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

PROJET FIN D'ETUDE

En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil.
Option : Construction Civil et Industriel.

THÈME

Contribution a l'étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation (Contreventement mixte)

Proposé par : M . MEZIANI **Dirigé par : M^r MESSIED**

Étudié par: M^r BOUSSAKOU MOHAMMED
M^r DROUICHE YACINE

Année 2014/2015

Remerciment

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur M^r MESSIED de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de la faculté génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Dédicaces :

♣ *Je dédie ce modeste travail à :*

* *Mes chères parents, que dieu les protéges.*
* *Mon frère.*
* *Mes sœurs.*
* *Toute ma famille.*
* *Tous mes amis (es).*
* *Mon binôme.*
* *Toute la promotion 2014-2015.*
* *ET a la famille boussakou ;belkada ; lekrim, Nait djoudi ,Alim ,Tekfi,*

Yacine.

SOMMAIRE

ON Générale.

sentation et description de l'ouvrage .....

Pré dimensionnement des éléments.....

alcul des éléments

II-1-Acrotère .....

II-2-Planchers.....

II-3-Salle machine .....

II-4-Escaliers.....

II-5-Poutre palière .....

II-6-Balcon.....

lodélisation etcontreventement.....

Etude dynamique final .....

Les poteaux.....

Les poutres .....

Les voiles .....

tude de l'infrastructure.....

nérale.

Introduction générale

Introduction générale

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement: partie hors terre et partie enterrée.

La première « Étude de la superstructure » consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour les quelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et fait aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels que ETABS, SAP 2000, ROBOT, … permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième « Étude de l'infrastructure » consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel l'ouvrage est implanté.

Nous, autant qu'étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation d'ingénieur en génie civil, nous avons choisi l'étude d'un batiment (R+6) à usage d'habitation , contreventée par voiles porteurs.

Pour ce faire, on a preferé d'utiliser le logiciel ETABS pour la modelisation de notre structure au dépend de de la méthode manuelle qui est lente.

C'est dans cette voie-la que nous avons essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette études.

Nous commencerons dans notre premier chapitre par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier.

Ensuite on s'intéresse dans le second chapitre aux prédimentionnements des éléments de notre projet.

Et dans le troisieme chapitre nous procédons aux calculs de quelques éléments spécifiques (plancher, escaliers..).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au ferraillage et aux vérifications des différentes sollicitations(poteaux,poutrs…) . Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, on s'intéressera à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, une partie qui exige une bonne conception.

Au final, une conclusion qui dressera la synthèse des connaissances acquises ouvrant a des perspectives.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 .Description de l'ouvrage :

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation. Ce dernier est constitué de portiques et de voiles, Le premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments

I.2.Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, sera implanté à «TIZI OUZOU», zone de

Moyenne sismicité (ZONE IIa) selon le RPA 99 version 2003.

I.3. Les caractéristiques de l'ouvrage :

- Hauteur totale est de : 21,42m
- Hauteur du RDC est de : 3,06m
- Hauteur d'étage courant est de : 3,06 m
- Longueur de l'ouvrage est de : 28,40m
- Largeur de l'ouvrage est de : 15,00m

I.4.Les éléments de l'ouvrage :

La structure est composée des éléments ci-après :

a) L'ossature :

Le bâtiment a une ossature mixte composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges vertical.

- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme).

b) Plancher :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés.

Les planchers assurent deux fonctions principales qui sont :

- La Fonction de résistance mécanique :

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- La fonction d'isolation acoustique et thermique :

Qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Dans notre cas, les étages courants seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, portée sur des poutrelles préfabriquées.

c) 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 creuse de 10cm d'épaisseurs, séparées par une lame d'aire de 5 cm.

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

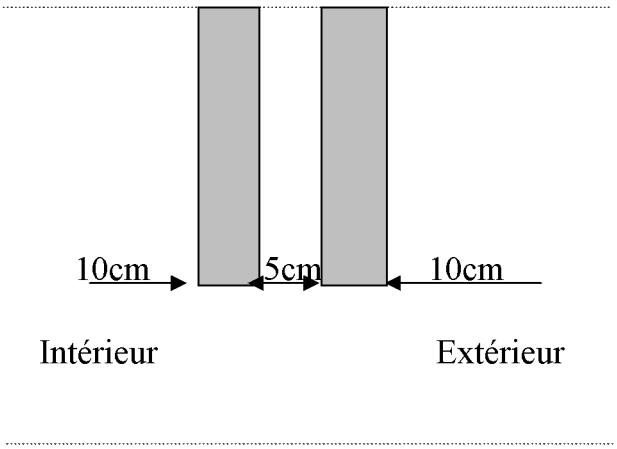


Figure I.1 : Schéma descriptif du mur extérieur.

d) Les Revêtements : On a :

- Carrelage scelle pour les plancher et les escaliers.

- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.

- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

e) Les escaliers :

C'est un élément de la construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Dans notre ouvrage, les escaliers sont constitués de paillasses et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par étage.

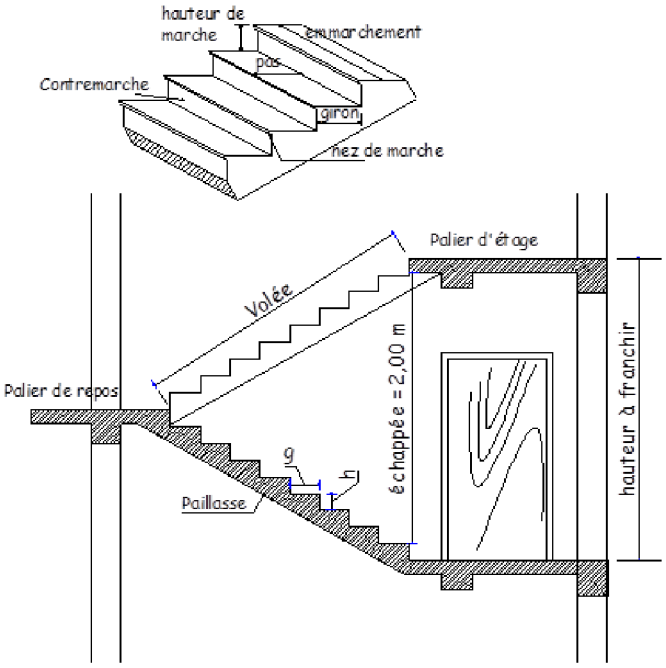


Figure. I.2 Caractéristiques d'un escalier droit

f) Cage d'ascenseur :

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

g) voile :

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.

Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme

h) 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. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

- Les caractéristiques de sol sont : 2bar.

Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage et effectué conformément aux règles :

- BAEL91 modifié 99 (béton armé aux états limites)
- RPA99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes)
- DTR (document technique réglementaire)

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier.

I.5.1. Le béton :

a) Les caractéristiques physiques et mécaniques :

1.Résistance caractéristique à la compression :

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

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

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

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

Pour le présent projet, on adoptera fc_{28} = 25MPa.

2. Résistance caractéristique à la traction : (Art A-2.12 BAEL 91)

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

$f_{tj} = 0,6 + 0,06\ f_{c28}$ **(Art A.2.1,12 BAEL91)**

D'où : $f_{c28} = 2,1$MPa

b) Contraintes limites :

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

- **Etat limite ultime (ELU) :**

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

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

- **Etat limite de service (ELS) :**

Ce sont les états ou les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure sont plus satisfaites. Cet état comprend l'état limite de déformation et de fissuration, pour ce dernier on distingue trois situations possibles qui sont :

- Fissuration peu préjudiciable.
- Fissuration préjudiciable.
- Fissuration très préjudiciable.

1. Contrainte limites de compression :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times fc28}{\theta \times \gamma b} \quad [\text{MPa}]$$

Coefficient de sécurité partiel :

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

- γ_b= 1,15 en situation accidentelle f_{bc} = 18,48 MPa

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

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

- θ =1 si la durée d'application est ≥ 24h ;
- θ =0,9 si la durée d'application est entre 1h et 24h ;
- θ =0,85 si la durée d'application est < 1h.

2. Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$ **(Art A.5.1, 21/BAEL91).**

v_u:Effort tranchant a l'ELU dans la section.

b_0:Largeur de la section cisaillée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'acier tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

$\bar{\tau}_u$= min [0,13fc28 ; 5MPa]=3,25 pour la fissuration peu nuisible

$\bar{\tau}_u$= min [0,10fc28 ; 4MPa]=2,5 pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable

3. Contrainte de service à la compression : (Art A-4.5.2.BAEL 91)

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28}$ [MPa] $\overline{\sigma_{bc}}$= 15 [MPa]

c) Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

1. Module de déformation instantané : (Art A-2.1.21 BAEL 91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieur à 24 heures il résulte un module

égale à : $\mathbf{E_{ij}=11000\sqrt[3]{f_{cj}}}$ [MPa]

Pour f_{cj}=25[MPa] on a : E=32164,20 [MPa]

2. Module de déformation différée : (Art A-2.1.22 BAEL 91).

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage de béton on prend un module égal : $\mathbf{E_{vj}=3700\,(f_{cj})^{1/3}}$

Pour f_{c28} = 25 [MPa] on a : E_{vj} = 1081,86[MPa].

3. Module de déformation transversale :

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

avec :

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

ν: Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson **ν:** est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinal, il est pris égal a :

ν=0 (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

ν=0,2 (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

Modèles de calcul :

A l'ELU : pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation est donne sur la figure ci- dessous :

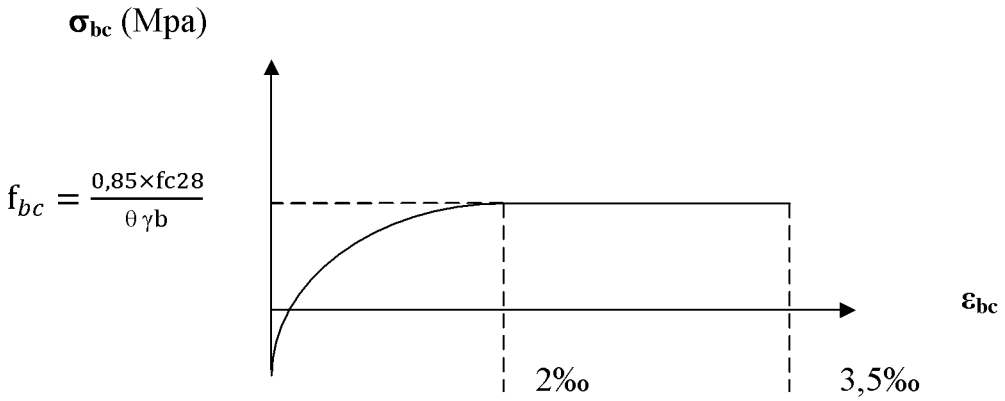


Figure. I.3 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

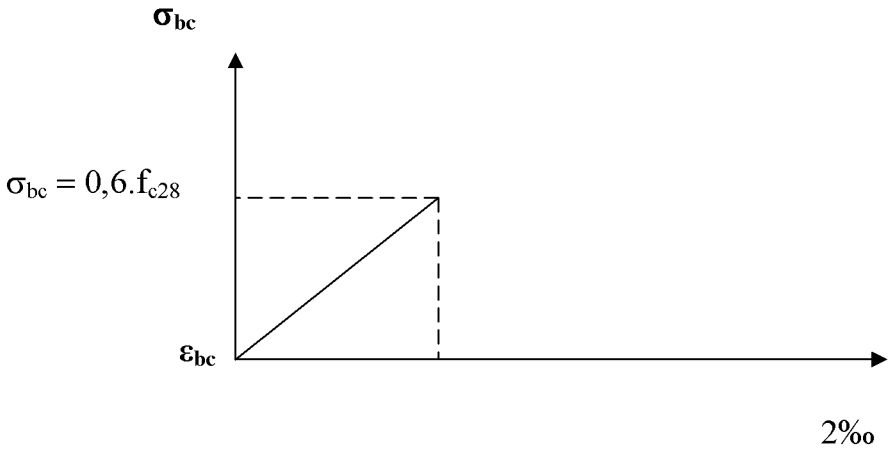


Figure. I.4 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

I.5.2. Les aciers :

Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰	Coefficient de scellement Ψ
Aciers en Barre	Rond lisse Fe E235	RL	235	410-490	22	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520(ϕ<6)	TS	520	550	8	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers.

1. Module d'élasticité :

- Le module élasticité longitudinal (Es) de l'acier est pris égal à :

Es = 200000 MPa. **(BAEL 91, art A.2.2, 1)**

- Coefficient de poisson des aciers : il est pris égal : **ν**=0,3.

- Limite d'élasticité de l'acier :

Contrainte limite ultime :

$$\sigma s = \frac{fe}{\gamma s}$$

σs : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

fe : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

- γ_s: Coefficient de sécurité tel que : γ_s =1,15 en situation courante.
- γ_s =1,00 en situation accidentelle.

