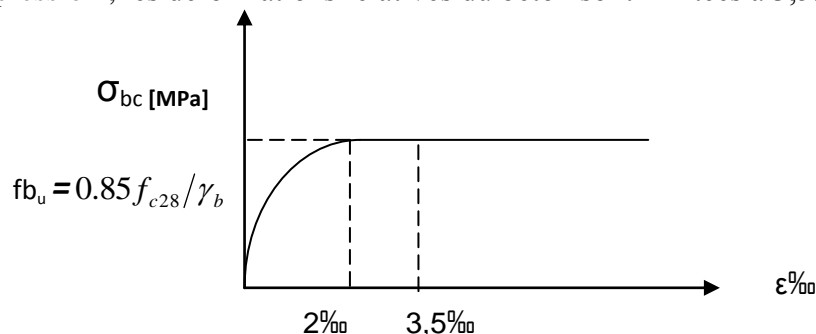


Fig I-1 : Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU .

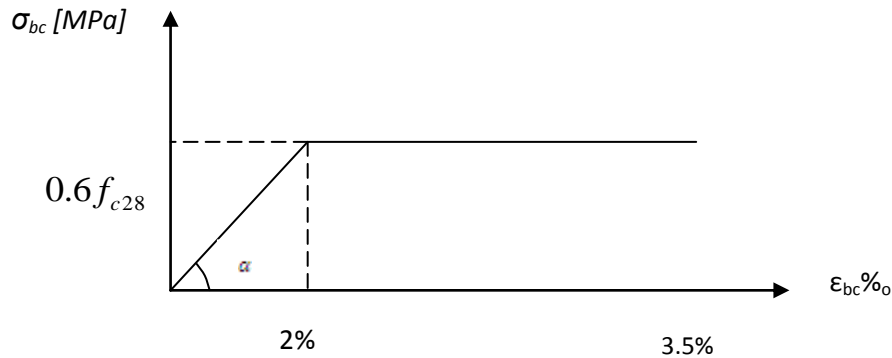


Fig I-2 : Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS .

c-4) Contrainte limite de cisaillement:

Elle est donnée selon [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié 99] par la formule :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

Avec : V_u : Effort tranchant dans la section étudiée.

b : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile.

$$\tau_u = \min [0,13.f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min [0,10.f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciables.}$$

d) Modules d'élasticité:

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

d-1) Module de déformation longitudinale instantanée du béton

(Article :A.2.1.21/BAEL 91)

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}. [\text{MPa}]$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 [\text{MPa}] \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 [\text{MPa}]$$

d-2) Module de déformation longitudinale différée du béton(Article : A.2.1, 22 / BAEL91) :

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

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 (f_{cj})^{1/3} [\text{MPa}]$$

Pour $f_{c28} = 25$ [MPa] ; $E_{v 28} = 10819$ [MPa]

d-3) Module d'élasticité transversale:

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

ν : coefficient de poisson.

E : module de Young.

e) Coefficient de poisson (article : A.2.1, 3 / BAEL 91) :

C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales.

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

$\nu = 0$: à l'état limite ultime.

2) Aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, On utilisera deux types d'acier :

- Les aciers de haute adhérence HA FeE400 ($f_e = 400$ [MPa])

- Les treillis soudés TS520 ($f_e = 520$ [MPa])

a) Module de déformation longitudinale: [Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifié 99]

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier : $E_s = 200000$ [MPa]

b) Contraintes limites :

❖ **Contrainte limite ultime :**

l'acier est utilisé à sa limite élastique avec un coefficient de sécurité

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité garantie.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$ en situations courantes. $\gamma_s = 1,00$ en situations accidentelles.

$\overline{\sigma}_{st} = 348$ MPa pour les HA.

❖ **Contrainte limite de service :**

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

-Fissurations peu nuisibles [Art A.4.5,32/BAEL91modifié 99]

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation)

- Fissuration préjudiciable [Art A.4.5,33/BAEL91 modifié99]

Cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques,

$$\bar{\sigma} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

- Fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma} \leq \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les HA de diamètre > 6mm.

$\eta = 1.3$pour les HA de diamètre < 6mm.

$\eta = 1.0$ pour les RL.

c) **Diagrammes des contraintes déformation de l'acier :**

[ArtA.2.2,1/BAEL91modifié99]

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant :

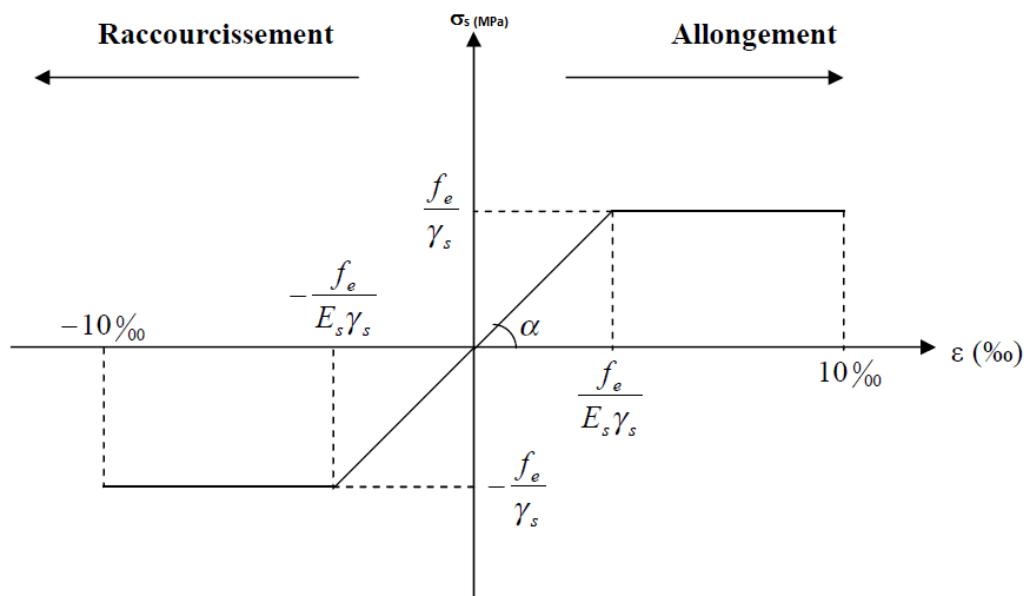


Fig I-3 : Diagrammes des contraintes déformation de l'acier.

d) Protection des armatures : [Art A.7.1 / BAEL91modifié99]

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

- ❖ $C \geq 5\text{cm}$ pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- ❖ $C \geq 3\text{cm}$ pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- ❖ $C \geq 1\text{cm}$ pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.

Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles.

II. Pré dimensionnement des éléments :**II.1. Les Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant des étages et supportant les revêtements et les surcharges d'exploitation, ils assurent principalement 02 fonctions:

❖ Fonction de résistance mécanique:

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, leur rôle principal :
-La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
-La répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.

❖ Fonction d'isolation:

En plus de la participation à la stabilité de la structure, les planchers offrent une Isolation thermique et acoustique entre les différents étages. D'où l'assurance du confort et la protection des occupants.

Plancher en dalle pleine :

Dans le cas de notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur deux appuis le cas des escalier, et d'autres reposant sur quatre le cas de la dalle de la salle machine et aussi les balcons qui sont encastrés à une extrémité

Plancher en corps creux :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq \frac{450}{22,5} = 20\text{cm}$$

Conclusion:

On adoptera pour un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) composé de :

- Corps creux de **16 cm**.
- dalle de compression de **4 cm**.

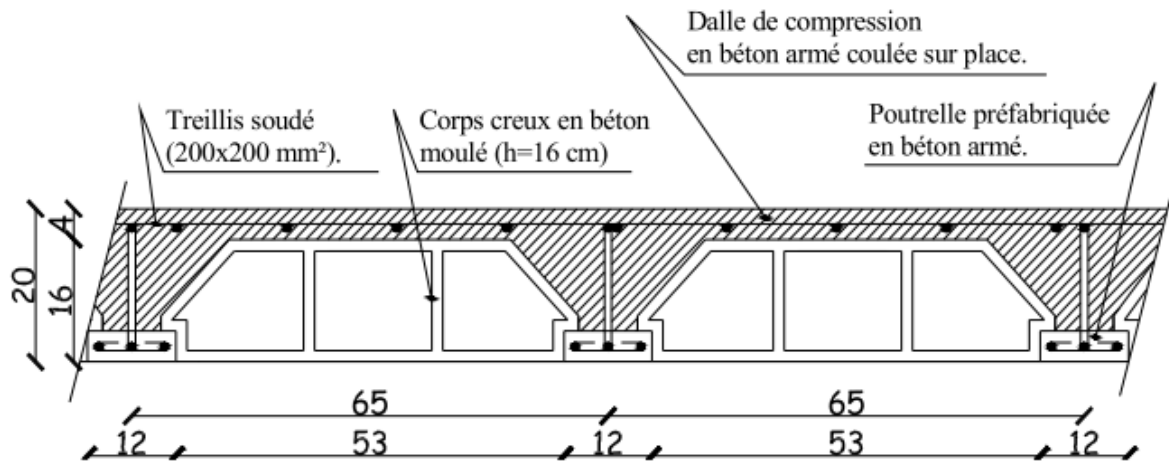


Fig II-1 : Coupe transversale du plancher

II-2 Les poutres :

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

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

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0,4.h \leq b \leq 0,7. h$$

(Art A.4.14 BAEL 91)

h: la hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

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

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions telles que :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4,0$$

$$b_{\max} \leq 1,5h + b_1$$

II-2 -1 Poutres principales :

❖ La hauteur :

$$L = 465 - 40 = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \quad 28.33 \leq h \leq 42.5$$

On prend : **h = 35 cm.**

❖ **La largeur :**

$$h=35 \text{ cm} \Rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30 cm.**

❖ **Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5.1)**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.4 \leq 4,0 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b_{\max} = 30 \text{ cm} \leq 77.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

II-2 -2 Poutres secondaires :

❖ **La hauteur :**

$$L = 390 - 40 = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \quad 23.33 \leq h \leq 35$$

On prend : **h = 30 cm.**

❖ **La largeur :**

$$h = 30 \text{ cm.} \Rightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

On prend alors : **b = 30 cm.**

❖ **Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5.1)**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

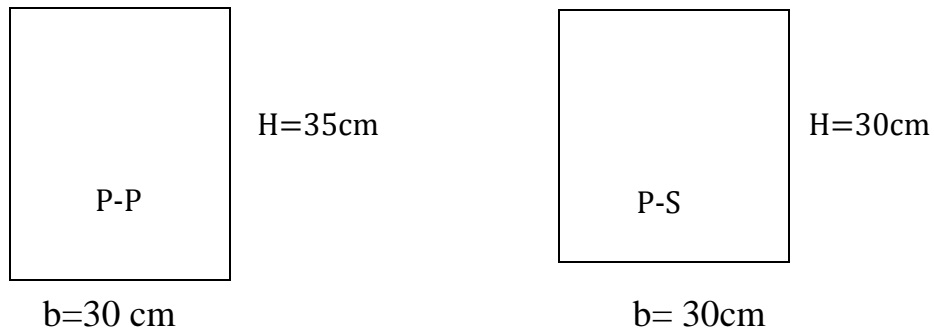
$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.2 \leq 4,0 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b_{\max} = 30 \text{ cm} \leq 70 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : on opte pour les sections suivantes :

- ❖ poutres principales (bxh) = (30x35)
- ❖ poutres secondaires (bxh) = (30x30)



II-3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des effets dus aux charges verticales.

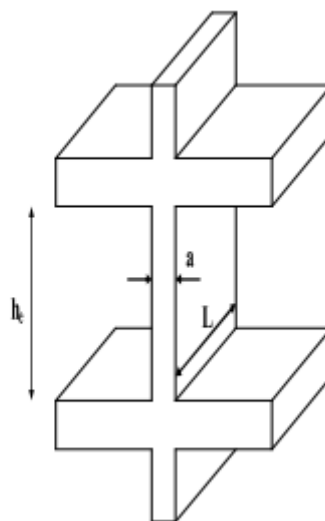


Fig II-2 : Coupe de voile en élévation

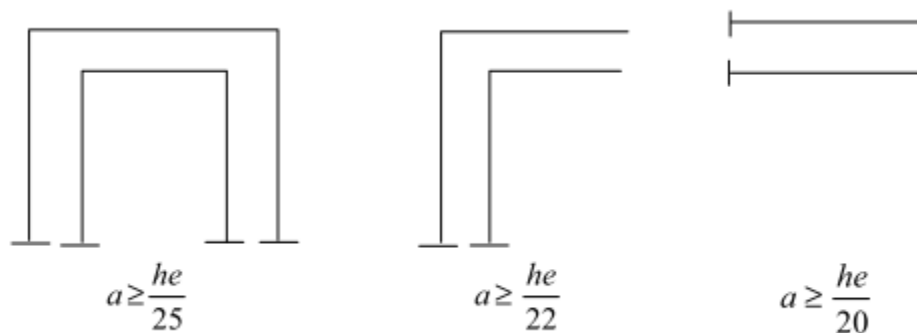


Fig II-3 : Coupe des voiles en plan

Épaisseur minimale d'un voile :

$$e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Leur pré-dimensionnement se fera conformément à RPA 99 version 2003 (Art7.7.1).

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

h_e : hauteur d'étage

e : épaisseur du voile

❖ Pour le sous-sol : $h_e = 4,5 \text{ m}$

$$e \geq \frac{450}{20} = 22,5 \text{ cm}$$

❖ Pour le RDC et l'étage courant : $h_e = 2.89 \text{ m}$

$$e \geq \frac{289}{20} = 14.45 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur :

$e = 25 \text{ cm}$ pour tous les niveaux.

❖ Vérification aux exigences du RPA :

On doit vérifier que $L \geq 4e$

$$L = 100 \text{ cm} \Rightarrow L \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$e = 25 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II-4 les escaliers :

Notre structure comporte une seule cage d'escaliers elle permet de passer du RDC aux étages courants a travers deux volées.

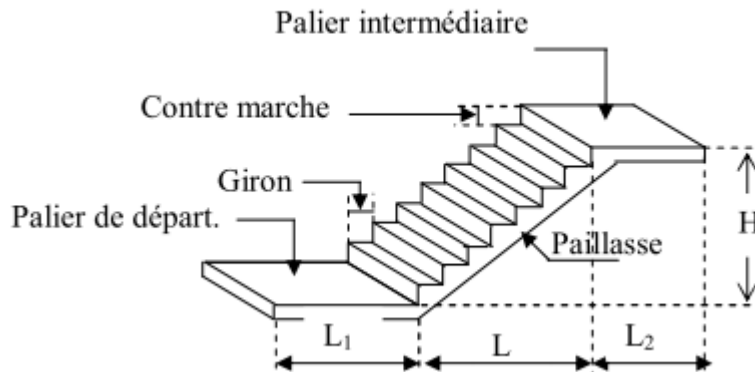


Fig II-4 : schéma descriptif de l'escalier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 14 à 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches

Notations utilisées :

- g : giron.
- h : hauteur de la contre marche.
- e p : épaisseur de la paillasse.
- H : hauteur de la volée.
- L : longueur de la volée projetée

Le dimensionnement des marches et contre marches d'un escalier a deux volées adjacentes se fait généralement a l'aide de la formule de « BLONDEL » qui est la suivante :

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

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

14cm ≤ h ≤ 17cm.

28cm ≤ g ≤ 36cm.

L'emmarchement doit être ≥ **1,20m.**

La profondeur du palier de repos est ≥ **3g.**

❖ Vérification de dimensionnement :

Sur le plan d'architecture de notre bâtiment, on a les démentions suivantes :

- L'emmarchement = 140 cm ≥ 120 cm
- La profondeur du palier de repos = 110 cm ≥ 3g = 90cm

La Raideur « r » : on appelle raideur d'escalier $r = \frac{h}{g}$ qui doit être inférieur à (1) :

$$r = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \Rightarrow r \leq 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm } (14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}) \\ g = 30 \text{ cm } (28\text{cm} \leq g = 30 \leq 36\text{cm}) \end{array} \right\} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 28) = 62 \leq 66 \text{ cm}$$

$$H1 = 153 \text{ cm} = 9 \times 17 \text{ cm}$$

$$H2 = 136 \text{ cm} = 8 \times 17 \text{ cm}$$

$$L = 240 \text{ cm} = 8 \times 30 \text{ cm}$$

$$H1 + H2 = 289 \text{ cm}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc notre escalier est bien dimensionné.

Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une dalle appuyée sur ses deux cotés et l'épaisseur doit vérifier la loi de déformation suivante :

$$\frac{1}{30} L_0 \leq ep \leq \frac{1}{20} L_0$$

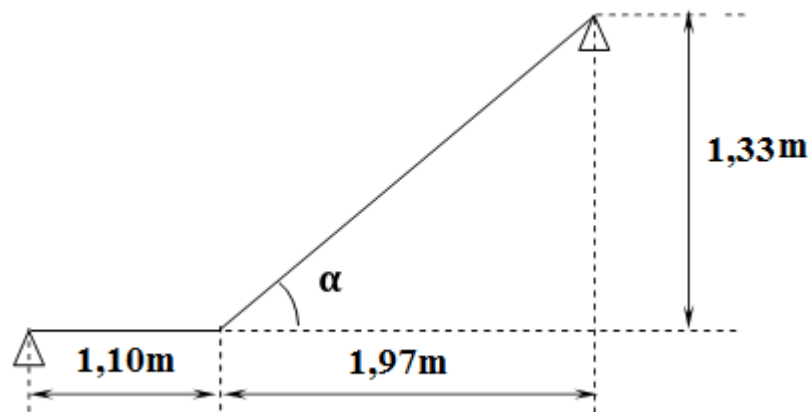


Fig II-5 : schéma statique de l'escalier

Calcul de α :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{1.33}{1.97} = 0.675 \Rightarrow \alpha = 34.02^\circ$$

$$L_0 = \frac{1.97}{\cos 34.02} + 1.10 = 3.48\text{m} = 348\text{cm}$$

$$\frac{1}{30} L_0 \leq e_p \leq \frac{1}{20} L_0 \Rightarrow 11.6 \text{ cm} \leq e_p \leq 17.38\text{cm}$$

On opte pour l'épaisseur de la paillasse : $e_p = 16\text{cm}$

❖ Etage courant : $H = 2.89\text{m}$

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} \quad \text{loi de BLONDEL}$$

On prend $h=17\text{cm}$:

$$\text{-Nombre de contremarches : } n = \frac{H}{h} = \frac{289}{17} = 17 \text{ contremarches.}$$

$$\text{-Le giron : } 59 \leq g + 34 \leq 64 \quad 28 \leq g \leq 36 \quad \text{soit } g=30\text{cm}$$

$$\text{-Le nombre de marches : } m = n-1=17-1=16 \Rightarrow m = 16\text{marches.}$$

L'escalier est réparti en 2 volées de 8 marches avec un palier de repos intermédiaire.

II-5 Les poteaux :

II-5-1 Charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) qui nous conduit aux données ci-après :

❖ Plancher terrasse(corps creux) :

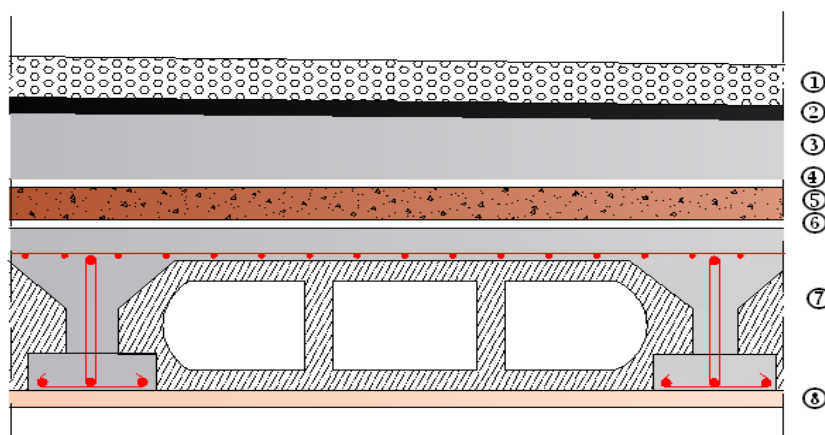
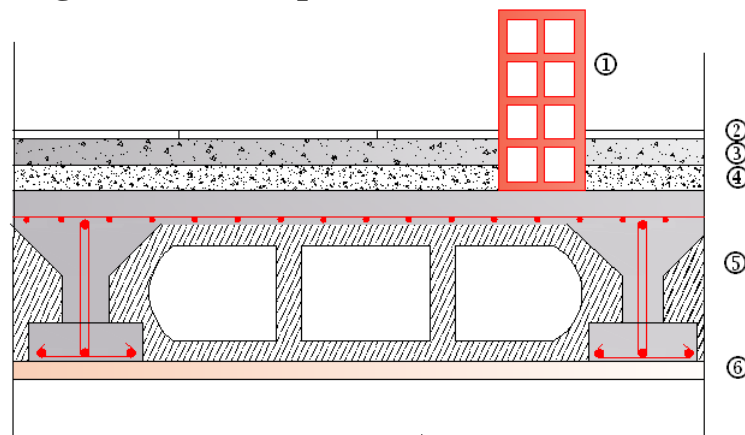


Fig II-6 : Coupe verticale du plancher terrasse

	Eléments	Epaisseur en (Cm)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravier roulé (15/25)	5	1,00
2	Etanchéité multicouche	2	0,12
3	Forme de pente en béton	8	2,00
4	Feuille de polyane	-	0.01
5	Isolation thermique(liège)	4	0,16
6	Feuille de polyane	-	0.01
7	Plancher en corps creux	16+4	2,85
8	Enduit de plâtre	2	0,20
			G_p=6 ,35

Tableau II-1 : charges permanentes plancher terrasse

❖ Plancher étage courant (corps creux) :

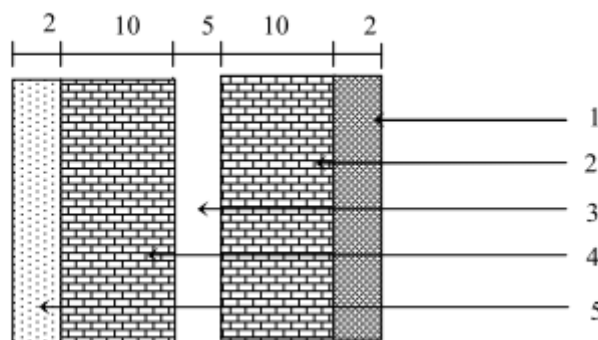


FigII-7 : Coupe verticale du plancher courant

	Eléments	Epaisseur en (Cm)	G (KN/m ²)
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	1,00
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	0.2
3	Mortier de pose	3	0.66
4	Couche de sable	3	0.54
5	Plancher en corps creux	16+4	2.85
6	Enduit plâtre	2	0.20
			G_p = 5.45

Tableau II-2 : charges permanentes d'étage courant

❖ Murs extérieur :

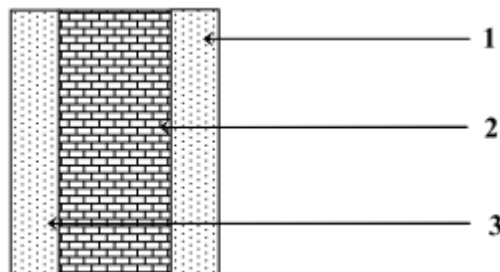


FigII-8 : Coupe verticale d'un mur extérieur :

	Eléments	Epaisseur en (cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieur de ciment	2	0.36
2	Brique creuse	10	0.9
3	Lame d'air	5	/
4	Brique creuse	10	0.9
5	Enduit intérieur de plâtre	2	0.2
			$G_{me} = 2.36$

Tableau II-3 : des charges dues aux murs extérieur.

❖ **Mur intérieur :**



FigII-9 : Coupe verticale d'un mur intérieur

	Eléments	Epaisseur en (cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	2	0.2
2	Brique creuse	10	0.9
3	Enduit en plâtre	2	0.2
			$G_{mi} = 1.30$

Tableau II-4 des charges dues aux murs intérieurs

b) Surcharges d'exploitation :

Le DTR nous donne :

- Plancher terrasse Q = 1 KN/m².
- Plancher à étage courant à usage d'habitation..... Q = 1.5KN/m².
- Plancher RDC du haut à usage d'habitation..... Q = 1.5KN/m².
- Plancher du sous sol à usage commerciale..... Q = 2.5 KN/m²
- Escalier..... Q = 2.5KN/m².
- Balcon..... Q = 3.5 KN/m².
- Acrotère..... Q = 1 KN/ml.

II-5-2 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l' ELS en compression simple.
 On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence), En supposant que le béton seul reprend la totalité des charges.
 La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{Ns}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

$\overline{\sigma}_{bc}$: min (contrainte de compression du béton ; contrainte admissible du sol).

Ns : Effort normal revenant au poteau considéré.

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

Remarque :

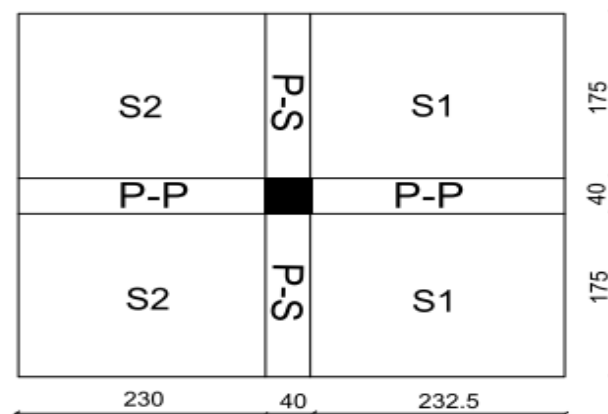
Pour qu'on puisse effectuer les calculs, on prend dans le premier temps la section minimale exigée par RPA 99 version 2003 pour zone moyenne sismicité (25X25) cm²

II-5-3 Calcul de surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité :

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande surface d'influence est ????

❖ **Le plancher :**

surface d'influence revenant au poteau de sous sol :



On aura alors :

$$S_1 = 1,75 \times 2,235 = 4,07 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,75 \times 2,30 = 4,025 \text{ m}^2$$

- **Surface nette du plancher revenant au poteau SS RDC Etage courants :**

$$S = 2 \times (S_1 + S_2) = 2 \times (4,07 + 4,025) = 16,19 \text{ m}^2$$

- **Surface d'exploitation revenant au Poteau SS RDC Etages courants :**

$$S'' = S_{\text{tot}} - S_{\text{pot}}$$

$$S'' = 5,025 \times 3,9 - (0,25 \times 0,25) = 19,54 \text{ m}^2$$

Calcul du poids propre des éléments :

a) Poids propre des poutres :

Poutres principales :

$$G_{pp} = 25 \times 0,25 \times 0,35 \times (2,325 + 2,325) = 10,17 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 25 \times 0,25 \times 0,3 \times (1,75 + 1,75) = 6,56 \text{ KN}$$

On aura alors le poids propre des poutres :

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 10,17 + 6,56 = 16,73 \text{ KN}$$

a) Poids propre des poteaux :

$$G_{\text{pot ss}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,5 = 7,03 \text{ KN}$$

$$G_{\text{pot etage + RDC}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 2,89 = 4,52 \text{ KN}$$

b) Poids propre des planchers :

❖ **Plancher etage + RDC :**

$$G = G_{ec} \times S = 5,45 \times 16,19 = 88,24 \text{ KN}$$

❖ **Plancher terrasse :**

$$G = G_{ter} \times S = 6,35 \times 16,19 = 102,8 \text{ KN}$$

Calcul des surcharges d'exploitation :❖ **Plancher terrasse :**

$$Q_0 = 1 \times 19,53 = 19,53 \text{ KN}$$

❖ **Planchers RDC + Etages courants :**

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = 1,5 \times 19,53 = 29,3 \text{ KN}$$

Calcul des surcharges selon la loi de dégression :

Loi de dégression des charges d'exploitation D.T.R.B.C.22 :
Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on doit appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation si le nombre de niveaux $n > 5$.

Notre ouvrage est composé de 9 niveaux donc on doit appliquer la méthode.

Remarque :

Si des locaux industriels ou commerciaux occupent certain niveaux, ces derniers ne sont pas comptés dans le nombre d'étages à inclure dans la loi de dégression des charges où ces dernières sont incluses intégralement.

Dans cette étude que nous amènerons, les charges d'exploitations sont les mêmes pour tous les étages à l'exception d'un niveau, qui est à usage commercial (1^{er} niveau)

Q : charges d'exploitation

Terrasse Q_0
Sous plancher $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur :

Étage 1 $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
Étage 2 $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Étage 3 $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Étage n $n > 5 \quad Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n (Q_0 + \dots + Q_{n+1} + Q_{ri}) + \sum_{i=1}^n Q_{ri}$

Avec :

n: nombre d'étages

Q_0 : la charge d'exploitation du plancher terrasse

Q_1, Q_2, \dots, Q_n sont les charges d'exploitations respectives des planchers des étages

1,2, ..., n numérotés de haut en bas du bâtiment.

Niveaux des planchers	Charges (KN)	Σ d'exploitation (KN)	Q cumulée (KN)
P ₈	Q ₀ =19,53	$\Sigma_0 = Q_0$	19,53
P ₇	Q ₁ =29,3	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	48,83
P ₆	Q ₂ =29,3	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	75,2
P ₅	Q ₃ =29,3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	98,64
P ₄	Q ₄ =29,3	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	119,15
P ₃	Q ₅ =29,3	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	136,73
P ₂	Q ₆ =29,3	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	151,38
P ₁	Q ₇ =29,3	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7)$	165,15

Tableau II-5 : Dégression des charges pour le poteau le plus sollicité

niveau	Charges permanentes en (KN)					Charges d'exploitations (KN)		Efforts normaux (KN)	Section des poteaux en (cm ²)	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G _c	Q	Q _c	N _s = G _c + Q _c	Section trouvée $S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Section adoptée
8	102,8	16,73	4,52	124,05	124,05	19,53	19,53	143,58	95,72	40x40
7	88,24	16,73	4,52	109,49	233,54	29,3	48,83	282,37	188,24	40x40
6	88,24	16,73	4,52	109,49	343,03	29,3	78,13	421,16	280,77	40x40
5	88,24	16,73	4,52	109,49	452,52	29,3	107,43	559,95	373,30	40x40
4	88,24	16,73	4,52	109,49	562,01	29,3	136,73	698,74	465,82	40x40
3	88,24	16,73	4,52	109,49	671,5	29,3	166,03	837,53	558,35	40x40
2	88,24	16,73	4,52	109,49	780,99	29,3	195,33	976,32	650,88	40x40
1	88,24	16,73	7,03	112	892,99	29,3	224,63	1117,62	745,08	40x40

Tableau II-6 : récapitulatif de la descente de charge pour le poteau le plus sollicité

II.5.5/ Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art .7.4.1) :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h e) en une seule fois. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de moyenne Sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

$$\text{Min (b ; h)} \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

Poteaux (40x40)

$$\text{Min (40x40)} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min (40x40)} \geq \frac{h_e}{20} \text{ avec } \frac{h_e}{20} = \frac{450}{20} = 22.5 \quad \left. \vphantom{\frac{h_e}{20}} \right\} \rightarrow \text{condition vérifiées.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 4 \quad \rightarrow \quad 0.25 \leq 1 \leq 4$$

II.6/ Vérification aux flambement (Art B.8.3.31 / BAEL 91 modifié 99)

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés.

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$)

l_0 : Longueur libre du poteau.

i_{\min} : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$).

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

B : section transversale du poteau ($B = b \times h$).

$$\lambda = \frac{0,7.l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7.l_0}{\sqrt{\frac{h.b^3/12}{b.h}}} = \frac{\sqrt{12}.0,7.l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 2,42 \frac{l_0}{b}$$

Poteaux (40x40) étages courants :

$$\lambda = 2.42 \times \frac{2.89}{0.4} = 17.48 \Rightarrow \lambda < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables et tous les poteaux de l'ossature sont garantis contre le Flambement

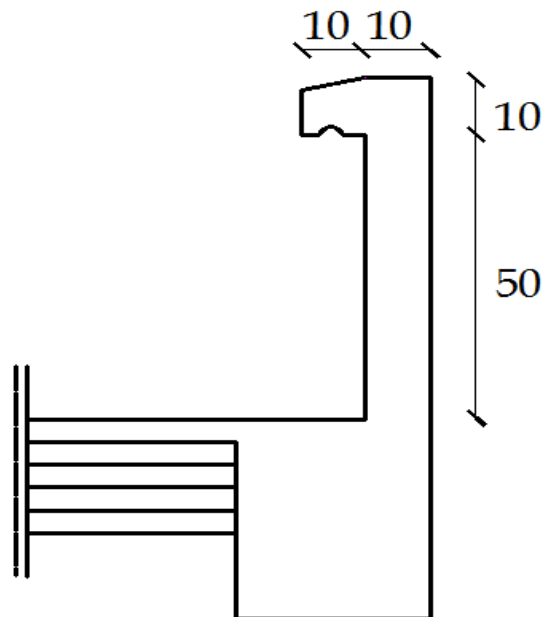
Sections adoptées :

(40 X 40) : pour tous les étages.

III.1) Calcul de l'acrotère :

Notre ouvrage comporte un seul type d'acrotère, qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G du a son poids propre, et a un effort latéral Q du a la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. (Section dangereuse).



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

2) Détermination des sollicitations :

poids propre de l'acrotère : $G= 1.675 \text{ KN/ml}$.

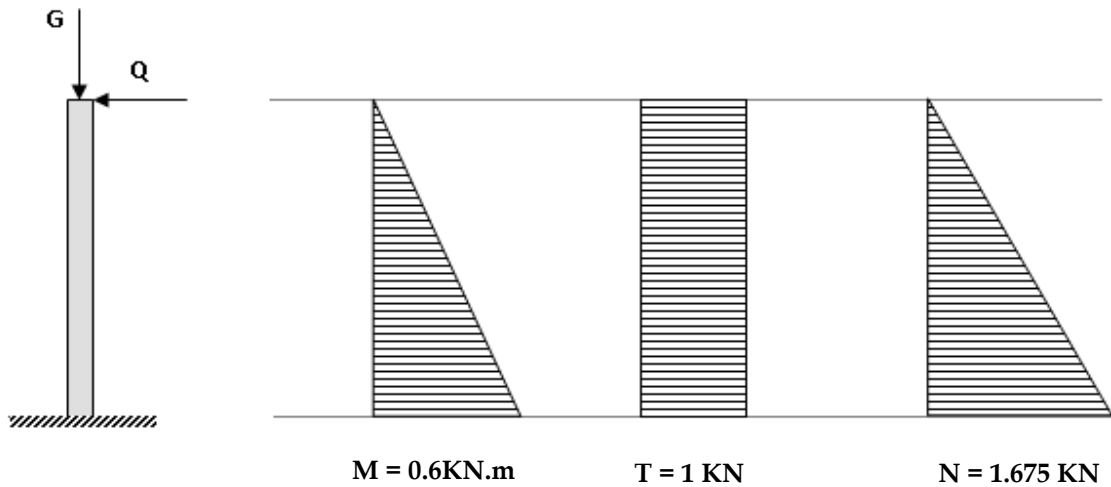
Surcharge d'exploitation : $Q= 1.00 \text{ KN/ml}$.

Effort normal du au poids propre G : $N= G \times 1 = 1.675 \text{ KN}$.

Effort tranchant : $T= Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.

Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $M= Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KNm}$.

Diagramme des efforts internes (M, N, T) :



3) Combinaisons de charges :

a- Etat limite ultime :

La combinaison de charge à considérer est : $1.35G + 1.5Q$

❖ Effort normal de compression :

$$N_u = 1,35N = 1,35 \times 1.675 = 2,26 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

❖ Moment fléchissant :

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

b- Etat limite de service :

La combinaison de charge à considérer est : $G + Q$

❖ Effort normal de compression :

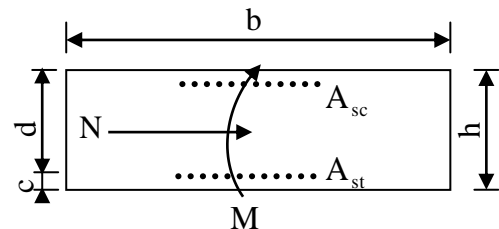
$$N_s = N = 1.675 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant :

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

❖ Moment fléchissant :

$$M_s = M = 0,6 \text{ KN.m}$$



4) Ferrailage de l'acrotère :

❖ **Etat limite ultime :**

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,26} \approx 0,39\text{m} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,02\right) = 0,03\text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

• **Etape fictive :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,9 + 2,26 \times (0,05 - 0,02) = 0,97\text{KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,97 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (8)^2} = 0,0106 < \mu_{id} = 0,186 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 8 \times 0,995} \approx 0,35\text{cm}^2$$

• **Etape réelle :**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,26 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28\text{cm}^2$$

5) Vérifications :

A) Condition de non fragilité :

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot (d)}{e_s - 0,185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

❖ **Calcul de l'excentricité e_s :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 0,358\text{m}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{35,8 - 0,455 \times (8)}{35,8 - 0,185 \times (8)} \right] \times 100 \times 8 = 0,905\text{cm}^2$$

$A_S \leq A_{MIN}$ **Condition non vérifiée.**

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit : $A_S = 5 \text{ HA8} = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0,62\text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA8} = 1.67\text{cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

B) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91)

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,0187\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.16\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

C) Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Aciers haute adhérence $\Rightarrow \Psi_s = 1.5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$
 $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \sum U_i = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 12.56 \times 10} \rightarrow \tau_{se} = 0.165 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

D) Ancrage des barres : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} \rightarrow l_s = 25.39 \text{ cm.}$$

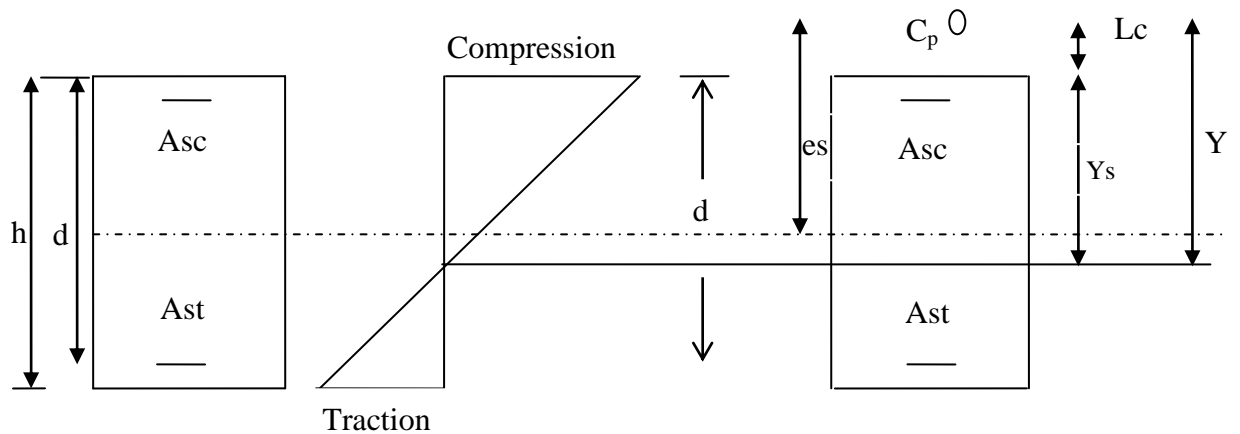
On adoptera $l_s = 30\text{cm}$.

E) Vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérerons la fissuration comme étant **préjudiciable**.

Les aciers sont en FeE400 et de diamètre 8mm $\Rightarrow \eta = 1.6$

Répartition des contraintes dans l'acrotère :



Lc : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$Lc = (h/2) - es = (10/2) - 40 = -35 \text{ cm.}$$

La résolution de l'équation suivante nous permettra de trouver la valeur de Y.

$$Y^3 + pY + q = 0$$

$$P = -3Lc^2 - 90A_{sc} \frac{Lc - d}{b} + 90A_{st} \frac{d - Lc}{b}$$

$$A_{sc} = A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$P = -3 \cdot (-35)^2 + 90 \times (2,51) \times \frac{(8 + 35)}{100}$$

$$P = -3577,86.$$

$$q = -2Lc^3 - 90A_{sc} \frac{(Lc - d)^2}{b} - 90A_{st} \frac{(d - Lc)^2}{b}$$

$$q = -2(-35)^3 - 90 \times (2,51) \times \frac{(8 + 35)^2}{100}$$

$$q = 81573,10.$$

$$y^3 - 3577,86y + 81573,10 = 0$$

La résolution de l'équation donne :

$$Y1 = 37.27$$

$$Y2 = -69$$

$$Y3 = 31.71$$

$$0 < y_{ser} < d=80\text{cm.}$$

$$Y_{ser} = y + Lc$$

$$y_{ser}^1 = 37.27 - 35 = 2.27 \text{ cm} \dots\dots\dots CV.$$

$$y_{ser}^2 = -69 - 35 = -104 \text{ cm} \dots\dots\dots CNV.$$

$$y_{ser}^3 = 31.71 - 35 = -3.29 \text{ cm} \dots\dots\dots CNV.$$

Calcul de l'inertie de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + n [A_{st}(d - y_{ser})^2 + A_{sc}(y_{ser} - d')^2] \quad ; n=15.$$

$$I = \frac{100 \cdot 2,27^3}{3} + 15 [2,51(8 - 2,27)^2] = 1626,06 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton : [BAEL91/A.4.5,2] :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{0,372 \times 1,675 \times 10^3}{1626,06 \times 10^{-8}} \times 2,27 \cdot 10^{-2} \cdot 10^{-6}$$

$$\sigma_{bc} = 0,87 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots CV$$

- **Vérification des contraintes dans l'acier : [BAEL91/A.4.5,33] :**

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{y \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \cdot \frac{0,372 \times 1,675 \cdot 10^3}{1626,06 \cdot 10^{-8}} (0,08 - 2,27 \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-6}$$

$$\sigma_s = 32,94 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{Mpa} \dots\dots\dots CV$$

F) vérification au séisme : [RPA 99 /Art.6.2.3]

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale ; suivant la formule :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas A= 0.15
(zone IIa et groupe d'usage 2).