- **σs**= 348 MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400
- **σs**= 204 MPa pour les aciers doux FeE240

- Contrainte limite de service :

➢ **Fissuration peu nuisible :** cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

σs = f_e **(BAEL 91 modifies 99 , art A.4.5,32)**

➢ **Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma s = \min\left\{ \frac{2}{3} fe\ , \max(0{,}5fe, 110\sqrt{nftj}) \right\} \quad \text{en MPa}$$

(BAEL 91 modifiés en 99, art A.4.5, 32)

➢ **Fissuration très préjudiciable :** c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma s = 0{,}8\min\left\{ = \frac{2}{3} fe,\ \max(0{,}5fe, 110\sqrt{n.ft28}) \right\} \quad \text{en MPa}$$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 34)

n: Coefficient de fissuration. n=1 : pour les ronds lisses (RL).

n=1 ,6 : pour les hautes adhérences (HA).

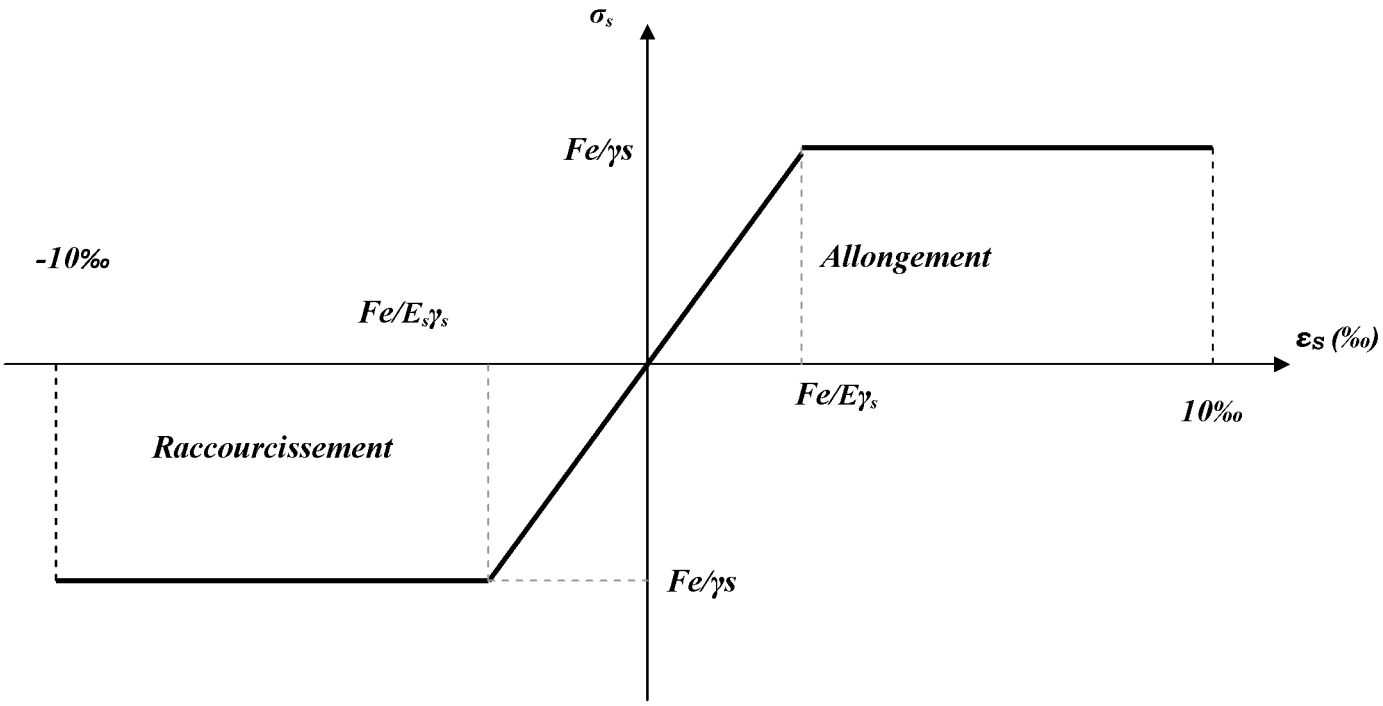


Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation.

2.Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL91) :

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

- C ≥ 5 cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

C ≥ 3 cm : Pour les éléments situés au contacte d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations).

➢ C ≥ 1cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

La réglementation utilisée :

BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites). RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).

DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement de notre projet.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers.

Dans ce chapitre, nous allons pré dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

II.1. les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et les revêtements et les surcharges. Il assure deux fonctions principales :

a) une fonction de résistance mécanique : qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettre aux poteaux et ces derniers aux fondations.

b) une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique : qui eut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

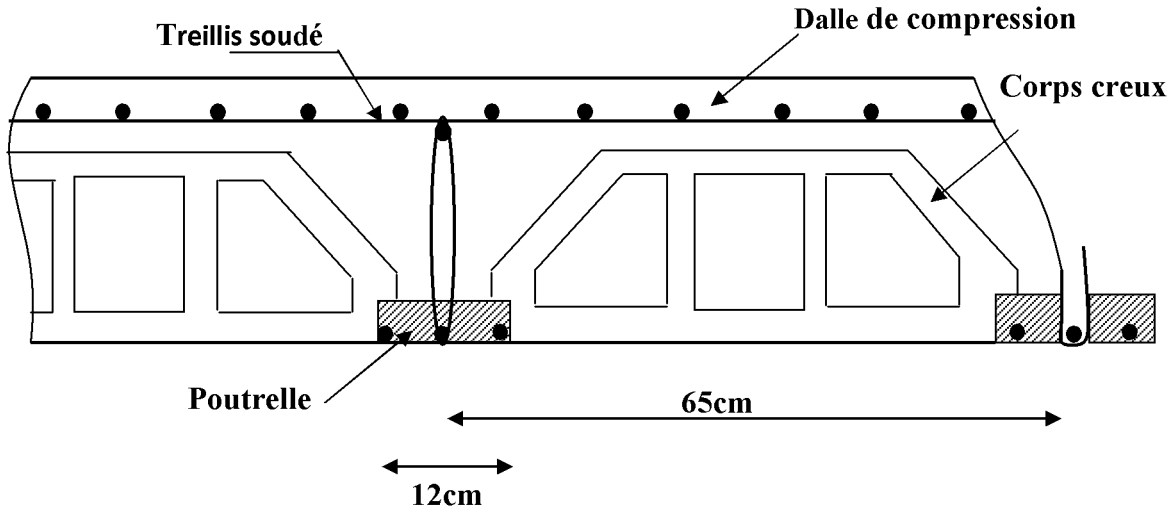


figure II-1 : coupe transversale sur un plancher à corps creux.

Ils sont constitués de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées selon la plus petite portée, et d'une dalle de compression.

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres qu'elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur du plancher est déterminée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{h_t \geq \frac{L_{max}}{22{,}5}}$$

Avec :

- h_t : Hauteur de plancher.
- L_{max} : Portée libre maximale de la poutre dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas: L_{max}= 390 – 25 **= 365cm**

$$h_t \geq \frac{365}{22{,}5} = 16{,}22 \text{ cm}$$

On adoptera**:** $\mathbf{h_t = 20\ cm}$; soit un plancher de **(16 + 4)** qui sera valable pour tous les étages courant.

- épaisseur du corps creux : 16cm
- épaisseur de la dalle de compression : 4 cm

II.2. les poutres :

D'après règles déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.4\, h_t \leq b \leq 0.7\, h_t \end{cases}$$

Avec:

L: la portée maximum entre nus d'appuis.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre

par ailleurs le RPA99 préconise les prescriptions, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$b \geq 20cm$,

$h \geq 30cm$,

$b/h \leq 4$,

$b_{max} \leq 1.5+b_1$

(Art 7.1.5 RPA99/version 2003)

a) poutres principales :

- Ce sont les poutres sur lesquelles reposent les poutrelles.
- Les poutrelles serrent disposées parallèles à la petite porté.

Dans notre cas on aura :

Les poutres parallèles à l'axe X sont des poutres principales.

Les poutres parallèles à l'axe Y sont des poutres secondaires.

Le pré dimensionnement des poutres principales sera effectué selon la loi suivante :

- **Hauteur :**

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

L_{max} : désigne la portée libre de la poutre considérée entre nus d'appuis.

h_t = la hauteur totale de la poutre.

Pour $L_{max} = 390 - 25 = 365$ cm.

On aura :

$\frac{365}{15} \leq h_t \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24{,}33 \text{ cm} \leq h_t \leq 36{,}5 \text{ cm}.$

Soit: **h_t = 40 cm.**

- **Largeur:**

$$0.4\ h_t \leq b \leq 0.7\ h_t \Rightarrow 16\ cm \leq b \leq 28\ cm.$$

Soit : **b = 30cm**.

b) Les poutres secondaires

- **la hauteur :**

$$L_{max} = 300 - 25 = 2{,}75cm$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad => \quad 18{,}33cm \leq h_t \leq 27{,}5\ cm$$

Soit **: ht = 35cm**

- **La largeur :**

$$0.4\ h_t \leq b \leq 0.7\ h_t => 14 \leq b \leq 24{,}5$$

Soit : b=30

Vérification des conditions exigées par RPA99 (version 2003) :

Conditions	Poutres Principales	Poutres secondaires	vérification
h≥30	40	35	vérifiée
b≥20	30	30	vérifiée
h/b	1.33	1.16	vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1du RPA99 (modifie 2003)

Conclusion : les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- **Les poutres principales :(30×40) cm^2**
- **Les poutres secondaires :(30×35) cm^2**

II.3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés à assurés la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

Le pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003).

a) Epaisseur :

Selon le **RPA99 ADDANDA 2003, Art7.7.1** ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$\mathbf{L \geq 4a}$$

Avec :

- L : portée min des voiles.
- a: épaisseur des voiles.

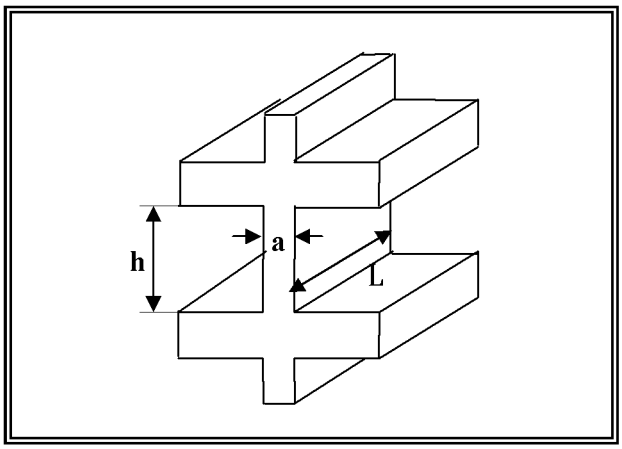
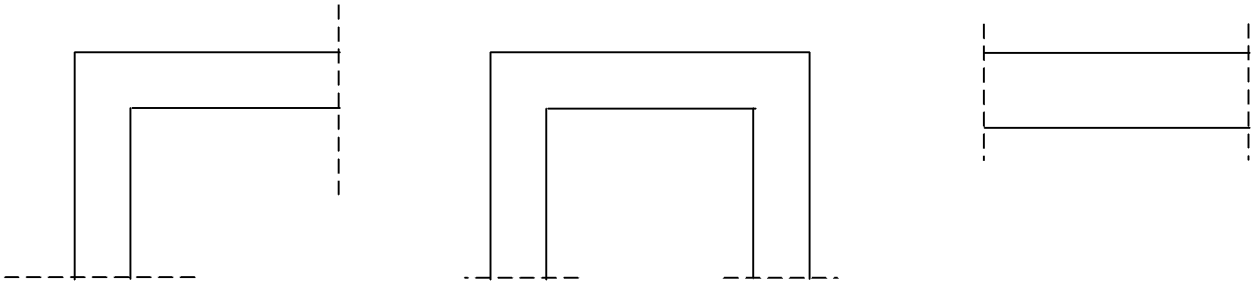


figure II-2 : *Coupe du voile en élévation.*

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **(h_e)** et des conditions de rigidité à l'extrémité, avec une épaisseur minimale de **15cm**.



$a \geq \frac{h_e}{22}$ $\quad$ $\mathbf{a \geq \frac{h_e}{25}}$ $\quad$ $\mathbf{a \geq \frac{h_e}{20}}$

figure II-3 : coupe du voile en plan selon les conditions* de *rigidité à l'extrémité.

$a \geq \max \left[\frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right]$

Dans notre cas, $\mathbf{a \geq \frac{he}{20}}$

he = H - e_{dalle} = 306 – 20 = 286cm

$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$cm

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

b) Longueur minimal du voile:

Pour que les voiles puissent assure une fonction de contreventement, sa longueur **L** doit satisfaire la condition suivante : $L_{min} \geq 4a$

On a : 4a= 4 × 20 = 80cm

$L_{min} \geq 80$ cm => La condition est vérifiée

II.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service **L'ELS** en compression simple, selon la combinaison : **Ns = G + Q** avec :

- **Ns** : Effort repris par le poteau.
- **G** : Charge permanente.
- **Q** : Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des charges.

On supposant que seul le béton reprend **l'effort normal N, on** calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence) en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivant : $\mathbf{A_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}}$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte de compression admissible du béton, prise égale à :

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

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

- Min $(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$……en zone I et II_a.
- Min $(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$……en zone III et II_b.
- Min $(b_1, h_1) \geq$ he/20.
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$.

Remarque :

L'effort normal<<N_s>> sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.4.1. Descente de charges :

II.4.1.1. Surface d'influence :

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

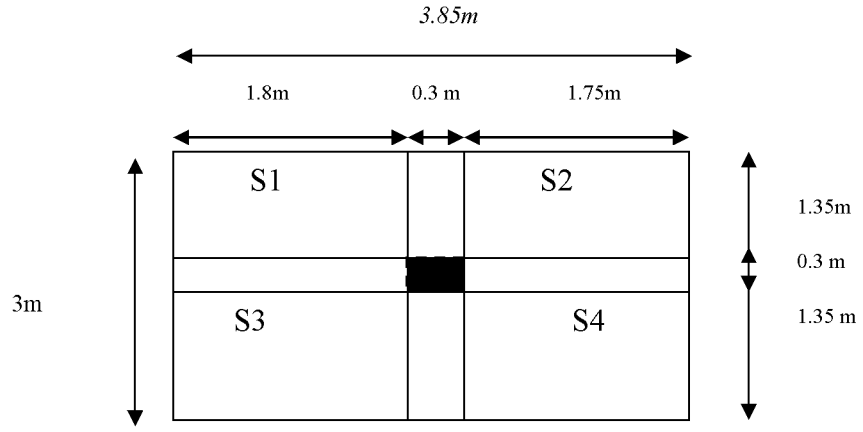


figure II-4: *surface revenant au poteau.*

$S_t = S1 + S2 + S3 + S4$

$S_1 = S_3 = 2.43\ m^2$

$S_2 = S_4 = 2.3625\ m^2$

St =9.585m^2

II.4.1.2. détermination des charges et surcharges :

A) les charges permanentes :

1. les planchers :

Nous possédons deux types de planchers :

a) Plancher terrasse:

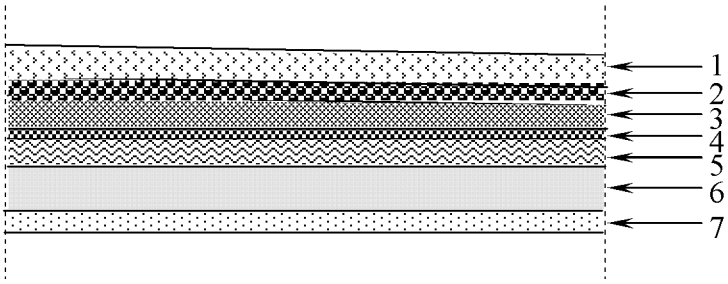


***figure II-5** : coupe verticale du plancher terrasse.*

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρpoids volumique (KN/ m³)	G charges (KN/ m²)
1	Couche de gravillon	0.0 5	20	1.00
2	étanchéité multicouche	0.0 2	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
5	Feuille de polyane	/	0.01	0.01
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.0 2	10	0.2
		G_{totale}		**5.83**

Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse

b) Plancher étage courant :

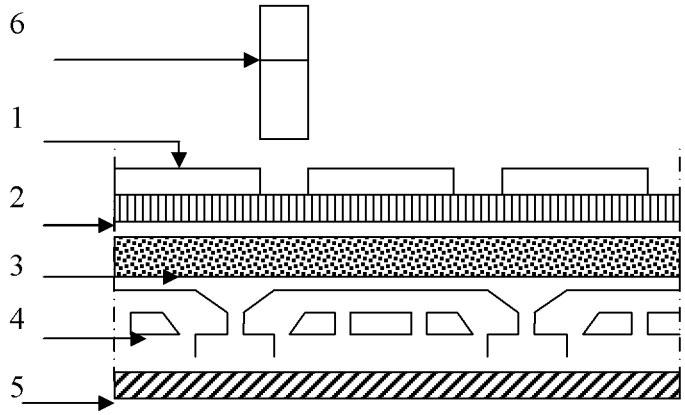


figure II.6: Coupe verticale du plancher d'étage courant.

Elles se résument dans le tableau suivant :

N^0	Eléments	Epaisseur (m)	ρpoids volumiques (KN/m^3)	G charges (KN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.0 3	20	0.60
3	Couche de sable	0.02	22	0.41
4	plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.0 2	10	0.20
6	Cloison en brique creuse	0. 10	9	0.90
			G_{Totale}	**5.31**

Tableau II.3 Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant

2. Maçonnerie :

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

a) Mur extérieur :

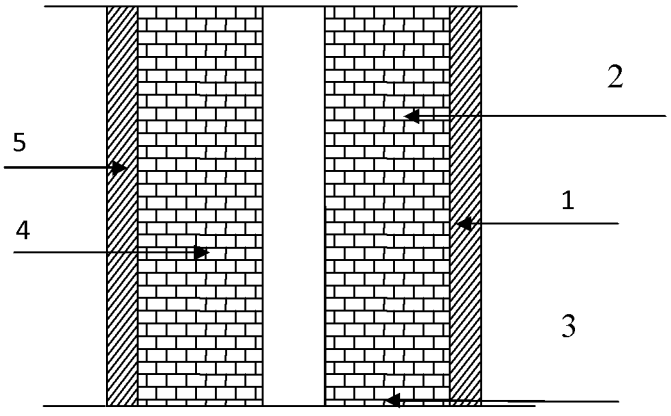


Figure II-7 Coupe transversale du mur double cloison

Elles se résument dans le tableau suivant :

N^0	Eléments	Epaisseur (m)	ρpoids volumiques (KN/m^3)	G charges (KN/m^2)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{mex}				**2.36**

Tableau II.4 poids des différents éléments constituant le mur extérieur

b) Murs intérieurs :

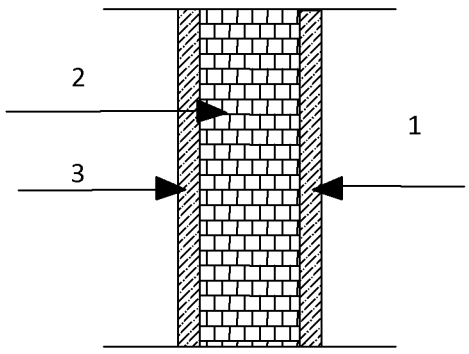


Figure II-8 Coupe transversale du mur en simple cloison

Elles se résument dans le tableau suivant :

N^0	Eléments	Epaisseur (m)	ρpoids volumiques (KN/m^3)	G charges (KN/m^2)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{min}				**1.30**

Tableau II.5 poids des différents éléments constituant le mur intérieur

3. Acrotère :

h_t=60cm

La charge permanente **G** est :

G=ρ × S × 1m

S=(0.5×0.1)+(0.2×0.07)+(0.2×0.03)/2=0.067m^2

G=25×0.067×1=1.675 KN/**ml**

avec:

ρ : Masse volumique du béton =25KN/m^3

S : Section transversale

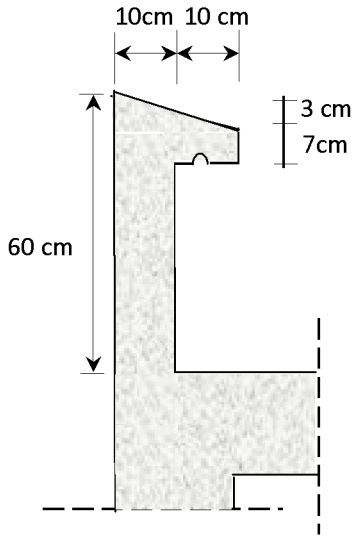


***figure II.9: coupe* verticale de l'acrotère.**

a) Surcharge d'exploitation :

De la même manière que pour les charges permanente, nous déterminons les surcharges d'exploitation relative aux différents éléments déjà donnés.

Elle se résument dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharges (KN /m^2)
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher terrasse inaccessible	1
Escalier	2.5
Balcon	3.5

Tableau II.6 : surcharges d'exploitation des différents éléments

II.4.1.3 Détermination du poids propre des éléments :

a) Poids revenant à chaque plancher :

Plancher	Surface d'influence S(m)	Charges G (KN/m^2)	Charges permanentes du plancher P(KN)
Terrasse	9.585	5.83	P= S× G=**55.90**
étage courant	9.585	5.31	P= S× G=**50.90**

Tableau II.7 : charges permanentes des planchers

b) Poids propre des poutres :

Plancher	Charges permanentes des poutres G (KN/m^2) G=b×h×L	Charges permanentes totale des poutres (KN) $P_{totale}= G_{pp+} Gps$
Poutres principales	G_{pp}=(0.30×0.40×3.85) × 25=11.55	**P_{totale}=18.6375**
Poutres secondaires	Gps= (0.30×0.35×2.7) ×25=7.0875	

Tableau II.8 : charges permanentes des poutres

c) Poids propres des poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

- b = 25 cm. } Min (b, h) 25 cm en zone Iia

Poteaux (25*25)	**Poids propres** **PPé=b×h×h_e (KN)**
De RDC à 6èmeétages	$PP_é$=0.25×0.25×25×2.66=**4.156**

- h = 25 cm. (Art 7.4.1. RPA99/2003)

II.4.1.4. Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

a) Loi de dégression des charges :

Les règles du **BAEL 91** exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation.

Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, Où les occupations des divers niveau peuvent êtres considères comme indépendantes.

Dans notre cas, la charge d'exploitation et la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le **D.T.R.C2, 2, p17.**

La loi de dégression est donc définie comme suit :

Pour n ≤ 4m :

$$Q_0 = Q_1 = Q_2 = Q_3 = \ldots\ldots\ldots = Q$$

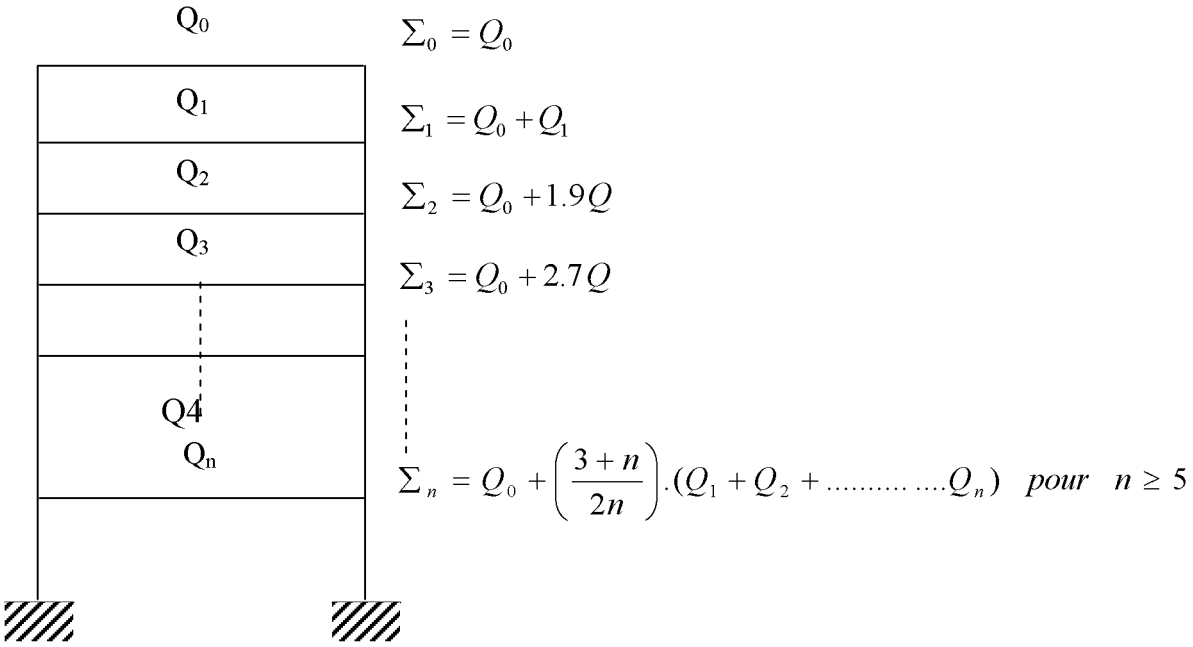


figure II-10 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Avec :

- Qo : surcharge d'exploitation de la terrasse.
- Qi : surcharge d'exploitation de l'étage i.
- N : nombre de l'étage du haut vers le bas, pour n ≥ 5.
- Qn : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

b) Surcharge d'exploitation :

Eléments	Surcharge d'exploitation (KN)
Terrasse	Q×S=1×5.83 = **5.83**
RDC+étage courant	Q×S=1.5×5.31 = **7.965**

- **Les surcharges cumulées** Qn :

$$Q_0 = Q_1 = Q_2 = \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = Q_n$$

CALCULE DE LA SECTION BRUTTE

Niveau	Operations	Résultats
Terrasse **Niveau7**	$Q_0 = 1 \times 11.55$	**11.55** KN
Niveau6	$Q_0 + Q_1 = 11.55 + 17.32$	**28.87 KN**
Niveau5	$Q_0 + 1.9\ Q_1 = 11.55 + 32.9$	**44.45 KN**
Niveau4	$Q_0 + 2.7 Q_1 = 11.55 + 46.76$	**58.26 KN**
Niveau3	$Q_0 + 3.4 Q_1 = 11.55 + 58.88$	**70.44 KN**
Niveau2	$Q_0 + 4 Q_1 = 11.55 + 69.28$	**80.83 KN**
Niveau1	$Q_0 + 4.5 Q_1 = 11.55 + 69.28$	**89.49 KN**
RDC	$Q_0 + 5\ Q_1 = 11.55 + 86.6$	**98.15 KN**

Tableau II.10 : Dégression des charges d'exploitations

Remarque :

D'après les dégâts constatés lors du séisme du 21 mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau de poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

Nous préconisons les mêmes sections pour l'ensemble des poteaux de chaque niveau, nous préconisons ainsi la nécessité d'augmenter la section du béton pour éviter les risques d'éclatement de ce dernier sous l'effet du sur ferraillage.