CP : facteur de force horizontale (variant entre 0.3 et 0.8).
L'acrotère est un élément en console $\Rightarrow C_p = 0.8$

Wp : poids de l'élément considéré (WP = 1.675 KN/ml)

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675 = 0.8 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Fp < Q = 1KN/ml.....CV

❖ **Conclusion :** L'acrotère sera ferrillé comme suit :

Armatures principales : **5 HA8/ml** avec e= 20cm.

Armatures de répartition : **4 HA8/ml** avec e= 25cm.

III.2) Plancher en corps creux :

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux. Les planchers en corps creux sont constitués de :

- Poutrelles préfabriquées assurent la fonction de portance, leurs entre axes est de 65cm
- Remplissage en corps creux, ayant une hauteur de 16 cm utilisé comme coffrage perdu Et un isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armé de 4 cm d'épaisseur.

A) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition des charges entre nervures voisines.

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimension au plus égale aux valeurs indiquées par le règlement (BAEL.B6.8.423) qui sont :

- 20 (cm) : pour les armatures \perp aux poutrelles.
- 33 (cm) : pour les armatures \parallel aux poutrelles.
- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles** (BAEL.B.6.8 ,5)

$$A_{\perp} = \frac{4.l'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

l' : distance entre axes des poutrelles.

Soit : $A_{\perp} = 5T4/\text{ml} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$, Avec espacement : $e = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

Soit : $A_{\parallel} = 5T4/\text{ml} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$, Avec espacement : $e = 20 \text{ cm}$.

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de maille (200×200) mm², avec : 5T4/ml .

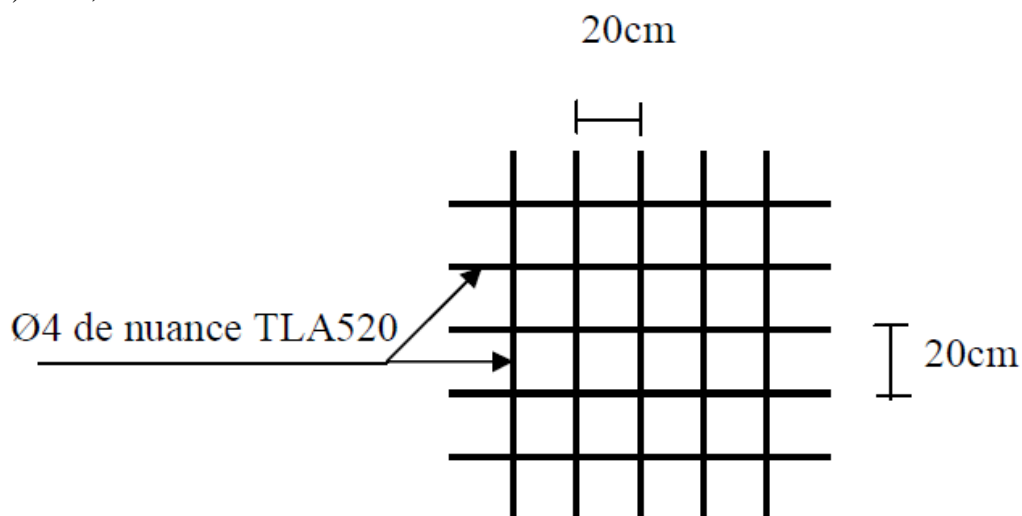
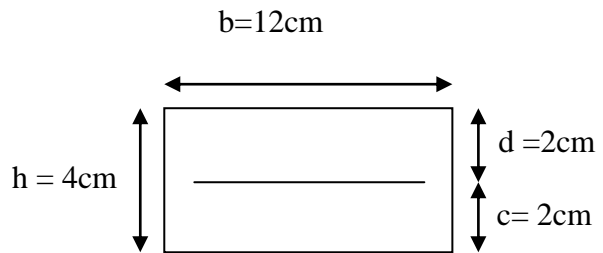


Fig : III.2.1 : Ferrailage de la dalle de compression

III.3) Calcul des poutrelles :**❖ Dimensionnement :**

b : Largeur de la poutrelle.
 h : Hauteur de la poutrelle.
 C : enrobage.
 d : Hauteur utile.

**Fig.III.3.1 : section de la poutrelle**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminé par l'entre axes des deux poutrelles consécutives, le calcul se fera en deux étapes :

1) Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

- le poids propre de la poutrelle est : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.
- le poids propre de corps creux est : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$.
- le poids de l'ouvrier est estimé à 1 KN/ml .

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

❖ Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour la plus longue travée.

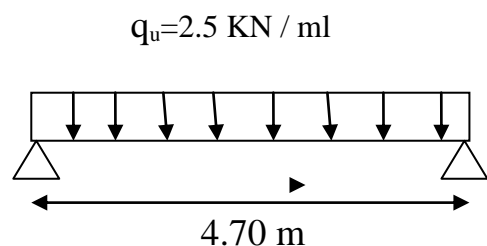
$$L = 4.70 \text{ m}$$

Combinaison de charge :

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

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 \times (1) = 2,5 \text{ KN/ ml.}$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

**Fig.III.3.2****Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.7^2}{8} = 6.9 \text{ KN m}$$

Calcul de l'effort tranchant sur appuis

$$T = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{2.5 \times 4.7}{2} = 5.875 \text{ KN}$$

Calcul des armatures

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,9 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,02^2 \cdot 14,2} = 10,12 \Rightarrow \mu_b \geq 0,392 \text{ (SDA)}$$

La hauteur des poutrelles ne permet la disposition deux nappes des armatures, d'où la nécessité de prévoir des étais intermédiaire, afin d'aider la poutrelle à supporter les surcharges aux quelles elle est soumise avant le coulage de l'autre partie. Ces étais sont en général distant de (0,80 à 1.20) m.

2) Après le coulage de la dalle de compression :

❖ Dimensionnement :

b : Distance entre axe des deux poutrelles.

h : Hauteur de plancher en corps creux

b_0 : Largeur de la poutrelle.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

b_1 : Debord.

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

Le calcul est conduit en considérant la Poutrelle comme une poutre continue, de Section en « Té » avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, les appuis de rives seront considérés comme étant : semi encastrés, et les autres comme des appuis simples.

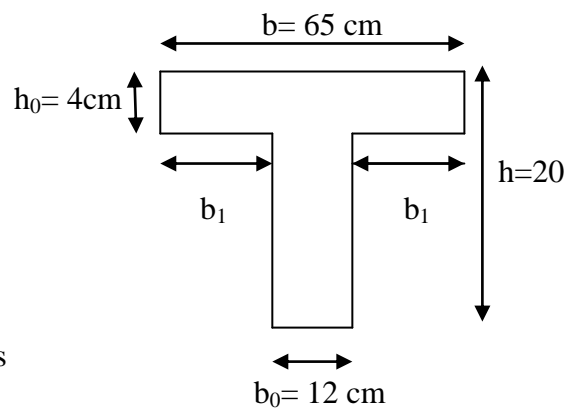


Fig.III.3.3 Détermination des paramètres.

❖ Combinaison de charge :

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher de sous sol.

Poids propre de plancher : 5.45 KN/m²

Charge d'exploitation de plancher de RDC (à usage d'habitation) : 1,5 KN/m²

$$\begin{cases} G = 5,45 \times 0,65 = 3,54 \text{ KN/ml.} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow q_u = 6,24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 4,51 \text{ KN/ml}$$

a) Poutrelle (2) a trois travées :

❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Pour que la méthode forfaitaire soit applicable, il faut vérifier les hypothèses suivantes :

✓ La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ Kn} \}.$$

$$2G = 2 \times 3,54 = 7,08 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} 2G = 2 \times 3,54 = 7,08 \text{ KN/ml} \\ Q = 0,975 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN} \}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre (0,8 et 1,25).

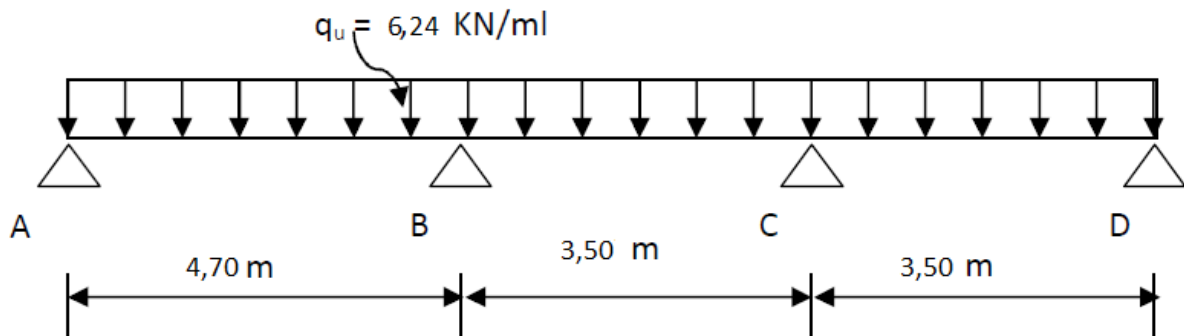
$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{3,5}{4,7} = 0,74 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion :

Pour la détermination des moments en travées et aux appuis, ainsi que les efforts tranchants, nous allons opter pour la **méthode des trois moments**, vu que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées à l'instant des rapports entre deux travées successives qui doit être compris entre 0,8 et 1,25 ; ce qui n'est pas le cas.

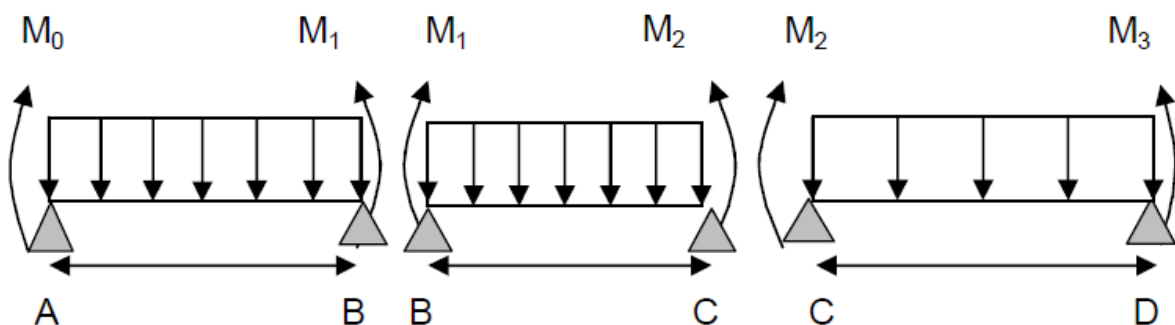
❖ Principe de la méthode des trois moments :

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



Pour l'appui

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



Application :

$$L'_{\text{appui A}} : 9,4 M_1 + 4,7 M_2 = -161,96$$

$$L'_{\text{appui B}} : 4,7 M_1 + 16,4 M_2 + 3,5 M_3 = -228,84$$

$$L'_{\text{appui C}} : 3,5 M_2 + 14 M_3 + 3,5 M_4 = -133,77$$

$$L'_{\text{appui D}} : 3,5 M_3 + 7 M_4 = -66,88$$

Après résolution du système d'équation on aura :

$$M_1 = -12,876 \text{ KNm}$$

$$M_2 = -8,706 \text{ KNm}$$

$$M_3 = -5,582 \text{ KNm}$$

$$M_4 = -6,769 \text{ KNm}$$

❖ Calcul des moments en travées et efforts tranchants :

Les relations qui donnent les moments max en travées et leurs positions ainsi que les efforts tranchants sont les suivantes :

$$M_t(x) = \frac{qu Li}{2} x - \frac{qu}{2} x^2 + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li} x + M_i$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qu li}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li}$$

Avec $qu = 6,24 \text{ KN/ml}$

. $M_{i+1} - M_i$: moment aux appuis de droite et de gauche de la travée considérée

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qu L} : \text{ position du moment max}$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

N ^o travée	L (m)	Qu (KN/ml)	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	X (m)	M _{max} (KN. ml)
1	4,7	6,24	-12,876	-8,706	2,49	6,5
2	3,5	6,24	-8,706	-5,582	1,89	2,47
3	3,5	6,24	-5,582	-6,769	1,95	3,19

-En majorant les moments en travée de 1/3 et en minorant les moments en travée de 1/3 on obtient les diagrammes suivants :

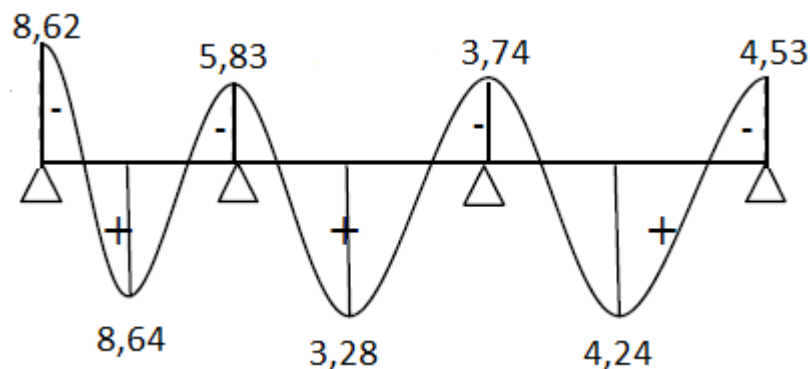


Fig.III.3.4 Diagramme des moments fléchissant

Calcul des efforts tranchants :

N° travée	L (m)	Qu (KN/ml)	Mi (KN.ml)	Mi+1 (KN.ml)	Ti (KN)	Ti+1(KN)
1	4,7	6,24	-8,62	-5,83	15,55	-13,77
2	3,5	6,24	-5,83	-3,74	11,81	-10,02
3	3,5	6,24	-3,74	-4,53	10,58	-11,26

Le diagramme des efforts tranchants sera présenté dans la figure suivante :

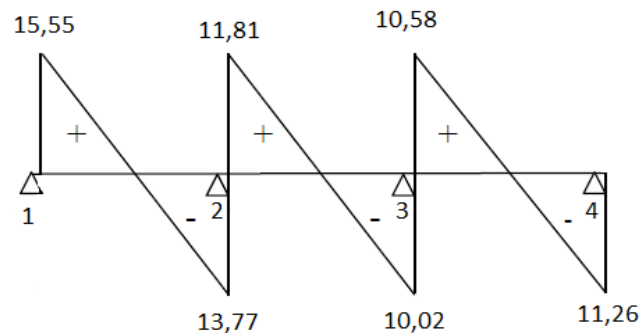


Fig.III.3.5 : Diagramme des efforts tranchant.

b) Poutrelle (1) a deux travées :

❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Pour que la méthode forfaitaire soit applicable, il faut vérifier les hypothèses suivantes :

✓ La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ Kn} \}.$$

$$2G = 2 \times 3,54 = 7,08 \text{ Kn/ml}$$

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml}$$

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN} \}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre (0,8 et 1,25).

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{3,5}{3,5} = 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Le moment d'inertie des sections transversale sont les mêmes dans les différents travées.

✓ Fissuration non préjudiciable.

Conclusion :

La méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs.

❖ Principe de la méthode :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir de la fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.

Exposé de la méthode :

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

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérés.

Les valeurs M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_w+M_e}{2} + \max \{ 1,05 M_e ; (1+0,3\alpha) M_e \} \\ M_t &\geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t &\geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{dans une travée de rive.} \end{aligned} \right\} \text{On prend : } M_t^{\max} .$$

M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée.

M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_w : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} \rightarrow \text{Dont } L : \text{ la longueur entre nus d'appuis.}$$

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

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

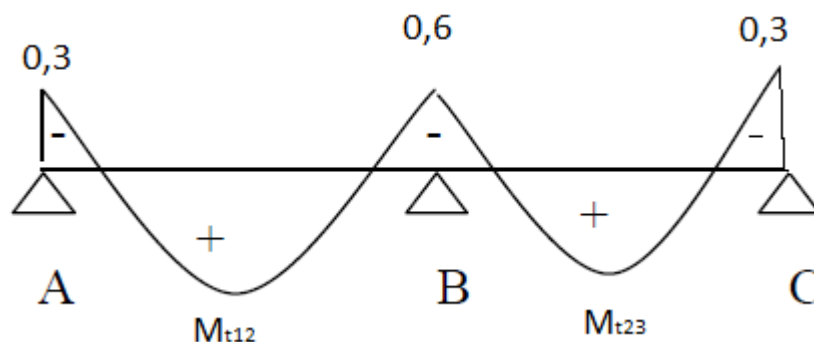


Fig.III.3.6 : Diagramme des moments d'une poutre continue

❖ **Application de la méthode :**

A l'ELU :

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

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Calcul de rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+0,74} = 0,57 \quad \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3 \alpha = 1,17 \\ (1+0,3 \alpha) / 2 = 0,585 \\ (1,2+0,3 \alpha) / 2 = 0,685 \end{array} \right.$$

Calcul des moments fléchissant :

Calcul des moments isostatiques M_{0i} :

$$M_1 = M_2 = \frac{qL^2}{8} \quad (\text{car les travées ont les mêmes longueurs}).$$

$$M_1 = M_2 = (2,5 \times 3,5^2) / 8 = 3,83 \text{ KN.m.}$$

Calcul des moments

Sur appuis :

$$M_1 = M_3 = 0,3 \times 3,83 = 1,15 \text{ KNm.}$$

$$M_2 = 0,6 \times 3,83 = 2,3 \text{ KNm.}$$

En travée:

$$M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{ 1,05 M_e ; (1+0,3\alpha) M_e \} = -\frac{1,15+2,3}{2} + 1,17 \times 3,83 = 2,76 \text{ KNm.}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1,2+0,3 \cdot 0,57}{2} \cdot 3,83 = 2,62 \text{ KNm.}$$

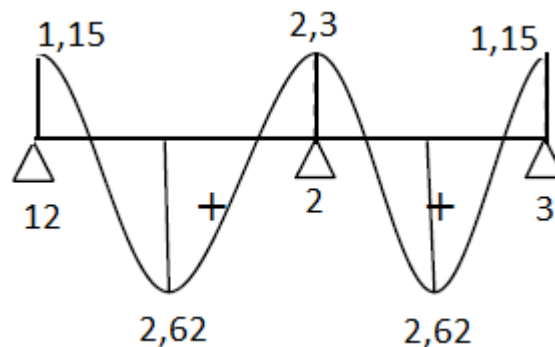


Fig.III.3.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KNm.

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Avec: } \theta(x=0) = \frac{q_u \cdot L}{2} \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right.$$

$$\text{et } \theta(x=L) = \frac{-q_u \cdot L}{2}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis i et $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appui droite de la travée.

L : Longueur de la travée.

Travée (1;2) et (2;3) :

$$T_w = (3,83 \cdot 3,5) / 2 + (1,15 - 2,3) / 3,5 = 6,37 \text{ KN}$$

$$T_e = - (3,83 \cdot 3,5) / 2 + (1,15 - 2,3) / 3,5 = - 7,03 \text{ KN}$$

Le diagramme des efforts tranchants sera présenté dans la figure suivante :

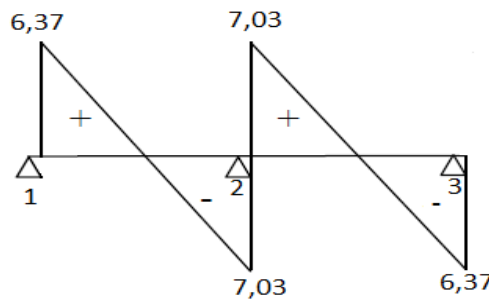


Fig.III.3.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en KN.

Remarque : On va faire le calcul des armatures pour le cas le plus défavorable et c'est le premier cas.

3) Ferrailage de la poutrelle à l'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

En travée : $M^t_{max} = 8,64 \text{ Kn.m.}$

Sur appui : $M^a_{max} = 8,62 \text{ Kn.m.}$

a) En travée

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = b \cdot h_0 (d - h/2) \cdot f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2)$$

$$M_0 = 59,07 \text{ KNm}$$

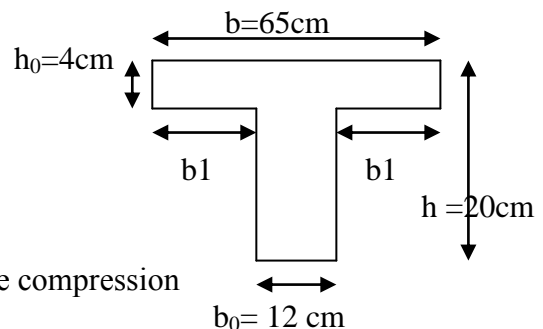


Fig.III.3.9

$M_0 = 59,07 \text{ KNm}$ }
 $M_t = 8,64 \text{ KNm}$ } $\Rightarrow M_0 \geq M^t_{max} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression, la section en T sera calculé Comme étant une section rectangulaire de :
 $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M^t_{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8,64}{0,65 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,029 \quad \rightarrow \beta = 0,985 \text{ (donnée par le tableau).}$$

$\mu_u = 0,029$ }
 $\mu_1 = 0,392$ } $\Rightarrow \mu_u < \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{8,64}{0,985 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^3} = 1,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,40 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

b) Aux appuis : Puisque le béton tendu est négligeable, on fera notre calcul comme une section rectangulaire de $(12 \times 20) \text{ cm}^2$.

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{max}^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8,62}{0,12 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,156 \rightarrow \beta = 0,915$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_u = 0,156 \\ \mu_l = 0,392 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_u < \mu_l \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{8,62}{0,915 \cdot 0,18 \cdot 384 \cdot 10^3} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

4) Vérification à l'ELU :

❖ **Vérification de la condition de non fragilité du béton (BAEL 91/ Art .A.4.2.1. modifier 99) :**

Aux appuis :

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

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} < A_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} < A_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant (Art. A5.1.1/BAEL 91 modifie 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{15,55 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min (0,2 \cdot 25/1,5; 5) \text{ MPa} = \min(3,33; 5) \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \overline{\tau_u} = 3,33 \\ \tau_u = 0,72 \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \Sigma u_i} ; \text{ avec } U_i : \text{ le périmètre des barres.}$$

$$U_i = n \cdot 2 \cdot \pi \cdot R = 1 \cdot 2 \cdot (3,14) \cdot 5 = 31,40 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \Sigma u_i} = \frac{15,55 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 31,4} = 3,05 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{c28} ; \text{ avec } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 3,05 \\ \overline{\tau_{se}} = 3,15 \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91/Art 5.3.313) :**

• Appuis de rive :

il faut vérifier que V_u^{\max} de rive est $\leq 0,4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 25/1,5 \times 10^3 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 15,55 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Appuis intermédiaires :

$$V_u^{\max} = 13,77 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Influence sur les armatures inférieures (BAEL 91/Art 5.4.321) :**

• Appuis de rive : on doit avoir

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u + \frac{Mu}{0,9d}}{\sigma} = \frac{15,55 + \frac{-8,62}{0,9 \cdot 0,18}}{\frac{400}{1,15} \cdot 10^3} = -1,08 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Appuis intermédiaires :

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u + \frac{Mu}{0,9d}}{\sigma} = \frac{13,77 + \frac{-5,83}{0,9 \cdot 0,18}}{\frac{400}{1,15} \cdot 10^3} = -1,32 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 a} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ avec $a = 0,9d$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{15,55 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 120} = 0,8 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'ancrage des barres aux appuis (BAEL 91/ Art A.6.1,21) :**
Calcul de la longueur de scellement droit des barres

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{sc}} = \frac{\phi f_e}{4 \times 0,6 f_{t28} \Psi_s^2} = 1,0 \times \frac{400}{4 \times 0,6 \times 2,1 \times 1,5^2} = 35,27 \text{ cm}$$

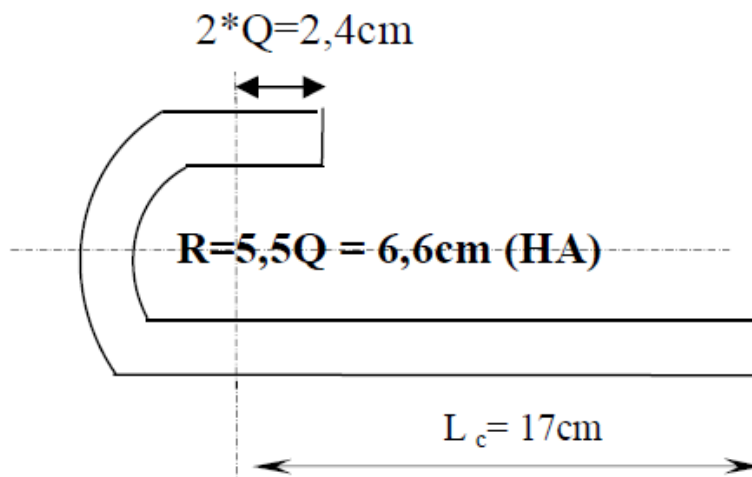


Fig.III.3.10

On adoptera des crochets à 45° avec une longueur $l_c = 0,4l_s = 14,108 \text{ cm}$

Donc : $l_c = 17 \text{ cm}$

Armature transversale :

Leur diamètre est donné par le (BAEL91 modifié 99 /Art 7.2.2).

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_t^{max} ; \frac{b_0}{10} \right) \Leftrightarrow \min \left(\frac{20}{35} ; 1 ; \frac{12}{10} \right) = 0,57 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ $\Rightarrow \phi_t = 0,56 \text{ cm}^2$ haute adhérence FeE400

❖ **Espacement des armatures**

D'après le règlement (BAEL91 modifié 99/Art : A.5.1.22)

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Leftrightarrow 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$$

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

5) Vérifications à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- _ Etat limite de résistance de béton en compression.
- _ Etat limite de déformation.
- _ Etat limite d'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts interne à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenus à l'ELU par Le

$$\text{Rapport : } \frac{q_s}{q_u} = \frac{4,51}{6,24} = 0,72$$

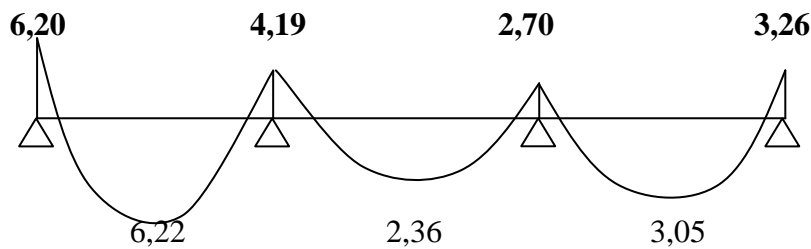


Fig.III.3.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN.m

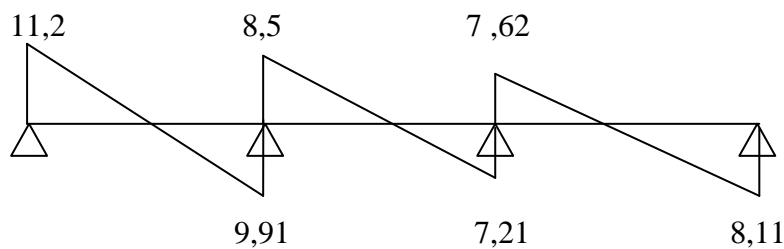


Fig.III.3.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS en KN

❖ Vérification de la résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ (chapitre I)

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \text{Avec : } \sigma_{st} = Ms / \beta d A_{st}$$

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures. comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100x A_{st}}{bo d}$

Sur appuis :

$$\rho = \frac{100x 1,57}{12x18} = 0,726 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,877 \\ K_1 = 25,65 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,20 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 1,57 \times 10^2} = 250,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{250,16}{25,65} = 9,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,75 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,877 \\ K_1 = 25,65 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,22 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 1,57 \times 10^2} = 250,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{250,96}{25,65} = 9,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,78 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{470} = 0,042 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10M_s} \Rightarrow \frac{20}{470} = 0,042 \geq \frac{6,22}{10 \times 4,68} = 0,13 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions non vérifiées.}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,57}{12 \times 18} = 7,26 \cdot 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition précédente n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \text{ Ev I}}$$

Avec : \bar{f} : la flèche admissible.

Ev : module de déformation différée.

$$Ev = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

$$I : \text{moment d'inertie} = 4,44 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{5 \times 1,74 \cdot 10^3 \times 4,7^4}{384 \times 10818,86 \cdot 10^6 \times 4,44 \times 10^{-4}} = 0,0023 \text{ m} = 0,23 \text{ cm}$$

$$f = 0,23 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,93 \text{ cm}$$

⇒ Donc la condition de la flèche est vérifiée.

6) Conclusion :

Les armatures calculés à l'ELU sont suffisantes.

III.4) Les balcons :

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons. Le premier type est en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine. Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage semi-encastée à ses extrémités.

III.4.1) Etude de la dalle pleine :❖ **Dimensionnement du balcon :**

Il sera assimilé à une console encastée au niveau de la poutre de rive réalisée en dalle pleine ; le calcul se fera pour une bande de 1 m de longueur sous les sollicitations suivantes :

G et Q : charges et surcharges verticales revenant aux portes à faux. ses dimensions sont :

Largeur= 1,25m

Longueur=3,50m

L'épaisseur de porte à faux est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{125}{10} = 12,5 \text{ cm soit : } e_p = 15 \text{ cm}$$

1) Détermination des charges et surcharges: Nous considérons une bande de 1m de porte à faux.

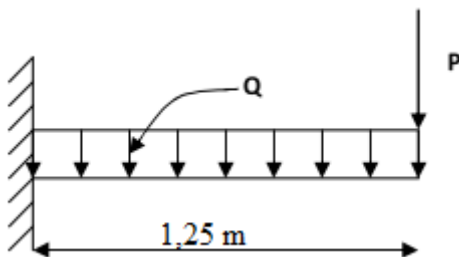


Fig.III.4.1:schéma statique du balcon.

❖ **Charges permanentes :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier de ciment	0,02	22	0,44
6	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	/	1,00
				G = 6.39

❖ **Charges d'exploitation :** $Q = 3,5 \text{ k N /ml}$

-Charge concentrée :

Poids propre du garde corps..... 0,2 KN/ml

Enduit en plâtre (2x2cm)..... 0,4KN/ml

Poids du mur en briques creuses0,9 KN/ml

$P = 1,50 \text{ KN/ml}$

2) Combinaison des charges :

à l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

Dalle : $q_{u1} = (1.35 \times 4,14) + 1.5 (3.5) = 10,84 \text{ kN/ml}$

Garde de corps : $q_{u2} = (1.35 \times 1,50) = 2,025 \text{ kN /ml}$

à l'ELS: $q_s = G + Q$

Dalle : $q_{s1} = 4,14 + 3.5 = 7,64 \text{ kN/ml}$

Garde de corps : $q_{s2} = 1,50 \text{ kN/ml}$

3) Calcul à l'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple pour une bande de 1 m .

Le moment provoqué par la charge q_{u1} est:

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} = \frac{10,84 \times (1,25)^2}{2} = 8,47 \text{ KN m}$$

Le moment provoqué par la charge q_{u2} est:

$$M_{qu2} = 2,025 \times L = 2,025 \times 1,25 = 2,53 \text{ KN m}$$

Le moment total est: $M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 11 \text{ KN m}$.

a) Ferrailage :

❖ Armatures principales:

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11 \times 10^{-3}}{1,25 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,0366 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,0366 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11 \times 1000}{0,982 \times 13 \times 348} = 2,47 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3,14 cm²**
Avec **S_t = 25 cm**

❖ Armature de repartition :

$$A_r = \frac{As \text{ adopté}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

soit **4HA8 = 2,01 cm²** avec **S_t = 25 cm**.

b) Vérification à l'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité: (BAEL 91/ Art .A.4.2.1. modifier 99

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 125 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,96 \text{ cm}^2$$

$A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

❖ Vérification au cisaillement : (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2,2)

On a $V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} \Rightarrow V_u = 10,84 \times 1,25 + 2,025 = 15,57 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{15,57 \times 1000}{1250 \times 130} = 0,095 < \tau_{u \text{ adm}} = \min \left\{ 0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

\Rightarrow condition vérifiée.

❖ Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} < \tau_{u \text{ adm}}$$

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,57 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1,06 \text{ MPa} < \tau_{se \text{ adm}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow condition vérifiée.

❖ Ecartement des barres :

Armatures principales:

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition:

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification à l'ELS:

❖ Calcul des moments :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \frac{qs1 L^2}{2} + qs2 \times L = \frac{7,64 \times 1,25^2}{2} + 1,5 \times 1,25 = 7,84 \text{ KNm}$$

$$M_s = 7,84 \text{ KNm}$$

❖ Vérification de la résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ (chapitre I)

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \text{Avec : } \sigma_{st} = M_s / \beta d A_{st} \text{ (Une poutre soumise à la flexion simple).}$$

 β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures.comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$

$$\rho = \frac{100 \times 3,14}{125 \times 13} = 0,193 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,929 \\ K_1 = 55,42 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{7,84 \times 10^6}{0,929 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 206,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{206,74}{55,42} = 3,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[1,5 f_e ; 110\sqrt{nf_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

On a $\sigma_{st} = 206,74 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

⇒ la condition n'est pas vérifiée donc on recalculera les armatures à l'ELS.

4) Calcul des armatures à l'ELS :

La section des armatures tendues est donnée par : $A_s = \frac{Ms}{\beta_1 d \sigma_{st}}$

β_1 = est tiré du tableau 7(annexe) BAEL83 qui est en fonction de $\mu_1 = \frac{Ms}{bd^2 \sigma_{st}}$

$$\mu_1 = \frac{7,84 \times 10^6}{1250 \times 130^2 \times 201,63} = 0,00184 \Rightarrow \beta_1 = 0,928$$

$$A_s = \frac{7,84 \times 10^6}{0,928 \times 130 \times 201,63} = 3,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2}$$

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

❖ Armature de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 4,52 / 4 = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2} \quad \text{avec } \mathbf{St = 25 \text{ cm}}$$

❖ vérification de la flèche :

Afin de s'abstenir du calcul de la flèche, il suffit de vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{125} = 0,12 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{h}{l} &\geq \frac{Ms}{10Ms} \Rightarrow \frac{15}{125} = 0,12 \geq \frac{7,84}{10 \times 7,84} = 0,1 \\ \frac{A_{st}}{bd} &\leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{125 \times 130} = 2,78 \cdot 10^{-4} \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5) Conclusion :

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

III.4.2) Etude de la poutre de chaînage :

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

❖ Dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

$$\text{-La hauteur : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{-La largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec L la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.

$$L = 3,35 - 0,25 = 3,1 \text{ m}$$

$$\frac{310}{15} = 20,66 \text{ cm} \leq h \leq \frac{310}{10} = 31 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } h = 30 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 30 = 12 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 30 = 21 \Rightarrow \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

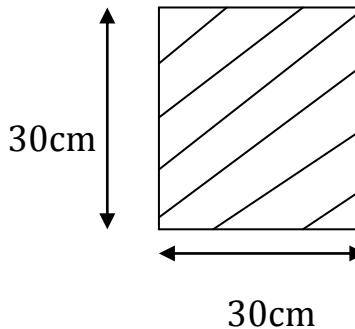
❖ Vérifications (RPA) :

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,4 \leq 4$$

} \Rightarrow Condition vérifiée

**1) Evaluation des charges et surcharges :****a) Les charges permanentes :**

$$\text{Poids propre de la poutre : } 0,25 \cdot 0,3 \cdot 25 = 1,875 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids du mur (double cloison) : } 3,10 \times 2,36 = 7,32 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids du plancher : } 4,45 \times \frac{0,65}{2} = 1,44 \text{ kN/ml}$$

$$G_t = 10,63 \text{ kN/ml}$$

b) La surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \times \frac{0,65}{2} = 1,14 \text{ kN/ml}$$

2) Combinaisons des charges :

à l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5q = 1,35 \times 10,63 + 1,5 \times 1,14 = 16,06 \text{ kn/ml}$

à l'ELS : $q_s = G + Q = 10,63 + 1,14 = 11,77 \text{ kn/ml}$

3) Etude de la poutre à l'ELU :**Calcul des moments :**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

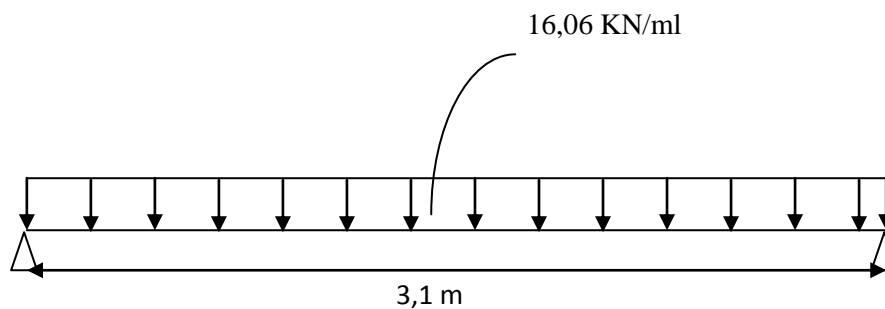
$$\diamond \text{ En travée : } M_t = 0,85 \times 16,06 \times \frac{3,1^2}{8} = 16,40 \text{ KNm}$$

$$\diamond \text{ Aux appuis : } M_a = 0,3 \times 16,06 \times \frac{3,1^2}{8} = 5,78 \text{ KNm}$$

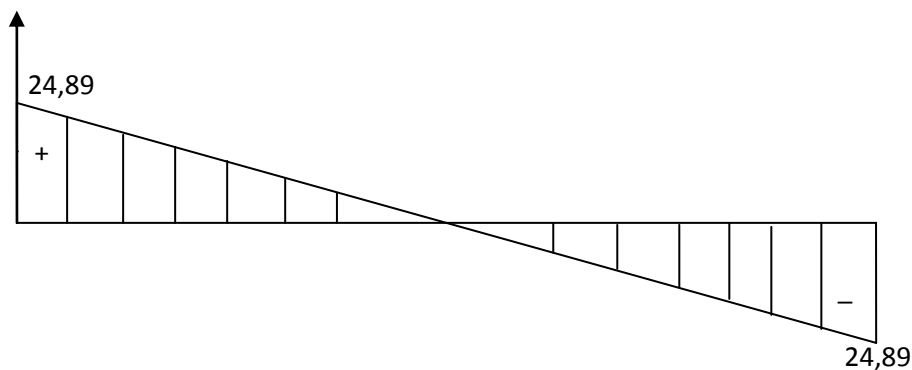
a) Calcul des réactions d'appuis :

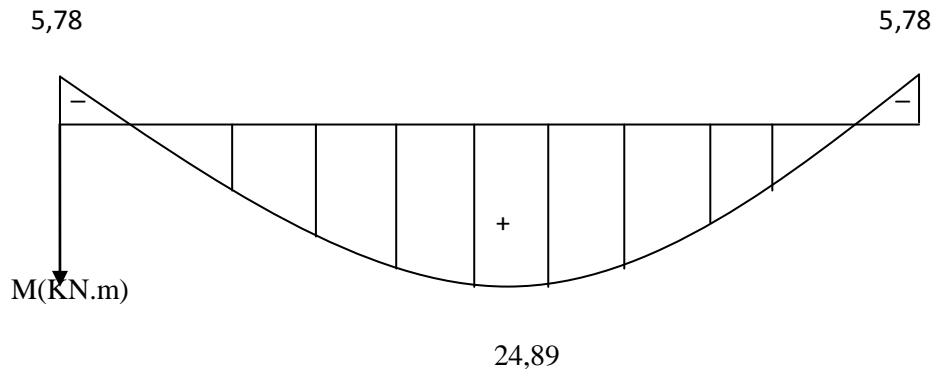
$$R_A = R_B = \frac{quL}{2} = \frac{16,06 \times 3,1}{2} = 24,89 \text{ KN}$$

Diagramme des efforts internes



T(KN)





b) Calcul des armatures :

$$\diamond \text{ En travée : } \mu = \frac{Mt}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16,4 \times 10^{-3}}{0,25 \times 14,2 \times 0,27^2} = 0,0633 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,4 \times 10^3}{0,968 \times 0,27 \times 348} = 1,8 \text{ cm}^2$$

On prend : 3 HA12 = 3,39 cm²

$$\diamond \text{ Aux appuis : } \mu = \frac{Ma}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,784 \times 10^{-3}}{0,25 \times 14,2 \times 0,27^2} = 0,022 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,78 \times 10^3}{0,989 \times 0,27 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2$$

On prend : 3 HA10 = 2,35 cm²

4) Vérification à ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0,81 \text{ cm}^2 \leq A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,81 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement : $V_u = 24,89 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{24,89 \times 1000}{250 \times 270} = 0,368 < \tau_{u \text{ adm}} = \min \left\{ 0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

**c) Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/
Art A.6.1, 3)**

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 d \sum U_i} < \tau_{u \text{ adm}}$$

$$\sum U_i = n \pi \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24,89 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 94,2} = 1,08 \text{ MPa} < \tau_{se \text{ adm}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

d) Calcul des armatures transversales :

$$\text{Diamètre : } \phi_t = \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1 \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 0,857 ; 2,5 ; 1,00 \}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (0,9 \times 27 ; 40 \text{ cm}) = \min (24,3, 40 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t x f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1 \times 400}{20 \times 25} = 0,8 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Espacement entre les barres :

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

❖ Sur appuis :

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} = \min \{ 7,5 ; 12 ; 30 \} \Rightarrow \text{Soit : } e = S_t = 7 \text{ cm.}$$

❖ En travée :

$$e \leq \frac{h}{2} , e \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

5) Vérification à l'ELS :

a) Calcul à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 10,63 + 1,14 = 11,77 \text{ KN/ml}$$

❖ Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times L/2 = 11,77 \times \frac{3,1}{2} = 18,24 \text{ KN}$$

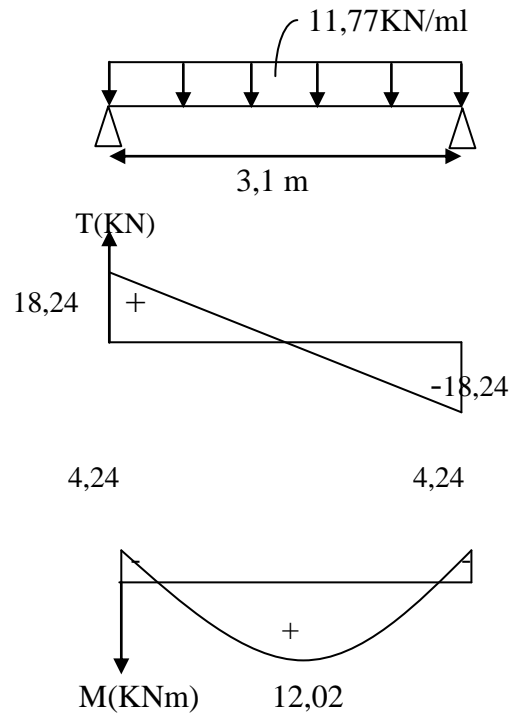
❖ Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{L^2}{8} = 11,77 \times \frac{3,1^2}{8} = 14,14 \text{ KNm}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 14,14 = -4,24 \text{ KNm}$$

$$M_t = 0,85 \times 14,14 = 12,02 \text{ KNm}$$



b) Vérification de la résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ (chapitre I)

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ Avec : } \sigma_{st} = M_s / \beta d A_{st} \text{ (Une poutre soumise à la flexion simple).}$$

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b o d}$

❖ Sur appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b o d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 27} = 0,348 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ K_1 = 39,35 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,24 \times 10^6}{0,908 \times 270 \times 2,35 \times 10^2} = 73,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{73,60}{39,35} = 1,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,87 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K_1 = 31,73 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{12,02 \times 10^6}{0,893 \times 270 \times 3,39 \times 10^2} = 147,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{147,06}{31,73} = 4,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,63 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left[1,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right] = \left[600 ; 201,63 \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } \sigma_{st} = 147,06 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

d) vérification de la flèche :

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

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0,096 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{h}{l} &\geq \frac{Mt}{10Mt} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0,096 \geq \frac{12,02}{10 \times 12,02} = 0,1 \\ \frac{Ast}{bd} &\leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{25 \times 27} = 5,02 \cdot 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6) Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.5) Plancher en dalle pleine :**1) Dalle pleine de la salle machine :**

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur (04) côtés. Le panneau est rectangulaire (1,80x1,50) m².