Niv	*Charges Permanente (KN)*					*Surcharges d'expmoitation (KN)*		*Efforts Normaux (KN)*	*Section du poteau (Cm^2)*	
	Poids des Planchers	Poids des Poutres	Poids des poteaux	G_{tot}	G_{cum}	Qi	Q_n	$N=G_c+Q_c$	Section trouvée	Section adoptée
6	55.88	18.64	/	74.52	74.52	11.55	11.55	86.07	57.38	30×30
5	50.9	18.64	6.885	76.425	150.945	7.965	19.515	170.46	113.64	35×35
4	50.9	18.64	6.885	76.425	227.37	7.965	27.48	254.85	169.9	35×35
3	50.9	18.64	6.885	76.425	303.795	7.965	35.445	339.24	226.16	35×35
2	50.9	18.64	6.885	76.425	380.22	7.965	43.41	423.63	282.42	40×40
1	50.9	18.64	6.885	76.425	456.645	7.965	51.375	508.02	338.68	40×40
RDC	50.9	18.64	6.885	76.425	533.07	7.965	59.34	592.41	394.94	40×40

Tableau II.11 : Récapitulatif de la descente de charge

Les sections des poteaux adoptées sont donc :

Niveaux	Section (cm^2)
6	30×30
3,4 ,5	35×35
RDC , 1 ,2	40×40

Tableau II.12 : section des poteaux adoptés

II.4.2. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA99 (modifié et complété en 2003) :

D'après l'article 7-4-1 du RPA (coffrage), nous avons les dimensions minimales suivantes :

Poteaux cmXcm	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	observations
30×30	Min (b_1,h_1) ≥30cm	b_1=30 h_1=30	Condition vérifié
	Min (b_1,h_1) ≥ he/20.	he/20=15.3	Condition vérifié
	1/4 < b_1/h_1 < 4.	b_1/h_1 =1	Condition vérifié
35×35	Min (b_1,h_1) ≥30cm	b_1=35 h_1=35	Condition vérifié
	Min (b_1,h_1) ≥ he/20.	he/20=15.3	Condition vérifié
	1/4 < b_1/h_1 < 4.	b_1/h_1 =1	Condition vérifié
40×40	Min (b_1,h_1) ≥30cm	b_1=40 h_1=40	Condition vérifié
	Min (b_1,h_1) ≥ he/20.	he/20=15.3	Condition vérifié
	1/4 < b_1/h_1 < 4.	b_1/h_1=1	Condition vérifié

Tableau II.13 : vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA99 (Art 7.4.1)

II.4.3. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Cette condition doit être respectée, afin d'éviter tout risque de flambement du poteau. **(BAEL 99 B.8.4.1)**

Avec :

λ: élancement du poteau.

$\mathbf{l_f = 0.7\ l_0}$: Longueur de flambement du poteau **(BAEL91 article B.8.3.3)**

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

I : moment d'inertie du poteau $I_{yy} = \left\{ \frac{hb^3}{12} ; \frac{bh^3}{12} \right\} = I_{xx}$

B : section transversale du poteau $(B= b^2)$

l_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

D'ou :

$$\lambda = \frac{0{,}7l_0}{\sqrt{I/B}} \leq 50$$

$$\lambda = \frac{0{,}7l_0\sqrt{12\times b^2}}{\sqrt{b^4}} \leq 50$$

En simplifiant la formule, on aura : $\lambda = 2{,}4248\ \frac{l_0}{b}$

- Poteau (30 × 30) :L_0=2.66m. $\Longrightarrow$ λ = 21.5
- Poteau (35× 35) :L_0=2.66m. $\Longrightarrow$ λ = 18.43
- Poteau (40× 40) :L_0=2.66m. $\Longrightarrow$ λ = 16.13

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

Chapitre III: Calcule des eléments

Acrotère

Introduction :

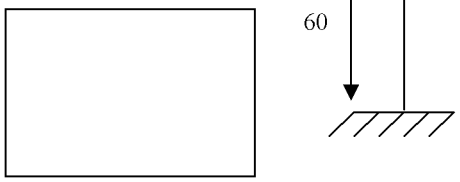
Notre ouvrage comporte un seul type d'acrotère, qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

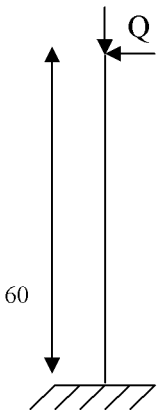
La console est soumise à un effort G du a son poids propre, et a un effort latéral Q du a la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. (Section dangereuse).

Largeur : 100 (cm)

Hauteur : 60 (cm)

Epaisseur:10 (cm)





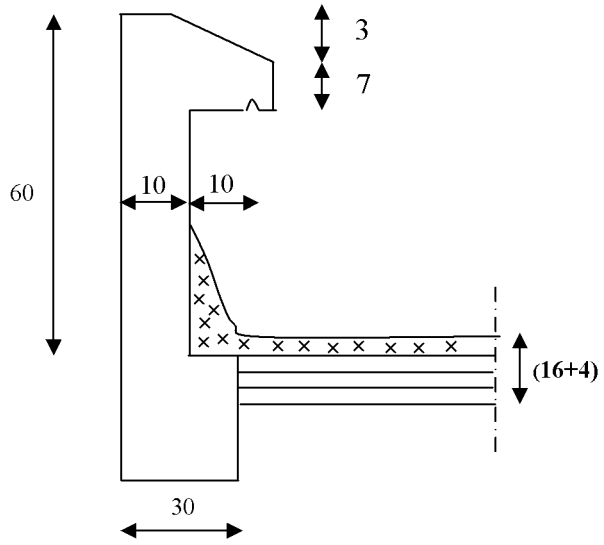


Fig III.1 : Coupe transversale de l'acrotère

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

III.1 Détermination des sollicitations :

- poids propre de l'acrotère : G= 1.713 KN/ml.
- Surcharge d'exploitation : Q= 1.00 KN/ml.
- Effort normal du au poids propre G : N= G×1 =1.713 x 1=1.713KN.
- Effort tranchant : T= Q × 1 = 1.00 KN.
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q :
- M= Q×H×1= 1 x 0.60 x 1 = 0.60 KN.ml

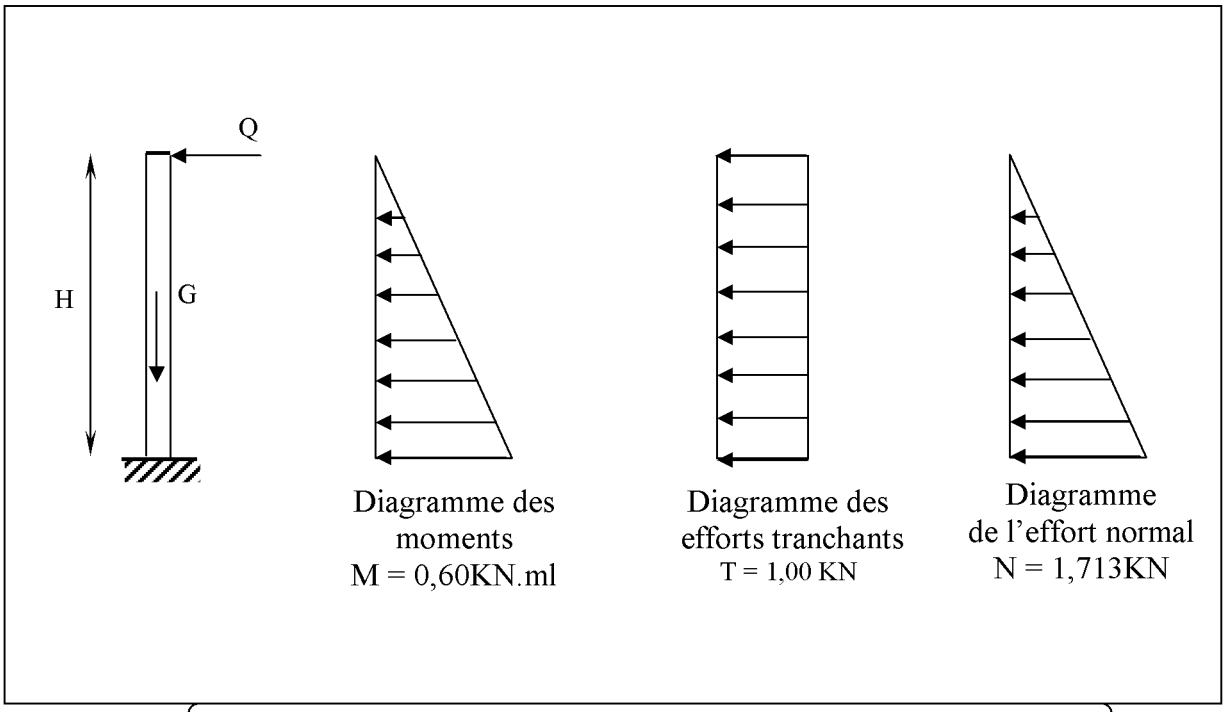


Fig III.2 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

III .2 Combinaison des charges :

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

Effort normal de compression : Nu= 1.35 G = 1.35 x 1.713 = 2.312 KN

Moment de flexion : Mu = 1.5M = 1.5 x 0.6 = 0.9KN.m.

ELS : La combinaison de charge à considérer est : **G + Q**

Effort normal de compression : Ns = G = 1.713 KN.

Moment de flexion : Ms = M = 0.6KN.m.

III .3. Ferraillage de l'acrotère :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

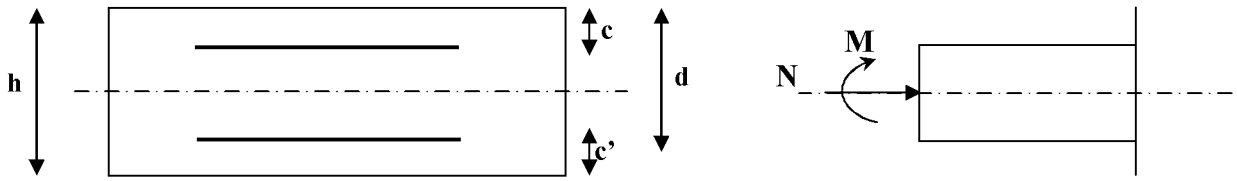


Fig III.3 : Schéma statique de la section de l'acrotère.

III.3.1. Etat limite ultime :

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} \approx 0.39\text{m} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \left(\frac{0.10}{2} - 0.02\right) = 0.03\text{m}$$

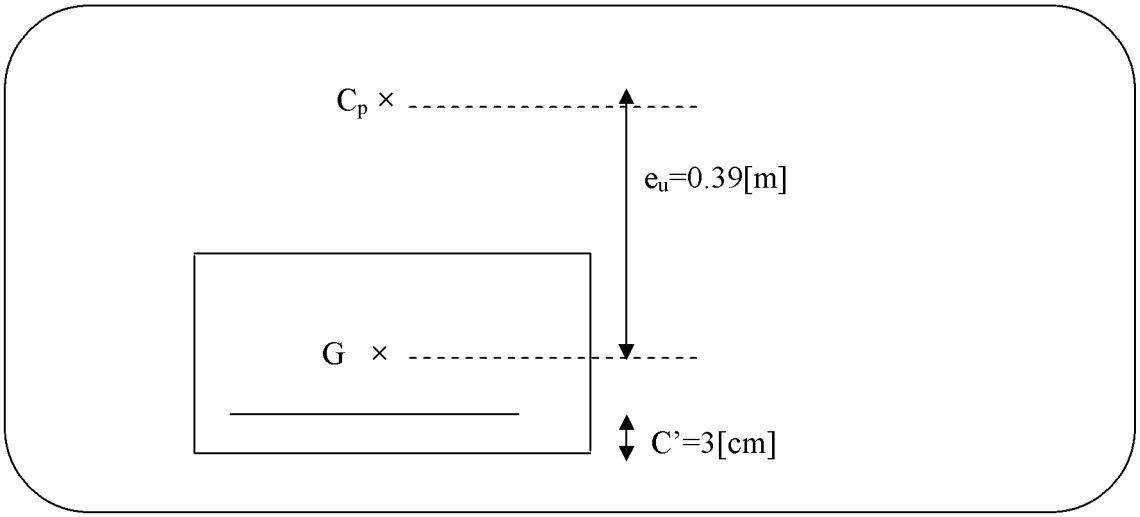


Fig III.4 : Schéma statique des distances.

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

le calcul des armatures se fera en deux étapes.

Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c\right) = 2.312 \times (0.39 + 0.05 - 0.03) = 0.948 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.948\times10^3}{100\times7^2\times14.2} = 0.0136 < \mu_r = 0.392$$

la section est simplement armée, donc les armatures Comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0.0136 \Rightarrow \beta = 0.993$$

- **Armatures fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \frac{fe}{\gamma_b}} = \frac{0.948\times10^3}{0.993\times7\times\frac{400}{1.15}} = 0.392\ cm^2$$

- **Calcul en flexion composée**

La section réelle des armatures :

$$A_{str} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.392 - \frac{2.312}{34.8} = 0.325\ cm^2$$

III .3.2.Vérification à l'ELU :

➢ **Condition de non fragilité : (Art.A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{str} \geq A_{min} = 0.23\,b\,d\,\frac{ft_{28}}{fe}\,x\left[\frac{e_s - 0.455.(d)}{e_s - 0.185.(d)}\right] = 0.23x100x7x\frac{2,1}{400}x\left[\frac{35-0,455(7)}{35-0.185(7)}\right] = 0.798cm^2$$

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

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.39m$$

A_{str} ≤ Amin .....Condition non vérifiée.

Le ferraillage se fera avec la section minimale.

Soit : $\mathbf{A_S = 4\ HA8 = 2.01 cm^2/ml}$ avec un espacement St = 25cm.

S ≤ Min (3h; 33 cm)

Min (3h x10; 33 cm) =30 cm 25cm ≤ 30cm……Condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 cm^2$$

Soit : **Ar = 4 HA8** = 2.01cm^2 /ml Avec un espacement :

St ≤ min (4h ; 45cm)= 40cm

Min (4x10 ; 45 cm) = 40 cm soit: **St** =15cm

- **Vérification au cisaillement : (Art A.5.1 ;1..BAEL91)**

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

avec :

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5\ KN$$

$$\tau_u = \frac{1.5x10^3}{1000 \times 70} = 0.0214\ \text{Mpa}$$

- V_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU ;
- b : largeur de la bonde considérée = 100 cm ;
- d : hauteur utile de la section, d = h-c .
- Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\begin{cases} \tau_u = \dfrac{V_u}{b \times d} < \overline{\tau}_u \\ \overline{\tau}_u = \min\left(\dfrac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right) \\ \overline{\tau}_u = \min\left(\dfrac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4MPa\right) = \min\left(2.5\ MPa ; 4MPa\right) = \boxed{2.5\ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ .....la condition est vérifiée $\Longrightarrow$ pas de risque de cisaillement.

➢ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A 6.1,3..BAEL)**

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

- Ψs : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9 \times d \times \sum U_i}$$

- $\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres
- $\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3{,}14 \times 4 \times 0{,}8 = 10{,}048$ cm

n: Nombre de barres

D'où : $\tau_{se} = \dfrac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.23\ Mpa < 3.15 Mpa$

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée donc il n'y'a pas de risque d'entrainement des barres.

➢ **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 ls = **30cm.**

III .3.3.Vérification à l'ELS :

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

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

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

$$\overline{\sigma_s} = 201.63\text{Mpa.}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100xA_s}{bxd} = \frac{100x2{,}51}{100x7} = 0.287$$

$$\rho_1 = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.916 \rightarrow \kappa_1 = 44.52$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6x10^3}{0.912x7x2.51} = 37.44Mpa$$

$$\sigma_{st} = 37.44\text{Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63\text{Mpa} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{Condition vérifiée.}$$

➢ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ fc28 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} x\sigma_{st} = \frac{1}{44,52} x37.44 = 0.841Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 0.841Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$$ .....Condition vérifiée.

➢ **Vérification de l'acrotère au séisme :**

$$Fp = 4 \times A \times Cp \times wp$$

Avec :

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

(RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1). ⟶ **A = 0,15**

Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

L'acrotère est un élément en console ⟶ **Cp = 0.8**

Wp : Poids de l'élément considéré (acrotère) ⟶ **Wp=1.713KN/ml.**

Donc : **Fp = 4 × 0.15 × 0. 8× 1.713 = 0.822KN/ml.**

Fp = 0.822KN/ml < **Q** =1KN/ml.....**Condition vérifiée**

Conclusion :

L'acrotère sera ferraillé comme suit :

Armatures principales : **4HA8/ml , avec e = 25cm.**

Armatures de répartition : **4 HA8 , avec e = 15cm.**

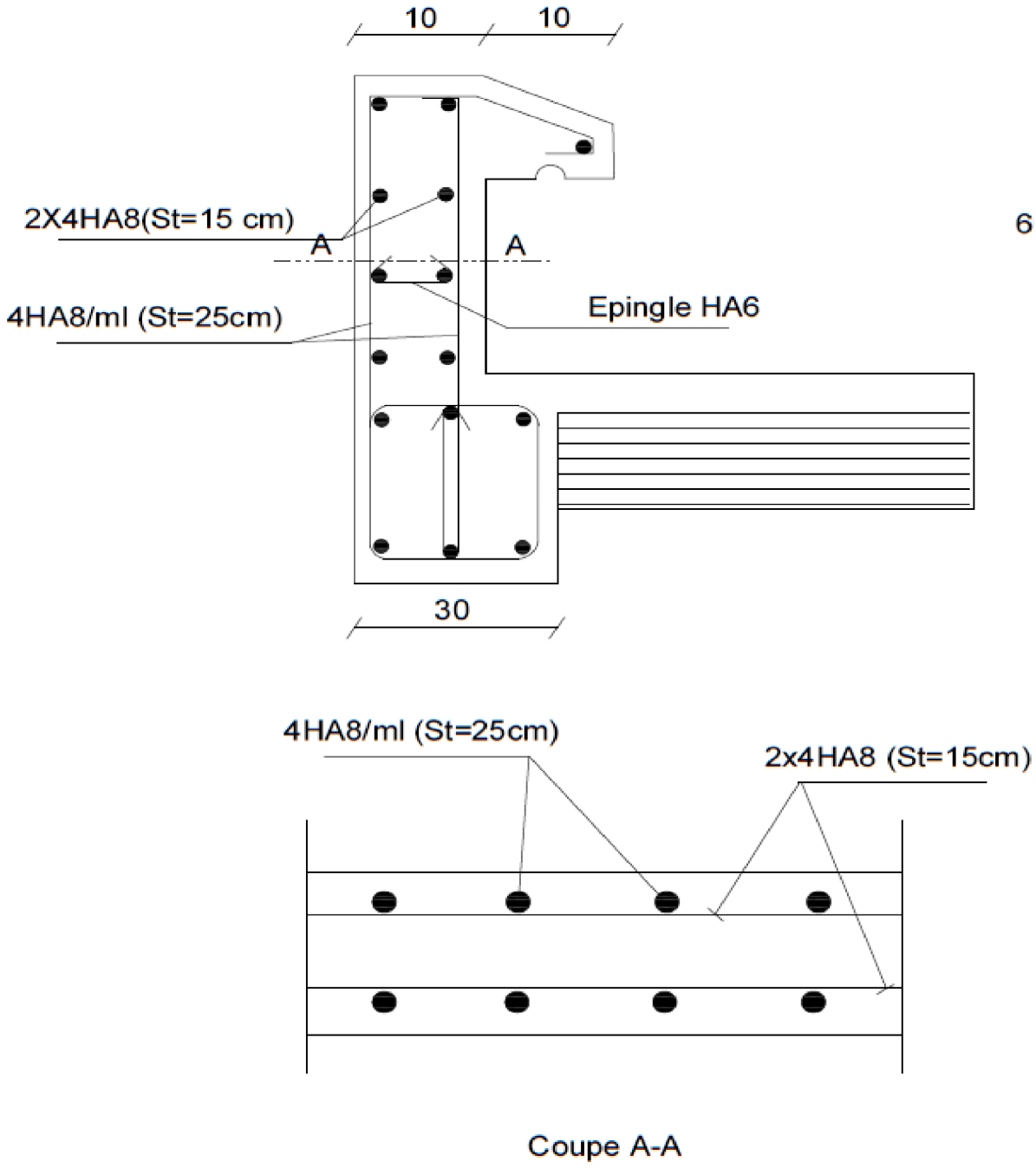


Fig 3.5 : Ferraillage de l'acrotère.

Planchers

I. Introduction:

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur les quelles repose le corps creux. Sauf les balcons, le porte à faux et la salle machine, qui sont en dalle pleine.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

Nervure appelé poutrelle de section en Té, elle assure la fonction de portance.

a distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique

Sa dimension est de 16cm.

Une de dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :

Limité les risques de fissuration par retrait

Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

II. Détermination des dimensions de la section en T :

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

h_0 = 4 cm (épaisseur de la dalle de compression)

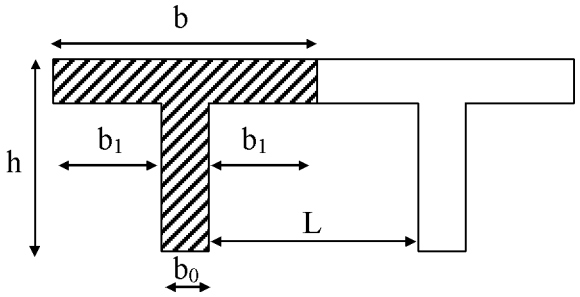
C = 2 cm (enrobage)

d = 18 cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.



II.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 cm^2/ml$$

figure III.1

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

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63\ cm^2/mL$; e = 20 cm

II.2.Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315\ cm^2$$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.63\ cm^2/ml$; e = 20 cm

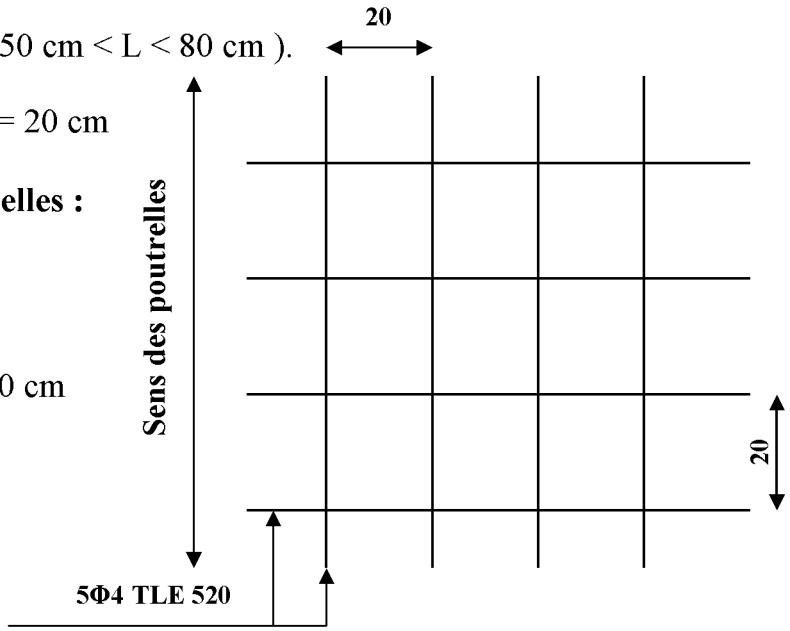


Figure III.2 : **Feraillage de la dalle de compression avec un treillis soudé 20x20cm**

III. Calcul de la poutrelle à l'ELU:

III.1. Avant le coulage : avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : 25 x 0 .12 x 0.04 = 0.12KN/ml
- poids propre du corps creux : 0.65 x 0.95 =0. 62 KN/ml
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : Q = 1KN/ml

III.1.1. combinaison d'actions :

A l'ELU : Q_u= 1,35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.12+0.62) + 1.5x1 = 2.5 KN/ml

III.1.2. calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3^2}{8} = 2.812 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3}{2} = 3.75\text{KN}$$

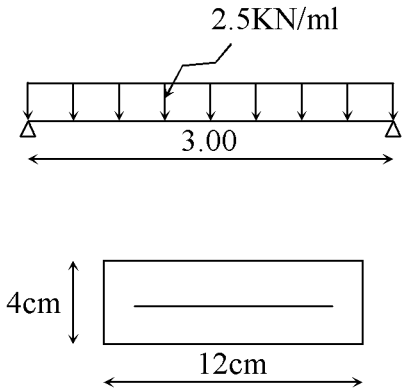


Figure III.3

III.1.3. ferraillage de la poutrelle :

d = h – c = 4-2 =2 cm

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 fb_u} = \frac{2.812 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 4.12 > 0.392$$

$\mu_b > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ S.D.A

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

III.2. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : G = 5.31 x 0.65 = 3.45KN/ml

Nous considérons pour nos calculs le plancher le plus défavorable (a usage habitation)

- surcharge d'exploitation : Q = 1.5 x 0.65 = 0.975 KN/ml

III.2.1. Combinaison d'actions :

À l'ELU : Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.12KN/ml

À l'ELS : Q_s = G + Q = 4.42 KN/ml

III.2.2. Choix de la méthode :

1. $\begin{cases} Q=1.5KN/ml < 2G=6.9KN/ml \\ Q \leq 5\ KN \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

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

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25)$ on a :

$$\frac{300}{300}=1\ ; \frac{300}{300}=1;\quad ; \text{Condition vérifiée}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.3.Principe de la méthode:

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0, dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charges que la travée considérée.