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

Vitesse d'entraînement : $V = 1 \text{ m / s}$.

2) Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

❖ Dimensionnement :

$$\frac{Lx}{30} \leq h \Rightarrow \frac{150}{30} = 5 \text{ cm} \Rightarrow h^{\min} = 15 \text{ cm (RPA 99 version 2003)}$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } h t = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{150}{180} = 0,83$$

$0,4 \leq 0,83 \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

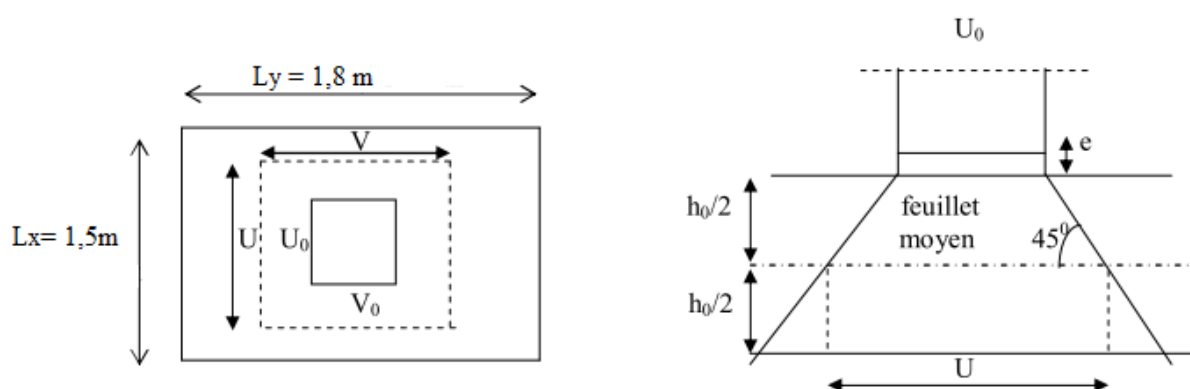
3) calcul des sollicitations :

Fig. : III.5.1: schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

$$L_x = 1,50 \text{ m}$$

$$L_y = 1,80 \text{ m}$$

$$U_0 = 80 \text{ cm}$$

$$V_0 = 80 \text{ cm}$$

$(U_0 \times V_0)$: Surface de contact.

$(U \times V)$: Surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

h_t : hauteur de la dalle.

e : épaisseur de revêtement.

a) Moment dus au poids propre :

$M_x = \mu_x \cdot q l_x^2 \longrightarrow$ Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y \cdot M_x \longrightarrow$ Moment suivant la grande portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ et du coefficient de poisson ν

Avec : $\nu = 0,0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS

❖ ELU :

$$\rho = 0,83 \longrightarrow \mu_x = 0,0531$$

$$\mu_y = 0,649$$

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0,15 + 20 \times 0,05) = 4,75 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,9125 \text{ KN/ml}$$

$$M_{uxl} = 0,0531 \times 7,9125 \times 1,5^2 = 0,945 \text{ KNm}$$

$$M_{uy1} = 0,649 \times 0,945 = 0,613 \text{ KNm}$$

❖ ELS :

$$\rho = 0,83 \longrightarrow \mu_x = 0,060$$

$$\mu_y = 0,750$$

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sxl} = 0,06 \times 5,75 \times 1,5^2 = 0,776 \text{ KNm}$$

$$M_{sy1} = 0,750 \times 0,776 = 0,582 \text{ KNm}$$

b) Moment dus à la charge localisée :

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau.

$$M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = Pu (M_1 + \nu M_2)$$

M_1 et M_2 : Coefficients donnés par les tables de PIGEAUD en fonction de :

(ρ et les rapports : $\frac{U}{Lx}$; $\frac{V}{Ly}$)

$$\left. \begin{aligned} U &= U_0 + 2 \left(\frac{h_t}{2} + \xi e \right) \\ V &= V_0 + 2 \left(\frac{h_t}{2} + \xi e \right) \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{Revêtement en béton (} \xi = 1 \text{)}$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton d'épaisseur $e = 5 \text{ cm}$: $\xi = 1$

$$\left\{ \begin{aligned} U &= 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} \\ V &= 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

$$\left. \begin{aligned} \rho &= 0,83 \\ \frac{U}{Lx} &= \frac{105}{150} = 0,7 \\ \frac{V}{Ly} &= \frac{105}{180} = 0,58 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Après interpolation et tout calcul fait on obtiendra :}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_1 &= 0,080 \\ M_2 &= 0,058 \end{aligned} \right.$$

❖ ELU : $v = 0,0$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{ux2} = P_u M_1 = 121,5 \times 0,080 = 9,72 \text{ KNm}$$

$$M_{uy2} = P_u M_2 = 121,5 \times 0,058 = 7,047 \text{ KNm}$$

❖ ELS : $v = 0,2$

$$P_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = P_s (M_1 + v M_2) = 90 (0,08 + 0,2 \times 0,058) = 8,24 \text{ KNm}$$

$$M_{sy2} = P_s (M_2 + v M_1) = 90 (0,058 + 0,2 \times 0,08) = 8,64 \text{ KNm}$$

c) Superposition des moments :

❖ ELU :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 10,66$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 7,66$$

❖ ELS :

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 9,016 \text{ KNm}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 9,222 \text{ KNm}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle (continuité des voiles), on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,85 \times M_x = 9,061 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 6,51 \text{ KNm}$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = 0,3 \times M_x = 3,2 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times M_y = 2,3 \text{ KNm}$$

4) ferrailage du panneau :

Le calcul se fera à l'ELU en flexion pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lis inférieur.

a) Sens x-x :

❖ En travée :

$$M_{tx} = 9,061 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,061 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,037 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,037 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_x^t = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,061 \times 1000}{0,981 \times 13 \times 348} = 2,04 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4HA10 = 3,14 cm²** avec: **S_t = 25 cm.**

❖ Aux appuis :

$$M_{ax} = 3,2 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,2 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,013 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

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

$$A_x^a = \frac{M_{ax}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,2 \times 1000}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,712 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4HA8 = 2,01 cm²** avec: **S_t = 25 cm.**

b) Sens y-y :

❖ En travée :

$$M_{tx} = 6,51 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b d^2 x f_{bu}} = \frac{6,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,027 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_y^t = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,51 \times 1000}{0,986 \times 13 \times 348} = 1,46 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3,14 cm²** avec: **S_t = 25 cm.**

❖ Aux appuis :

$$M_{ax} = 2,3 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b d^2 x f_{bu}} = \frac{2,3 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,2} = 0,0096 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,0096 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_y^a = \frac{M_{ax}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,3 \times 1000}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA8 = 2,01 cm²** avec: **S_t = 25 cm.**

5) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4) :

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante au taux d'armatures suivant :

❖ suivant (x-x) :

On a $\omega_0 = 0,8 \times 10^{-3}$ pour les aciers de nuance $f_e E400$

On a ω_x : pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x.

A_x^{\min} = Section minimale d'armatures.

$$A_x^{\min} = \omega_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0,8 \times 10^{-3} \left(\frac{3-0,83}{2} \right) 100 \times 15 = 1,302 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{\min} = 1,302 \text{ cm}^2$$

$$A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2$$

$A_x > A_x^{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Suivant (y-y) :**

$$A_y^{\min} = \omega_0 b h = 0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_y > A_y^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b) Contrainte de cisaillement (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2,2) :

l'effort tranchant par unité de longueur dans les dalles portant sur (04) côtés est donnée par les Formules suivantes :

$$\text{à } \frac{Ly}{2} \Rightarrow V_u = \frac{Pu}{2Ly + Lx} = \frac{121,5}{2 \times 1,8 + 1,5} = 23,82 \text{ KN}$$

$$\text{à } \frac{Lx}{2} \Rightarrow V_u = \frac{Pu}{3Ly} = \frac{121,5}{3 \times 1,8} = 22,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{23,82}{100 \times 13} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \Rightarrow \tau_u = 0,18 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C) poinçonnement (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2.42) :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si : $P_u \leq P_c = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

μ_c : périmètre du contour.

$$\mu_c = 2x(U+V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$P_c = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} P_u = 121,5 \text{ KN} \\ P_c = 472,5 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow P_u < P_c \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire

D) Diamètre maximal des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42) :

On doit vérifier que :

$$\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm et on a } \emptyset = 10\text{mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

E) Rapport minimale des aciers en travées :

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 \geq \frac{Ax}{3} = \frac{3,14}{3} = 1,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

F) Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42) :

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

- Direction la plus sollicitée : $\min(2h_t, 25\text{cm})$

- Direction perpendiculaire : $\min(3h_t, 33\text{cm})$

❖ **Sens x-x:**

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = \min(30, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$

Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = \min(30, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$

❖ **Sens y-y:**

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = \min(30, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$

Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = \min(30, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$

6) Vérification à l'ELS :**a) Vérification de la flèche :**

On peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left. \begin{array}{l} 1) \frac{h}{Lx} \geq \frac{Mtx}{20Mtx} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{0,85 \times 9,061}{20 \times 9,061} = 0,0425 \\ 2) \frac{Ax}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

❖ **Sens x-x :**

$$\text{En travée : } \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{9,061}{7,66} = 1,18$$

$$\mu = 0,037 \Rightarrow \alpha = 0,0485$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 > \alpha = 0,0485 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{En appuis : } \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{3,2}{2,7} = 1,18$$

$$\mu = 0,013 \Rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 > \alpha = 0,0176 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Sens y-y :

$$\text{En travée : } \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{6,51}{7,83} = 0,83$$

$$\mu = 0,027 \Rightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,83-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,165 > \alpha = 0,0355 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{En appuis : } \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{2,3}{2,76} = 0,83$$

$$\mu = 0,0096 \Rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,83-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,165 > \alpha = 0,0126 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99/Artc A.4.5,32) :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

III.6) Escaliers :**III.6.1) Calcul des escaliers :**

- **Détermination des sollicitations de calcul :**

- a) **Charge permanente :**

- ❖ **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $[25 \times 0,17 / \cos(34,02)] \times 1 \text{ ml} \dots\dots\dots = 5,13 \text{ KN/ml}$

- Poids de la marche : $[25 \times 0,17 / 2] \times \text{ml} \dots\dots\dots = 2,13 \text{ KN/ml}$

Poids des revêtements :

- Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,44 \text{ KN/ml}$

- Mortier : $0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,44 \text{ KN/ml}$

- Poids du garde du corps : $0,2 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,20 \text{ KN/ml}$

G paillasse = 8,34 KN/ml

- ❖ **Palier :**

- Poids propre du palier : $25 \times 0,17 \times 1 \text{ ml} \dots\dots\dots = 4,25 \text{ KN/ml}$

- Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,44 \text{ KN/ml}$

- Mortier de pose : $0,02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,44 \text{ KN/ml}$

- Enduit ciment : $0,02 \times 18 \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$

- Couche de sable : $0,02 \times 18 \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$

G palier = 5,85 KN/ml

Poids du mur : $1,30 \times 1 = 1,3 \text{ KN/ml}$

b) surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ ml} = \mathbf{2,5 \text{ KN/ml}}$$

c) combinaisons des charges et surcharges :

- **Etat limite ultime : ELU**

Palier : $q_{uv} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,85 + 1,5 \times 2,5 = 11,64 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_{uv} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 8,34 + 1,5 \times 2,5 = 15,00 \text{ KN/ml}$

Mur : $q_{um} = 1,35 \times 1,3 = 1,75 \text{ KN/ml}$

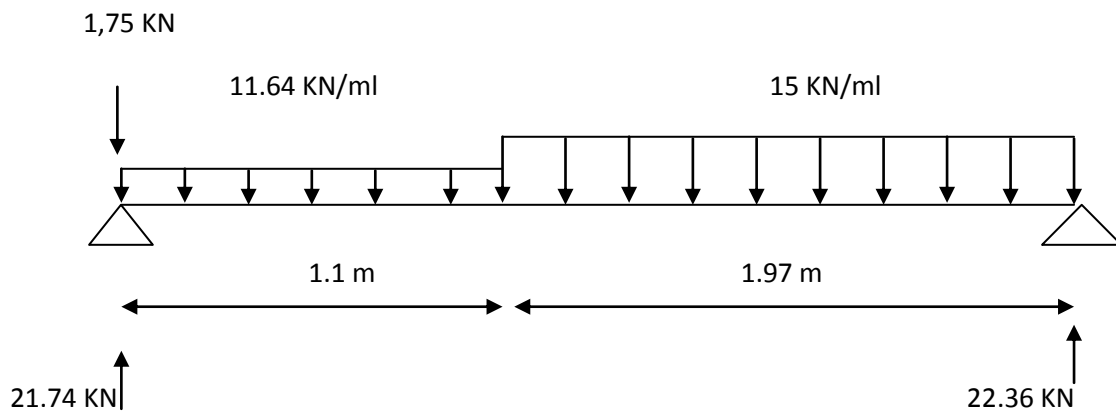
Calcul des efforts internes a l'ELU :**a) Réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0 \implies R_A + R_B = 1,1 \times 11,64 + 15 \times 1,97 + 1,75 = 44,10 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \implies R_B (3,07) - 15 \times 1,97 (1,97/2 + 1,1) - 11,64 \times 1,1 (1,1/2) = 0$$

$$R_A = 21,74 \text{ KN}$$

$$R_B = 22,36 \text{ KN}$$

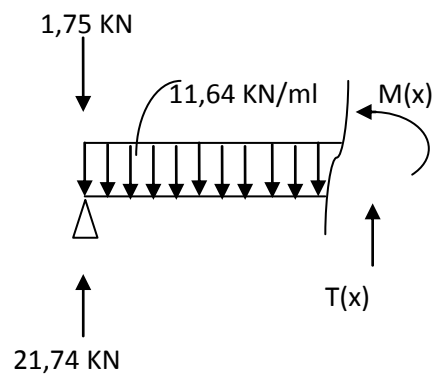
**b) Efforts tranchants et moments fléchissant :****Effort tranchants :**

- **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1,1 \text{ m}$**

$$T_{(x)} + 21,74 - 11,64(x) - 1,75 = 0$$

$$T_{(x)} = 11,64(x) - 19,99$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=0 \implies T(0) = -19,99 \text{ KN} \\ \text{Pour } X=1,1 \implies T(1,1) = -7,186 \text{ KN} \end{array} \right.$$

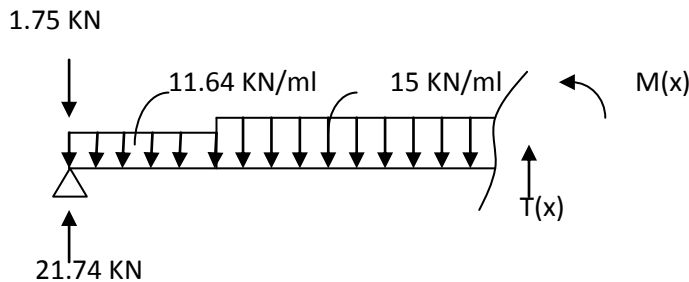


- **2^{em} tronçon : $1,1 \leq X \leq 3,07\text{m}$**

$$T_{(x)} + 21,74 - 11,64 (1,1) - 15 (X - 1,1) - 1,75 = 0$$

$$T_{(x)} = - 23,686 + 15(X)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=1,1 \quad \longrightarrow T(1,1) = - 7,186 \text{ KN} \\ \text{Pour } X= 3,07 \quad \longrightarrow T(3,07) = 22,36 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$T_{(x)} = 0 \quad \longrightarrow \quad - 23,686 + 15(X) = 0 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{X = 1,58\text{m}}$$

Le moment fléchissant :

- **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1,1\text{m}$**

$$M_{(x)} + 1,75 (x) + 11,64 x (x/2) - 21,74(x) = 0$$

$$M_{(x)} = 19,99(x) - 11,64 (x^2 / 2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } \mathbf{X=0} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{M(0) = 0 \text{ KN.m}} \\ \text{Pour } \mathbf{X=1,1} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{M(1,1) = 14,95 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

- **2^{em} tronçon : $1,1 \leq X \leq 3,07\text{m}$**

$$M_{(x)} + 1,75 (x) - 21,74(x) + 11,64(1,1) (x-1,1/2) + 15/2 (x - 1,1)^2$$

$$M_{(x)} = 23,69(x) - 7,5(x)^2 - 2,035$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=1,1 \quad \longrightarrow M(1,1) = 14,95 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } X= 3,07 \quad \longrightarrow M(3,07) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

$T_{(x)} = 0$ à $X = 1,58\text{m}$ \implies deuxième tronçon

Donc le moment max se calcul comme suit :

$$M_{(x)} = 23,69 (x) - 7,5(x)^2 - 2,035$$

$$M_{\max} = M(1,58) = 16,69 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment à l'aide des coefficients correcteurs :

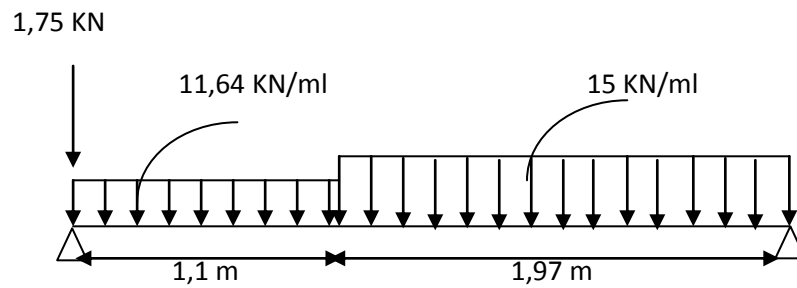
Aux appuis:

$$M_{ua} = M_{ub} = -0,3 \times M_{\max} = -0,3 \times 16,69 = -5,00 \text{ KN.m}$$

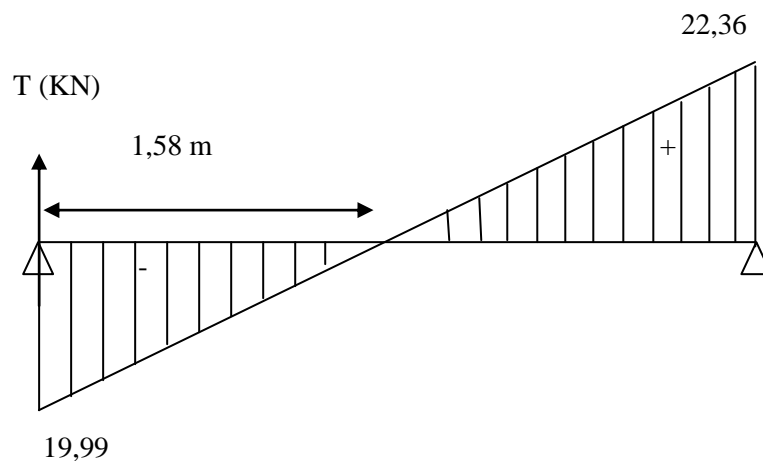
En travée:

$$M_{ut} = 0,85 \times M_{\max} = 0,85 \times 16,69 = 14,19 \text{ KN.m}$$

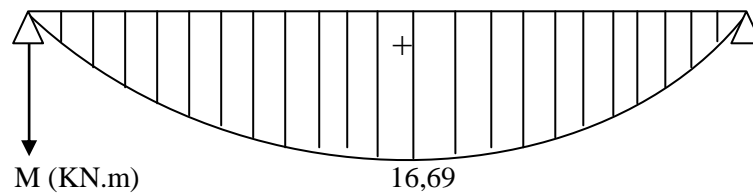
Diagramme des efforts internes à l'ELU :



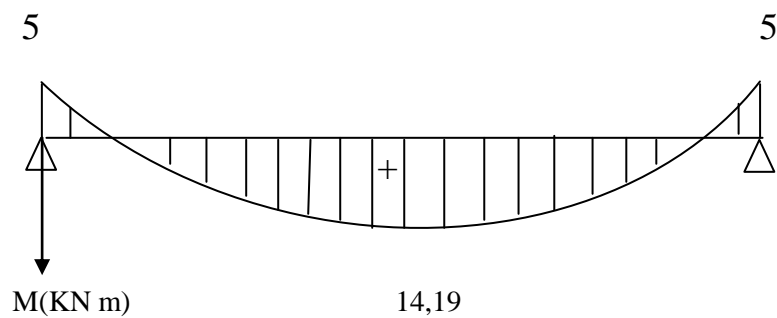
a) Diagramme des efforts tranchants :



b) Diagramme des moments fléchissant :



c) Diagramme corrigé des moments fléchissant :



Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

a) Armatures longitudinales :**En appui :**

$$M_{uapp} = 5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{u appui}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5 \times 10^6}{1000 \times (140)^2 \times 14,2} = 0,018$$

$$\mu_b = 0,018 < \mu = 0,392 \longrightarrow \text{(SSA)}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{sup} = 0$)

$$\mu_b = 0,018 \longrightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{app} = \frac{M_{u appui}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5 \times 10^5}{0,991 \times 14 \times 348 \times 10^2} = 1,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend alors : } A_s = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Donc on met 7 HA10 avec un espacement de 22cm pour une travée de 1,40m.

• En travée :

$$M_{ut} = 14,19 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{u travée}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14,19 \times 10^6}{1000 \times (140)^2 \times 14,2} = 0,051$$

$$\mu_b = 0,051 < \mu = 0,392 \longrightarrow \text{(SSA)}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{sup} = 0$)

$$\mu_b = 0,051 \longrightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{app} = \frac{M_{u travée}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,19 \times 10^5}{0,973 \times 14 \times 348 \times 10^2} = 2,99 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend alors : } A_s = 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Donc on met 7 HA12 avec un espacement de 22cm pour une travée de 1,40m.

b) Armatures de répartition :**• En appui :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit : } A_r = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8}$$

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

• En travée :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit : } A_r = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8}$$

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

III.6.2) Vérification a l'ELU :**❖ Condition de non fragilité :****(BAEL 91/ Art .A.4.2.1. modifier 99)**

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

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times B \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

En appui : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

❖ Vérification de la contrainte tangentielle :**(BAEL 91/ArtA.5.2.2/modifier 99)**

$$\tau = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}$$

$T_u = \text{effort tranchant maximal } T_u = 22,36 \text{ K}$

$$\tau = \frac{T_u}{b d} = \frac{22,36 \cdot 10^3}{1000 \times 140} = 0,160 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$\tau = 0,160 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

Donc on n'a pas besoin d'armatures transversales

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

(art A 5.1.313/BAEL 91/ modifié99)

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_{\max}}{b \times 0,9d} \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_{\max}}{b \times 0,9d} = \frac{2 \cdot 22,36 \cdot 10^3}{100 \cdot 0,9 \cdot 140} = 1,77 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3} = \frac{1}{1,5} \times 0,8 \times 3,4 \times 25^{2/3} = 15,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_{\max}}{b \times 0,9d} \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

En appui :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(22,36 + \frac{5}{0,9 \cdot 0,14} \right) \times 10^3 = 1,78 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,78 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée:

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_{\max} + \frac{M_t}{0,9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(22,36 + \frac{14,19}{0,9 \cdot 0,14} \right) \times 10^3 = 3,88 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,52 \text{ cm}^2 > 3,88 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'encrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u} \leq \overline{\tau_{se}}$$

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

Avec :

Ψ : 1,5 pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u} = \frac{22,36 \times 10^3}{0,9 \times 140 \times 4 \times 3,14 \times 10} = 1,41 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

Avec :

$$\overline{\tau_s} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

donc on aura:

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 42,25 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 10 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 35,21 \text{ cm}$$

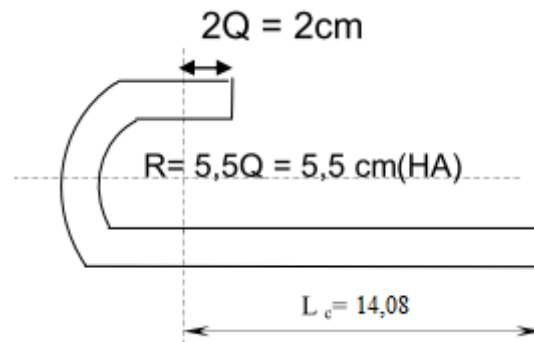
Dans ce cas L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, donc il faut prévoir un ancrage avec des crochets

Nous adoptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui se calcul comme suit :

$$\text{En travée : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm}$$

$$\text{En appui : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm}$$

Par exemple pour $\phi = 10 \text{ cm}$:



❖ Espacement des barres :

Armatures principales :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 22\text{cm} \\ \text{En travée : } e = 22\text{cm} \end{array} \right\} e \leq \min (3h , 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ \text{En travée : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} e \leq \min (4h , 45\text{cm}) = 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des efforts internes a l'ELS :

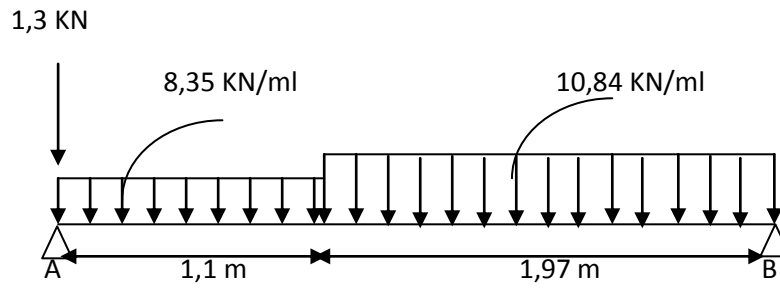
Combinaisons des charges a l'ELS :

- Palier : $q_s = G + Q = 5,85 + 2,5 = 8,35 \text{ KN/ml}$
- Volée : $q_s = G + Q = 8,34 + 2,5 = 10,84 \text{ KN/ml}$
- Mur : $q_{s \text{ mur}} = 1 \times 1,30 = 1,30 \text{ KN/ml}$

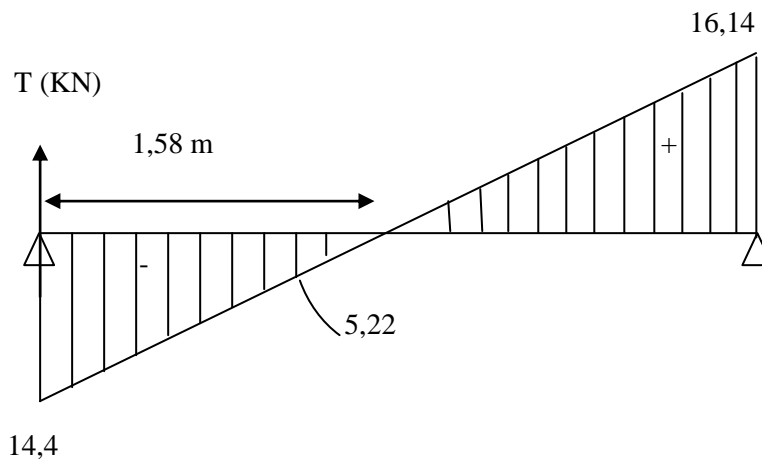
On suit les mêmes étapes de calcul à l'ELU pour déterminer les efforts internes à l'ELS.

On aura alors :

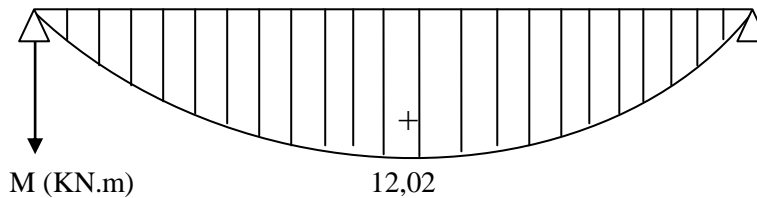
Diagramme des efforts internes à l' ELS :



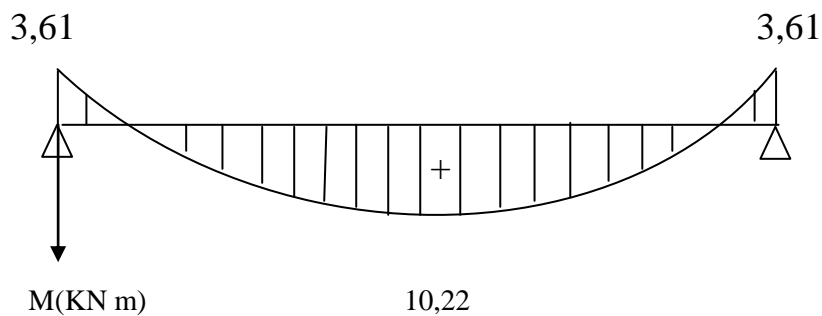
a) Diagramme des efforts tranchants :



b) Diagramme des moments fléchissant :



c) Diagramme corrigé des moments fléchissant :



Vérification à l'ELS :**a) Etat limite de résistance de béton a la compression :**

(artA .5.2/BAEL 91 /modifié 99)

La contrainte de compression est limitée a :

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

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \cdot 3,14}{100 \cdot 14} = 0,224 \quad \rightarrow \quad K = 0,0197 \text{ et } \beta_1 = 0,924$$

Tel que : $K = 1/K_1$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{3,61 \times 10^3}{0,924 \times 14 \times 3,14} = 95,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,0197 \times 95,71 = 1,89 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \cdot 4,52}{100 \cdot 14} = 0,323 \quad \longrightarrow \quad K = 0,024 \text{ et } \beta_1 = 0,911$$

Tel que : $K = 1/K_1$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{10,22 \times 10^3}{0,911 \times 14 \times 4,52} = 177,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,024 \times 177,28 = 4,25 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche dans la pailasse :

Les règles (ART B.6.5.2 /91 modifiées 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{M_o} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

avec :

h : hauteur totale (16cm) .

L : portée entre nus d'appuis (L= 3,07m).

M_t : moment max en travée (M_t = 16,83Kn.m).

M_o : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : hauteur utile de la section droite.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{16}{307} = 0,0521 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{307}{500} = 0,614\text{cm} \quad \text{et} \quad f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \cdot L^4}{E_v \cdot I}$$

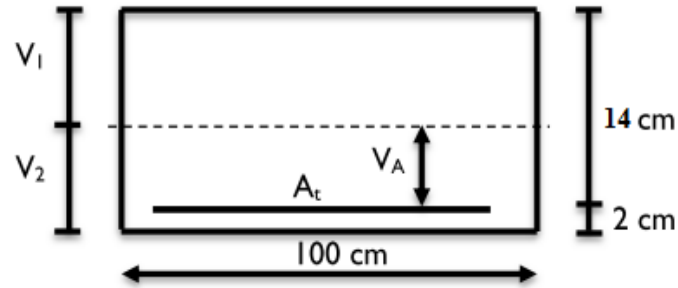
$$\text{avec : } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

E_v = Module de déformation différée .

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$q_s = \max(q_{\text{volée}}, q_{\text{palier}}) = 10,84\text{kn/ml}$$



V_1 : position de l'axe neutre : $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t d}{B_0}$$

B_0 : aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant pas le centre de gravité .

A_t : section d'armatures tendues.

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_t = 100 \times 16 + 15 \times 4,52 = 1667,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \cdot 16^2}{2} + 15 \cdot 4,52 \cdot 14}{1667,8} = 8,24 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8,24 = 7,76 \text{ cm.}$$

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

$$I = \frac{100}{3} (8,24^3 + 7,76^3) + 15 \times 4,52 (7,76 - 2)^2 = 36474,93 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,84 \times 10^3 \times (3,07)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 36474,93 \times 10^{-8}} = 0,32 \text{ cm}$$

$$f = 0,32 \text{ cm} < \bar{f} = 0,614 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.6.2/ Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

1) Pré dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

$$\text{-La hauteur : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{-La largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec L la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.

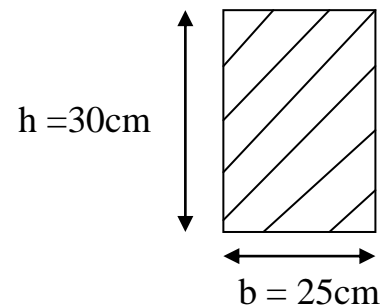
$$L = 2,9 \text{ m}$$

$$\frac{290}{15} = 19,33 \text{ cm} \leq h \leq \frac{290}{10} = 29 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } h = 30 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 30 = 12 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 30 = 21 \Rightarrow \text{On prend : } b = 25 \text{ cm}$$

❖ Vérifications (RPA) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,4 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**2) Détermination des charges et des surcharges**

- Poids propre de la poutre :

$$P_{\text{poutre}} = \rho \times V = 25(0,25 \times 0,3) = 1,875 \text{ KN/ml}$$

$$\text{L'effort tranchant à l'ELU : } T_u = 22,36 \text{ KN}$$

$$\text{L'effort tranchant à l'ELS : } T_s = 16,14 \text{ KN}$$

3) Combinaisons de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 2T_u / L = 1,35 \times 1,875 + 2 \times 22,36 / 2,90 = 17,95 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + 2T_s / L = 1,875 + 2 \times 16,14 / 2,90 = 13,18 \text{ KN/ml}$$

Le moment max en travée :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{17,95 \times 2,9^2}{8} = 18,87 \text{ KNm.}$$

Effort tranchant :

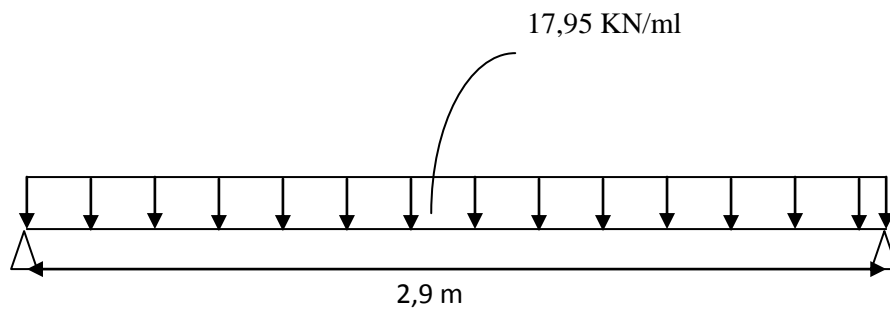
$$T_u = q_u \times L / 2 = 17,95 \times 2,90 / 2 = 26,02 \text{ KN}$$

Remarque : En tenant compte de semi encastrement on aura :

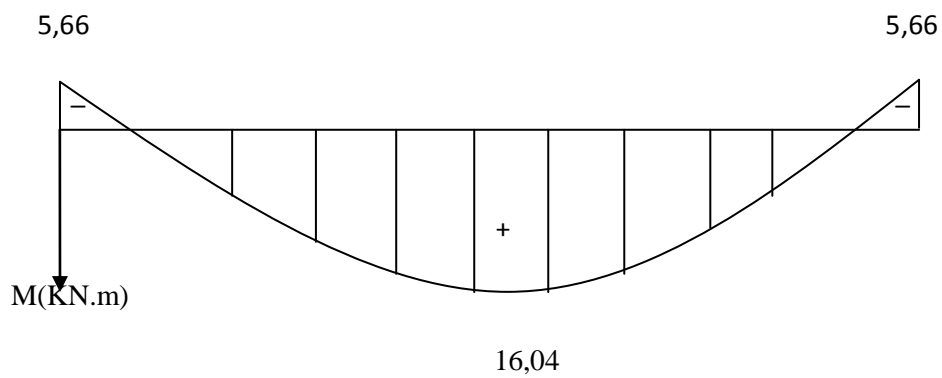
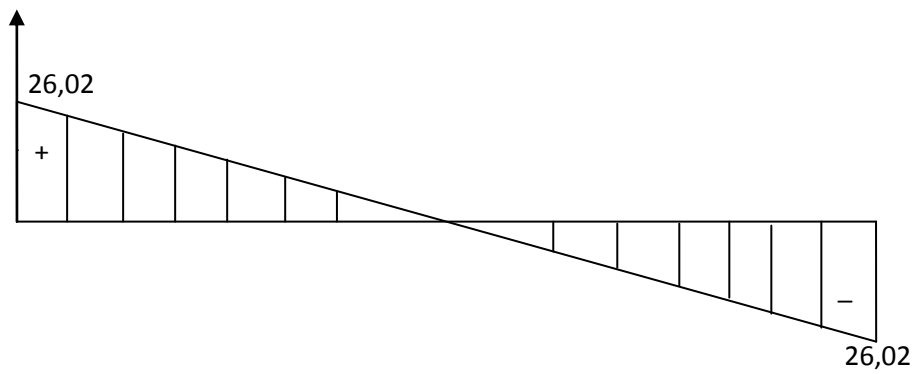
$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times 18,87 = 5,66 \text{ KNm}$$

Sur travée : $M_t = 0,85 \times 18,87 = 16,04 \text{ KNm}$

Diagramme des efforts internes



T(KN)



5) Ferrailage à l'ELU

Le calcul se fera pour une poutre soumise à la flexion simple.

a) Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{Ma}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,66 \cdot 10^6}{250 \cdot 270^2 \cdot 14,2} = 0,02 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,66 \cdot 10^3}{0,99 \cdot 0,27 \cdot 348} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

b) En travée:

$$\mu_u = \frac{Ma}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16,04 \cdot 10^6}{250 \cdot 270^2 \cdot 14,2} = 0,062 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{Ma}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,04 \cdot 10^3}{0,968 \cdot 0,27 \cdot 348} = 1,76 \text{ cm}^2$$

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

6) Vérification à ELU :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0,81 \text{ cm}^2 \leq A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,81 \text{ cm}^2 \leq A_t = 4,62 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$V_u = 26,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{26,02 \cdot 1000}{250 \cdot 270} = 0,385$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \Leftrightarrow \min (0,2 \cdot 25 / 1,5 ; 5) \text{ MPa} = \min(3,33 ; 5) \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,385 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$$\sum U_i = n \pi \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,02 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113,04} = 0,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ condition vérifiée.

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91/Art 5.3.313) :

Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$Vu = 26,02 \text{ KN} \leq 0,4 \cdot b \cdot 0,9d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 0,4 \times 250 \times 0,9 \times 270 \times 25 / 1,15 = 528,26 \text{ KN}$$

26,02 KN ≤ 528,26 KN ⇒ Condition vérifiée.

Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(Vu + \frac{Ma}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(26,02 + \frac{-5,66}{0,9 \times 0,27} \right) = 0,0078 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq 0,0078 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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 :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{sc}} = \frac{\phi f_e}{4 \times 0,6 f_{t28} \Psi_s^2} = \frac{400}{4 \times 0,6 \times 2,1 \times 1,5^2} = 35,27 \phi \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,378 \text{ cm} > 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,324 \text{ cm} > 30 \text{ cm.}$$

Nous adaptons pour des raisons pratique un crochet normal sera calculée comme suit :

$$\text{En travée : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,378 = 19,75 \text{ cm}$$

$$\text{En appui : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,324 = 16,93 \text{ cm}$$

d) Calcul des armatures transversales :

$$\text{Diamètre : } \phi_t = \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 0,857 ; 2,5 ; 1,00 \}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

❖ Sur appuis :

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} = \min \{ 7,5 ; 12 ; 30 \} \Rightarrow \text{Soit : } e = S_t = 7 \text{ cm.}$$

❖ En travée :

$$e \leq \frac{h}{2} \Rightarrow e \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

**6) Vérification à l'ELS
calcul à l'ELS :**

$$q_s = 13,18 \text{ KN / ml}$$

a) Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times l/2 = 13,18 \times 2,9/2 = 19,11 \text{ KN}$$

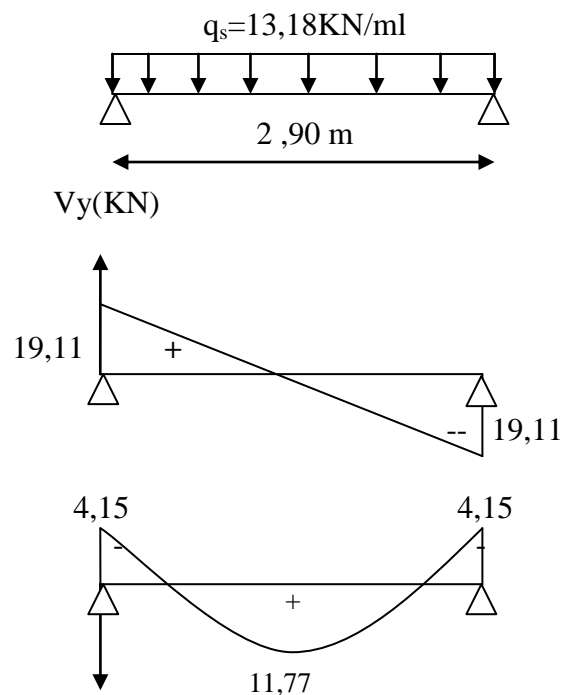
b) Les moments :

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 13,18 \times \frac{2,9^2}{8} = 13,85 \text{ KNm}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 13,85 = -4,15 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 13,85 = 11,77 \text{ KN.m}$$



❖ **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ (chapitre I)

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \text{Avec : } \sigma_{st} = M_s / \beta d A_{st}$$

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans

armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b o d}$

$$\text{Sur appuis : } \rho = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K_1 = 31,73 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,15 \times 10^6}{0,893 \times 270 \times 3,39 \times 10^2} = 50,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{50,77}{31,73} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,6 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 27} = 0,684 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,879 \\ K_1 = 26,32 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{11,77 \times 10^6}{0,879 \times 270 \times 4,62 \times 10^2} = 107,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{107,34}{26,32} = 4,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,08 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{290} = 0,103 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10M_s} \Rightarrow \frac{30}{290} = 0,103 \geq \frac{11,77}{10 \times 11,77} = 0,1 \\ \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 27} = 6,84 \cdot 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6) Conclusion :

Les conditions précédentes sont satisfaites, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel. Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

VI-1-1) Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

VI-1-2) Description du logiciel ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments. 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 charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : encastré

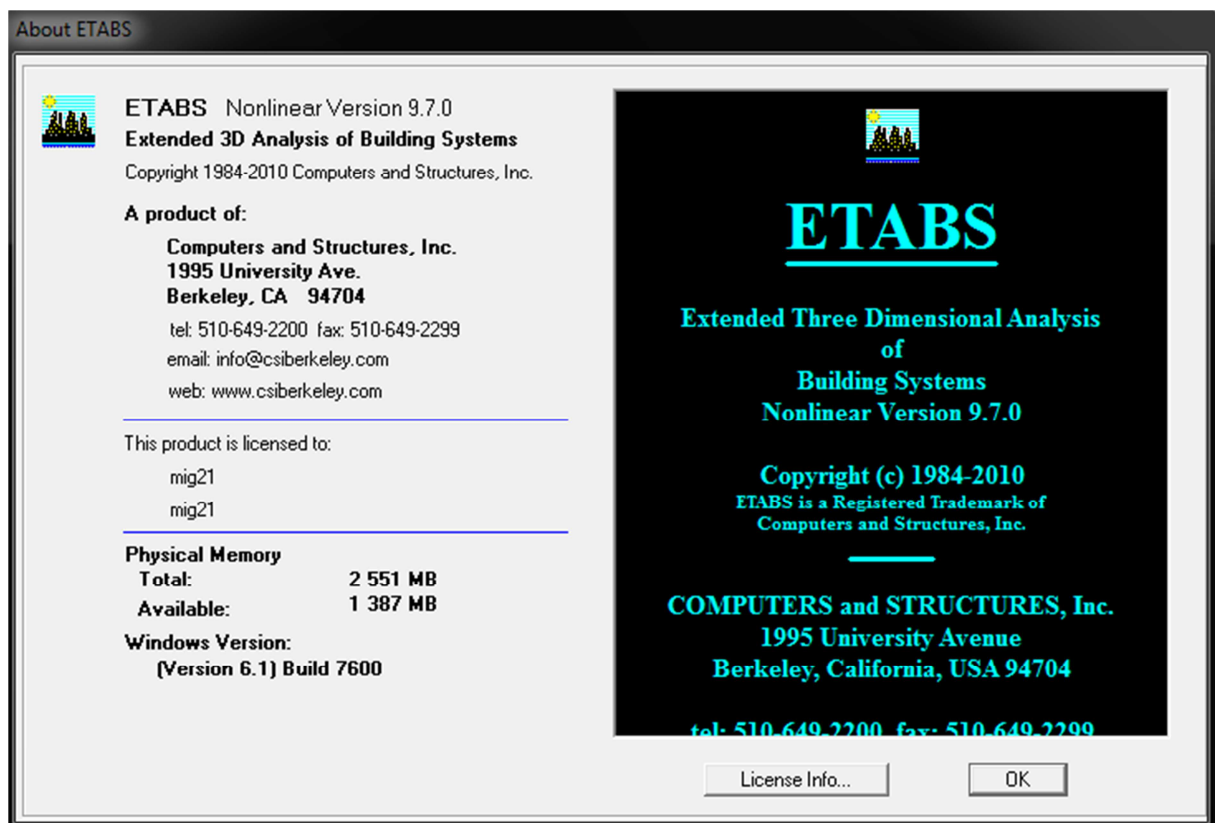
Loads: charges

Uniformed loads : charges uniformes

Define : définir
Material : matériaux
Concrete : béton
Steel : acier
Frame section : coffrage
Column : poteau
Beam : poutre
File : fichier
Copy : copier
Move : déplacer
Save : enregistrer
Save as : enregistrer sous
Add : ajouter
Delete: supprimer
Story: étage
Height: hauteur

VI-1-3) Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version de l'ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) Nonlinear Version 9.7.0.



VI-2) Modélisation :**VI-2-1) Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

Après le lancement de l'*ETABS*, la première étape consiste au choix des unités et cela ce fait avec la fenêtre qui se trouve l'angle droit inferieur.

Après le lancement de l'*ETABS* la première étape consiste au choix des unités et cela ce fait avec la fenêtre qui se trouve à l'angle droit inferieur.

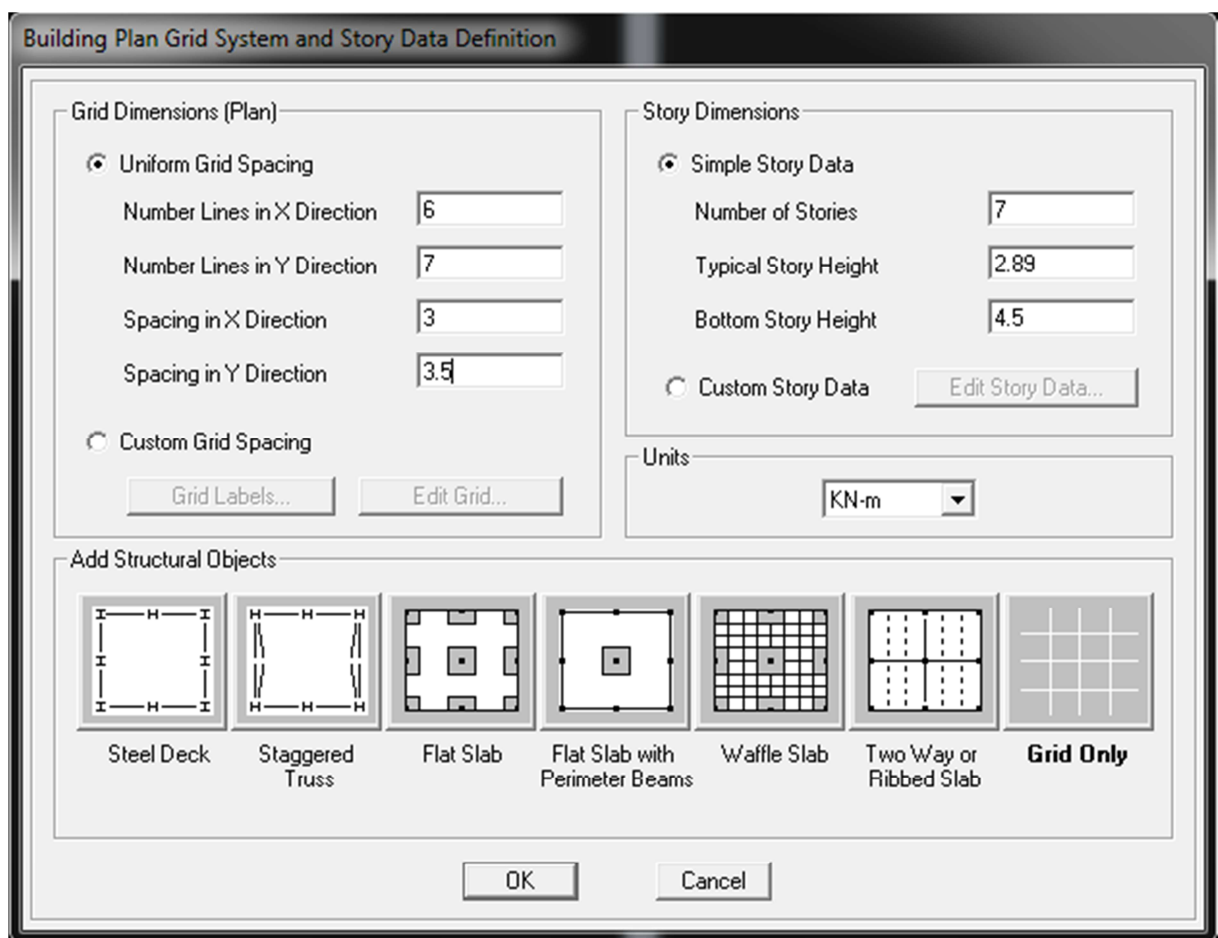


Pour générer un nouveau modèle

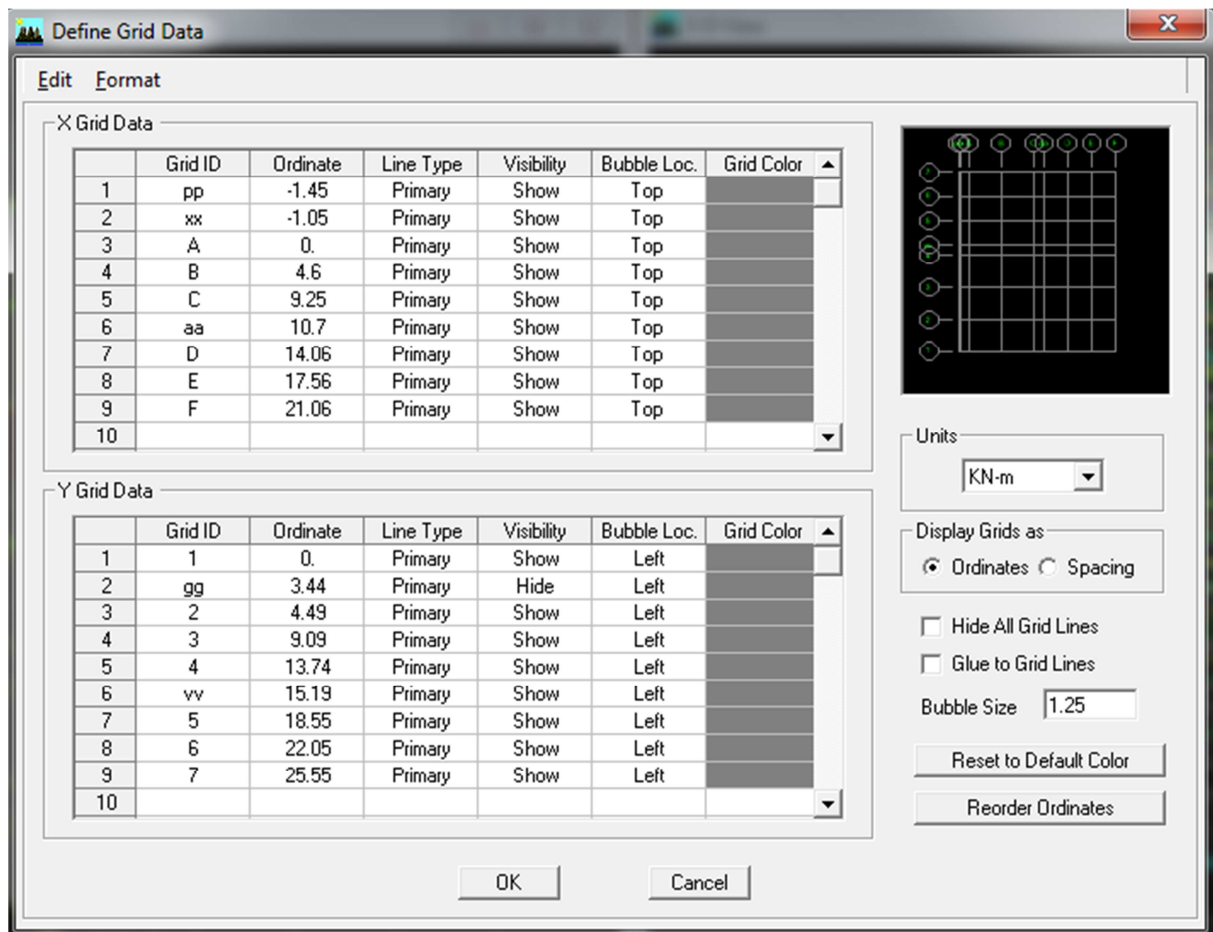
File ...New modèle...Default.edb

La forme complexe de notre structure nous impose a créer deux systèmes de plans .

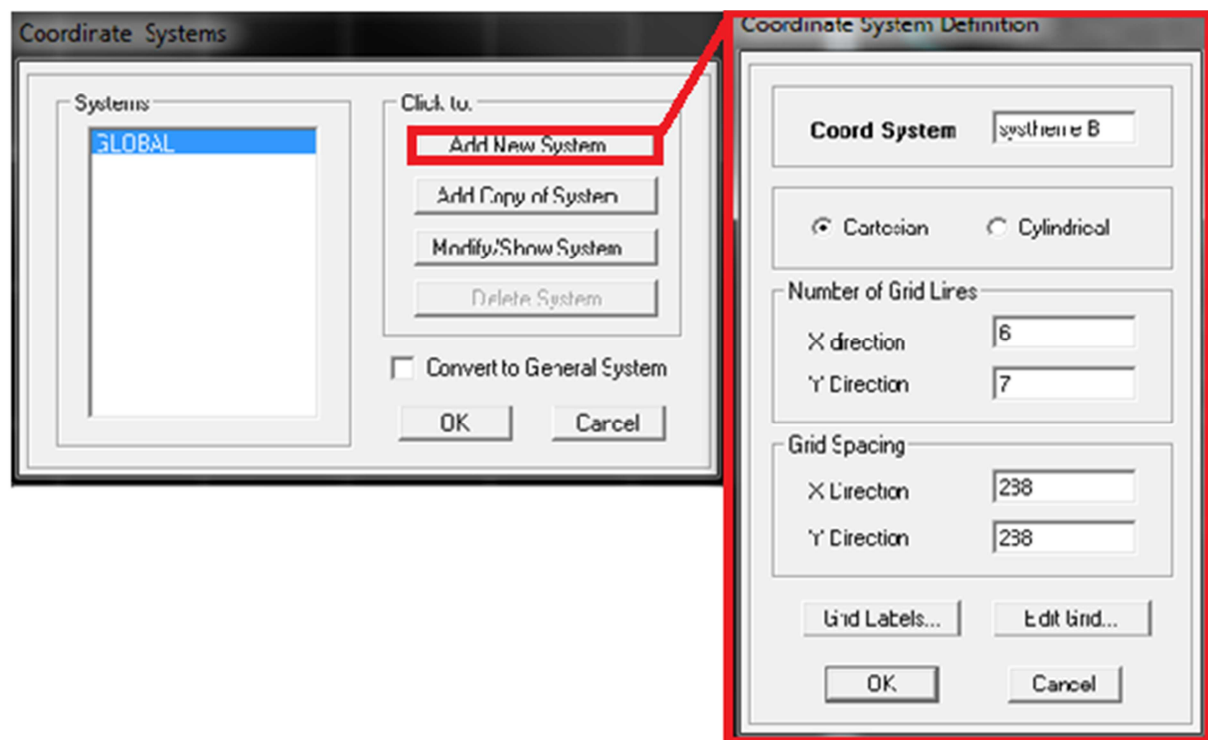
- Le premier sera défini avec 0^0 d'inclinaison.



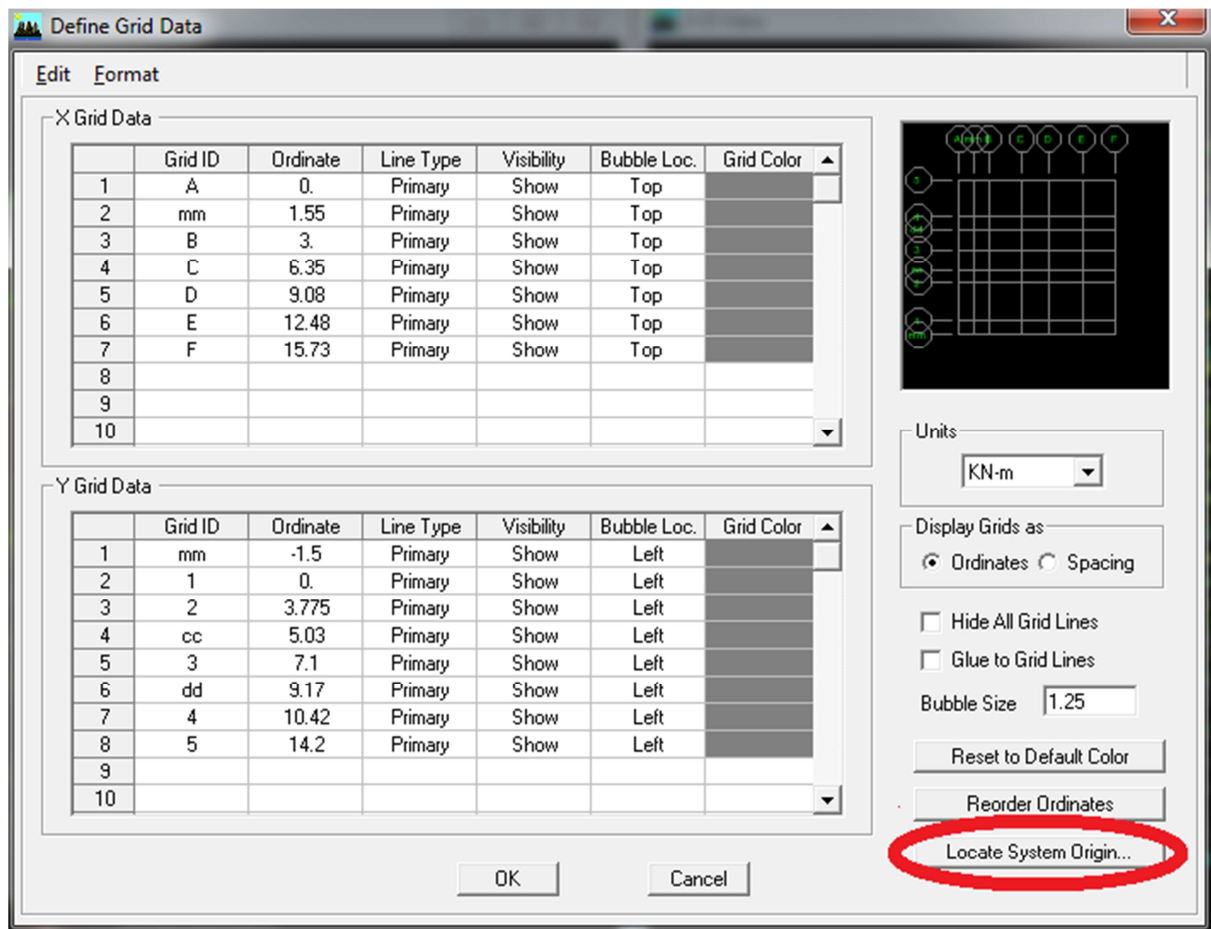
Pour modifier les longueurs des trames on clique sur *Edit grid data*.



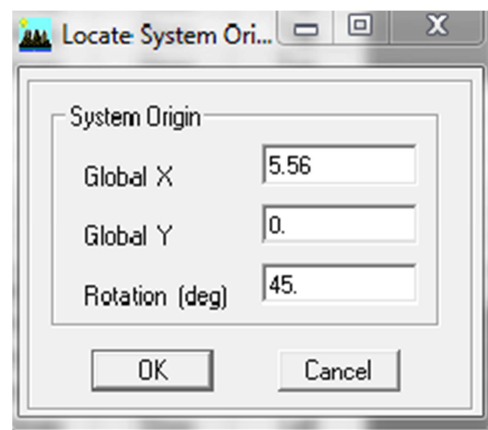
- Et le deuxième sera muni d'une inclinaison de 45° par rapport au premier. (système B)



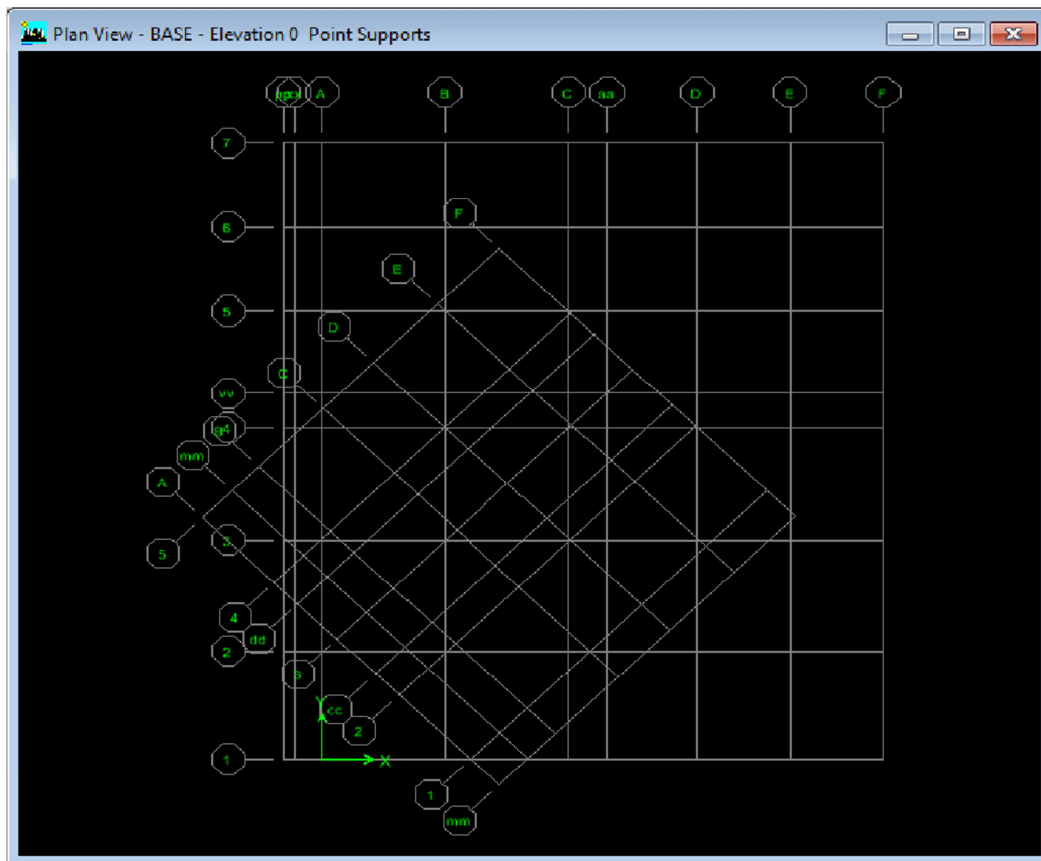
Pour modifier les longueurs des trames on clique sur *Edit grid data*.



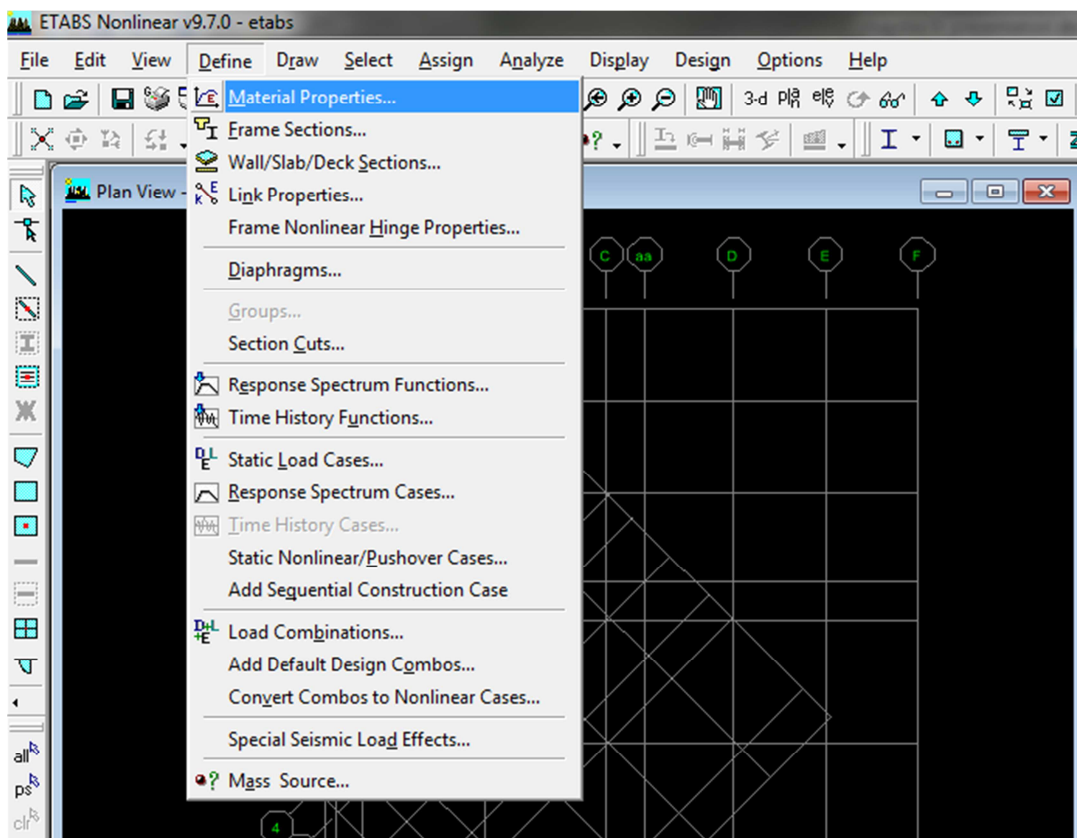
Et pour lui attribuer ses coordonnées et son inclinaison : locate system origin...

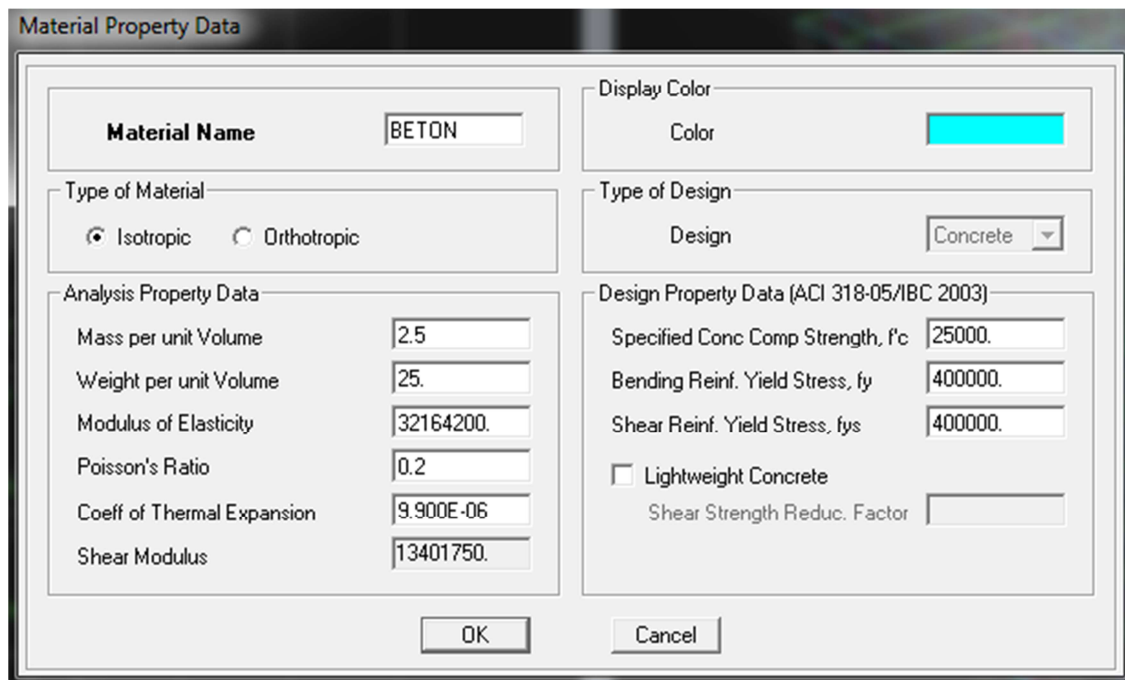


Visualisation :



Définition des matériaux :

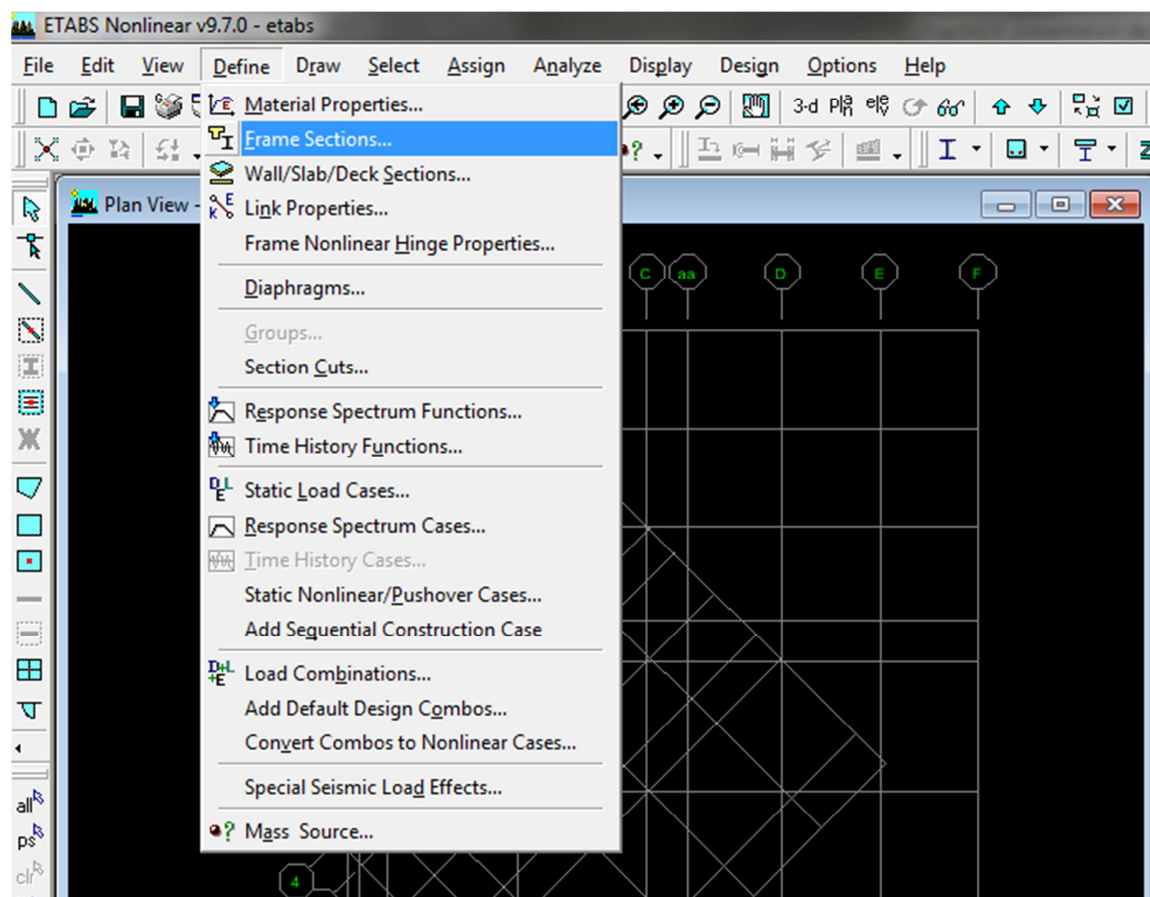


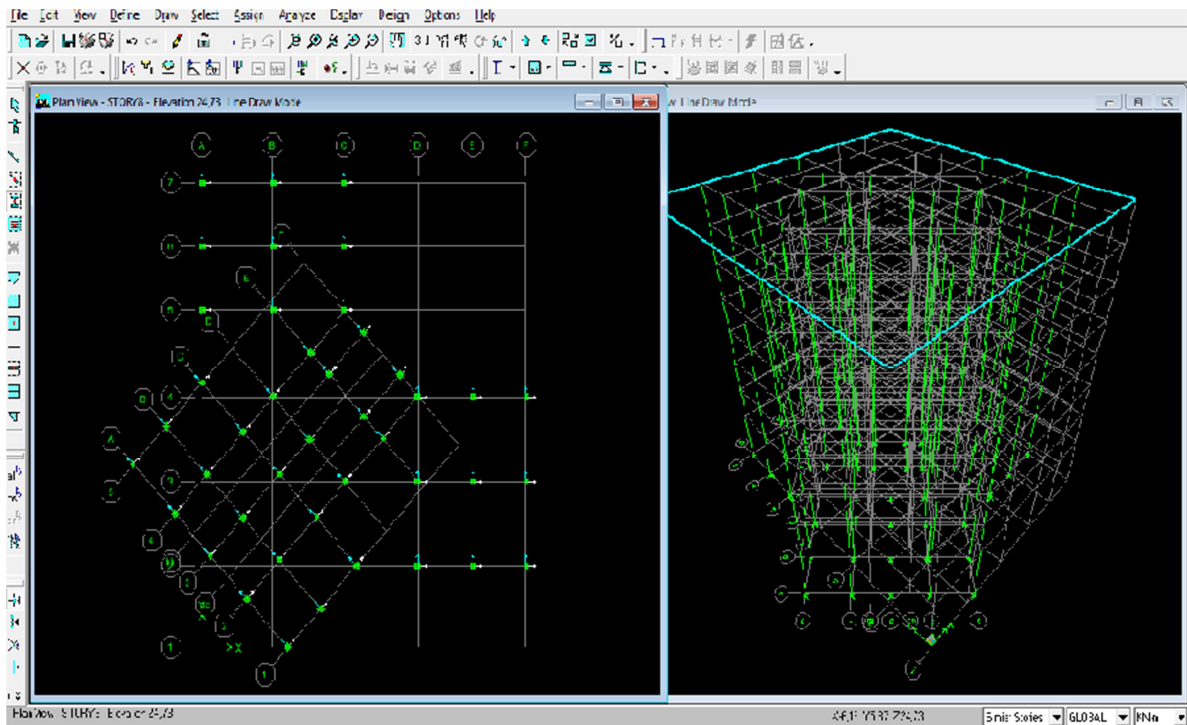
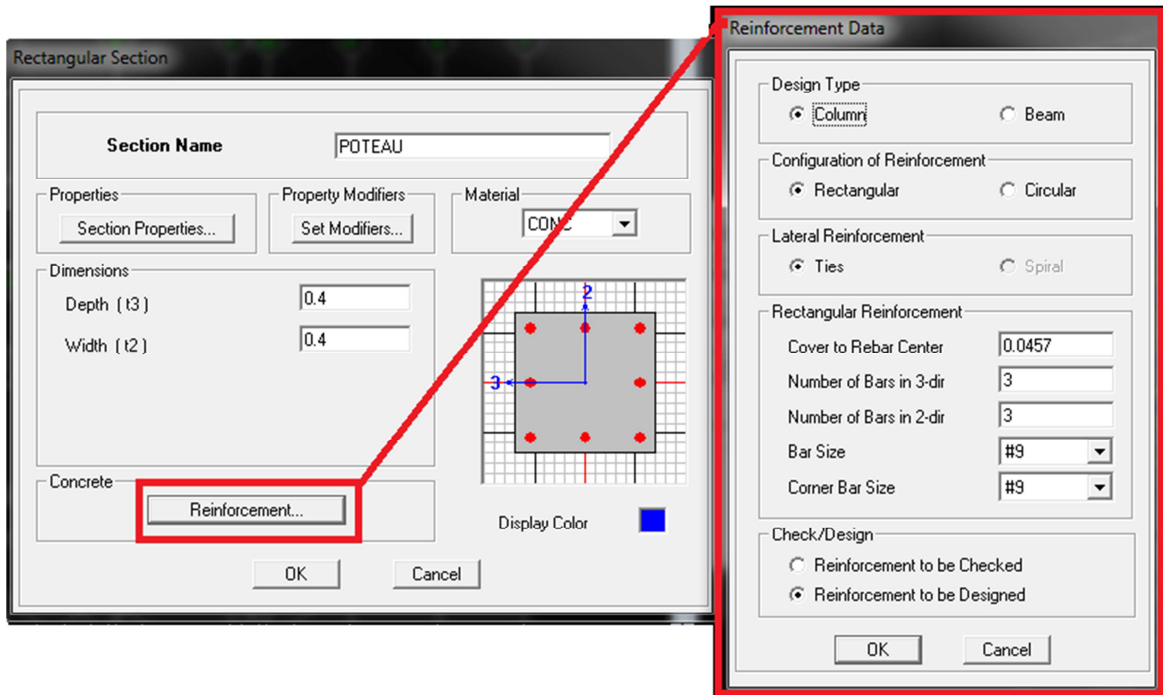


VI-2-2) deuxième étape :

La deuxième étape consiste à définir les éléments structuraux (poteaux, poutre, voiles, planchers, dalle pleine)

- ❖ Les poteaux :

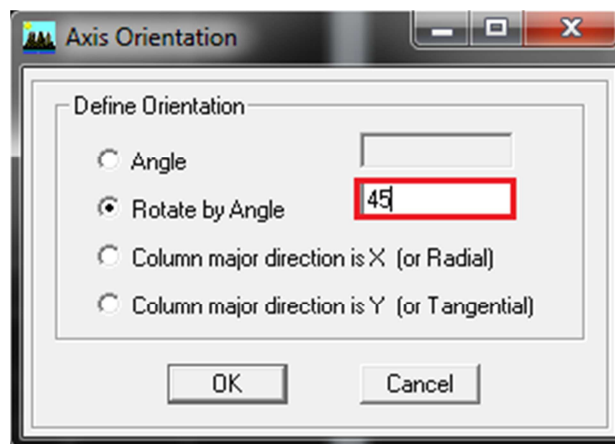
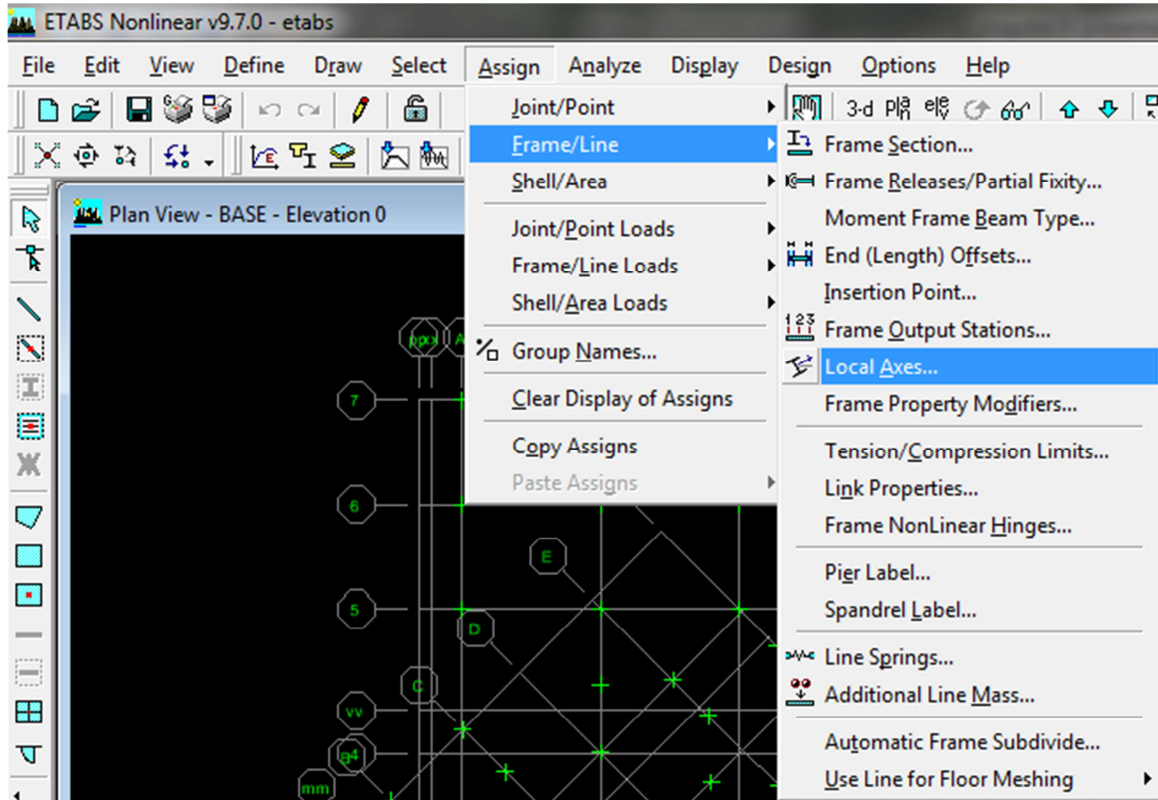




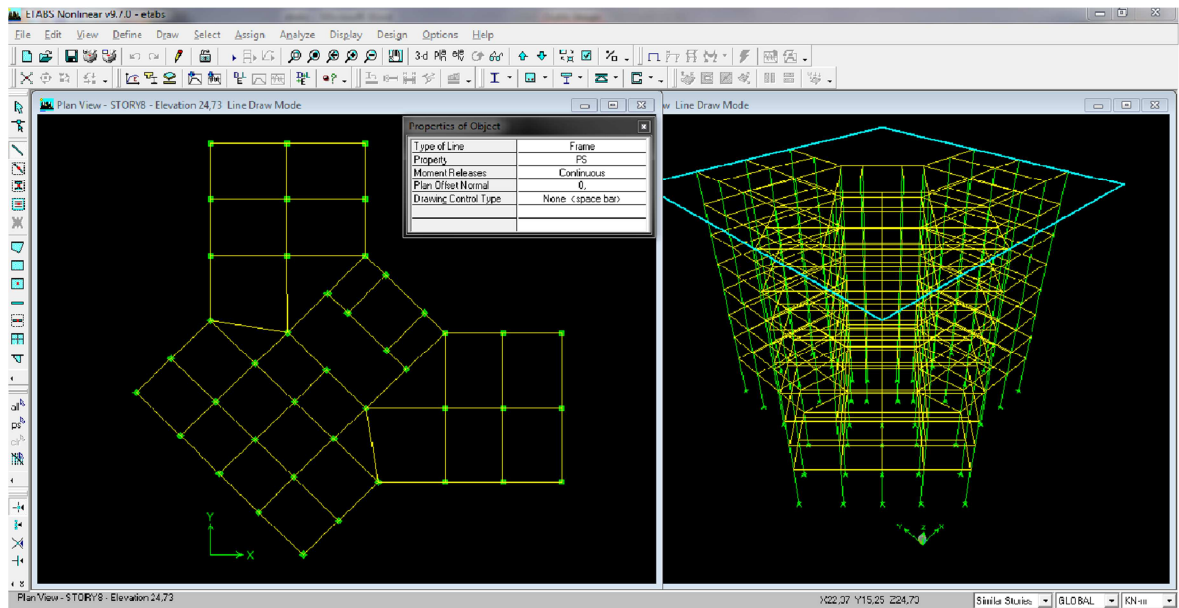
Remarque :

Pour les poteaux situés sur le plan incliné (système B) il faut leurs injecter une rotation de 45°

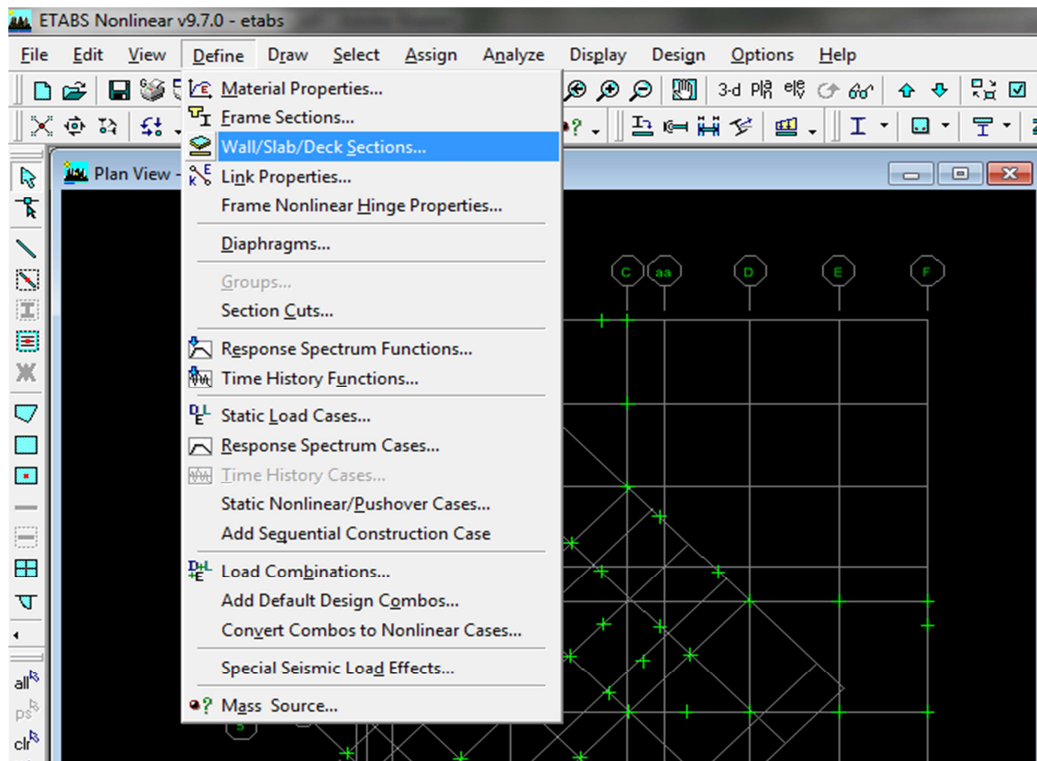
Après les avoir tous sélectionnés on procède comme suit :

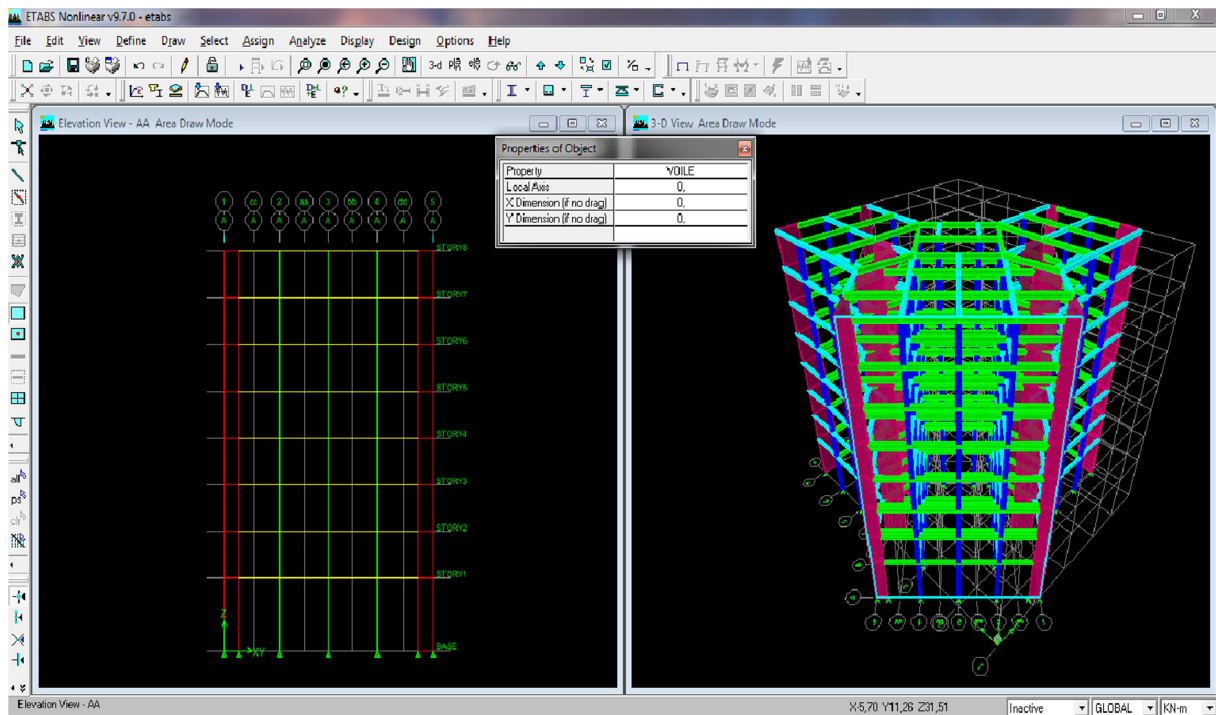
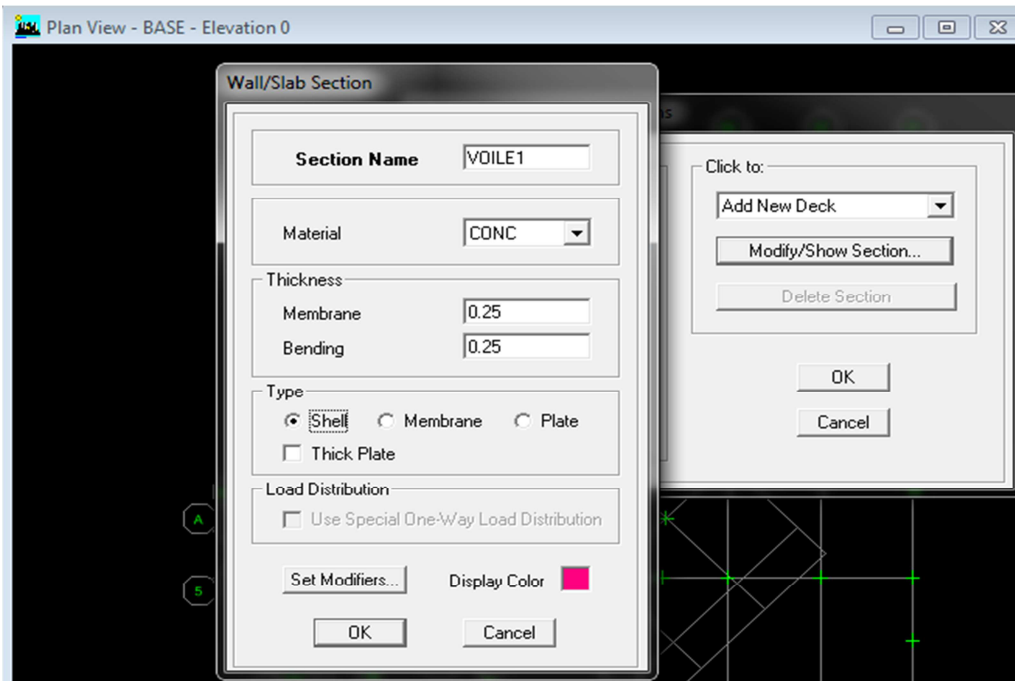


❖ Les poutres :

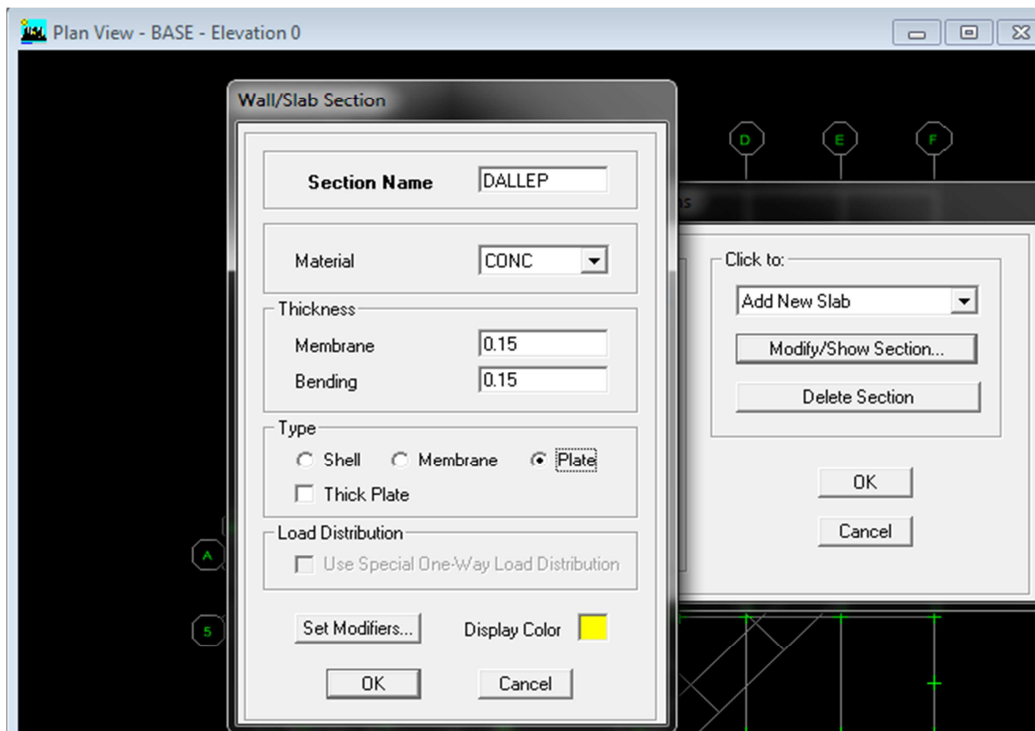
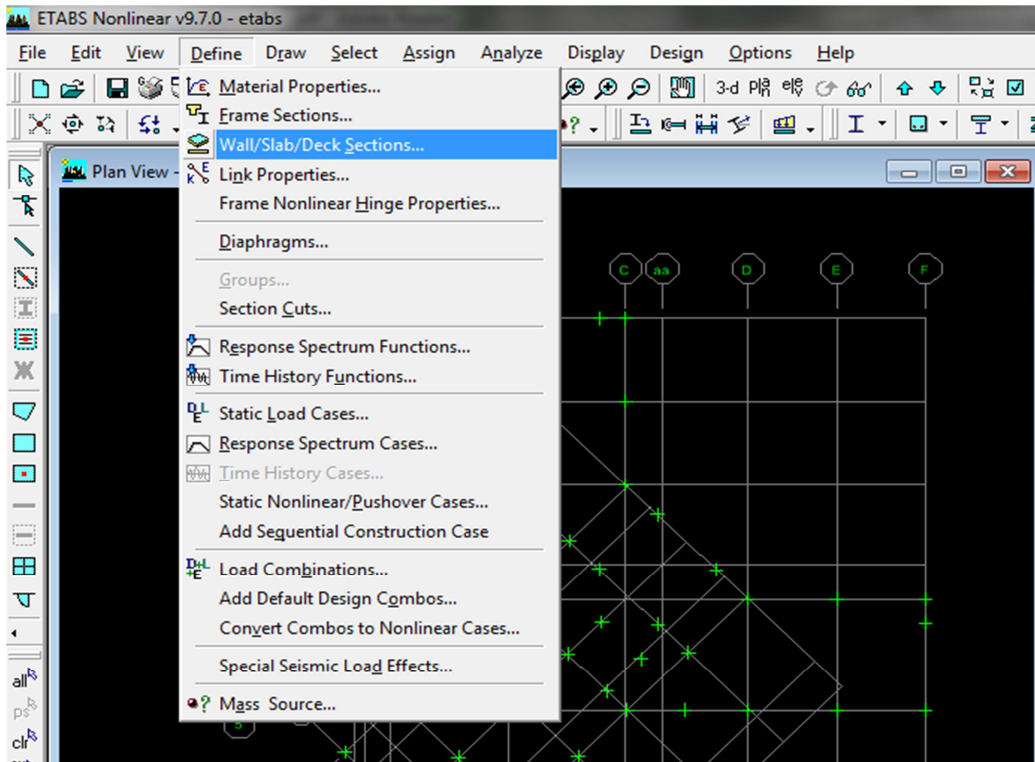


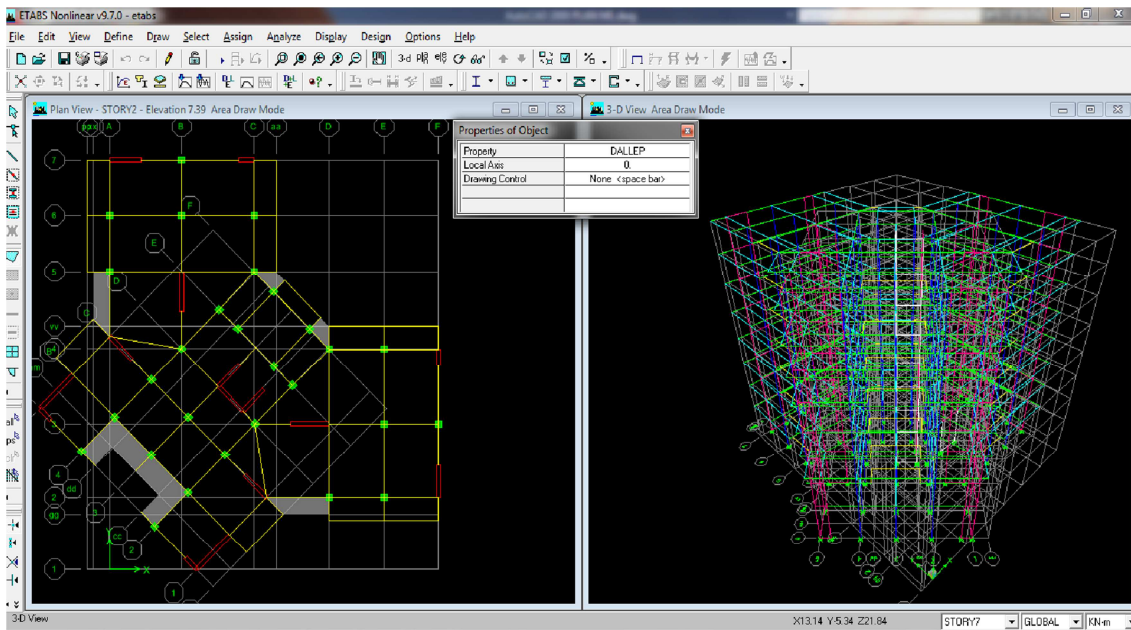
❖ Les voiles :



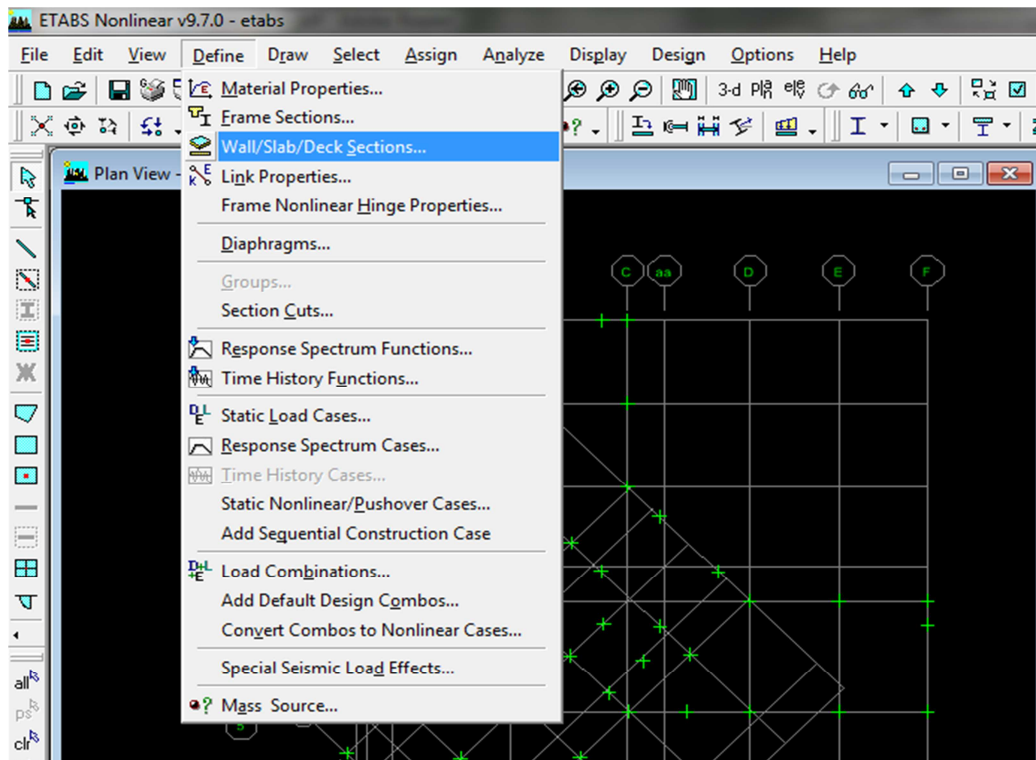


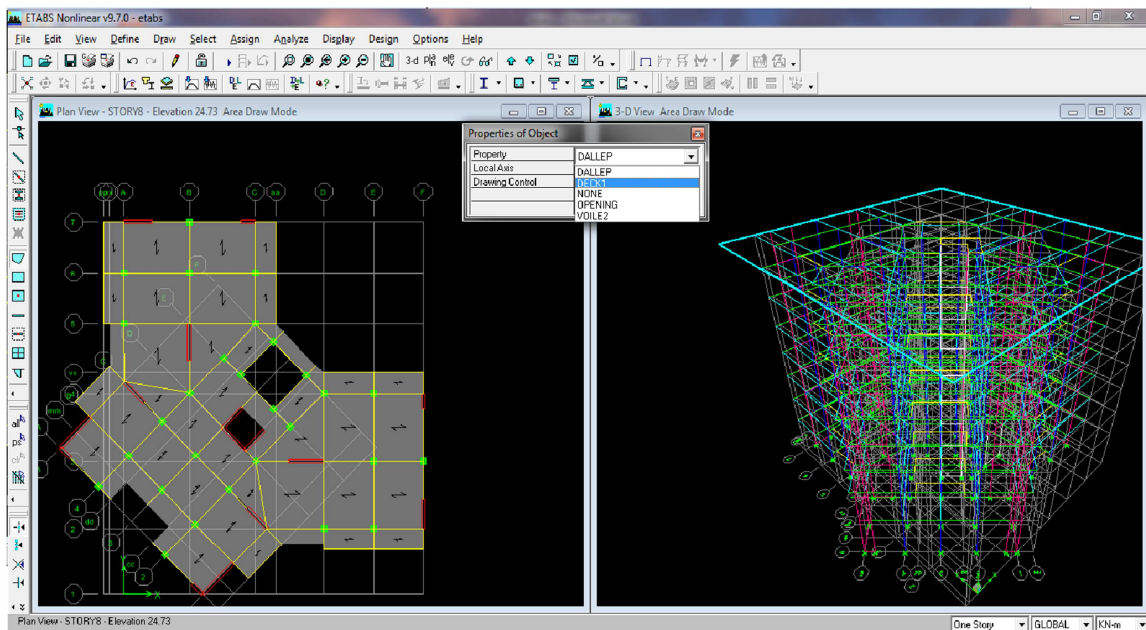
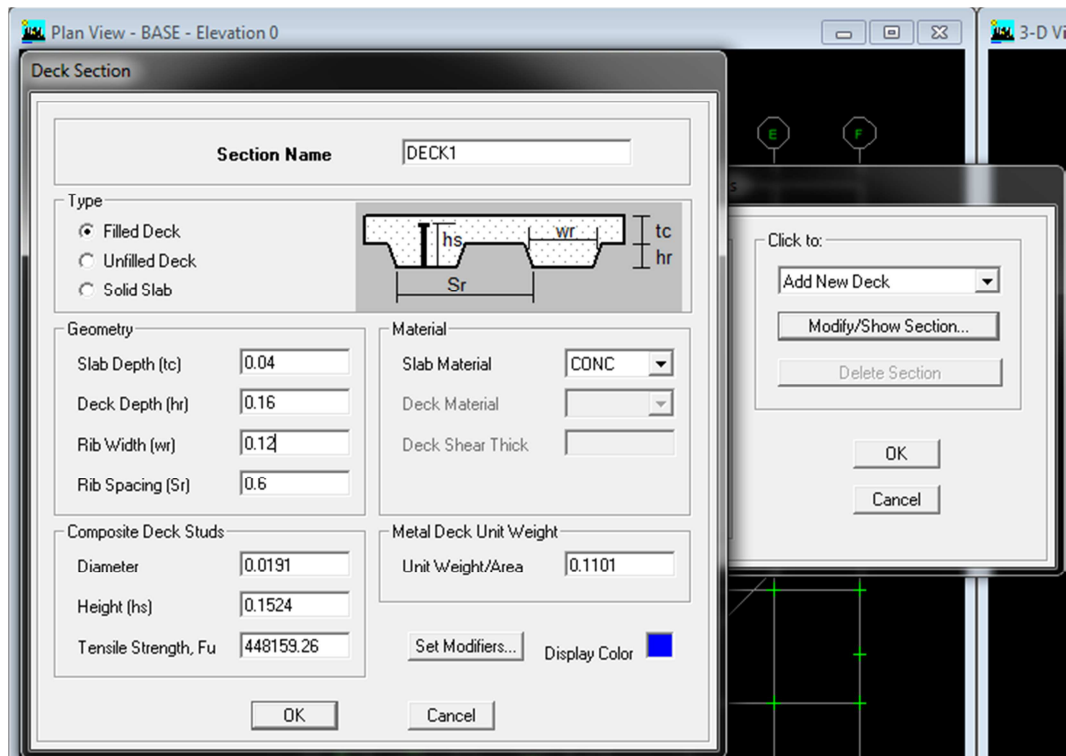
- ❖ Les dalles pleines :



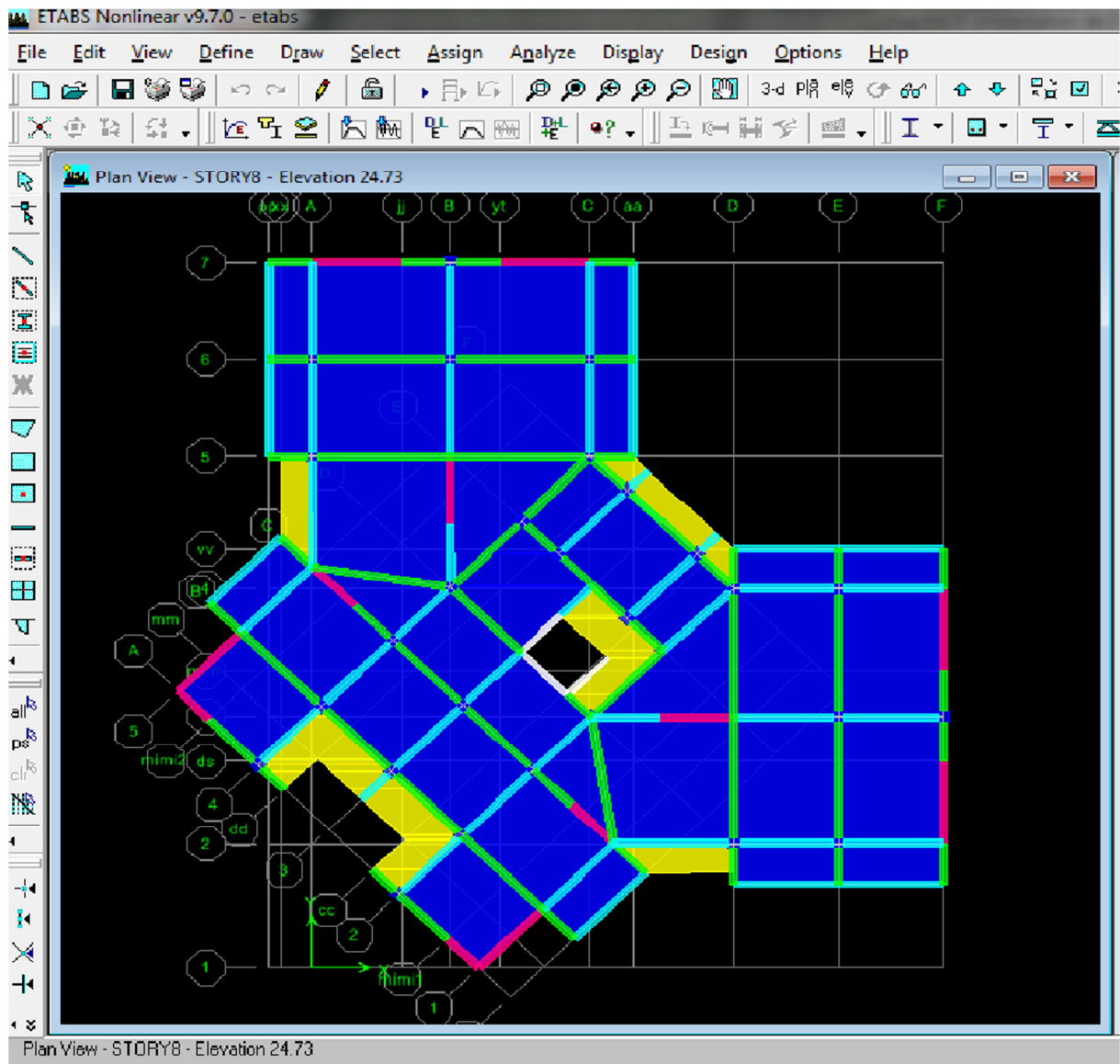


❖ Les planchers :





Visualisation de tous les éléments :

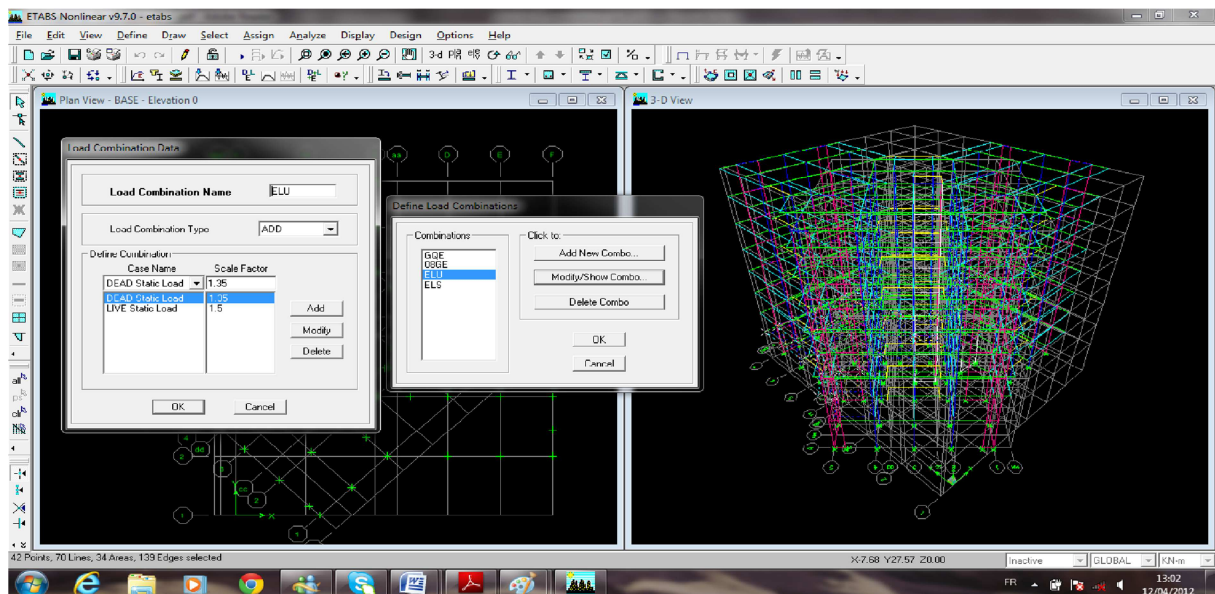
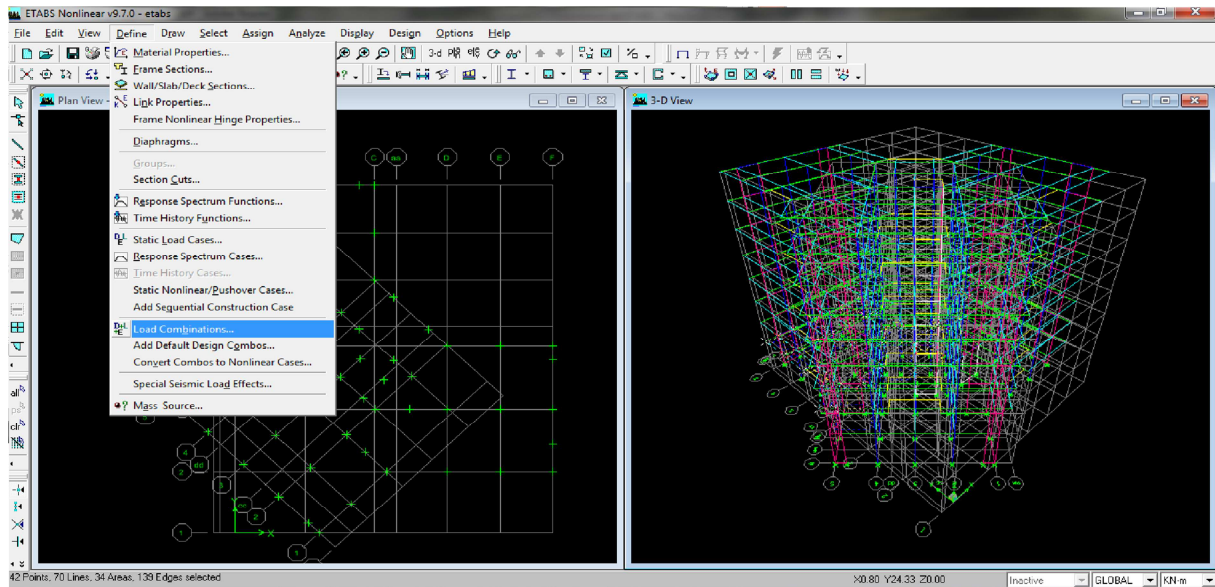


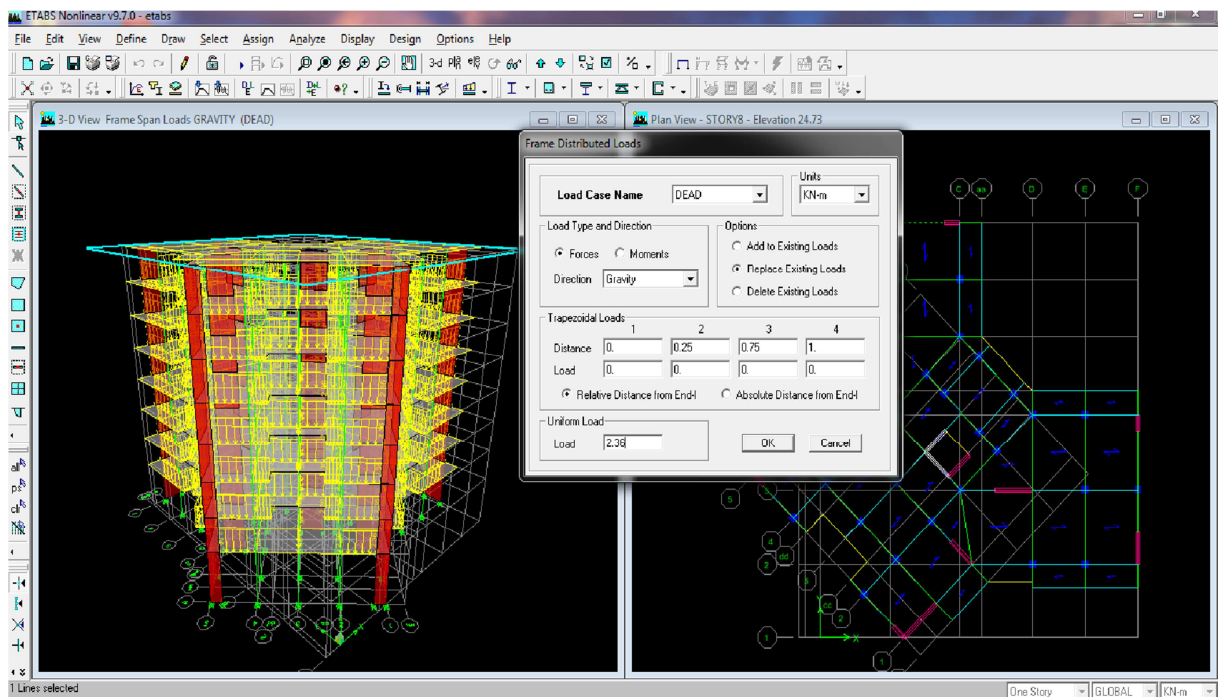
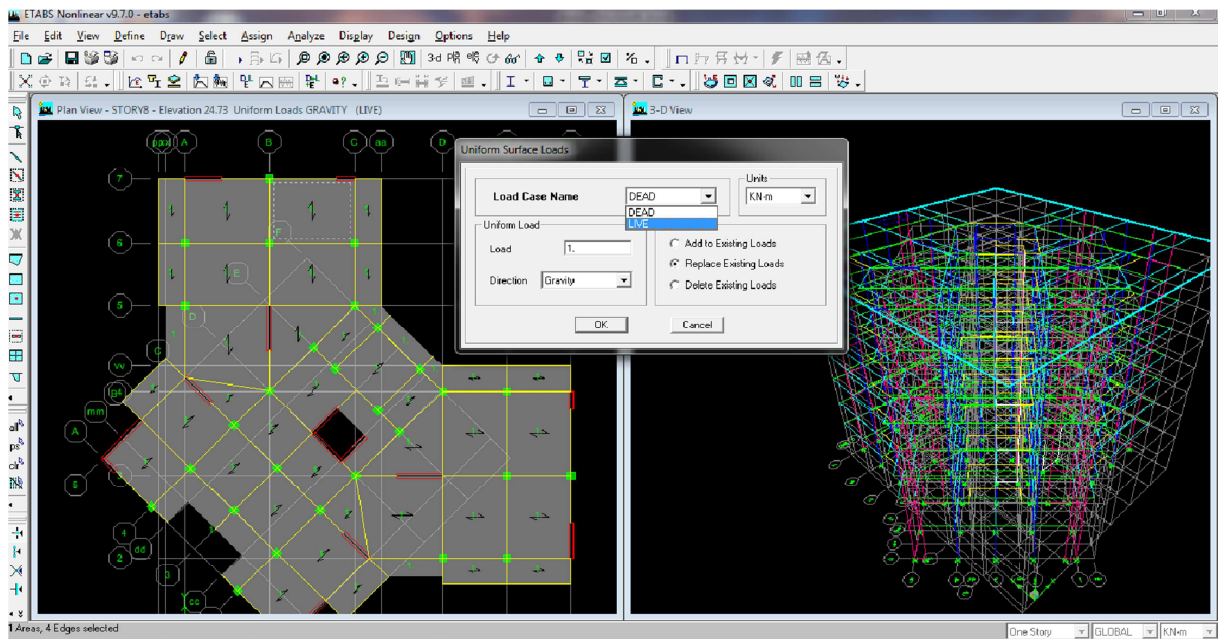
Voile 25 cm : rouge
Voile 20cm : blanc
Planchers : bleu
Poutres principales : vert
Poutres secondaires : bleu clair
Dalle pleine : jaune

VI-2-3) troisième étape :

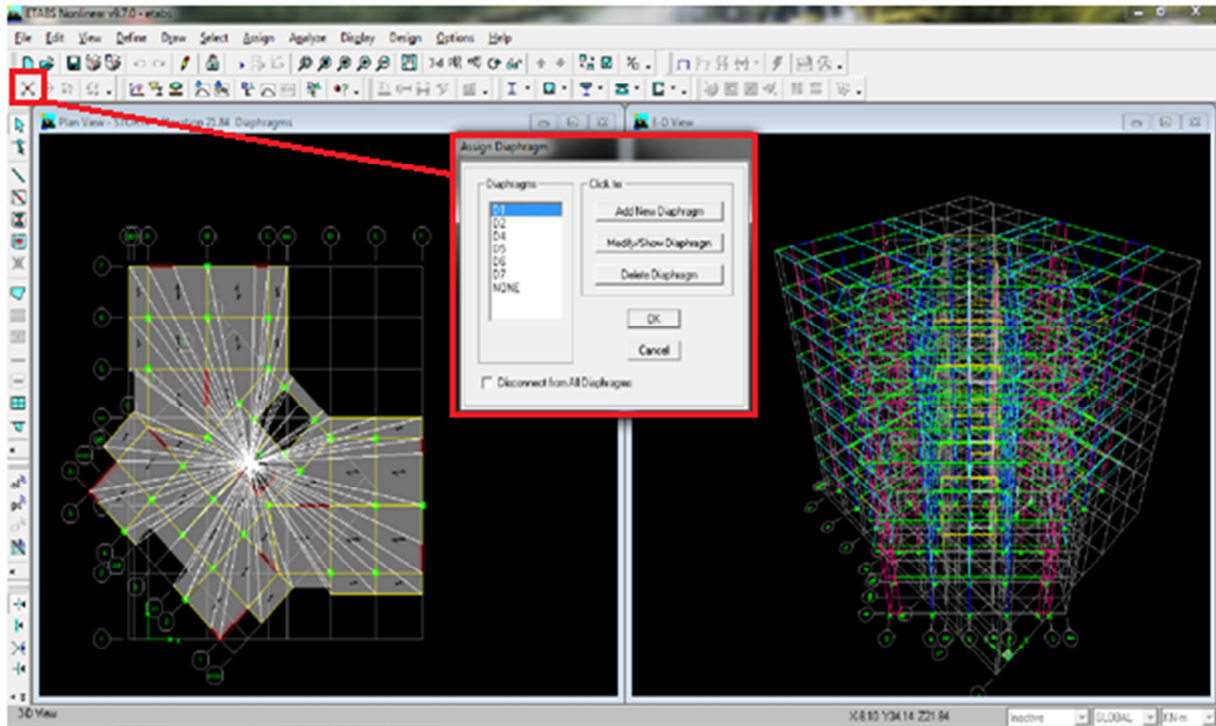
La troisième étape consiste à définir les charges, les combinaisons d'actions, le spectre, le diaphragmes, la masse sismique et finir en exécutant l'analyse.