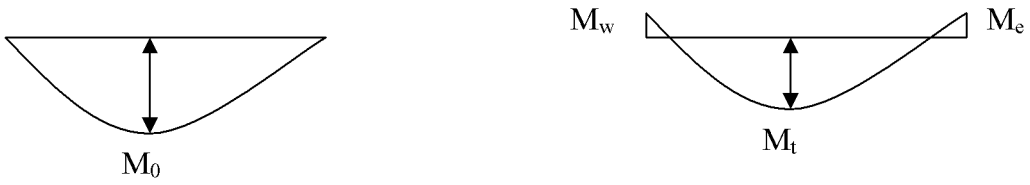


Figure III.4 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

III.2.4.Exposé de la méthode :

- le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour Q=0 $\mapsto \alpha$ =0 et pour Q=2G $\mapsto \alpha$ =2/3

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement

- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

Les valeurs de M_e, M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

3.1.1. $M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0)$

$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ dans le cas d'une travée intermédiaire

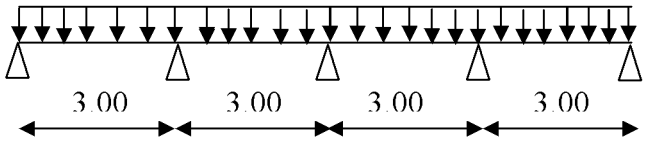
$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ dans le cas d'une travée de rive

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

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées

- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 5 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :



III.2.5. calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

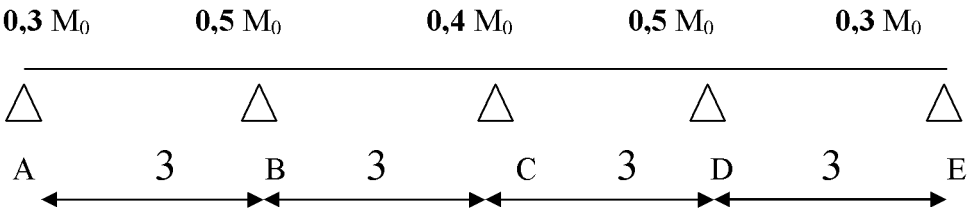
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{3.45+0.975} = 0.22 \qquad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right)$$

On aura après calcul : α =0.22

$$1 + 0.3\,\alpha = 1.066$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.533 \qquad \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

III.2.6.Calcul des Moments isostatiques:



$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0DE} = M_0 = \frac{q_u}{8} l^2 = 6.88$ KN.m

III.2.8.Calcul de Moments sur appuis:

$M_A = 0.3\ M_0 = 0.3 \times 6.88 = 2.06$ KN.m

$M_B = 0.5\ M_0 = 0.5 \times 6.88 = 3.44$ KN.m

$M_C = 0.4\ M_0 = 0.4 \times 6.88 = 2.75$ KN.m

$M_D = 0.5\ M_0 = 0.5 \times 6.88 = 3.44$ KN.m

$M_E = 0.3\ M_0 = 0.3 \times 6.88 = 2.06$ KN.m

III.2.9.calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec T_w, Te respectivement les efforts tranchants à gauche et a droite de l'appuis.

Travée	M0(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Mt(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	6.88	2.06	3.44	4.58	8.72	-9.64
B-C	6.88	3.44	2.75	4.23	9.41	-8.95
C-D	6.88	2.75	3.44	4.23	8.95	-9.41
D-E	6.88	3.44	2.06	4.58	9.64	-8.72

III.2.10. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments

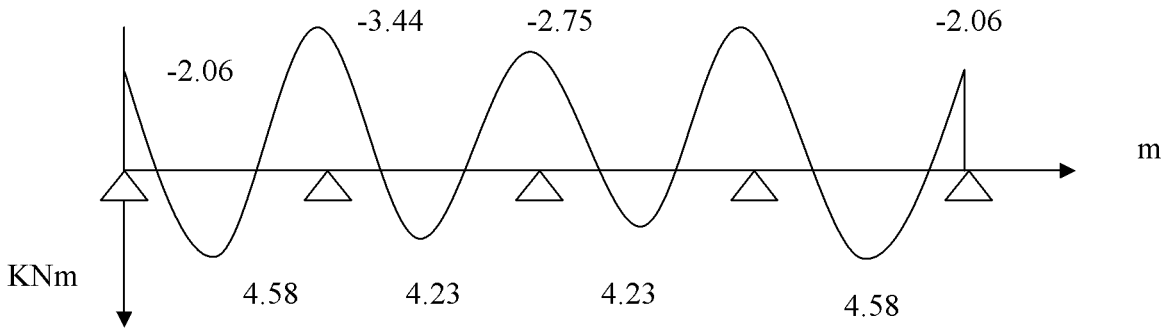
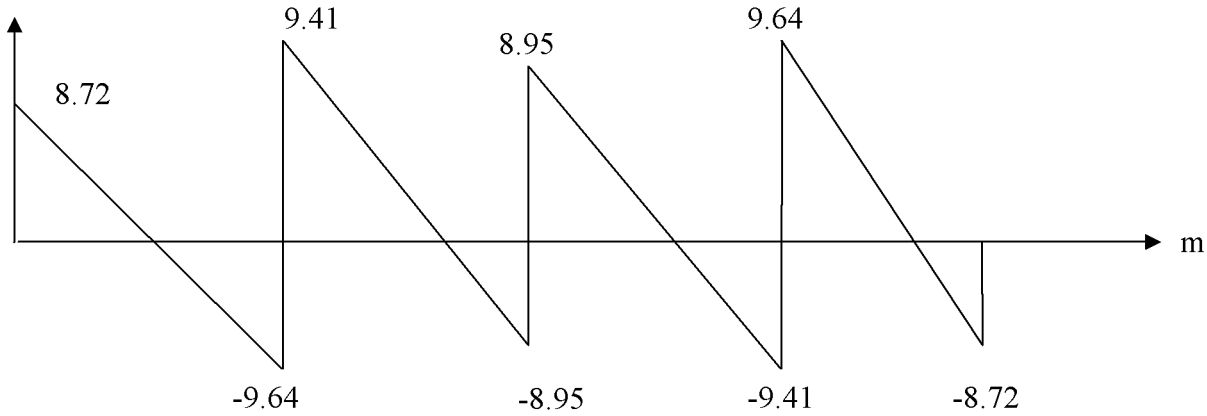


Figure III.5

b) diagramme des efforts tranchants :



III.2.11. Ferraillage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$M_t^{max} = 4.58$ KN.m

$M_a^{max} = 3.44$ KN.m

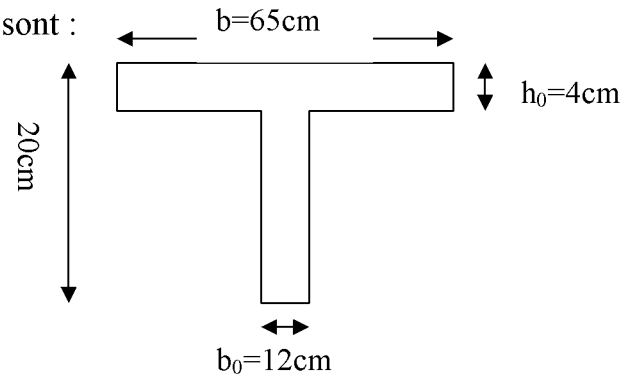


Figure III.6 : Section de la poutre en Té

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right).10^3 = 59.072\,KN.m$$

M_t = 59.072 KN.m > M_t^{max}=4.58 KN.m → l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{4.58\times10^3}{65\times18^2\times14.2} = 0.016 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{4.58\times10^3}{0.992\times18\times348} = 0.737cm^2$$

A_{st}=0.737cm^2 on adopte : 3HA10 = 2.35cm^2

b) Armatures aux appuis :

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

$$M_a^{max} = 3.44\ KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{3.44\times10^3}{12\times18^2\times14.2} = 0.062 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.062 \rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{3.44\times10^3}{0.968\times18\times348} = 0.51\ cm^2$$

A_a= 0.51 cm^2 on adopte :2HA10 = 1.57 cm^2

c) Calcul des armatures transversales :

$$\varphi \le \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{max}\right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10\right) = 5.71mm = 0.571cm$$

$\phi \le 0.571cm$ On prend $\phi = 6mm$

On adopt: $2\phi 6 \rightarrow A_t = 0.56cm^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\varphi 6$

Espacement des armatures transversales :

$$St \le \min(0.9d\ .40cm) = \min(16.2\ , 40) = 16.2cm$$

On prend S_t=15 cm

III.2.12.Vérification à l'ELU :

a) Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que :

$\tau_u \le \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}\ , 5MPa)$ «Fissuration peu nuisible»

$\bar{\tau}_u = \min(3.33MPa\ , 5MPa) = 3.25MPa$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{9.64 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.44MPa$$

$\tau_u = 0.44MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa$ ……..Condition vérifiée.

b) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26cm^2$$

En travée :

$A_t = 2.35cm^2 > A_{min} = 0.26cm^2$ …….Condition vérifiée.

Aux appuis :

$A_a = 1.57cm^2 > A_{min} = 0.26cm^2$ .....Condition vérifiée

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

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum Ui} = \frac{9.64 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 0.95MPa$

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

$\tau_{se} = 0.95MP_a < \bar{\tau}_{se} = 3.15MP_a$ .....Condition vérifiée

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

On doit vérifier que : $V_u^{max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec a = 0.9d

$V_u^{max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.6KN$

$V_u^{max} \leq 129.6KN$

Appuis de rive :

V_{umax}=8.72 KN < 129.6KN .....condition vérifiée.

Appuis intermédiaires :

V_{umax} = 18.55KN < 129.6 KN .....condition vérifiée.

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}(V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d})$

- **Appuis de rive :**

$A_a = 1.57 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (8.72 - \frac{2.06}{0.9 \times 0.18}) = -0.11$

$A_a = 1.57 \geq -0.11$ .....Condition vérifiée.

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_a = 2.35 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (18.55 - \frac{3.44}{0.9 \times 0.18}) = -0.077 cm^2$$

$A_a = 2.35 \geq -0.077 cm^2$ .....Condition vérifiée.

III.2.13. Calcul de la poutrelle à l'ELS:

1. calcul des moments isostatiques :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

. q_s= 3.45+0.975=4.42KN/ml

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.42}{6.12} = 0{,}722$$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau : **Tableau 3.2**

Travée	M0(KN.m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Mt(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	4.96	1.48	2.48	3.30	6.29	-6.96
B-C	4.96	2.48	1.98	3.05	6.79	-6.46
C-D	4.96	1.98	2.48	3.05	6.46	-6.79
D-E	4.96	2.48	1.48	3.30	6.96	-6.29

2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments

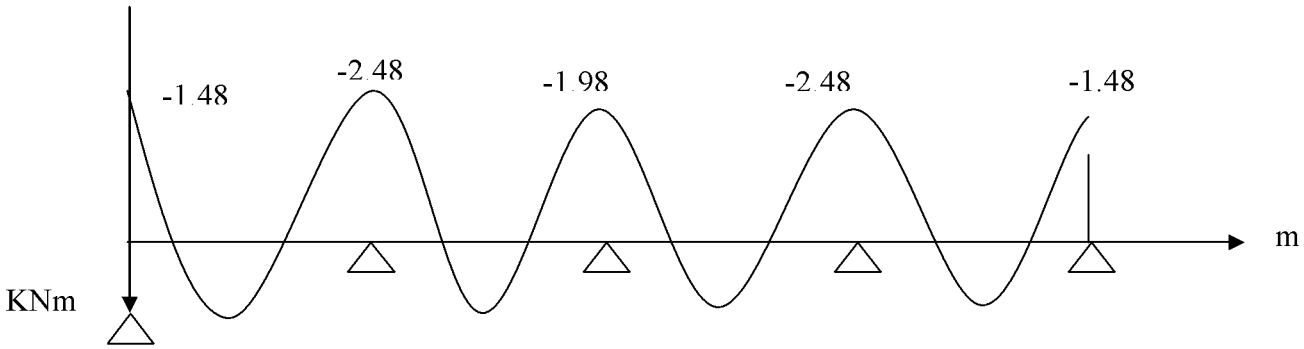


Figure III.7

b) diagramme des efforts tranchants :

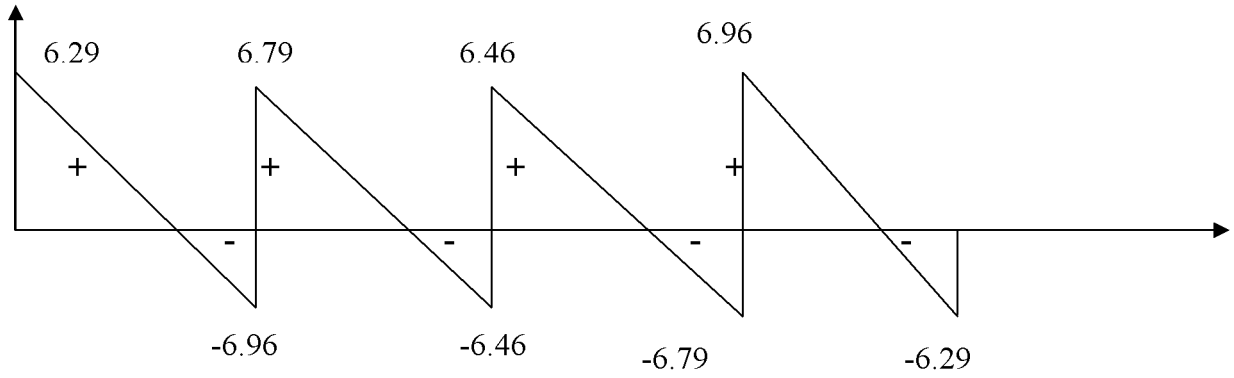


Figure III.8

3. Vérifications à L'ELS :

3.1. Etat limite de la compression du béton :

- **en travée** :

$$M_t^{max} = 3.30KN.m$$

- contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{18 \times 12} = 1.088$$

$$\rho_1 = 1.088 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow K = 19.80$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 dA_s} = \frac{3.30 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 91.13MPa < \overline{\sigma} = 348MPa$$

- Contrainte de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 91.13/19.8 = 4.60 \text{ MPa.}$$

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

- **aux appuis** *:*

$$M_a^{max} = 2.48 KN.m$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0.726$$

$$\rho_1 = 0.726 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow K = 25.32$$

- Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.48 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 100MPa < 348MPa$$

- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 100/25.32 = 3.94 \text{ MPa.}$$

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

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

3.2. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

3.4. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

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

$$1- \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale .

M_t : moment maximum de flexion .

b_0 : largeur de nervure

$$1- \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{300} = 0.06 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{condition vérifiée}$$

$$2- \quad \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{3.30}{15 \times 4.96} = 0.044 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ condition vérifiée}$$

$$3- \quad \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.35}{18 \times 12} = 0.01157 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{condition non vérifiée}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I f_v}$$

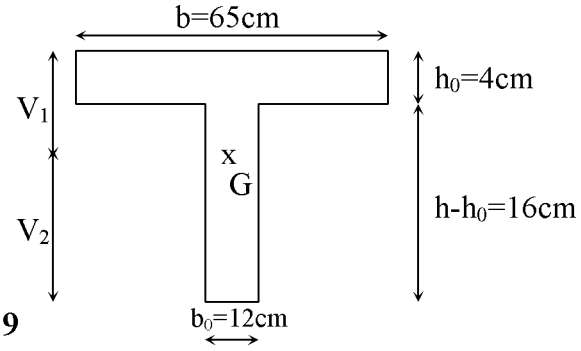


Figure III.9

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0)\, h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12\times 20 + (65 - 12)x4 + 15 \times 3.39 = 487.25cm^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15A_t.d$$

$$S/_{xx} = \frac{12\times 20^2}{2} + (65-12)\frac{4^2}{2} + 15\times 2.35\times 18 = 3458.5cm^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.09 = 12.90cm$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2\right] + 15A(V_2 - c)^2$$

Dans notre cas As=0

$$I_0 = 45589.33cm^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.35}{12\times 18} = 0.0109$$

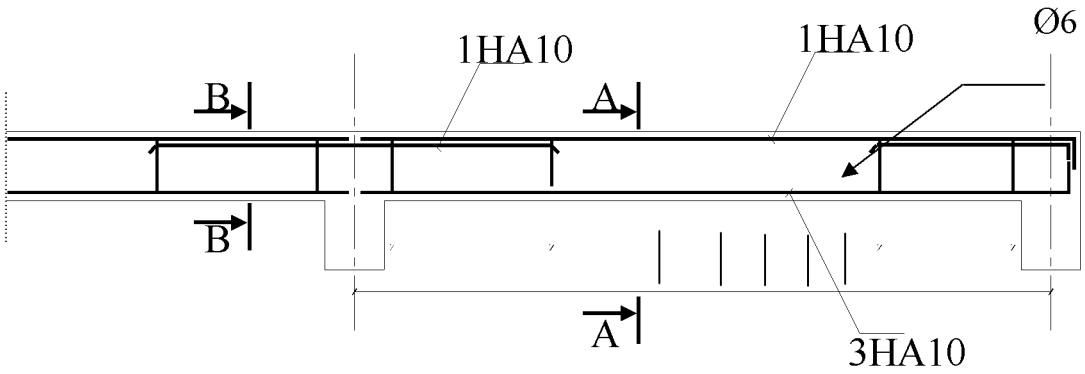
$$\lambda_V = \frac{0.02f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02\times 2.1}{0.0109\times\left(2 + \frac{3\times 12}{65}\right)} = 1.50$$

$\sigma_s = 91.13.$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}};0) = \max(1 - \frac{1.75\times 2.1}{4\times 0.0109\times 91.13 + 2.1};0) = 0.605$$

$$If_v = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_V\mu} = \frac{1.1\times 45589.33}{1+1.50\times 0.605} = 26290.04cm^4$$

$$f_V = \frac{3.3\times(3.00)^2 10^7}{10\times 10818.87\times 26290.04} = 0.10 < \frac{L}{500} = 0.8cm$$ …….. La flèche est vérifiée.



1 **Figure III.10: Ferraillage de la poutrelle**

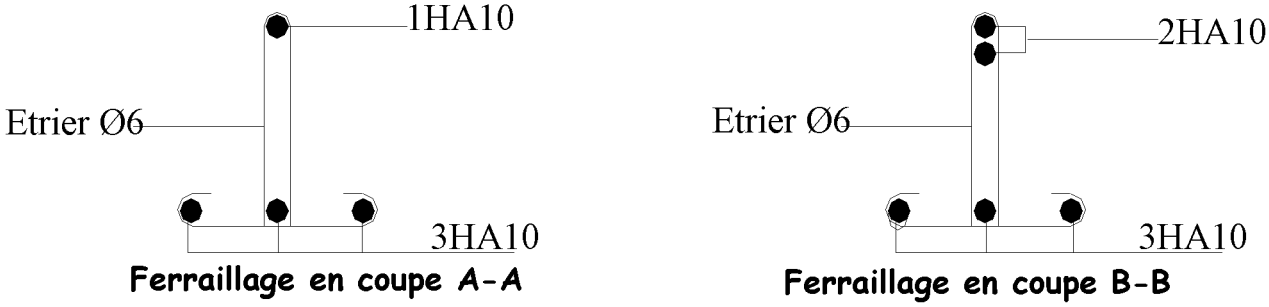


Figure III.11

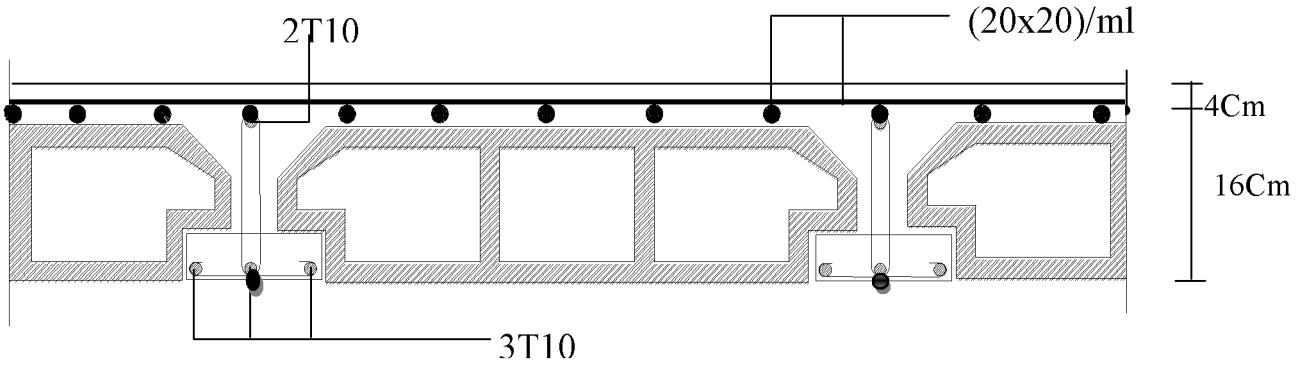


Figure III.12 : Plan de ferraillage du plancher

Salle machine

III.3. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

III.3.1. Définition :

Notre immeuble est doté d'une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de (1.3×1.7) m^2 appuyée sur ses 4 coté.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, repartie sur une surface de 2.21 m^2 (1.3 × 1.7) transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

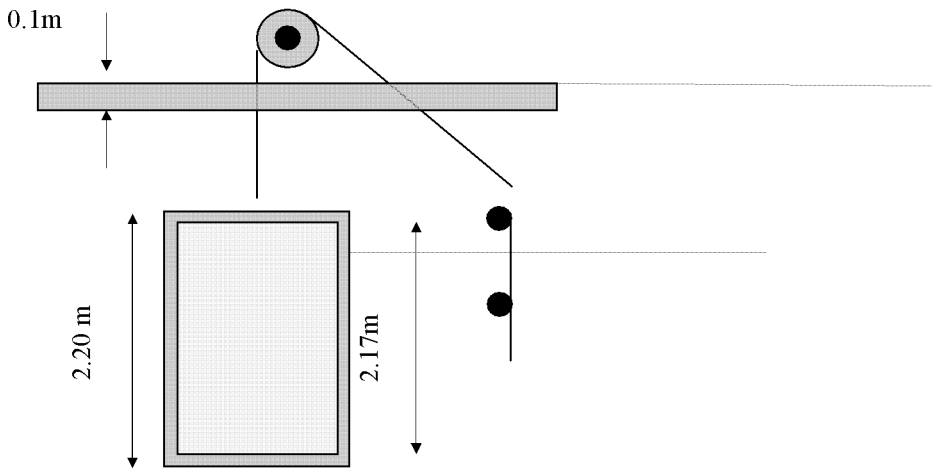


figure III.3.1: **schéma de l'ascenseur.**

III.3.2. Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{130}{30} = 4.33 \text{ cm}$$

La surface de sa cabine est (1.7× 2=3 .4 m^2)

h_t: doit être au moins égale à 12cm (RPA 99 version 2003).

On opte pour h_t= 15 cm

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

III.3.3 Calcul du panneau :

- **Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.

- **Principe de la méthode**

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

On définit :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

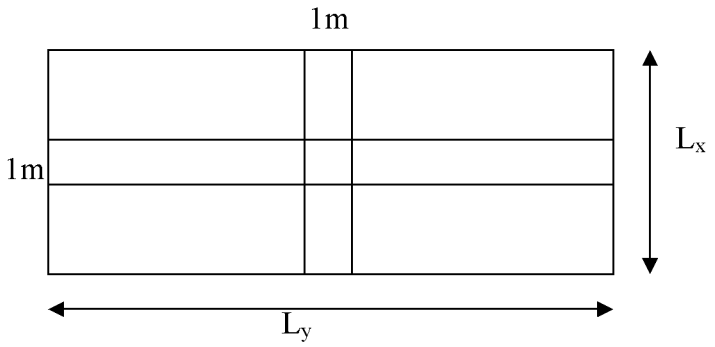
$$l_x < l_y$$

✓ Si $\rho < 0.4$ le panneau travaille dans un seul sens (l_x) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur.

✓ Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ le panneau travaille dans les deux sens

Avec :

$$\begin{cases} M_{0x} = \dfrac{q\, l_x^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{cases}$$



Sens l_x : $M_{0x} = \mu_x \, q \, (l_x)^2$

Sens l_y : $M_{0Y} = \mu_Y \; M_{0x}$

M_{ox} et M_{oy} : coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et du coefficient de poisson.

Tel que : V = $\begin{cases} 0 \quad \text{à l'ELU} \\ 0.2 \quad \text{à l'ELS} \end{cases}$

- **Application**

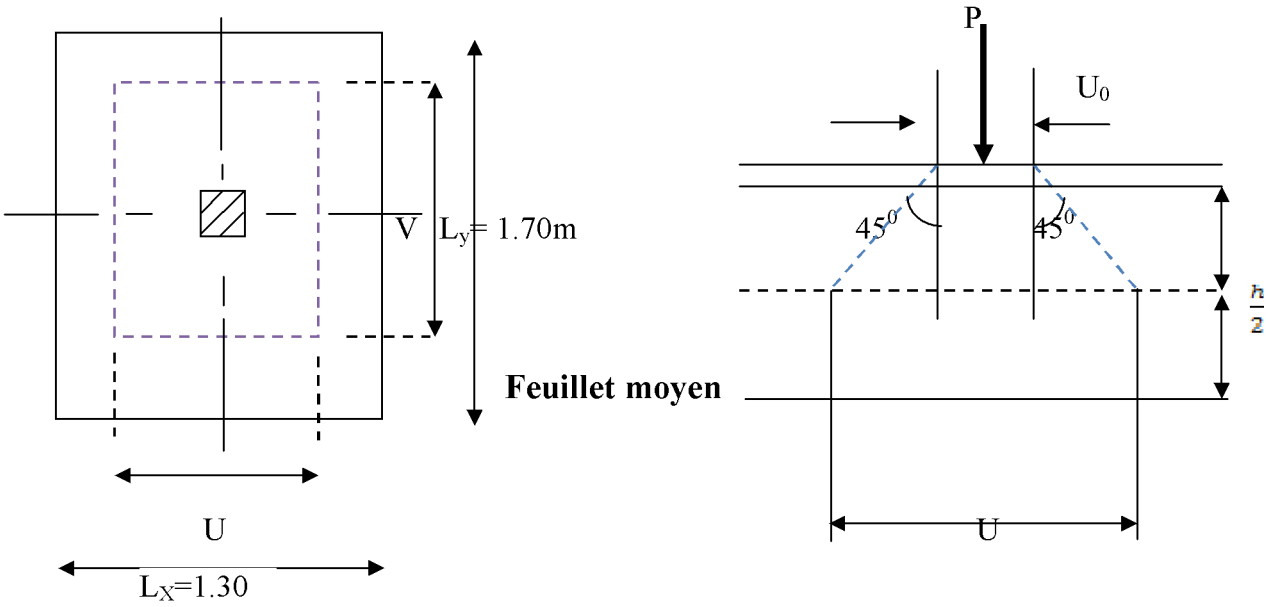


Figure : III.3.2 schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{170} = 0.77$

$0{,}4 \leq \rho \leq 1$ ⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2(\zeta\ e + h_t/2) \\ V = V_0 + 2(\zeta\ e + h_t/2) \end{cases}$$

avec :

ht = 15cm.

e : revêtement de la dalle (e =5cm).