❖ Définition et attribution des charges :

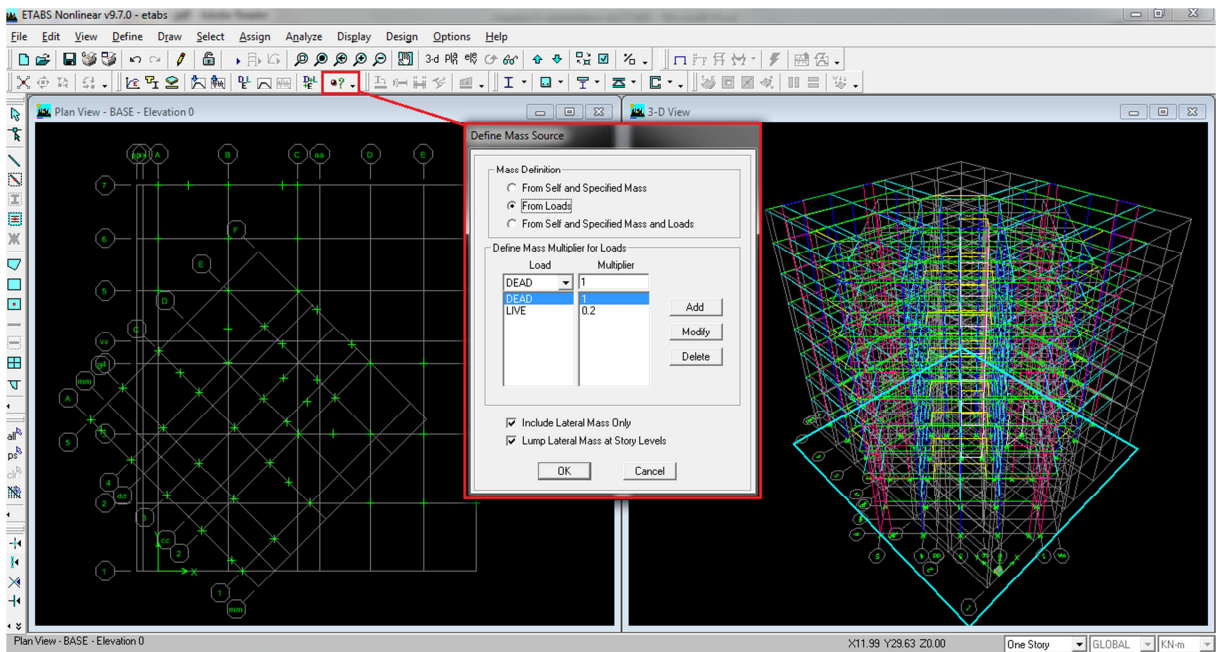




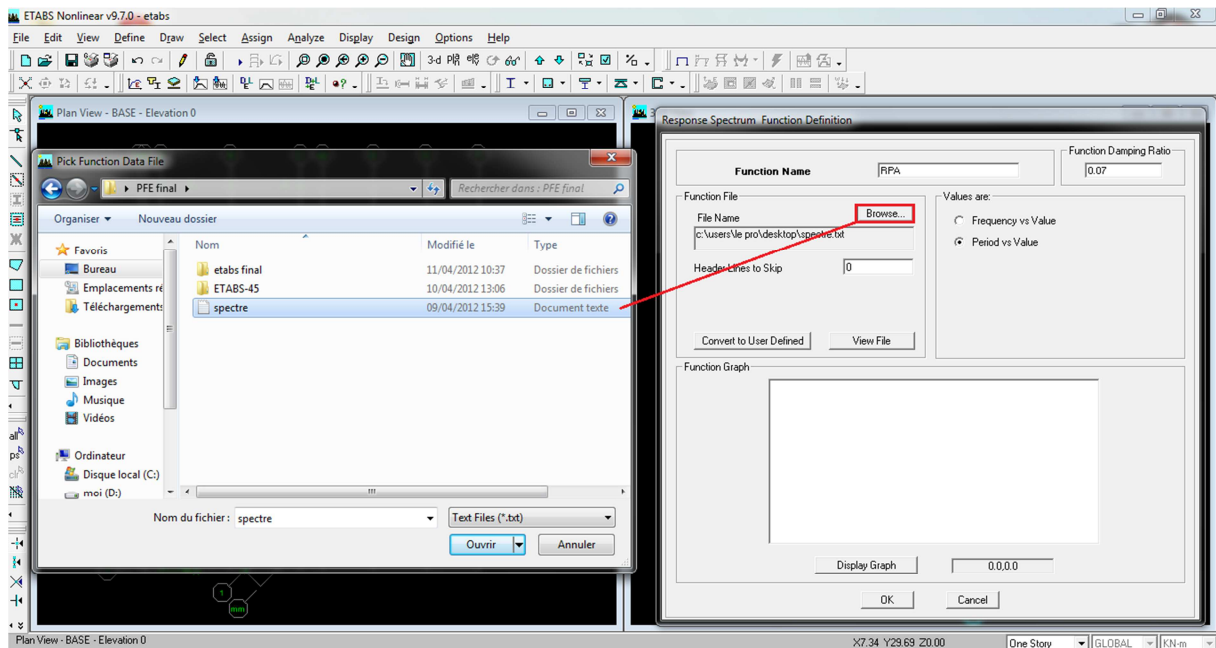
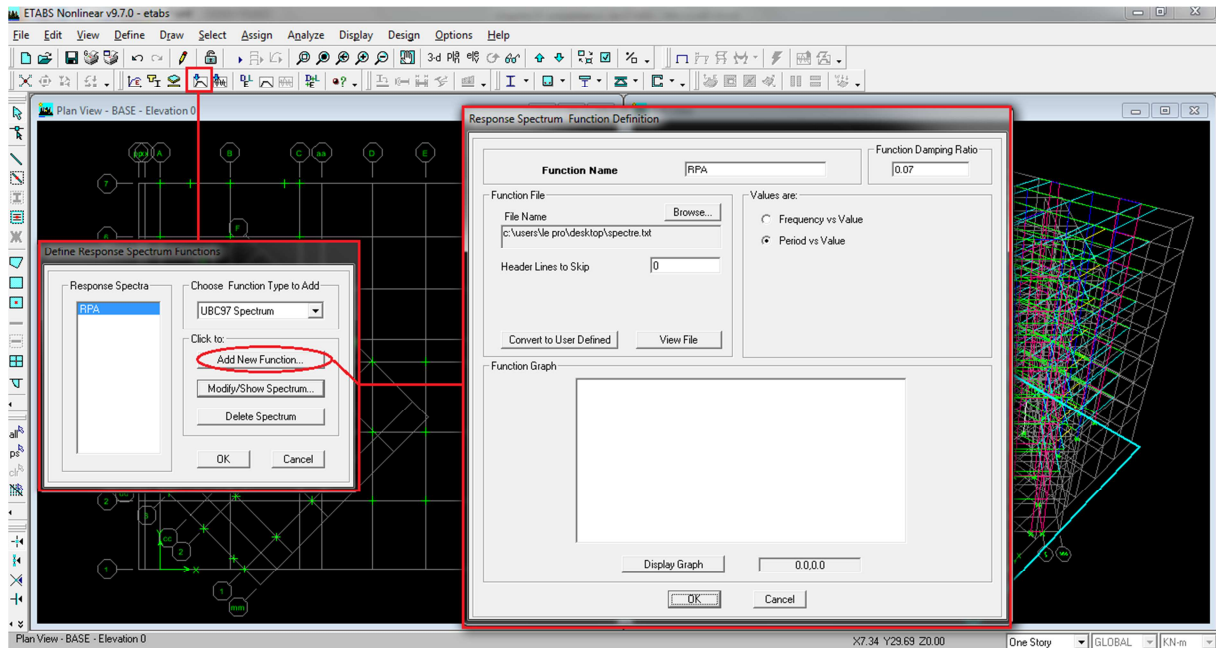
❖ Les diaphragmes :

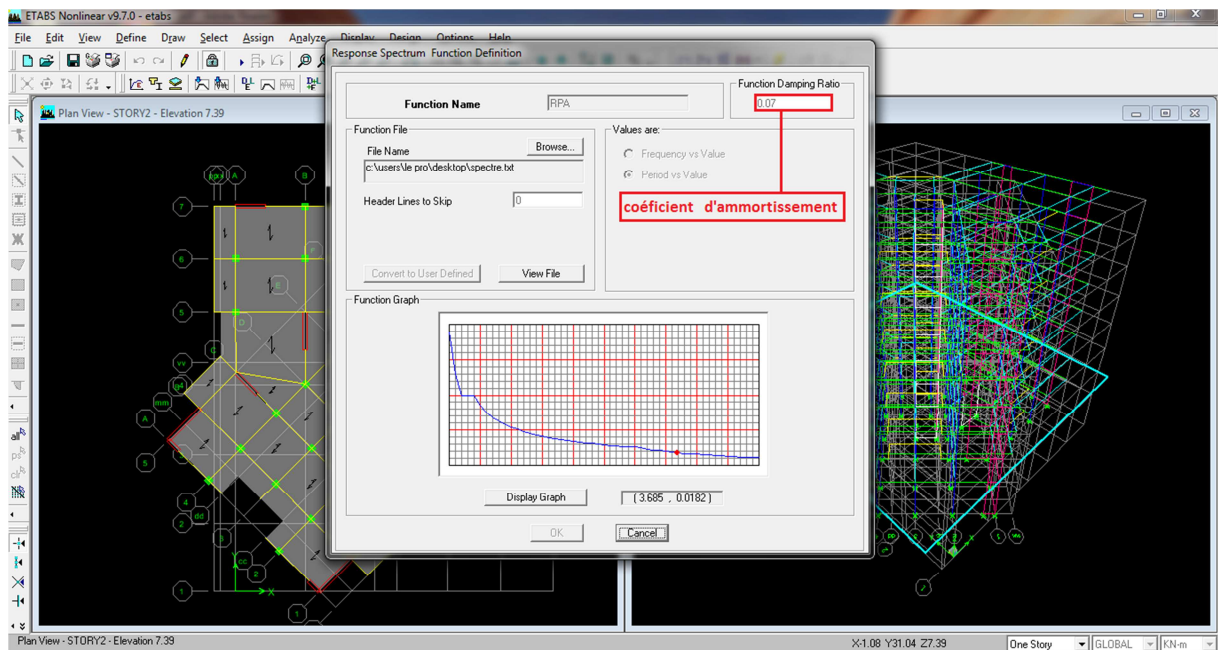


❖ La masse sismique :

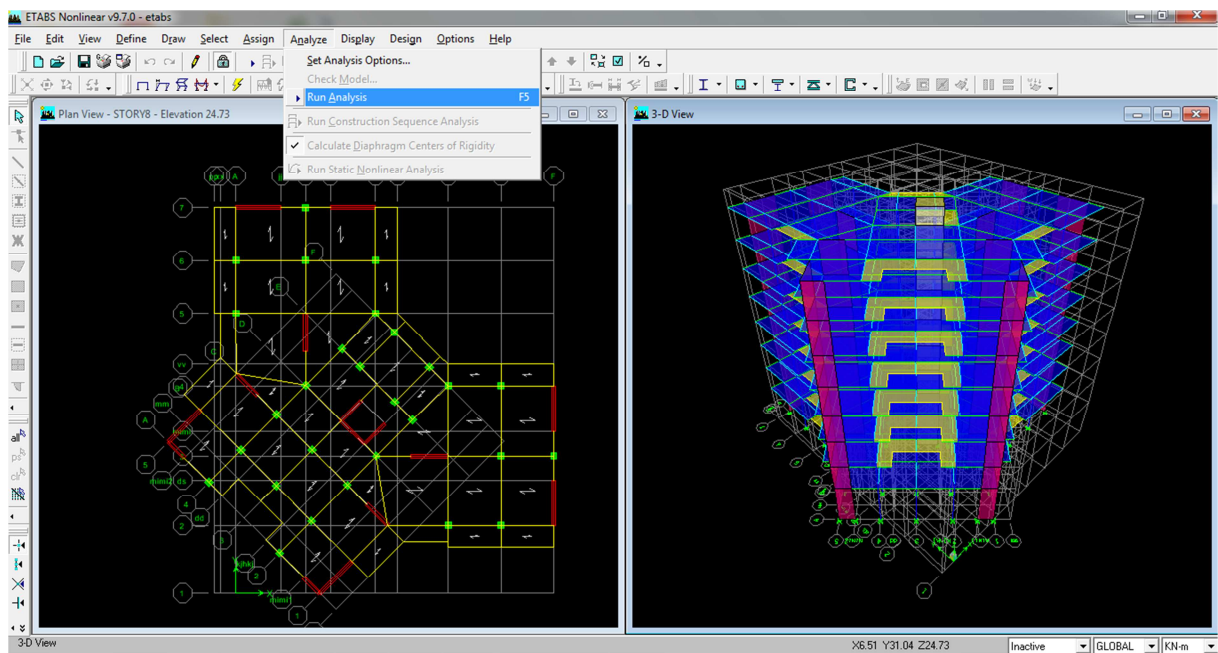


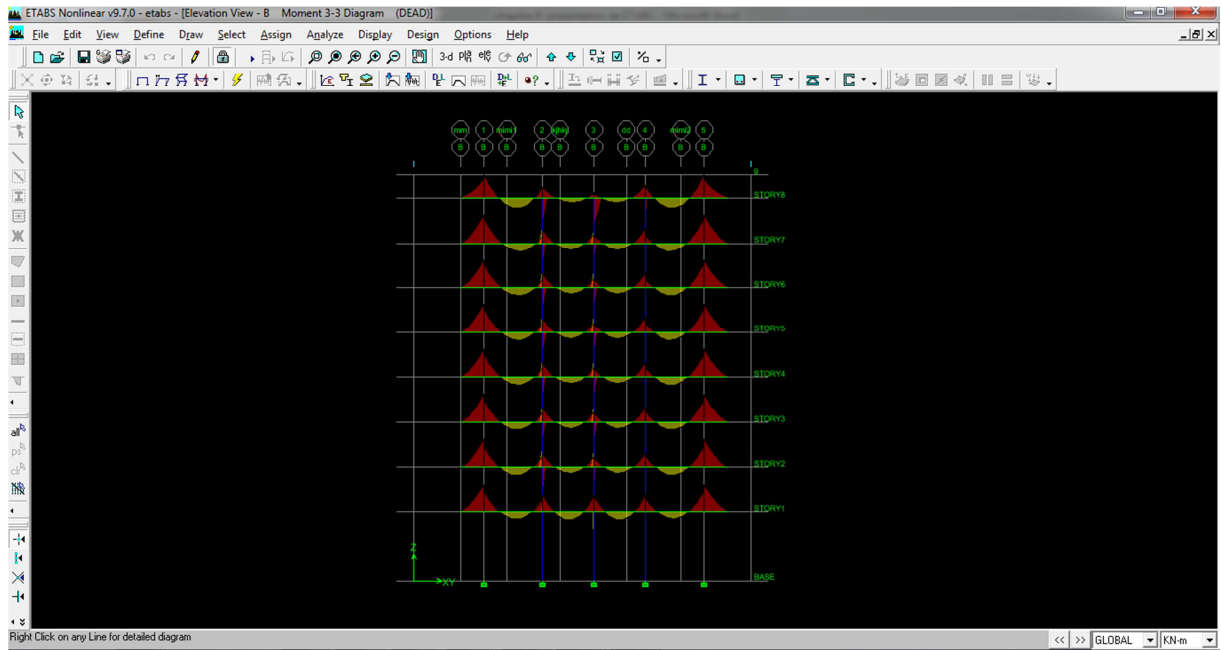
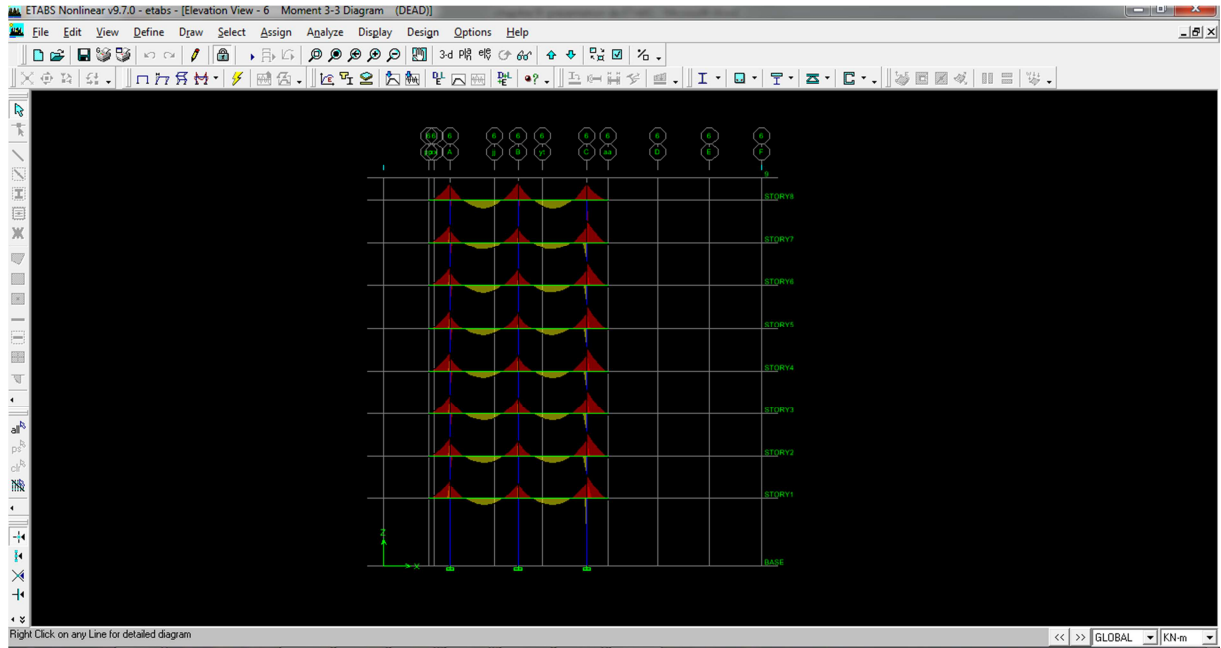
❖ Le spectre de réponse :

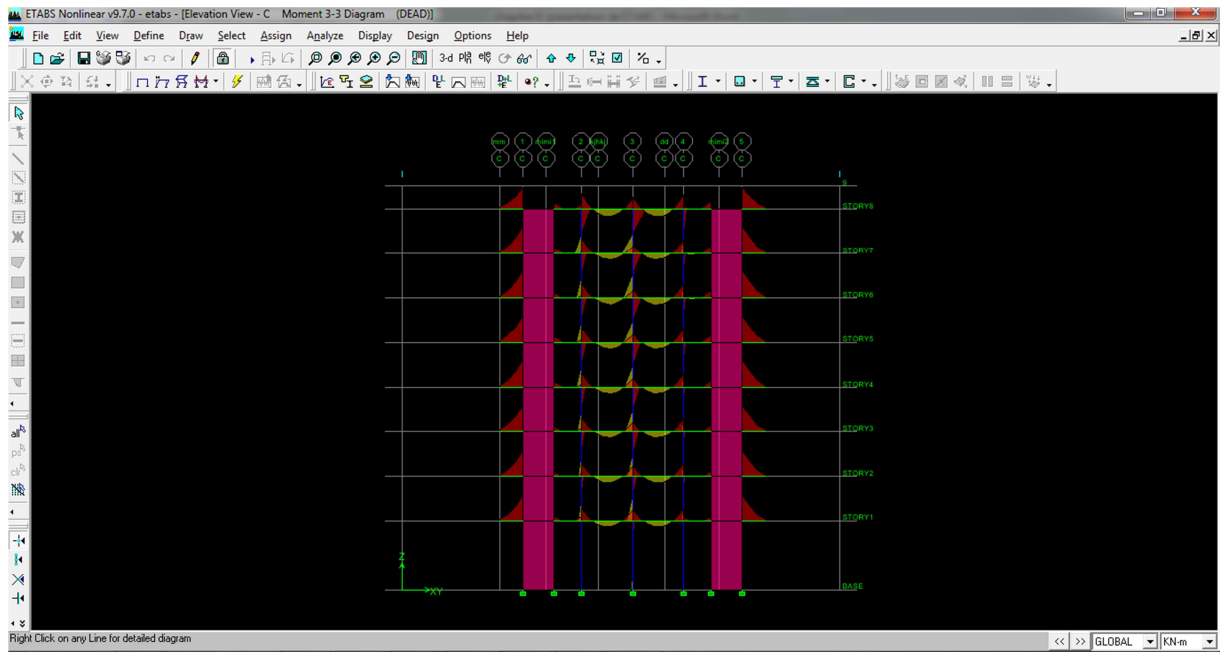




❖ Exécution de l'analyse et visualisation des résultats :







V.1) Tableau contenant les coordonnées des centres de masses et centres de rigidité :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	D1	457,5659	457,5659	7,939	12,414	10,021	14,471
STORY2	D2	402,0855	402,0855	8,03	12,501	9,79	14,312
STORY4	D4	402,0855	402,0855	8,03	12,501	9,6	14,248
STORY5	D5	402,0855	402,0855	8,03	12,501	9,571	14,269
STORY6	D6	402,0855	402,0855	8,03	12,501	9,556	14,298
STORY7	D7	402,9696	402,9696	8,04	12,506	9,546	14,323
STORY8	D8	348,0181	348,0181	8,207	12,698	9,532	14,336
STORY3	D3	402,0855	402,0855	8,03	12,501	9,659	14,249

V.2) Tableau contenant les taux de participation des masses sismiques à chaque mode et période correspondante :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,726082	70,2519	0,0982	0	70,2519	0,0982	0
2	0,70574	0,0042	70,7484	0	70,2562	70,8466	0
3	0,531635	4,2966	3,8122	0	74,5528	74,6588	0
4	0,181817	9,1426	5,2751	0	83,6954	79,9339	0
5	0,170309	6,3809	10,1578	0	90,0763	90,0917	0
6	0,127261	0,4545	0,4806	0	90,5308	90,5723	0
7	0,079463	2,6422	2,3154	0	93,173	92,8877	0
8	0,070965	2,7136	2,9592	0	95,8866	95,8469	0
9	0,053008	0,1035	0,1296	0	95,9901	95,9765	0
10	0,045443	1,0546	1,0364	0	97,0447	97,0129	0
11	0,042209	0,0044	0,0042	0	97,049	97,0172	0
12	0,039787	1,1724	1,1676	0	98,2214	98,1847	0

Remarque :

On voit bien que pour notre structure, le taux de participation de la masse sismique dépasse les 90% qu'exige le RPA dans les deux sens au mode 5.

V.3) tableau des efforts internes des poutres transversales (principales) :

	combinaisons	poutres principales		
		M3 inf	M3 sup	V2 max
Etage1	ELU	41,02	-82,73	106,13
	G+Q+E	48,62	-69,64	107,48
	0,8G+E	49,16	-64,4	99,62
	ELS	29,77	-60,48	77,02
Etage2	ELU	40,63	-88,43	108,51
	G+Q+E	67,16	-92,27	148,39
	0,8G+E	67,11	-84,05	134,9
	ELS	29,49	-64,22	78,78
Etage3	ELU	40,73	-92,16	110,18
	G+Q+E	74,19	-99,51	158,45
	0,8G+E	74,15	-89,55	142,18
	ELS	29,56	-66,94	79,99
Etage4	ELU	40,77	-95,29	111,56
	G+Q+E	75,89	-99,37	157,69
	0,8G+E	75,66	-92,46	139,43
	ELS	29,59	-69,42	81
Etage5	ELU	40,81	-97,7	112,62
	G+Q+E	73,3	-98,05	149,41
	0,8G+E	72,97	-91,23	129,83
	ELS	29,62	-71	81,78
Etage6	ELU	40,84	-99,44	113,39
	G+Q+E	68,09	-93,99	136,92
	0,8G+E	67,8	-87,04	116,62
	ELS	29,64	-72,27	82,34
Etage7	ELU	40,81	-100,52	113,85
	G+Q+E	65,4	-90,09	130,4
	0,8G+E	63,12	-83,05	107,85
	ELS	29,62	-73,06	82,68
Etage8	ELU	35,98	-89,73	103,88
	G+Q+E	50,87	-76,37	124,3
	0,8G+E	50,87	-70,2	101,55
	ELS	26,23	-65,48	75,9

V.4) tableau des efforts internes des poutres transversales (secondaires) :

	combinaisons	poutres secondaires		
		M3 inf	M3 sup	V2 max
Etage1	ELU	10,39	-19,37	
	G+Q+E	31,86	-38,56	36,63
	0,8G+E	30,99	-35,88	33,89
	ELS	7,54	-14,2	17,84
Etage2	ELU	16,34	-25,02	28,05
	G+Q+E	44,96	-51,61	45,24
	0,8G+E	41,38	-47,51	42,34
	ELS	11,85	-18,31	20,62
Etage3	ELU	20,84	-30	31,56
	G+Q+E	51,14	-58,84	51,3
	0,8G+E	47,26	-54,08	47,95
	ELS	15,12	-21,93	23,17
Etage4	ELU	24,3	-34,01	34,42
	G+Q+E	54,69	-62,3	54,28
	0,8G+E	49,97	-56,8	50,31
	ELS	17,63	-24,86	25,26
Etage5	ELU	26,91	-37,06	36,59
	G+Q+E	55,37	-62,89	54,84
	0,8G+E	50,08	-56,64	50,2
	ELS	19,53	-27,08	26,83
Etage6	ELU	28,75	-39,14	38,05
	G+Q+E	54,14	-61,51	53,68
	0,8G+E	48,45	-54,59	48,43
	ELS	20,87	-28,6	27,9
Etage7	ELU	30,19	-40,81	39,37
	G+Q+E	53,17	-59,59	52,4
	0,8G+E	46,63	-51,9	46,33
	ELS	21,92	-29,82	28,86
Etage8	ELU	29,33	-34,25	31,55
	G+Q+E	44,47	-54,54	48,2
	0,8G+E	40,74	-47,86	44,73
	ELS	21,31	-24,92	22,98

V.5) tableau des efforts internes des poteaux :

		POTEAUX						
Comb		Nmax(kn)	M ₂ cor(kn.m)	M ₃ cor(kn.m)	M ₂ max (kn.m)	Ncor(kn)	M ₃ max (kn.m)	Ncor(kn)
STORY 1	ELU	-1622.22	2.03	0.99	-23.65	-84.01	-19.51	-342.55
	G+Q+E	-1271.5	-12.47	-8				
	0.8G+Q	-919.26	-7.59	-13.37				
	ELS	-1185.51	1.48	0.819				
STORY 2	ELU	-1392.85	5.32	2.42	62.30	-62.61	58.16	-235.71
	G+Q+E	-1089.52	-2.58	-2.61				
	0.8G+Q	-792.27	-23.53	-7.49				
	ELS	-1018.01	3.92	2.09				
STORY 3	ELU	-1178.42	3.13	4.19	61.58	-72.53	61.80	-200.79
	G+Q+E	-927.61	-23.28	-6.54				
	0.8G+Q	-671.41	-23.73	-5.70				
	ELS	-861.25	2.32	3.31				
STORY 4	ELU	-968.11	2.50	5.50	66.19	-165.94	66.70	-167.45
	G+Q+E	-761.83	-25.29	-5.53				
	0.8G+Q	-551.58	-25.59	-4.85				
	ELS	-707.57	1.86	4.29				
STORY 5	ELU	-761.27	1.73	6.58	66.05	-133.05	66.51	-134.2
	G+Q+E	-598.36	-25.25	-3.95				
	0.8G+Q	-433.36	-25.37	-3.52				
	ELS	-556.44	1.30	5.07				
STORY 6	ELU	-557.1	1.07	7.36	63.50	-99.74	63.89	-100.54
	G+Q+E	-437.26	-24.49	-2.54				
	0.8G+Q	-316.96	-24.46	-2.28				
	ELS	-407.27	0.82	5.64				
STORY 7	ELU	-354.71	0.97	7.99	58.36	-65.62	58.69	-66.1
	G+Q+E	-278.32	-22.03	-0.91				
	0.8G+Q	202.36	-0.89	-23.77				
	ELS	-259.4	0.74	6.11				
STORY 8	ELU	-164.59	4.82	7.40	-73.7	-22.68	-74.00	-22.56
	G+Q+E	-124.93	-12.55	-17.35				
	0.8G+Q	-92.36	-1.88	-14.10				
	ELS	-120.51	3.53	5.39				

VI) VERIFICATION AUX EXIGENCES DU RPA :**VI-1) La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des Formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être Calculée avec la formule suivante :

$$T = C_t h^{3/4}$$

Avec :

h: hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (**N**) :

h = 26,35 m.

C_t: Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003) :

$$C_t = 0,05$$

Dans le cas des portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09h_N / \sqrt{D}$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.726082	70.2519	0.0982	0	70.2519	0.0982	0
2	0.70574	0.0042	70.7484	0	70.2562	70.8466	0
3	0.531635	4.2966	3.8122	0	74.5528	74.6588	0
4	0.181817	9.1426	5.2751	0	83.6954	79.9339	0
5	0.170309	6.3809	10.1578	0	90.0763	90.0917	0
6	0.127261	0.4545	0.4806	0	90.5308	90.5723	0
7	0.079463	2.6422	2.3154	0	93.173	92.8877	0
8	0.070965	2.7136	2.9592	0	95.8866	95.8469	0
9	0.053008	0.1035	0.1296	0	95.9901	95.9765	0
10	0.045443	1.0546	1.0364	0	97.0447	97.0129	0
11	0.042209	0.0044	0.0042	0	97.049	97.0172	0
12	0.039787	1.1724	1.1676	0	98.2214	98.1847	0

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (26.35)^{3/4} = 0.581 \text{ s}$$

La valeur de **T** doit être majorée de 30%

$$T = 1.3 \times 0.581 = 0.755 \text{ s} \Rightarrow \mathbf{T = 0.755 \text{ s}}$$

$T_{\text{empirique}} = 0.755 \text{ s} > T_{\text{analytique}} = 0.726 \text{ s} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

VI-2) Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.726082	70.2519	0.0982	0	70.2519	0.0982	0
2	0.70574	0.0042	70.7484	0	70.2562	70.8466	0
3	0.531635	4.2966	3.8122	0	74.5528	74.6588	0
4	0.181817	9.1426	5.2751	0	83.6954	79.9339	0
5	0.170309	6.3809	10.1578	0	90.0763	90.0917	0
6	0.127261	0.4545	0.4806	0	90.5308	90.5723	0
7	0.079463	2.6422	2.3154	0	93.173	92.8877	0
8	0.070965	2.7136	2.9592	0	95.8866	95.8469	0
9	0.053008	0.1035	0.1296	0	95.9901	95.9765	0
10	0.045443	1.0546	1.0364	0	97.0447	97.0129	0
11	0.042209	0.0044	0.0042	0	97.049	97.0172	0
12	0.039787	1.1724	1.1676	0	98.2214	98.1847	0

Le mode fondamental est un mode de translation suivant X avec une mobilisation de masse de 70.25% et translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 70.74%.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au mode 5, d'où la condition du RPA est vérifiée.

VI-3) Vérification de l'effort tranchant à la base :(RPA Version 2003**ART 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la Formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport $0.8V_t / V_D$

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

W : poids total de la structure.

1) Coefficient d'accélération de zone « A » :

Le coefficient « A » est donné par le tableau (4.1. RPA 99/ version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa }
groupe 2 } $\longrightarrow A = 0.15$

2) Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le coefficient « R » est donné par le tableau (4.3. RPA 99/ version 2003) en fonction du système de contreventement.

Mixte Portiques / voiles avec interaction $\longrightarrow R = 5$

3) Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

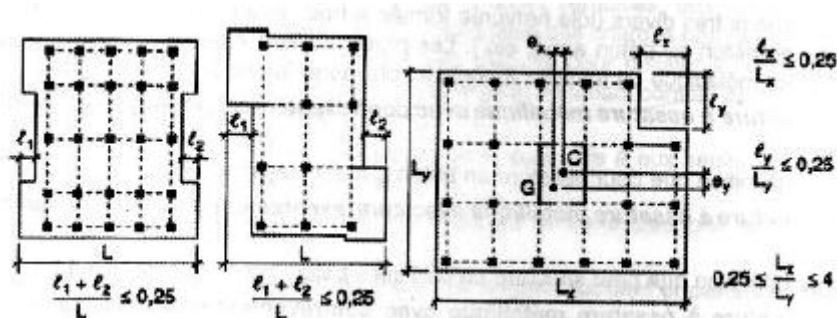
Avec :

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

❖ Régularité en plan :

-Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition non vérifiée.**

-Décrochements du bâtiment :



$e_x = 1,55 \text{ m} \leq 0,25 L_x = 6,33 \text{ m} \longrightarrow$ condition vérifiée.

- Ouvertures dans les planchers :

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré
 $S_0 < 15\% S_T$.

Avec :

S_0 : Surface totale des ouvertures.

S_T : Surface totale du plancher.

$S_0 = 13,36 \text{ m}^2$.

$S_T = 341,1 \text{ m}^2$.

15 % $S_T = 51,16 \text{ m}^2$.

$S_0 < 15\% S_T \longrightarrow$ Condition vérifiée.

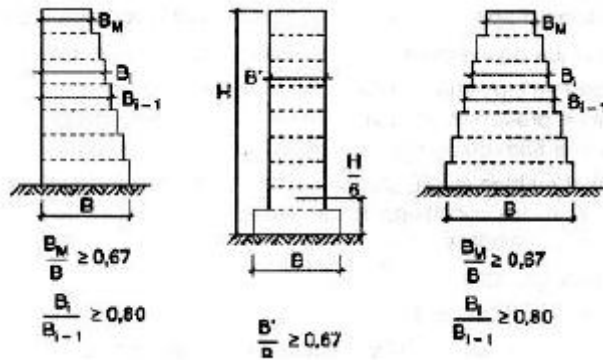
Conclusion :

Les 3 conditions ne sont pas vérifiées, donc le bâtiment est classé irrégulier en plan.

$\longrightarrow P = 0,05$

❖ Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.



Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus. Décrochement en élévation : les étages sont identiques, pas de décrochements → la condition de décrochement en élévation est respectée.

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

→ P = 0.00

❖ Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'exède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Condition n'est pas vérifiée → P = 0.05

Condition n'est pas vérifiée → P = 0.05

❖ Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Condition est vérifiée → P = 0.05

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Critère « q »	Sens transversal (Y)		Sens longitudinal (X)	
	Observé ou non	Pq	Observé ou non	Pq
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité l'exécution	Non	0.1	Non	0.1
Somme		1.2		1.2

$Q_x = Q_y = Q = 1.2$

4) Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement (η).
- De la période fondamentale de la structure T

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5n & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5n \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5n \left[\frac{T_2}{3} \right]^{2/3} \left[\frac{3}{T} \right]^{5/3} & 3s \leq T \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7. RPA 99/ version 2003).

La nature du sol : meuble (site S₂) $\Rightarrow T_2 = 0.5$ s

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} < T = 0.728 \text{ s} < 3\text{s}$$

$$D = 2.5n \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times \left[\frac{0.5}{0.728} \right]^{2/3} = 1.71 \Rightarrow \mathbf{D = 1.71}$$

Du logiciel ETABS :

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	0	20176.351	3524.0173	3524.0173	0

$$V = \frac{0.15 \times 1.71 \times 1.2}{5} \times 20176.351 = 1242.05 \text{ KN} = 124.205 \text{ t}$$

$$V_x = V_y = V = 124,205 \text{ t}$$

$$V = 124.205 \times 0,8 = 99.364 \text{ t}$$

$$V_{X_{\text{dyn}}} = 172,12 \text{ t} > 80\% V = 99,364 \text{ t. Condition vérifiée.}$$

$$V_{Y_{\text{dyn}}} = 175,64 \text{ t} > 80\% V = 99,364 \text{ t. Condition vérifiée.}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

VI-4) 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.

D'après le RPA 99 (art 4-43) :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) .

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$\Delta_k = k - k-1$ avec : $\Delta_k < 1\% h_e$ (RPA 99 article 5.10) page 40.

Du logiciel ETABS :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY8	D8	E	0.012	0.0116
STORY7	D7	E	0.0106	0.0102
STORY6	D6	E	0.009	0.0087
STORY5	D5	E	0.0074	0.0071
STORY4	D4	E	0.0056	0.0055
STORY3	D3	E	0.0039	0.0038
STORY2	D2	E	0.0023	0.0023
STORY1	D1	E	0.001	0.001

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

NIV	δ_{ekx} (cm)	δ_{eky} (cm)	R	δ_{kx} (cm)	δ_{ky} (cm)	Δ_{kx}	Δ_{ky}	1% h_e (cm)	Dep Max (cm)
6	1.2	1.16	5	6	5.8	/	/	2.89	0.85
5	1.06	1.02	5	5.3	5.1	0.7	0.7	2.89	
4	0.9	0.87	5	4.5	4.35	0.8	0.75	2.89	
3	0.74	0.71	5	3.7	3.55	0.8	0.8	2.89	
2	0.56	0.55	5	2.8	2.75	0.9	0.8	2.89	
1	0.39	0.38	5	1.95	1.9	0.85	0.85	2.89	
RDC	0.23	0.23	5	1.15	1.15	0.8	0.75	2.89	
SS	0.1	0.1	5	0.5	0.5	0.65	0.65	4.5	

Conclusion :

Les déplacements de la structure sont admissibles.

VI- 5) Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 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 $\pm 0.05 L$, (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.

Soit :

C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

On doit vérifier que :

$$\|C_M - C_R\| \leq 15\% L$$

Story	Diaphragm	C_M	C_R	$\ C_M - C_R\ $	15% L	Condition
Niv 4.5	D1	7.939	10.021	2.082	3.83	C.V
Niv 7.39	D2	8.03	9.79	1.76	3.83	C.V
Niv 10.28	D3	8.03	9.532	1.502	3.83	C.V
Niv 13.17	D4	8.03	9.6	1.57	3.83	C.V
Niv 16.06	D5	8.03	9.571	1.541	3.83	C.V
Niv 18.95	D6	8.03	9.556	1.526	3.83	C.V
Niv 21.84	D7	8.04	9.546	1.506	3.83	C.V
Niv 24.73	D8	8.207	9.532	1.325	3.83	C.V

Conclusion :

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

VII) Ferrailage des poutres :**VII-1) Introduction :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- a- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- b- $G + Q$: à L'ELS.
- c- $G + Q + E$: RPA99 révisé 2003.
- d- $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

VII-2) Recommandations du RPA99 :❖ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.

Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

❖ **Armatures transversales :**

La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi \right\} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : ϕ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII-3) Etapes de calcul de ferrailage :

- 1) Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{b x d^2 x f_{bu}}$$

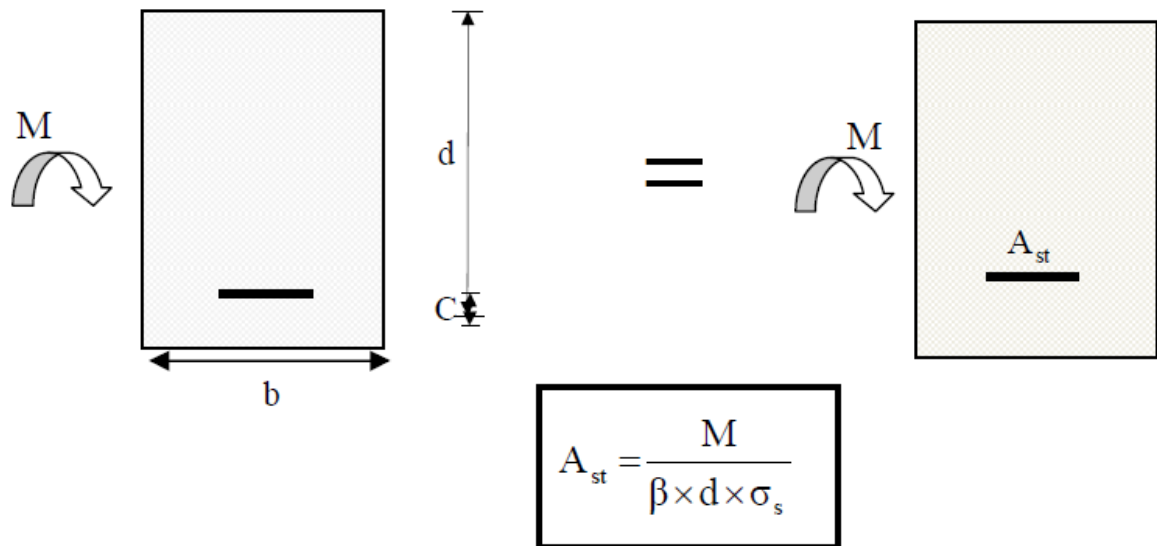
2) Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :

Le moment réduit limite μ_1 est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

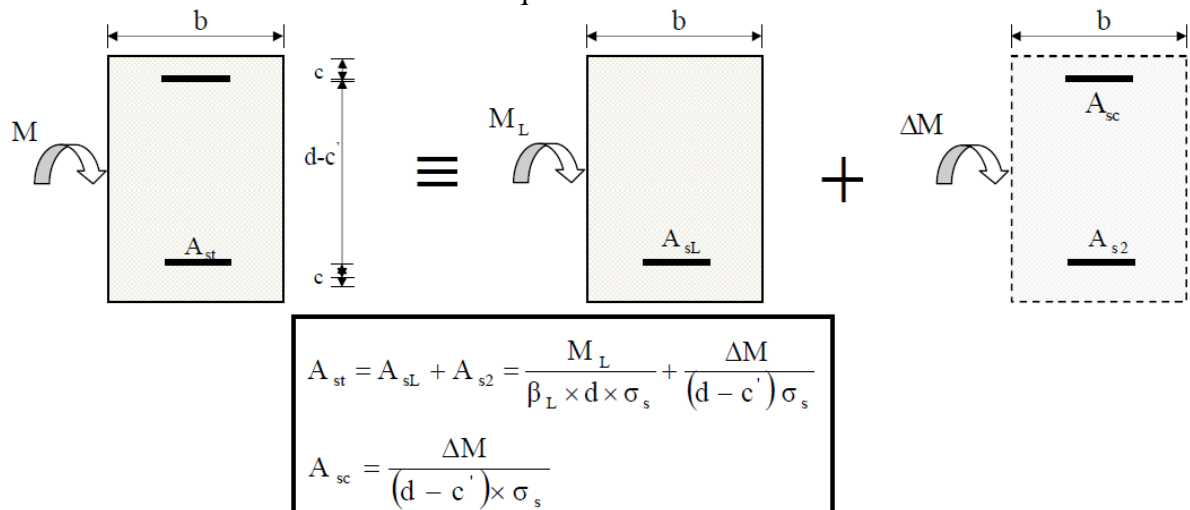
➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.



➤ **2er cas :** $\mu > \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



4) Ferraillage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous allons passer au ferraillage.

Exemple de calcul :

Poutre principale (30x35) : Niveau 6 :

$M = 35,98 \text{ KNm}$

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bxd^2xf_{bu}} = \frac{35,98 \times 10^6}{300 \times 325^2 \times 14,2} = 0,08 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \mu = 0,08 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_{\text{sup}} = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{35,98 \times 10^5}{0,958 \times 32,5 \times 348 \times 100} = 3,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sup adoptee}} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{inf adoptee}} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 42 \text{ cm}^2$$

VII-4) Ferrailage des poutres principales :

❖ Armatures en travées :

Etages	Mu(KNm)	Comb	Obs	A _s (cm ²)	A _s adop (cm ²)	ferrailage	
						filantes	chapeaux
6	68,09	GQE	SSA	5,83	8,01	3HA14+3HA12	
5	65,4	GQE	SSA	5,58	8,01	3HA14+3HA12	
4	68,09	GQE	SSA	5,83	8,01	3HA14+3HA12	
3	73,3	GQE	SSA	6,33	8,01	3HA14+3HA12	
2	75,89	GQE	SSA	6,58	8,01	3HA14+3HA12	
1	74,19	GQE	SSA	6,42	8,01	3HA14+3HA12	
RDC	67,16	GQE	SSA	5,75	8,01	3HA14+3HA12	
S-S	49,16	0,8G+E	SSA	4,09	8,01	3HA14+3HA12	

❖ Armatures supérieurs en appuis :

Etages	Mu(KNm)	Comb	Obs	A _s (cm ²)	A _s adop (cm ²)	ferrailage	
						filantes	chapeaux
6	89,73	ELU	SSA	8,98	10,65	3HA14	3HA16
5	97,7	ELU	SSA	9,92	10,65	3HA14	3HA16
4	97,63	ELU	SSA	9,91	10,65	3HA14	3HA16
3	98,05	GQE	SSA	8,84	10,65	3HA14	3HA16
2	99,37	GQE	SSA	8,98	10,65	3HA14	3HA16
1	99,51	GQE	SSA	9,00	10,65	3HA14	3HA16
RDC	92,27	GQE	SSA	8,23	10,65	3HA14	3HA16
S-S	82,73	ELU	SSA	8,19	10,65	3HA14	3HA16

❖ Armatures inférieurs en appuis :

Etages	Mu(KNm)	Comb	Obs	A _s (cm ²)	A _s adop (cm ²)	Ferrailage	
						filantes	chapeaux
6	50,87	GQE	SSA	4,25	10,65	3HA14+3HA12	
5	65,4	GQE	SSA	5,58	10,65	3HA14+3HA12	
4	68,09	GQE	SSA	5,83	10,65	3HA14+3HA12	
3	73,3	GQE	SSA	6,33	10,65	3HA14+3HA12	
2	75,89	GQE	SSA	6,58	10,65	3HA14+3HA12	
1	74,20	GQE	SSA	6,42	10,65	3HA14+3HA12	
RDC	67,11	GQE	SSA	5,74	10,65	3HA14+3HA12	
S-S	49,16	GQE	SSA	4,09	10,65	3HA14+3HA12	

VII-5) Ferrailage des poutres secondaires :

❖ Armatures en travées :

Etages	Mu(KNm)	Comb	Obs	A _s (cm ²)	A _s adop (cm ²)	Ferrailage	
						filantes	chapeaux
6	44,47	GQE	SSA	4,38	6,78	3HA12+3HA12	
5	53,16	GQE	SSA	5,31	6,78	3HA12+3HA12	
4	54,13	GQE	SSA	5,42	6,78	3HA12+3HA12	
3	55,37	GQE	SSA	5,55	6,78	3HA12+3HA12	
2	54,69	GQE	SSA	5,48	6,78	3HA12+3HA12	
1	51,41	GQE	SSA	5,12	6,78	3HA12+3HA12	
RDC	44,95	GQE	SSA	4,43	6,78	3HA12+3HA12	
S-S	31,86	GQE	SSA	3,08	6,78	3HA12+3HA12	

❖ Armatures supérieurs en appuis :

Etages	Mu(KNm)	Comb	Obs	A _s (cm ²)	A _s adop (cm ²)	Ferrailage	
						filantes	chapeaux
6	54,54	GQE	SSA	5,46	6,78	3HA12	3HA12
5	59,59	GQE	SSA	6,01	6,78	3HA12	3HA12
4	61,51	GQE	SSA	6,23	6,78	3HA12	3HA12
3	62,89	GQE	SSA	6,38	6,78	3HA12	3HA12
2	62,30	GQE	SSA	6,32	6,78	3HA12	3HA12
1	58,84	GQE	SSA	5,93	6,78	3HA12	3HA12
RDC	51,61	GQE	SSA	5,14	6,78	3HA12	3HA12
S-S	38,56	GQE	SSA	3,77	6,78	3HA12	3HA12

❖ Armatures inférieurs en appuis :

Etages	Mu(KNm)	Comb	Obs	A _s (cm ²)	A _s adop (cm ²)	Ferrailage	
						filantes	chapeaux
6	42,85	GQE	SSA	4,21	6,78	3HA12+3HA12	
5	48,25	GQE	SSA	4,78	6,78	3HA12+3HA12	
4	50,12	GQE	SSA	4,98	6,78	3HA12+3HA12	
3	51,72	GQE	SSA	5,15	6,78	3HA12+3HA12	
2	51,55	GQE	SSA	5,14	6,78	3HA12+3HA12	
1	48,73	GQE	SSA	4,83	6,78	3HA12+3HA12	
RDC	42,56	GQE	SSA	4,18	6,78	3HA12+3HA12	
S-S	30,67	GQE	SSA	2,96	6,78	3HA12+3HA12	

VII-6) Vérifications des poutres à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91modifiées99)

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

$$\text{❖ Poutres principales : } A_{\text{min}} = 0,23 \times 0,30 \times 0,325 \times \frac{2,1}{400} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{travée}} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,18 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{appuis}} = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,18 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{❖ Poutres secondaires : } A_{\text{min}} = 0,23 \times 0,3 \times 0,275 \times \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{travée}} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,996 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{appuis}} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,996 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

2) Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91 art A.5.1,1)

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \quad T_u^{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\text{Poutres principales } \tau_u = \frac{113.85 \times 10^3}{300 \times 325} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires } \tau_u = \frac{39.37 \times 10^3}{300 \times 275} = 0,477 \text{ MPa}$$

❖ Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisibles la contrainte doit vérifier :

$$\overline{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28} ; 5MPa\} = 3,25 \text{ MPa}$$

Poutres principales $\tau_u = 1,167 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa}$ condition est vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 0,477 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa}$ condition est vérifiée.

3) Influence de l'effort tranchants sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \overline{T}_u = 0,40x \frac{0.9x d x b x f_{c28}}{\gamma_b} = 0,40x \frac{0.9x 0,325x 0,3x 25x 10^3}{1,5} = 585 \text{ KN}$$

Poutres principales : $T_u = 113,85 \text{ KN} \leq \overline{T}_u = 585 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $T_u = 39,37 \text{ KN} \leq \overline{T}_u = 585 \text{ KN}$

Les conditions sont vérifiées.

4) Entraînement des barres (Art A.6.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 d \sum Ui} \leq \overline{\tau}_{se}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum Ui$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales : 3HA14

$$\sum Ui = n \pi \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13.188 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{113,85 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 131.88} = 2,95 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires : **3HA12**

$$\sum U_i = n \pi \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{39,37 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 113,04} = 1,40 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5) Longueur de scellement droits (Art A.6.1,22/BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \overline{\tau_{se}}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm, on prend } L_s = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

Pour $\Phi 12$: **$L_s = 45 \text{ cm}$**

Pour $\Phi 14$: **$L_s = 50 \text{ cm}$**

Pour $\Phi 16$: **$L_s = 55 \text{ cm}$**

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 l_s » pour barre à haute adhérence.

Pour les aciers HA ; donc $L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$, **$L_c = 20 \text{ cm}$** .

Pour les $\Phi 12$: **$L_c = 20 \text{ cm}$**

Pour les $\Phi 14$: **$L_c = 20 \text{ cm}$**

Pour les $\Phi 16$: **$L_c = 25 \text{ cm}$** .

6) Calcul des armatures transversales :

1-Poutres principales :

❖ Calcul des espacements :

$$\text{Zone nodale (appuis) : } St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} \text{ donc : } St \leq \min \{8,75; 19,2\}$$

$$\text{Soit : } St = \mathbf{8 \text{ cm.}}$$

$$\text{Zone courante (travée) : } St \leq \frac{h}{2} \text{ donc : } St \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } St = \mathbf{15 \text{ cm.}}$$

❖ Diamètres des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{14 ; 10 ; 30\} = 10 \text{ mm.}$$

\emptyset : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

On prend un cadre et un etrier en HA8 ($\emptyset_t = 8\text{mm}$).

La section des armatures transversale : $A_t = 0.003Stb = 0,72 \text{ cm}^2$

Donc nous adoptons **4HA8 = 2,01 cm²**.

2-Poutres secondaires :

❖ Calcul des espacements :

Zone nodale (appuis) : $St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset \right\}$ donc : $St \leq \min \{7,5; 14,4\}$

Soit : **St = 8 cm.**

Zone courante (travée) : $St \leq \frac{h}{2}$ donc : $St \leq 15 \text{ cm}$

Soit : **St = 15 cm.**

❖ Diamètres des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \emptyset; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12 ; 8,57 ; 30\} = 8,57 \text{ mm.}$$

\emptyset : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

On prend un cadre et un etrier en HA8 ($\emptyset_t = 8\text{mm}$).

La section des armatures transversale : $A_t = 0.003Stb = 0,72 \text{ cm}^2$

Donc nous adoptons **4HA8 = 2,01 cm²**.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

3-Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires , la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$

VII-7) Vérification à l'ELS :**❖ Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

Les vérifications qui leurs sont relatives :

Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

Etat limita de résistance du béton à la compression.

Etat limite de déformation :

1) Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Les sections adoptées seront vérifiées a l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{d b_0}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales :**En travées :**

NIV	Ms (KNm)	Aadop (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
6	29,77	4,62	0,473	0,896	33,08	221,28	6,7	348	15	C.V
5	29,49	4,62	0,473	0,896	33,08	219,20	6,62	348	15	C.V
4	29,56	4,62	0,473	0,896	33,08	219,72	6,64	348	15	C.V
3	29,59	4,62	0,473	0,896	33,08	219,94	6,64	348	15	C.V
2	29,62	4,62	0,473	0,896	33,08	220,16	6,65	348	15	C.V
1	29,64	4,62	0,473	0,896	33,08	220,31	6,66	348	15	C.V
RDC	29,62	4,62	0,473	0,896	33,08	220,16	6,65	348	15	C.V
S-S	26,23	4,62	0,473	0,896	33,08	194,96	5,90	348	15	C.V

Aux appuis :

NIV	Ms (KNm)	Aadop (cm ²)	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
6	65,48	10,65	1,092	0,856	19,72	222,88	11,30	348	15	C.V
5	73,06	10,65	1,092	0,856	19,72	248,70	12,61	348	15	C.V
4	72,27	10,65	1,092	0,856	19,72	246,00	12,47	348	15	C.V
3	71,00	10,65	1,092	0,856	19,72	241,67	12,25	348	15	C.V
2	69,42	10,65	1,092	0,856	19,72	236,30	11,98	348	15	C.V
1	66,94	10,65	1,092	0,856	19,72	227,85	11,55	348	15	C.V
RDC	64,22	10,65	1,092	0,856	19,72	218,60	11,08	348	15	C.V
S-S	60,48	10,65	1,092	0,856	19,72	205,86	10,44	348	15	C.V

❖ **Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires :****En travées :**

NIV	Ms (KNm)	Aadop (cm ²)	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
6	21,31	4,62	0,56	0,888	29,64	188,88	6,37	348	15	C.V
5	21,92	4,62	0,56	0,888	29,64	194,29	6,55	348	15	C.V
4	20,87	4,62	0,56	0,888	29,64	184,98	6,24	348	15	C.V
3	19,53	4,62	0,56	0,888	29,64	173,10	5,84	348	15	C.V
2	17,63	4,62	0,56	0,888	29,64	156,26	5,27	348	15	C.V
1	15,12	4,62	0,56	0,888	29,64	134,01	4,52	348	15	C.V
RDC	11,85	4,62	0,56	0,888	29,64	105,03	3,54	348	15	C.V
S-S	7,54	4,62	0,56	0,888	29,64	66,83	2,25	348	15	C.V

Aux appuis :

NIV	Ms (KNm)	Aadop (cm ²)	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
6	24,92	6,78	0,821	0,870	23,46	162,63	6,93	348	15	C.V
5	29,82	6,78	0,821	0,870	23,46	194,61	8,29	348	15	C.V
4	28,60	6,78	0,821	0,870	23,46	186,65	7,95	348	15	C.V
3	27,08	6,78	0,821	0,870	23,46	176,73	7,53	348	15	C.V
2	24,86	6,78	0,821	0,870	23,46	162,24	6,91	348	15	C.V
1	21,93	6,78	0,821	0,870	23,46	143,12	6,10	348	15	C.V
RDC	18,31	6,78	0,821	0,870	23,46	119,49	5,09	348	15	C.V
S-S	14,20	6,78	0,821	0,870	23,46	92,67	3,95	348	15	C.V

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

2) ELS vis-à-vis des déformations :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

❖ Calcul de la flèche :

Dans notre cas la flèche est donnée par le logiciel ETABS :

Selon le Sens (xx) : $f_{\max} = 0.8779 \text{ mm}$

Selon le Sens (yy) : $f_{\max} = 0.8779 \text{ mm}$

Valeurs limites de la flèche :

$$\text{Pour } L \leq 5\text{m } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{465}{500} = 9,3 \text{ mm}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

Conclusion :

La condition de flèche est vérifiée.

VIII.1) Introduction :

Le calcul se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

$1.35 G + 1.5 Q$	→	à l'ELU
$G + Q \pm E$	→	RPA 2003
$0,8G \pm E$	→	RPA 2003

VIII.2) Recommandation du RPA 2003 :**VIII.2.a) Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % de la section transversale de béton (Zone IIa).
Poteaux (40x40) $A_{\min} = 0,008 \times (40 \times 40) = 12,8 \text{ cm}$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)
Poteaux (40x40) $A_{\max} = 0,04 \times (40 \times 40) = 64 \text{ cm}$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)
Poteaux (40x40) $A_{\max} = 0,06 \times (40 \times 40) = 96 \text{ cm}$

-Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal $L = 40\Phi_R$ (zone IIa)

-La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 $L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

VIII.2.b) Les armatures transversales :

-Les armatures transversales des sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau. } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$S_t \leq \text{Min} (10 \varnothing_1^{\text{min}} ; 15 \text{ cm}) \longrightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S'_t \leq 15 \varnothing_1 \longrightarrow \text{en zone courante}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$S'_t = 15 \text{ cm}$$

-La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{B \times S_t}$ en % est donné comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_{\text{min}} = 3\%$$

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

VIII.3) Calcul du ferrailage :

❖ Etape de calcul en flexion composée :

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \quad \text{Alors la section est partiellement comprimée}$$

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \quad \text{Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante}$$

$$N_u (d-c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \longrightarrow (A)$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \longrightarrow \text{moment fictif}$$

Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

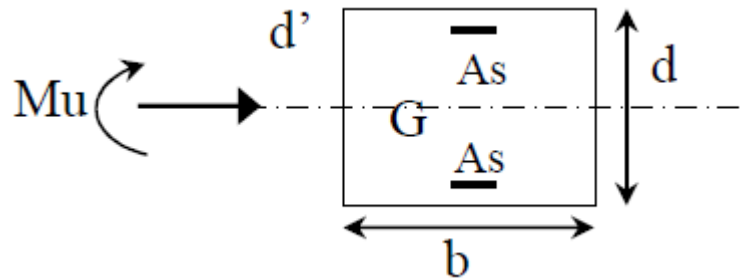
$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculé A_1 et A_1'

$$\mu_r = 0.392 \quad A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$



Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d-c) - M_f > (0.5 h - c) b h f_{bc} \longrightarrow (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_s' = \frac{M - (d - 0.5 h) b \cdot h f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_s = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b h^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Les résultats seront donnés par les tableaux suivants :

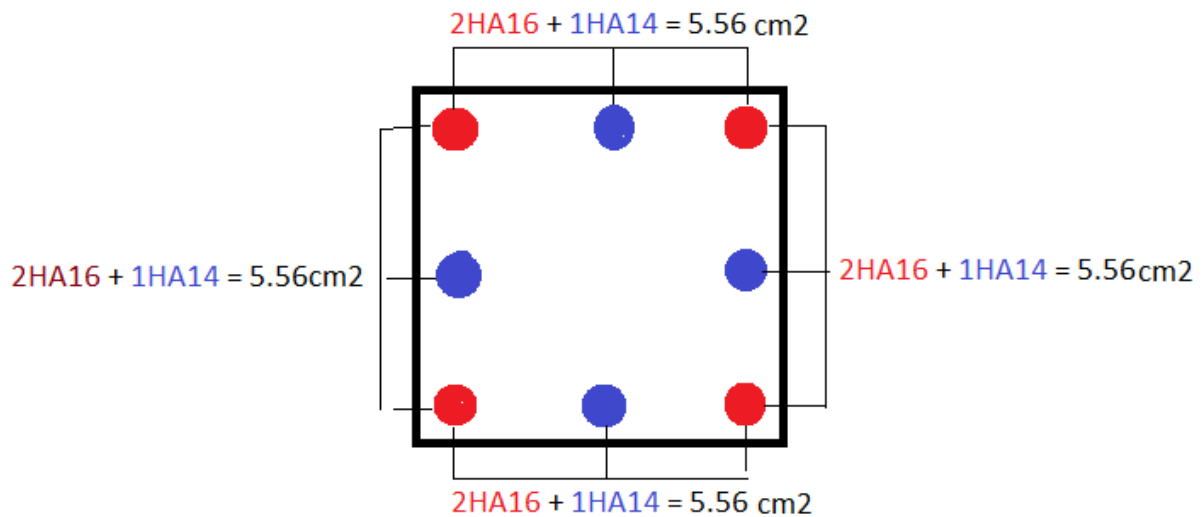
	Etat limite ultime		Combinaison accidentelles	
$N_{c_{max}} \longrightarrow M_{corres}$	$N_{c_{max}}=1622.22 \text{ KN}$		$N_{c_{max}}=1271.5 \text{ KN}$	
	$M_3=0.99 \text{ KNm}$	$M_2=2.03 \text{ KNm}$	$M_3=8 \text{ KNm}$	$M_2=12.48 \text{ KNm}$
	$A_{s3}=0.00$	$A_{s2}=0.00$	$A_{s3}=0.00$	$A_{s2}=0.00$
$N_{c_{min}} \longrightarrow M_{corres}$	$N_{c_{min}}=13.93 \text{ KN}$		$N_{c_{min}}=85. \text{ KN}$	
	$M_3=5.24$	$M_2=12.49$	$M_3=9.17$	$M_2=24.09$
	$A_{s3}=0.17$	$A_{s2}=0.66$	$A_{s3}=0.00$	$A_{s2}=0.53$
$M_{3_{max}} \longrightarrow N_{corres}$	$M_{3_{max}}=31.02 \longrightarrow N_{cores}=98.88$		$M_{3_{max}}=74.00 \longrightarrow N_{cores}=22.56$	
	$A_{s3}=0,84 \text{ cm}^2$		$A_{s3}=4.92 \text{ cm}^2$	
$M_{2_{max}} \longrightarrow N_{corres}$	$M_{2_{max}}=45.95 \longrightarrow N_{cores}=55.22$		$M_{2_{max}}=73.7 \longrightarrow N_{cores}=22.68$	
	$A_{s2}=2.47 \text{ cm}^2$		$A_{s2}=4.90 \text{ cm}^2$	

Poteau 40x40 :

Sens xx : $A_{s3 \text{ max}} = 4.92 \text{ cm}^2$

Sens yy : $A_{s2 \text{ max}} = 4.90 \text{ cm}^2$

On opte pour le ferraillage suivant :



La section totale de $4HA16 + 4HA14 = 14.19 \text{ cm}^2$ est supérieur a la section minimale exigée par le RPA ($A_{s_{min}} = 12.8 \text{ cm}^2$)

VIII.4) Vérification à L'ELS:

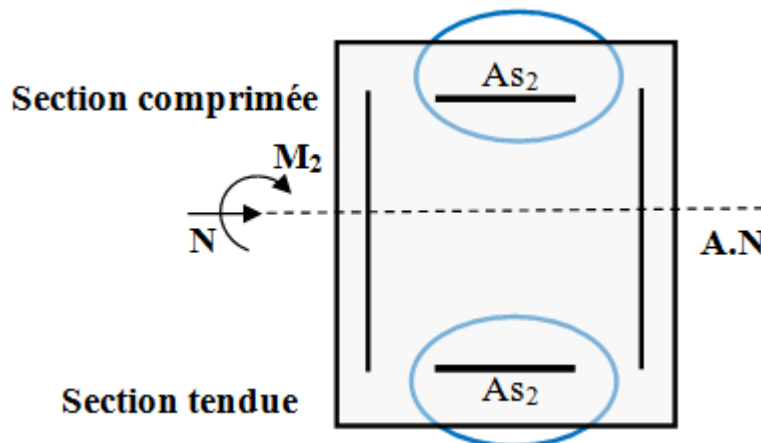
❖ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et 2-2.



La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $AS_{2\text{adopté}}$.

Aciers comprimés : $AS_{2\text{adopté}}$.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Remarque :

Le même raisonnement sera suivi pour le sens 3-3.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Les contraintes précédées d'un signe négatif sont des tractions.

Sens 3-3 :

Combinaisons	N (KN)	M ₃ (KN.m)	A _{s3} (cm ²)	σ _{bs} (MPa)	σ _{ss} (MPa)	σ _{bi} (MPa)	σ _{si} (MPa)
N _{max} → M _{3corres}	1185.51	0.819	5.56+5.56	6.8	101.4	6.6	99.9
N _{min} → M _{3corres}	10.32	3.878	5.56+5.56	0.5	5.9	-12.4	0
M _{3max} → N _{corres}	72.51	22.604	5.56+5.56	2.9	35.2	-63.9	0

Sens 2-2 :

Combinaisons	N (KN)	M ₂ (KN.m)	A _{s3} (cm ²)	σ _{bs} (MPa)	σ _{ss} (MPa)	σ _{bi} (MPa)	σ _{si} (MPa)
N _{max} → M _{2corres}	1185.51	1.487	5.56+5.56	6.8	102.1	6.6	99.2
N _{min} → M _{2corres}	10.32	9.246	5.56+5.56	1.2	12.7	0	-40.6
M _{2max} → N _{corres}	40.66	33.421	5.56+5.56	4.2	46.4	0	-144

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

❖ **Vérification contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à **0.075**. et donc $\bar{\tau}_{bu}=1.875 \text{ Mpa}$.

Poteau 40x40 :

Sens 2-2 :

$$\tau_u = \frac{47.18 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.318 \text{ Mpa}$$

Sens 3-3 :

$$\tau_u = \frac{46.99 \times 10^3}{370 \times 400} = 0.317 \text{ Mpa}$$

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont admissibles.

❖ **Condition de non fragilité :**

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante.

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Sens 3-3 :

Combinaisons	N (KN)	M ₃ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{3corres}	1185.51	0.819	0.069	4.42	14.19
N _{min} → M _{3corres}	10.32	3.878	36.69	1.21	14.19
M _{3max} → N _{corres}	72.51	22.604	31.17	1.05	14.19

Sens 2-2 :

Combinaisons	N (KN)	M ₂ (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{2corres}	1185.51	1.487	0.125	4.44	14.19
N _{min} → M _{2corres}	10.32	9.246	91.33	1.57	14.19
M _{2max} → N _{corres}	40.66	33.421	82.19	1.55	14.19

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

VIII.5) Calcul des armatures transversales :**❖ Diamètre des armatures transversales :**

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour **4HA8= 2.01cm²**

❖ Espacement armatures transversales:

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

❖ Elancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Avec: } l_f = 0.707 l_0 = 0.707 \times 4.5 = 3.18 \text{ m}$$

L'élancement géométrique λ est égal à $3.18/0.4 = 7.95$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ sera pris égal à **2.50**.

La section d'armatures transversale est égal à **$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$**

L'effort tranchant max est égale à **$V_u = 47.18 \text{ Kn}$** .

Application numérique :

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{2.01 \times 40 \times 400}{2.5 \times 47.18 \times 10^3} = 27.26 \text{ cm}$$

❖ **Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm}) < (14\text{cm}, 15\text{cm})$$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante :

$$S_t' \leq 15 \varnothing_1^{\min} < 21\text{cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:**

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

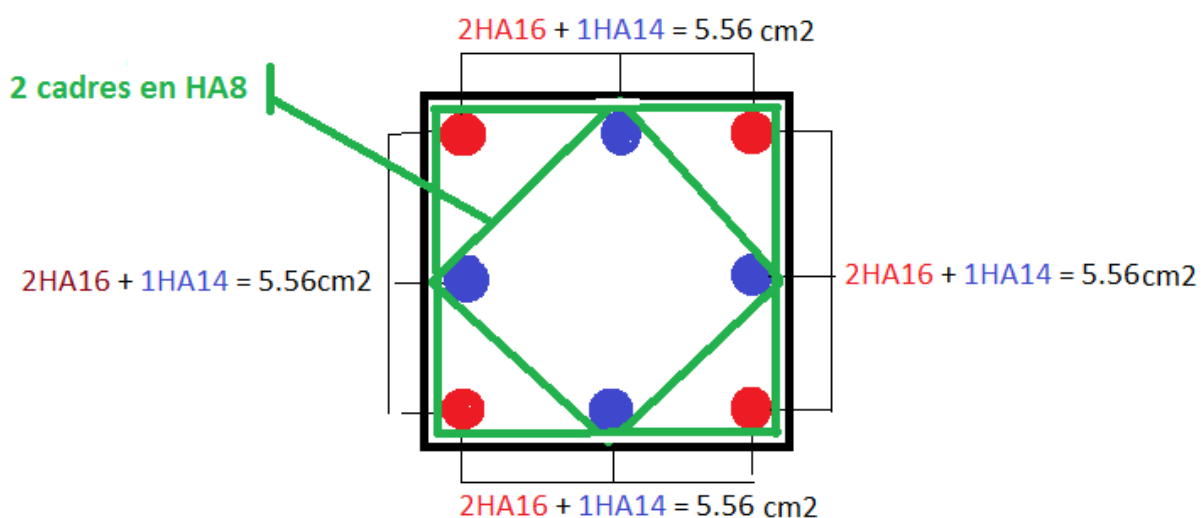
$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

Poteaux :

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :



IX) Ferrailage des voiles :**IX.1) Introduction :**

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

IX.1.1) Exposé de la méthode de calcul:

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes pour des bandes verticales de largeur « **d** » :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2l/3)$$

l : longueur de la zone comprimé.

h_e : hauteur libre de l'étage.

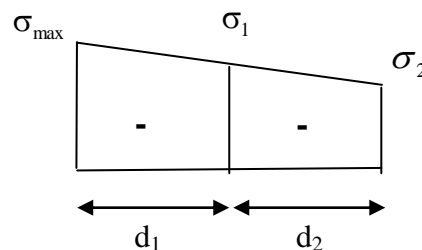
En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**SEC**)
- Section partiellement comprimé (**SPC**)
- Section entièrement tendue (**SET**)

❖ Ferrailage section entièrement comprimé :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ MPa

Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ MPa

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

❖ **Ferrailage section entièrement tendue :**

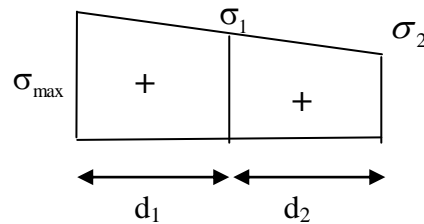
$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

**Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

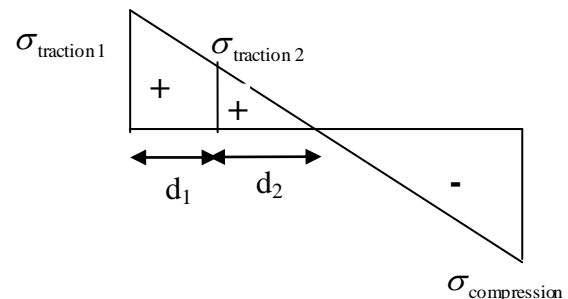
$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

❖ **Ferrailage section partiellement comprimé :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction}1} + \sigma_{\text{traction}2}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction}1}}{2} \cdot d \cdot e$$



La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armatures verticales minimales :

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

1) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3):

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\% B$

Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\% B$

2) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

3) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

4) Dispositions constructives :

• Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30\text{cm}\} \quad \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

• Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

IX-1-2) Vérification des contraintes de cisaillement :

(Art 7.7.2 RPA):

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa}$.

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1.4 \cdot V_{u,\text{calcul}}$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

Art 5.1.1 BAEL 91 :

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

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 3.26 \text{Mpa}$.

IX-1-3) Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à **15 MPa**.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A}$$

IX-1-4) Exemples de calculs :

Soit a calculer le ferrailage du voile W61 de longueur $L=3\text{m}$ du 2^{ème} étage et d'épaisseur $e=0,25\text{m}$.

$\sigma_{max} = 3895,81 \text{ KN/m}^2$ (Traction).

$\sigma_{min} = - 595,28 \text{ KN/m}^2$ (Compression).

1) Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile qui sont comme suit :

$$L_c = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Avec :

L_c : longueur comprimée.

L : longueur du voile.

$$\text{AN : } L_c = \frac{595,28}{3895,81 + 595,28} \times 3 = 0,4 \text{ m}$$

Donc: $L_c = 0,4 \text{ m}$

$$L_t = 2,6 \text{ m}$$

2) Détermination de la longueur de la bande (d) :

$$d \leq \min \left[\frac{2,89}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right] = 1,445 \text{ m}$$

On opte pour $d = 1\text{m}$ donnée par le maillage en 3 parties.

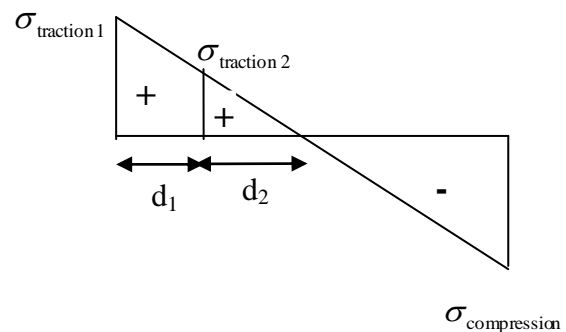
Bande 1 de longueur d_1 (bande extrême).

Bande 2 de longueur d_2 (bande centrale).

3) Ferrailage des voiles :

Pour le calcul du ferrailage on s'intéressera aux parties tendues des voiles, on déterminant à chaque fois la longueur L_t .

Pour ce qui est des parties comprimées ; nous avons une contrainte maximale de compression $\sigma_{com} = 8230,4 \text{ KN/m}^2$, le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet effort de compression.



Donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferrailés avec le ferrailage minimum.

4) Calcul de la section d'acier :

Bande 1:

$$\sigma_t = 3895,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 2397,42 \text{ KN/m}^2$$

On a $d_1 = d = 1 \text{ m}$.
 $e = 0,25 \text{ m}$.

L'effort normal dans la bande 1 est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \times d_1 \times e = 786,65 \text{ KN}$$

La section d'armatures nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{786,65 \times 10^3}{400 \times 100} = 19,66 \text{ cm}^2$$

Bande 2:

$$\sigma_1 = 2397,42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 899,03 \text{ KN/m}^2$$

On a : $d_2 = 1 \text{ m}$.

L'effort normal dans la bande 1 est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d_2 \times e = 412,05 \text{ KN}$$

La section d'armatures nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{412,05 \times 10^3}{400 \times 100} = 10,37 \text{ cm}^2$$

5) Armatures verticales adoptée /nappe /bande :

Bande 1 : $\frac{A_{v1}}{2} = 9,83 \text{ cm}^2$; on adopte 7HA14 = 10,77 cm².

Bande 2 : $\frac{A_{v2}}{2} = 5,18 \text{ cm}^2$; on adopte 7HA12 = 7,91 cm².

6) Vérifications à l'ELU :

❖ Pourcentage minimal par bande tendue:

Le pourcentage minimal exigé par le **RPA** pour chaque bande tendue est de 0.2 %.
 Par conséquent chaque bande devra être ferrailée avec une section d'armature supérieur à :

$A_{\min} = 0.002 \times 100 \times 25 = 5 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

❖ **Pourcentage minimal dans le voile :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{300 \times 25 \times 2.1}{400}; \frac{300 \times 25 \times 0.15}{100} \right) \text{ Donc : } A_{\min} = 39,37 \text{ cm}^2$$

La section totale adopté dans le voile est égale à :

$14\text{HA}14 + 14\text{HA}12 = 58,9 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

❖ **Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4}; 0,15\% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left(\frac{(58,9)}{4}; \frac{0.15 \times 300 \times 25}{100} \right)$$

$$A_h \geq 14,72 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \frac{14,72}{2} = 7,36 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

On adopte : 15 HA 10 (e=20cm) = 11,78 cm²

❖ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (05) épingle en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

❖ **Vérification des contraintes :**

L'effort tranchant V_u est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement S_{12} par la surface de cisaillement : $V_u = S_{12} \cdot d \cdot e$

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{159,54 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 1000} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 159,54 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 1000} = 1,00 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,00 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

7) **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{648,19 \times 10^3}{250 \times 1000 + 15 \times 58,9 \times 10^2} = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

8) Tableau de ferrailage des différents voiles :

		Voile W61	Voile W35	Voile W23	Voile W39
L (m)		3,00	2,50	3,00	2,00
ep (m)		0,25	0,25	0,25	0,20
Nature de la section		SPC	SET	SET	SET
d (m)		1,00	1,25	1,00	1,00
Bande 1	N1 (KN)	786,65	56,66	198,23	82,81
	A_{v1} (cm ²)	19,66	1,41	4,95	2,07
Bande 2	N2 (KN)	412,05	51,23	165,02	700,07
	A_{v2} (cm ²)	10,37	1,28	4,12	1,75
A_{min}/bande (cm²)		5	6,25	5	4
A_1/bande (cm²) = $A_{v1}/2$		9,83	0,705	2,475	1,035
A_2/bande (cm²) = $A_{v2}/2$		5,18	0,64	2,06	0,875
Choix par nappe	A1 (cm ²)	7HA14=10,77	6HA14=9,23	7HA14=10,77	5HA14=7,70
	A2 (cm ²)	7HA12=7,91	6HA14=9,23	7HA12=7,91	5HA14=7,70
A_{total} adopté (cm²)		58,9	36,92	58,9	30,80
A_{min} voile (cm²)		39,37	32,81	39,37	21
Armatures horizontales/nappe(cm²)		7,36	4,68	7,36	3,85
Choix par nappe		15 HA10 (e = 20 cm) = 11,78 cm²			
Armatures transversales		5 Epingles HA8 /m²			
Effort tranchant V_u(Kn)		159,54	68,67	138,56	177,09
Contraintes cisaillement	τ_b (MPa)	1,00... CV	0,34... CV	0,86... CV	1,37... CV
	τ_u (MPa)	0,71... CV	0,24... CV	0,62... CV	0,98... CV
Contraintes ELS	Ns (KN)	648,19	803,70	855,68	663,72
	σ_{bc} (MPa)	1,91...CV	2,18...CV	2,53...CV	2,70...CV

9) Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées.

Les voiles de 3 m seront ferrillées comme suit :

❖ **Armatures verticales /nappe :**

7HA14 (e = 15 cm) + 7HA12 (e=15 cm) + 7 HA14 (e = 15 cm).

❖ **Armatures transversales :**

5 épingles en HA 8/mètre carré de surface.

❖ **Armatures horizontales / nappe :**

RDC+étages courants : 15 HA10 (e=20cm)

Sous-sol : 22HA10 (e=20cm)

Les voiles de 2,5 m seront ferrillées comme suit :

❖ **Armatures verticales /nappe :**

6 HA14 (e = 20 cm) + 6HA14 (e=20 cm).

❖ **Armatures transversales :**

5 épingles en HA 8/mètre carré de surface.

❖ **Armatures horizontales /nappe :**

RDC+étages courants : 15 HA10 (e=20cm)

Sous-sol : 22HA10 (e=20cm)

Les voiles de 2,0 m seront ferrillées comme suit :

❖ **Armatures verticales /nappe :**

5 HA14 (e = 20 cm) + 5HA14 (e=20 cm).

❖ **Armatures transversales :**

5 épingles en HA 8/mètre carré de surface.

❖ **Armatures horizontales /nappe :**

Sous-sol : 22HA10 (e=20cm)

RDC+étages courants : 15 HA10 (e=20cm)

Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

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 résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondations selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

1) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du sol.

2) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

2.1) Semelle isolée :

Vue que notre structure comporte des voiles disposés dans les trois sens, l'option des semelles isolées est écartée.

2.2) Semelles filantes :**Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

 σ_{sol} : Capacité portante du sol**B** : Largeur de la semelle**L** : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Voiles	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B . L (m ²)
VL ₁	743.92	3	1.24	3.72
VL ₂	648.19	3	1.08	3.24
VL ₃	803.7	2.5	1.6	4
VL ₄	793.94	2	1.98	3.96
VL ₅	855.68	3	1.42	4.26
VL ₆	855.68	1.5	2.85	4.275
VL ₇	663.72	2.2	1.5	3.3
				26.755

Soit une section totale $S_v = 2 \times S = 53.51 \text{ m}^2$ **Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux file D,E,5 et 6 :**

Poteaux	N _i (KN)	N _i totale (KN)	Moment (KN.m)	e _i (m)	N _i .e _i (KN.m)
A 2	1016.25	2971.19	1.561	-5.2	-5284.5
A 3	945.28		0.938	0	0
A 4	1009.66		-1.81	5.2	5250.23

Détermination des coordonnées de la résultante :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M}{N_i \text{ to}} = 0.01$$

Distribution de la réaction par mètre linéaire des semelles

$$e = 0.01 < \frac{L}{6} = \frac{9.25}{6} = 1.54 \text{ m} \rightarrow \text{La répartition des charges est trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{2971.19}{10.4} \left(1 - \frac{6 \times 0.01}{10.4} \right) = 283.97 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{2971.19}{10.4} \left(1 + \frac{6 \times 0.01}{10.4} \right) = 287.33 \text{ KN / ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{2971.19}{10.4} \left(1 + \frac{3 \times 0.01}{10.4} \right) = 286.51 \text{ KN / ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{286.51}{200} = 1.43 \rightarrow B = 1.5 \text{ [m].}$$

La surface de la semelle sous poteaux est de : $1.50\text{m} \times 10.4\text{m} = 15.6 \text{ m}^2$.

On a quatre semelles identique donc : $15.6 \text{ m}^2 \times 4 = 62.4 \text{ m}^2$.

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux file 2,3 et 4 :

Poteaux	N_i (KN)	N_i totale (KN)	Moment (KN.m)	e_i (m)	$N_i \cdot e_i$ (KN.m)
A	372.38	3622.5	-0.075	-7.852	-2923.93
B	673.79		0.042	-4.825	-3251.04
C	579.34		0.548	-1.475	-854.53
D	708.96		-3.054	1.225	868.48
E	502.93		-0.792	4.625	2326.05
F	785.10		-1.081	7.875	6182.66

Détermination des coordonnées de la résultante :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M}{N_i \text{ to}} = 0.6$$

Distribution de la réaction par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.01 < \frac{L}{6} = \frac{16.85}{6} = 2.8 \text{ m} \rightarrow \text{La répartition des charges est trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{3622.5}{16.85} \left(1 - \frac{6 \times 0.01}{16.85} \right) = 214.22 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{3622.5}{16.85} \left(1 + \frac{6 \times 0.01}{16.85} \right) = 215.75 \text{ KN / ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{3622.5}{16.85} \left(1 + \frac{3 \times 0.01}{16.85} \right) = 215.37 \text{ KN / ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{215.37}{200} = 1.07 \longrightarrow B = 1.2 \text{ m.}$$

La surface de la semelle sous poteaux est de : $1.20 \text{ m} \times 16.85 \text{ m} = 20.22 \text{ m}^2$.

On a quatre semelles identique donc : $20.22 \text{ m}^2 \times 4 = 80.88 \text{ m}^2$.

La surface totale du bâtiment = 340.1 m^2 .

Surface totale des semelles sous voiles et poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 123.06 + 53.51 = 176.57 \text{ m}^2.$$

La surface des semelles représente **51.92%** de la surface totale, ce qui est inadmissible.

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

3) Etude du radier :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

3.1) Pré dimensionnement du radier :

❖ Epaisseur du tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad ; \quad \text{Avec : } L_{\max} = 4.75 \text{ m}$$

$$\underline{\text{A.N.}}: \quad h_d \geq \frac{470}{20} = 23.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ soit : } h_d = \mathbf{30 \text{ cm.}}$$

❖ Hauteur des nervures :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq L_{\max} / 10$$

$$\underline{\text{A.N.}}: \quad h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \rightarrow \text{ soit : } h_n = \mathbf{80 \text{ cm}} \text{ et } b_n = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

3.2) Détermination des efforts :

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont :

G1 : charges permanentes de la superstructure = 20176 , 351KN.

G2 : charges permanentes de l'infrastructure $G_{\text{rad}} + G_{\text{ner}}$.

$$G2 = [209.7 \text{ m}^2 \times 0.30 \times 25] + [130.4 \text{ m}^2 \times 0.80 \times 25] = 4180.75 \text{ KN}$$

Q1 : surcharge de la superstructure = 3911.15 KN

Q2 : surcharge du radier = 1190.35 KN

$$G = G1 + G2 = 24357.1 \text{ KN}$$

$$Q = Q1 + Q2 = 5101.5 \text{ KN.}$$

Combinaisons d'actions :

→ Etat limite ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 40534.33 \text{ KN}$$

→ Etat limite de service :

$$N_s = G + Q = 29458.60 \text{ KN}$$

3.3) Détermination de la surface du radier :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V \leq \bar{\sigma}$$

Etat limite de service :

$M_{SX} = 126.05 \text{ KN.m}$; $N_S = 29458.6 \text{ KN}$:

$$\sigma_1 = \frac{N_S}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{SX}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{29458.60}{340.1} + \frac{126.05}{25631.99} \times 8.03 = 86.65 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_S}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{SX}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{29458.60}{340.1} - \frac{126.05}{25631.99} \times 8.03 = 86.58 \text{ KN/m}^2 \geq 0$$

$M_{SY} = 117.94 \text{ KN.m}$; $N_S = 29458.6 \text{ KN}$:

$$\sigma_1 = \frac{N_S}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{SY}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{29458.6}{340.1} + \frac{117.94}{25631.99} \times 12.5 = 86.67 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_S}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{SY}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{29458.6}{340.1} - \frac{117.94}{25631.99} \times 12.5 = 86.55 \text{ KN/m}^2 \geq 0$$

Vérification en situation accidentelle :

$M_{EX} = 1709.85 \text{ KN.m}$; $N_E = 31180.25 \text{ KN}$:

$$\sigma_1 = \frac{N_E}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{EX}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{31180.25}{340.1} + \frac{1709.85}{25631.99} \times 12.5 = 92.51 \text{ KN/m}^2 \leq 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_E}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{EX}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{31180.25}{340.1} - \frac{1709.85}{25631.99} \times 12.5 = 91.61 \text{ KN/m}^2 \geq 0$$

$M_{EY} = 1045.26 \text{ KN.m}$; $N_E = 31180.25 \text{ KN}$:

$$\sigma_1 = \frac{N_E}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{EY}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{31180.25}{340.1} + \frac{1045.26}{25631.99} \times 8.03 = 92.01 \text{ KN/m}^2 \leq 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_E}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{EY}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{31180.25}{340.1} - \frac{1045.26}{25631.99} \times 8.03 = 91.35 \text{ KN/m}^2 \geq 0$$

Les contraintes calculées sont inférieures aux contraintes admissibles, la surface du radier sera égale à la surface du rez-de-chaussée.

Remarque :

Le BAEL impose un débord minimal donné par la relation suivante :

$$L_{\text{deb}} \geq \{30 \text{ cm} ; h/2\}$$

Nous adopterons un débord de **40 cm**.

❖ **Surface du radier :**

La surface totale du radier est $S_t = S_{RDC} + S_{deb} = 340.1 + 25.68 = 365.78 \text{ m}^2$

3.4) Détermination des efforts réels à la base du radier :❖ **Poids total du radier :**

P_{rad} = Poids du tablier + poids des nervures + poids du remblai + poids de la dalle flottante.

Volume du radier = $0,30 \times 365.78 + ((0,8 - 0,30) \times 130.4 \text{ m}^2) = 174.93 \text{ m}^3$

Volume du remblai = $(209.7 \text{ m}^2 \times 0.5 \text{ m}) = 104.85 \text{ m}^3$

Volume de la dalle flottante libre = $(209.7 \text{ m}^2 \times 0,15) = 31.45 \text{ m}^3$ ($e_p = 15 \text{ cm}$).

Poids du radier = $174.93 \text{ m}^3 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 4373.25 \text{ KN}$.

Poids du remblai = $104.85 \text{ m}^3 \times 17 \text{ KN/m}^3 = 1782.45 \text{ KN}$.

Poids de la dalle flottante = $31.45 \text{ m}^3 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 786.25 \text{ KN}$.

G_t = poids du radier + poids de la structure :

$G_t = 6941.95 + 20176,35 = 27118.3 \text{ KN}$.

Q_t = surcharge du radier + surcharge de la structure :

$Q_t = 5101.5 \text{ KN}$.

❖ **Combinaisons d'actions :**

Etat Limite Ultime :

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 44261.95 \text{ KN}$.

Etat Limite de Service :

$N_s = G + Q = 32219.8 \text{ KN}$.

3.5) Vérifications :**1) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 1 \text{ m}$; $d = 0.9 \times h_d = 0.27 \text{ m}$.

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\text{Max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_R} \times \frac{L_{\text{Max}}}{2} = \frac{44261.95 \times 1}{365.78} \times \frac{4.7}{2} = 284.36 \text{ [KN]}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{284.36}{1 \times 0.27 \times 10^3} = 1.05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 1,05 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

2) Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité sont $(x,y) = (8.03 ; 12.5) \text{ m}$.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_{xi} + S_i (X_i - X_G)] = 25631.99 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_{yi} + S_i (Y_i - Y_G)] = 25631.99 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal (N) dû aux charges verticales et à un moment de renversement (M) dû sollicitations horizontales.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{V}_0 \times \mathbf{h}$$

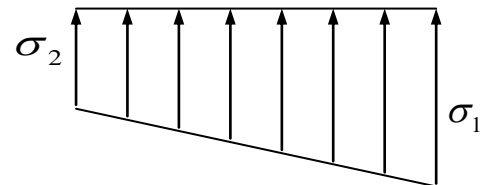
Avec : M_0 : moment à la base l'ouvrage.

V_0 : effort tranchant à la base.

h : profondeur de l'infras

La contrainte moyenne donnée par le diagramme :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



❖ **Sens x-x :**

Etat limite ultime :

$$M_{xu} = 402.96 + 1721.2 \times 0.9 = 1952.04 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 44261.95 \text{ KN.}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \cdot \sigma_{sol}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{44261.95}{365.78} + \frac{1952.04}{25631.99} \times 8.03 = 121.6 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{44261.95}{365.78} - \frac{1952.04}{25631.99} \times 8.03 = 120.39 \text{KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 121.6 + 120.39}{4} = 121.3 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{moy} = 121.3 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

Etat limite de service :

$M_{xs} = 293.8 + 1721.2 \times 0.9 = 1842.88 \text{ KN.m.}$

$N_s = 32219.8 \text{ KN.}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \cdot \sigma_{sol}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{32219.8}{365.78} + \frac{1842.88}{25631.99} \times 8.03 = 88.51 \text{N/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{32219.8}{365.78} - \frac{1842.88}{25631.99} \times 8.03 = 87.65 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 88.51 + 87.65}{4} = 88.3 \text{ [KN/m}^2 \text{]}$$

$\sigma_{moy} = 88.3 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

❖ **Sens y - y :**

Etat limite ultime :

$M_{yu} = 427.48 + 1756.4 \times 0.9 = 2008.24 \text{ KN.m.}$

$N_u = 44261.95 \text{ KN.}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{44261.95}{365.78} + \frac{2008.24}{25631.99} \times 12.5 = 121.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{44261.95}{365.78} - \frac{2008.24}{25631.99} \times 12.5 = 120.03 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 121.98 + 120.03}{4} = 121.49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 121.49 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Etat limite de service :

$$M_{ys} = 311.61 + 1756.4 \times 0.9 = 1892.37 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 32219.8 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{32219.8}{365.78} + \frac{1892.37}{25631.99} \times 12.5 = 89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{32219.8}{365.78} - \frac{1892.37}{25631.99} \times 12.5 = 87.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 89 + 87.16}{4} = 88.55 \text{ [KN/m}^2\text{]},$$

$$\sigma_{moy} = 88.55 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

3) Vérification au poinçonnement :

On pourra se dispenser de calculs plus approfondis, si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_c 28}{\gamma_b}$$

N_u : charge de calcul du poteau le plus sollicité = 1622.04 KN (B6)

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

Détermination des périmètres utiles :

❖ Poteau :

$$\mu = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 4.8 \text{ m.}$$

$$N_u = 1622.04 \text{ KN} \leq \frac{0,07 \times 4.8 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 4480 \text{ KN}.$$

$$N_u = 1622.04 \text{ KN} < 4480 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Voile :**

$$\mu = 2 \times (a' + b') = 2 \times (0.25 + 3 + 2.2) = 10.9 \text{ m}.$$

$$N_u = 1033.15 \text{ KN}.$$

$$N_u = 1033.15 \text{ KN} \leq \frac{0,07 \times 10.9 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 10173.33 \text{ KN}.$$

$$N_u = 1033.15 < 10173.33 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

4) Ferrailage du tablier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encadrée sur quatre cotés,

Deux cas se présentent à nous :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

4.1) Identification du panneau le plus sollicité :

Le radier est composé de 28 panneaux de dalles de différentes dimensions et encadrés sur leurs 4 côtés.

Afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, nous adopterons la même section d'armature en considérant le panneau le plus sollicité.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{350 - 40}{465 - 40} = 0.72 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

Etat limite ultime :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1 \text{ m} = 121.3 - \frac{6941.95}{365.78} = 102.32 \text{ KN/ml}$$

Etat limite de service :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = 88.3 - \frac{6941.95}{365.78} = 69.32 \text{KN/ml}$$

4.2) Calcul a l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.72 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.464 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{o-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 63.17 \text{ KN.m};$$

$$M_{o-y} = \mu_y \times M_x = 29.31 \text{ KN.m.}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0.85 : pour les moments en travées,

0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.30 : pour les moments sur appuis de rive.

$$\begin{aligned} \text{Moments sur appuis : } & M_{a-x} = 31.58 \text{ KN.m} \\ & M_{a-y} = 14.65 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Moments en travée : } & M_{t-x} = 53.69 \text{ KN.m} \\ & M_{t-y} = 24.91 \text{ KN.m.} \end{aligned}$$

❖ Ferrailage suivant x-x :

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{31.58 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0,030 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_{AX} = 3.41 \text{ cm}^2.$$

Soit : **6 HA14 = 9.24cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{53.69 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,0518 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_{tx} = 5.87 \text{ cm}^2.$$

Soit : **6 HA16 = 12.06cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

❖ **Ferraillage suivant y-y :**

Sur appuis :

$M_a = 24.91 \text{ KN.m}$

$A_{ay} = 1.57 \text{ cm}^2.$

Soit : **5 HA14= 7.70 cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

En travée :

$M_t = 24.91 \text{ KN.m}$

$A_{ty} = 2.68 \text{ cm}^2.$

Soit : **5 HA14 = 7.70cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	6 HA14/ml	5 HA14/ml
Armatures en travée	6 HA16/ml	5 HA14/ml

Remarque : les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

4.3) Vérification à l'état limite ultime :

❖ **Condition de non fragilité :**

Suivant L_x :

$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.72) / 2 = 0.000912.$

$A_{\min x} = W_x \times b \times h = 0.000912 \times 100 \times 30 = \mathbf{2.73cm^2} < \mathbf{9.24cm^2}.$

$A_{\min} < A_x \dots\dots\dots CV$

Suivant L_y :

$A_{\min y} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 30 \times 100 = \mathbf{2.4cm^2} < \mathbf{7.70cm^2}.$

$A_{\min} < A_y \dots\dots\dots CV$

❖ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x :

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

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Sens y-y :

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

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

4.4) Vérifications l'état limite de service :

Les vérifications seront faites suivant la petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.72 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0719 \\ \mu_y = 0.608 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 50.24 \text{ KN.m};$$

Moments sur appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 25.12 \text{ KN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 42.70 \text{ KN.m}$.

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

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Aux appuis :

$$\mu = 0.030 \rightarrow \alpha = 0.0381.$$

$$\alpha = 0.0381 < \frac{1.25-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.525 \dots \dots \dots \text{CV}$$

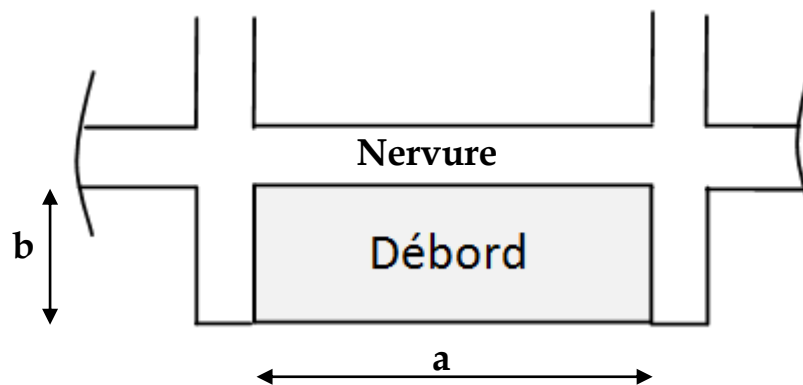
En travée :

$$\mu=0.0518 \rightarrow \alpha = 0.0667.$$

$$\alpha=0.0667 < \frac{1.25 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.525 \dots\dots\dots CV$$

5) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une plaque rectangulaire encastrée sur trois cotés, les moments en travée et sur appuis sont donnés par les tables de Czerny en fonction du rapport $\rho = b/a$,



❖ Calcul des sollicitations :

Sens x-x :

$$\rho = 0.4/2.7 = 0.14$$

Etat limite ultime : $q_u = 99.9 \text{ KN/ml}$

$$M_{A-X} = 10.55 \text{ KN.m} \rightarrow A_A = 1.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$M_{T-X} = 6.48 \text{ KN.m} \rightarrow A_T = 0.70 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Les armatures du tablier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord,

Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures du tablier seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

5.1) Vérifications aux états limites :

Toutes les conditions ont été vérifiées dans le calcul du tablier.

6) Ferrailage des nervures :

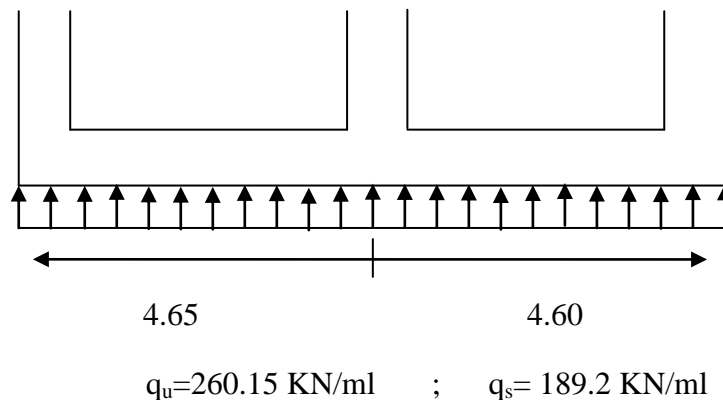
6.1) Calcul des efforts :

Pour les calculs des sollicitations nous utiliserons la méthode des trois moments, nous allons étudier 02 types de nervure. La résolution des systèmes d'équations donne les résultats suivants :

PLAN n° 1 :

Sens x-x :

Nervure de rive (file F) :



$b = 45 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; d = 77 \text{ cm}.$

le logiciel ETABS nous permet de calculer les moments, ainsi que les efforts tranchants et le traçage de leur diagramme au niveau de la fondation.

Moment sur appuis :

Appuis	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
1	315.63	229.55
2	310.72	225.97
3	305.76	222.37

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1-2	4.65	313.48	227.99
2-3	4.6	303.28	220.56

Efforts tranchants à l'ELU :

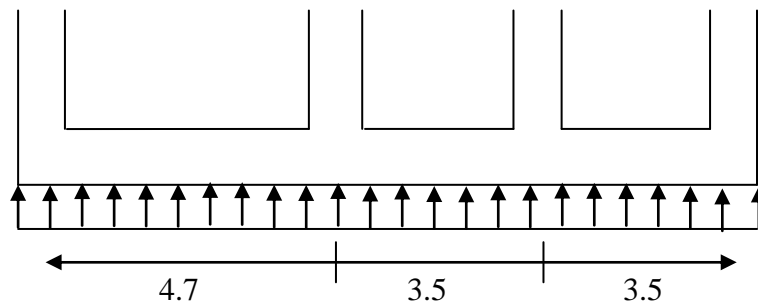
Travée	1-2	2-3
T_I	606.42	599.95
T_J	-603.28	-596.74

Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	1-2	2-3
T_I	441.04	436.33
T_J	-438.74	-433.99

Sens y-y :

Nervure centrale (file 3) :



$$q_u = 279.81 \text{ KN/ml} \quad ; \quad q_s = 203.5 \text{ KN/ml}$$

Moment sur appuis :

Appuis	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
D	200.47	145.79
E	170.97	124.34
F	273.86	199.17
G	378.54	275.30

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
D-E	3.50	193.72	140.90
E-F	3.50	131.29	95.48
F-G	4.7	380.00	276.40

Efforts tranchants à l'ELU :

Travée	D-E	E-F	F-G
T_I	502.25	445.79	624.31
T_J	-477.09	-533.54	-690.80

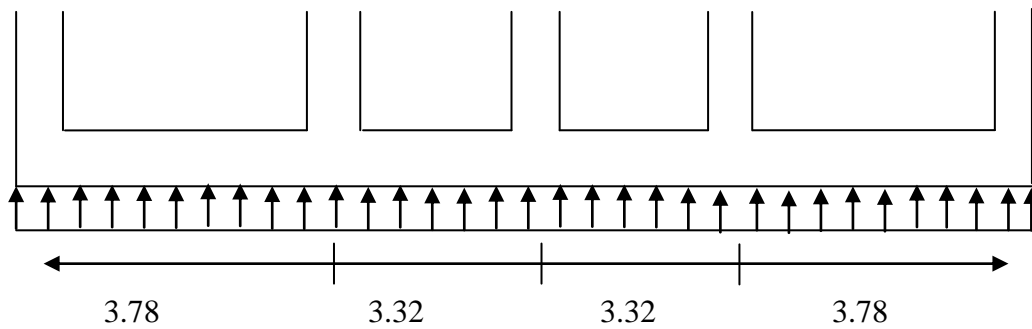
Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	D-E	E-F	F-G
T_I	365.27	324.22	454.05
T_J	-346.98	-388.03	-502.40

PLAN n° 2 :

Sens x-x :

Nervure de rive (file A):



$$q_u = 229.90 \text{ KN/ml} \quad ; \quad q_s = 167.20 \text{ KN/ml}$$

Moment sur appuis :

Appui	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1	192.40	139.93
2	163.55	118.95
3	131.78	95.84
4	163.55	118.98
5	192.40	139.93

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1-2	3,78	192.81	140.23
2-3	3,32	124.06	90.22
3-4	3,32	124.06	90.22
4-5	3,78	192.81	140.23

Efforts tranchants à l'ELU :

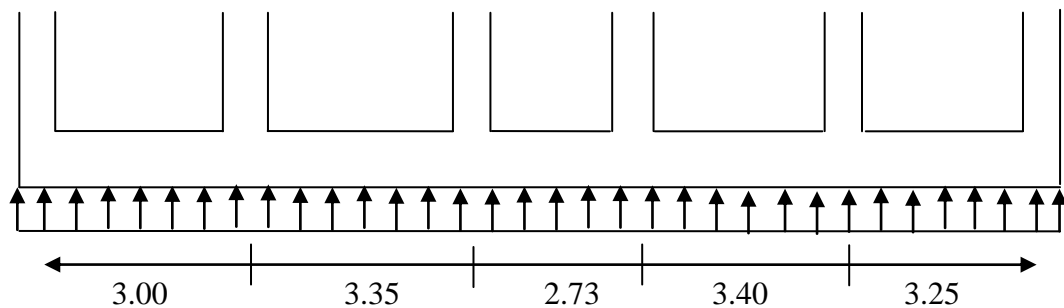
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
T_I	445.9	395.92	367.35	423.12
T_J	-423.12	-367.35	-395.92	-445.9

Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
T_I	324.29	287.94	267.16	307.72
T_J	-307.72	-267.16	-287.94	-324.29

Sens y-y :

Nervure centrale (file 4) :



$$q_u = 429.55 \text{ KN/ml} \quad ; \quad q_s = 312.4 \text{ KN/ml}$$

Moment sur appuis :

Appuis	ELU (KN.m)	ELS (KN.m)
A	197.68	143.77
B	258.39	187.90
C	222.20	161.60
D	224.11	163.00
E	280.00	203.65
F	241.64	175.74

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
A-B	3	190.04	138.21
B-C	3.35	313.18	227.77
C-D	2.73	89.24	64.90
D-E	3.40	316.23	229.98
E-F	3.25	226.65	164.77

Efforts tranchants à l'ELU :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
T_I	614.12	735.62	585.30	705.69	715.65
T_J	-674.53	-703.38	-587.38	-754.78	-680.39

Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
T_I	446.64	534.99	425.67	513.23	520.47
T_J	-490.56	-511.55	-427.18	-548.93	-490.83

❖ Calcul du ferrailage des nervures :

Le calcul des sections d'armatures se fera en considérant les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis, le tableau suivant donne les différentes sections calculées :

PLAN n° 1 :

Sens x-x :

Nervure de rive (file F) :

	Mu(KNm)	As(cm ²)	A _{ado} (cm ²)
En appuis	315.63	12.34	8 HA16=16.08
En travée	313.48	12.25	8 HA16=16.08

Sens y-y :

Nervure centrale (file 3) :

	Mu(KNm)	As(cm ²)	A _{ado} (cm ²)
En appuis	378.54	14.95	8 HA16=16.08
En travée	380.00	15.01	8 HA16=16.08

PLAN n° 2 : Sens x-x :

Nervure de rive (file A):

	Mu(KNm)	As(cm ²)	A _{ado} (cm ²)
En appuis	192.4	7.38	6 HA16=12.06
En travée	192.81	7.4	6 HA16=12.06

Sens y-y :

Nervure centrale (file 4) :

	Mu(KNm)	As(cm ²)	A _{ado} (cm ²)
En appuis	280.00	10.89	8 HA16=16.08
En travée	316.23	12.36	8 HA16=16.08

Remarque :

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est d'au moins 1 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 1\text{cm}^2 \times 0.8 = 0.8\text{cm}^2.$$

Nous adopterons une barre en HA12=1.13cm² comme armature de peau.

6.2) Vérifications à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 45 \times 77 \times 2.1}{400} = 4.18\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 4.18\text{cm}^2 < 12.06\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Etat limite ultime du béton de l'âme :**

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right\} = 2,34\text{Mpa}.$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{754.78 \times 10^3}{450 \times 770} = 2.17\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 2.17\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.34\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

6.3) Vérifications à l'ELS :

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

En appuis :

$$\mu = 0.10 \rightarrow \alpha = 0.132$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{378.54}{275.30} = 1.37$$

$$\alpha = 0.132 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha = 0.132 < 0.435 \dots \dots \dots \text{CV}$$

En travée :

$$\mu = 0.100 \rightarrow \alpha = 0.132$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{380}{276.4} = 1,37$$

$$\alpha = 0.132 < \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$$\alpha = 0.132 < 0.435 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Aucune vérification à l'ELS n'est nécessaire.

6.4) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \geq 0.33\phi_l$$

$$\rightarrow \phi_t \geq 5.28\text{mm.}$$

Soit : $\Phi_t = 10\text{mm.}$

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$.

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (Art.A.5.1,232 / BAEL91).

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{3.14 \times 0,9 \times 400}{(2.17 - 0.3 \times 2.1) \cdot 1.15 \times 45} = 14.18 \text{ cm}$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003):**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 1.6 \right\} = \min (20\text{cm}; 19.2\text{cm}) = \mathbf{19.2\text{cm}}$$

Soit : $S_{t\max} \leq \min(14.18\text{cm} ; 19.20\text{cm})=14.18\text{cm}$.

On opte pour **$S_{t\max}=10\text{ cm}$**

Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = 40\text{cm}.$$

On opte pour **$S_{t\max}=15\text{cm}$**

❖ **Vérification de la section minimale du RPA :**

$$At_{\min} = 3\text{‰}St \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025\text{cm}^2.$$

$$\mathbf{At}_{\text{adopté}} > \mathbf{At}_{\min} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

7) Etude du voile périphérique :

Introduction :

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il transmet au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure comme il assure la fonction de soutènement.

7.1) Pré dimensionnement du voile périphérique de soutènement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 (art10.1.2) pour le voile périphérique est de 15cm, on opte pour une épaisseur de **20cm**

❖ Contraintes de sollicitations :

Le voile périphérique est aussi conçu pour retenir la totalité des poussées de terres, dont les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_H et σ_V

σ_H : Contraintes horizontales

σ_V : Contraintes verticales

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2(\pi/2 - \varphi/2)$$

Avec K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

- Caractéristiques du sol :

$$\gamma = 1.8\text{t/m}^3$$

$$q = 1\text{ t/m}^2 \text{ surcharge éventuelle}$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2(180/4 - 30/2) = 0.333$$

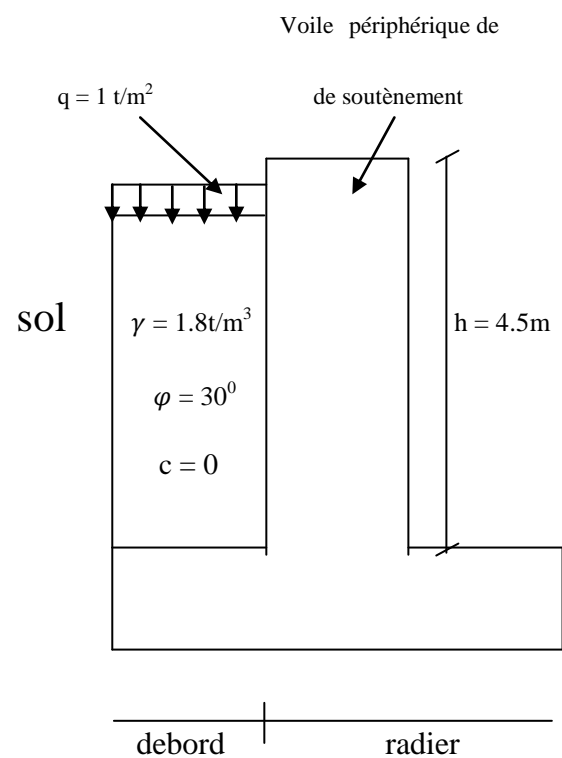


Fig X-1 : Schéma du mur de soutènement

7.2) Calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0\text{m} \longrightarrow \sigma_{H1} = 0.333 \times 1.5 \times 1 = 0.499 \text{ t/m}^2$$

$$h = 4.5\text{m} \longrightarrow \sigma_{H2} = 0.333 \times (1.35 \times 1.8 \times 4.5 + 1.5 \times 1) = 4.14 \text{ t/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0\text{m} \longrightarrow \sigma_{H1} = 0.333 \times 1 = 0.333 \text{ t/m}^2$$

$$h = 4.08\text{m} \longrightarrow \sigma_{H2} = 0.333 \times (1.8 \times 4.5 + 1) = 3.03 \text{ t/m}^2$$

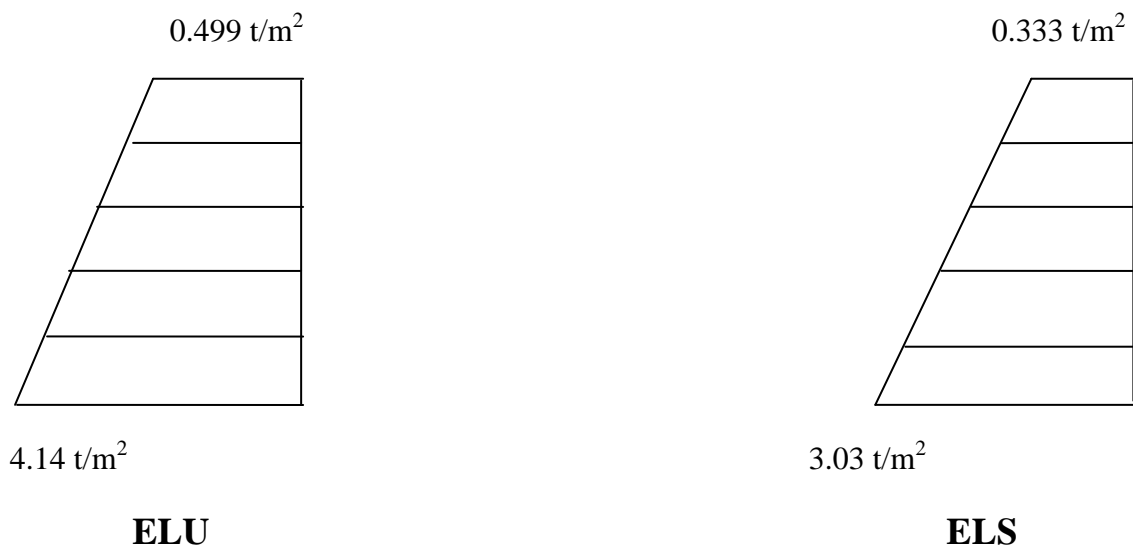
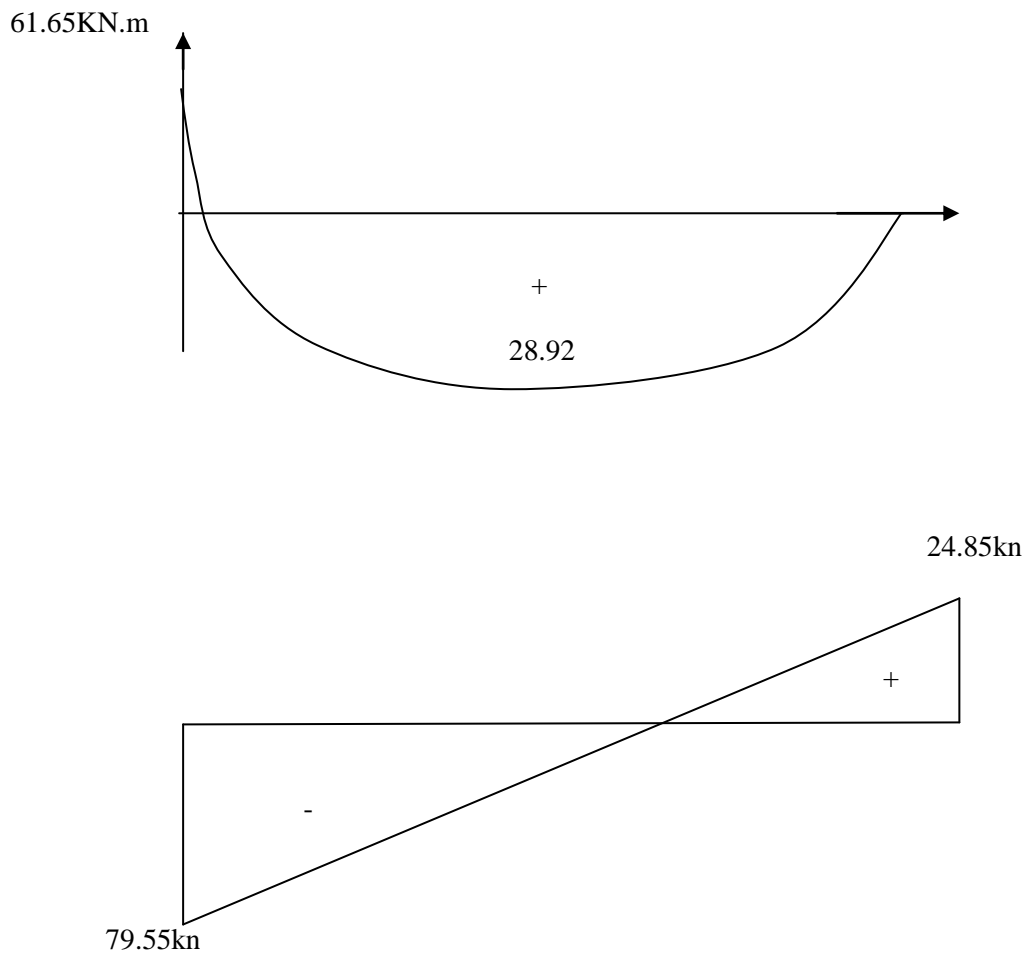


Fig X.2 : Diagramme des contraintes

$$\text{ELU : } Q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 4.14 + 0.499}{4} = 3.22 \text{ t/m}$$

$$\text{ELS : } Q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 3.03 + 0.333}{4} = 2.35 \text{ t/m}$$

Diagramme des moments et des efforts tranchants :



7.3) Ferrailage :

7.3.1) Calcul des sections d'armatures :

Les armatures transversales :

Zone	M_u (kNm)	μ_u	μ_1	section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	e(cm)
appuis	61.65	0.150	0.392	SSA	0.918	11.35	1.63	6HA16=12.06	15
travée	28.92	0.070	0.392	SSA	0.964	5.32	1.63	6HA12=6.78	15

Les armatures horizontales :

Appuis :

$$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.01 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{soit : 5HA10}$$

Travée :

$$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{soit : 5HA10}$$

❖ Recommandation du RPA 99 :

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m² de diamètre $\phi 8$.**7.4) Vérification a l'ELS :****❖ Vérification des contraintes du béton et de l'acier :**Aux appuis : $M_a = 34.56 \text{ KN.m}$ En travée : $M_t = 15.92 \text{ KN.m}$

M(kn.m)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_B	σ_s	observation
$M_a = 34.56$	15	201.63	6.42	161.13	Vérifiée
$M_t = 15.92$	15	201.63	5.02	152.27	Vérifiée

❖ Verification de l'effort tranchant :

$$\tau_u < \min (0.2 F_{c28} / \gamma_b , 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{79.55 \times 1000}{1000 \times 170} = 0.467$$

$$0.467 < 3.33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

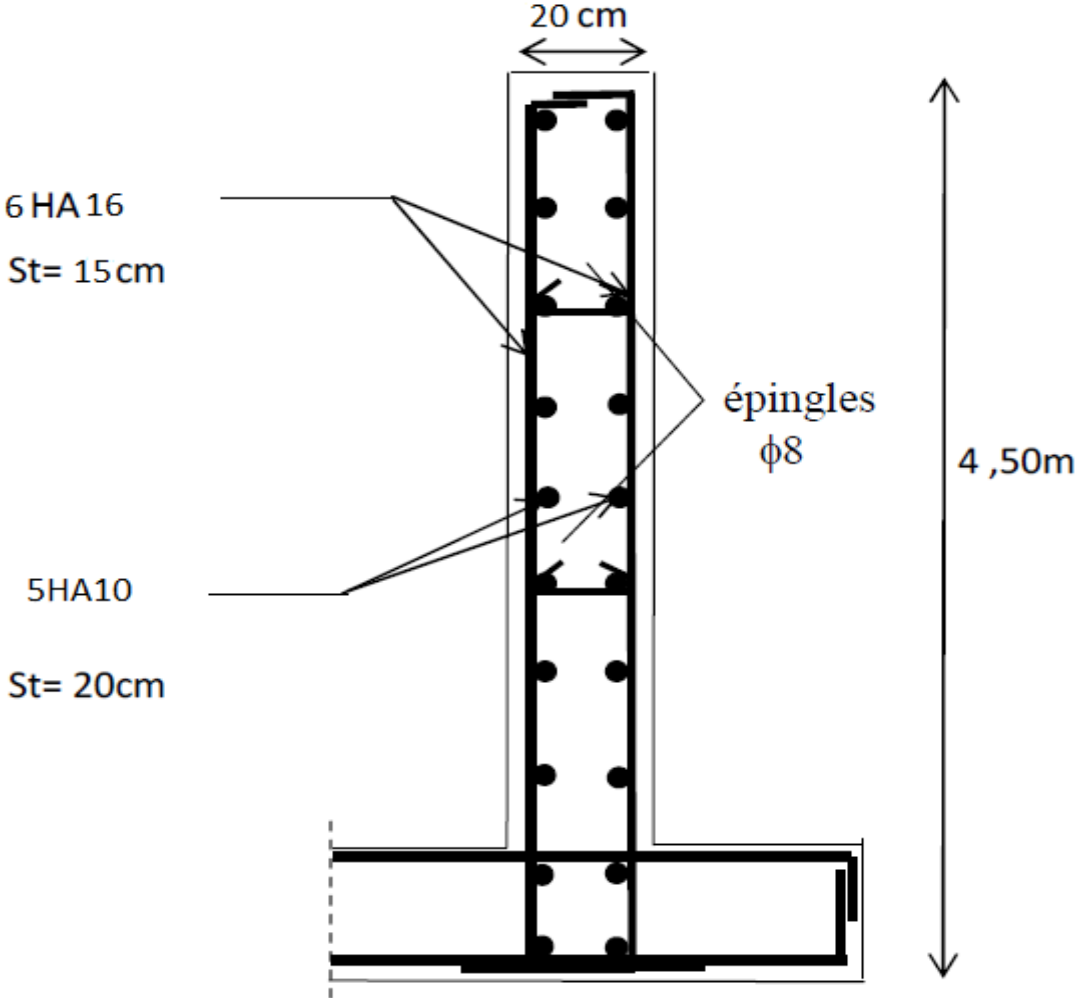


Fig X.3 : Ferrailage du mur de soutènement.

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC et ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais du logiciel ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Nous avons aussi constaté que la distribution des efforts était telle que des poteaux et des poutres d'un niveau supérieur pouvaient être plus sollicités que ceux d'un niveau inférieur.

Nous allons conclure cette étude en mettant l'accent sur la nécessité de disposer les voiles de façon à avoir une symétrie diagonale et orthogonale tout en essayant de les éloigner du centre de gravité afin de minimiser la torsion.

BIBLIOGRAPHIE

✓ **Règlements :**

RPA99 v2003,

DTR B.C. 2.2,

BAEL 91,

✓ **Logiciels :**

ETABS

SOCOTEC

✓ **Ouvrage :**

-Calcul des ouvrages en béton armé (Mohamed Bellazougui)

-Cours et TD des années de spécialité.

-Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.