ζ : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton **ζ =1.0**

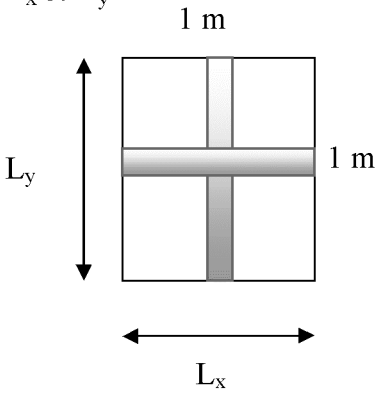
(U x V) : surface d'impacte au niveau de la feuille moyenne.

(U_0 x V_0) : coté de rectangle dans le quel la charge est centrée (U_0 = V_0 = 80cm).

D'où :

$$\begin{cases} U = (80 + 10 + 15) = 105\text{cm} \\ V = (80 + 10 + 15) = 105\text{cm} \end{cases}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y



III.3.4. Détermination des sollicitations :

❖ **Moment due au poids propre :**

$M_x = \mu_x\ q_u\ l_x^2$ ⟶ moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y\ M_{x2}$ ⟶ moment suivant la grande portée.

Les coefficients μ_X, μ_Y sont donnés en fonction de rapport ρ et du coefficient de poisson.

Avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{à EL} \\ \nu = 0.2 & \text{à ELS} \end{cases}$$

q:charge uniformément repartie sur tout la dalle.

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\left.\begin{array}{l} \nu = 0 \\ \rho = 0{,}77 \end{array}\right\} \Longrightarrow \begin{cases} \boldsymbol{\mu_X = 0.0598} \\ \boldsymbol{\mu_Y = 0.542} \end{cases}$$

Poids propre de la dalle : G = (25x0.15+22x0.05) = 4.85 KN/ml.

G =4.85KN/ml

Surcharge d'exploitation : **Q=1KN/ml**

q_u=1.35xG+1.5xQ

q_u =1.35x4.85+1.5x1 =8.0475 KN/ml

q_u=8.0475 KN/ml.

$$\begin{cases} M_{ux1} = 0.0598 \text{ x } 8.0475 \text{ x } (1.3)^2 = 0.813 \text{ KN/ml.} \\ M_{uy1} = 0.542 \text{ x } 0.813 = 0.441 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

v =0,2

ρ=0,77 $\longrightarrow$ μ_X = 0,0663 ; μ_Y = 0,670

q_s=G+Q

q_s=4.85+1 =5.85KN/ml

q_s=5.85 KN/ml

$M_{sx1} = 0.0663 \times 5.85 \times (1.3)^2 = 0.656$ KN/ml.

$M_{sy1} = 0.656 \times 0.670 = 0.439$ KN/ml

❖ **Moment due à la charge localisée :**

$$\begin{cases} M_{X1} = (M_1 + v\ M_2)\ P \\ M_{Y1} = (M_1\ v + M_2)\ P \end{cases}$$

M_1 et M_2 : coefficients donnée par les abaques en fonction de ρ et des rapports

$$\frac{U}{L_X} \text{ et } \frac{V}{L_Y}$$

On a :

$$\begin{cases} \rho = 0.77 \\ \frac{U}{L_X} = \frac{105}{130} = 0.807 \\ \frac{V}{L_Y} = \frac{105}{170} = 0.617 \end{cases}$$

Pour déterminer M_1 et M_2 on doit faire une interpolation entre deux valeurs :

➢ **ρ= 0.7**

$$\begin{cases} \frac{U}{L_X} = 0.7 \quad , \qquad \frac{V}{L_y} = 0.6 \\ M_1 = 0.082 \\ M_2 = 0.055 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \\ \longrightarrow \end{cases} \begin{matrix} M_1 = 0.079 \\ M_2 = 0.051 \end{matrix}$$

$$\begin{cases} \frac{U}{L_X} = 0.7 \quad , \qquad \frac{V}{L_y} = 0.7 \\ M_1 = 0.076 \\ M_2 = 0.048 \end{cases}$$

➢ **ρ= 0.8**

$$\begin{cases} \frac{U}{L_X} = 0.7 \quad , \quad \frac{V}{L_y} = 0.6 \\ M_1 = 0.082 \\ M_2 = 0.055 \end{cases}$$

$$\longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0.079 \\ M_2 = 0.0515 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{U}{L_X} = 0.7 \quad , \quad \frac{V}{L_y} = 0.7 \\ M_1 = 0.076 \\ M_2 = 0.048 \end{cases}$$

Après interpolation entre les deux valeurs on a trouve :

$$\begin{cases} \mathbf{M_1 = 0.079} \\ \mathbf{M_2 = 0.051} \end{cases}$$

- **Etat limite ultime(ELU) :(ν =0)**

P_u = 1.35 P = 1.35 × 90 = 1210. 5 KN (charge concentrée du système de levage)

P_u=121.5 KN

$$\begin{cases} M_{uX2} = \text{Pu } M_1 = 121.5 \times 0.079 = \mathbf{9.598\ KN.\ M} \\ M_{uY2} = \text{Pu } M_2 = 121.5 \times 0.051 = \mathbf{6.196\ KN.\ M} \end{cases}$$

- **Etat limite de service (ELS) (ν =0,2)** :

P_s = 90 KN

$$\begin{cases} M_{sX2} = \text{Ps } (M_1 + \nu M_2) = 90(0.079 + 0.2 \times 0.051) = \mathbf{8.028\ KN.\ M} \\ M_{sY2} = \text{Ps } (M_1 \nu + M_2) = 90\ (0.079 \times 0.2 + 0.051) = \mathbf{6.012\ KN.\ M} \end{cases}$$

III.3.5. Superposition des moments :

ELU :

$$\begin{cases} M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0.813 + 9.598 = 10.411 \text{ KN/ml.} \\ M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.441 + 6.196 = 6.607 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

ELS:

$$\begin{cases} M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0.656 + 8.028 = 8.684 \text{ KN/ml.} \\ M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.439 + 6.012 = 6.451 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

III.3.6. Correction des moments :

En travée :

$$\begin{cases} M^t_x = 0.85 \times M_X = 0.85 \times 10.411 = 8.85 \text{ KN.m} \\ M^t_y = 0.85 \times M_Y = 0.85 \times 6.607 = 5.616 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} M^a_x = 0.3 \times M_X = 0.3 \times 10.411 = \mathbf{3.1233} \text{ KN.M} \\ M^a_y = 0.3 \times M_Y = 0.3 \times 6.607 = \mathbf{1.9821} \text{ KN.M} \end{cases}$$

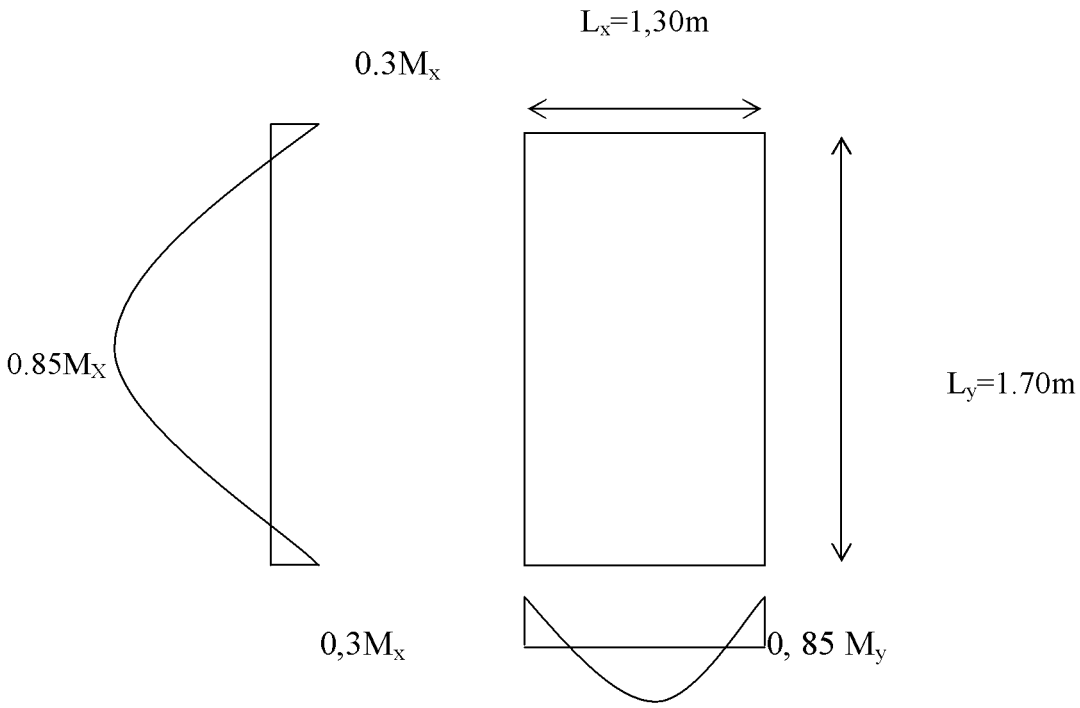
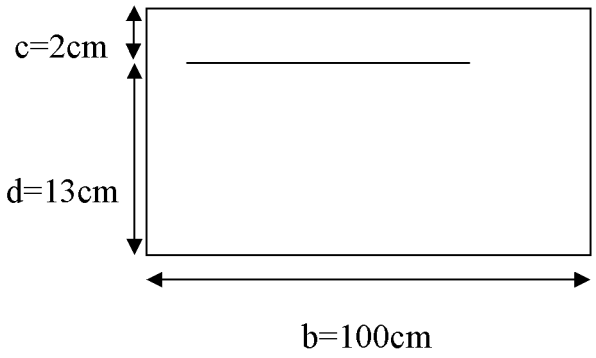


Figure: III.3.3 : Correction des moments.

III.3.7. Ferraillage :

Il se fera à l'ELU pour une bande 1mdr largeur :



Sens x-x:

Sur appuis:

M^a_x = 3.1233 KN.m

d = h_t – 2 = 15 – 2 =13 cm

$$\mu_b = \frac{M^a_x}{b.d^2.f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{3.1233 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0130 < 0.392$$

⟶ La section simplement armé

μ_b=0,0130 donc β=0,9935

Avec :

$$A_x^a = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

$$A_x^a = \frac{3.1233 \times 10^3}{0.9935 \times 13 \times 348} = 0.695 cm^2$$

On opte pour **A_x^a =4HA8=2.01 cm²** avec : **S_t = 25 cm**

En travée :

$$M_x^t = 8.85 KN.m$$

$$\mu_b = \frac{Mx^t}{b.d^2.f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{8,85x10^3}{100x13^2x14.2} = 0.0369 < 0.392$$

⟶ La section simplement armé.

$\mu_b = 0.0369$ donc $\beta = 0.9815$

$$A_x^t = \frac{Mx^t}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

$$A_x^t = \frac{8.85\times10^3}{0.9815\ x13x348} = 1.99\ cm^2$$

On opte pour $\mathbf{A_x^t = 4HA10 = 3.14\ cm^2}$ avec : $\mathbf{S_t = 25\ cm}$

Sens y-y:

Sur appuis:

$$\mathbf{M^a_y = 1.9821\ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M^a_y}{b.d^2.f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{1,9821x10^3}{100x13^2x14.2} = 0\ .0083 < 0.392$$

⟶ La section simplement armé .

$\mu_b = 0.0083$ donc $\beta = 0.996$

Avec :

$$A_y^a = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

$$A_y^a = \frac{1.9821\times10^3}{0.996\ x13x348} = 0.44\ cm^2$$

On opte pour $\mathbf{A_y^a = 4HA8 = 2.01\ cm^2}$ avec : $\mathbf{S_t = 25\ cm}$

En travée :

$$M_y^t = 5{,}616 KN.m$$

$$\mu_b = \frac{My^t}{b.d^2.f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{5.616x10^3}{100x13^2x14.2} = 0.0234 < 0.392$$

⟶ La section simplement armé .

$\mu_b = 0.0234$ donc $\beta = 0.988$

$$A_y^t = \frac{My^t}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

$$A_y^t = \frac{5{,}616\times10^3}{0.988\ x13x348} = 1.256\ cm^2$$

On opte pour $\mathbf{A_y^t = 4HA10 = 3.14\ cm^2}$ avec : $\mathbf{S_t = 25\ cm}$

III.3.8. Vérification :

❖ **Condition de non fragilité :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence w_o qui dépend de la nuance des aciers,

de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas $w_o = 0{,}8\ ^0/_{00}$

Sens x-x :

On a : $w_0 = 0.8 \times 10^{-3}$ pour les aciers de nuance FeE400.

W **:** Le pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x.

$$A_x^{min} = w_o \times \left(\frac{3-P}{2}\right) \times b \times h = 0.8 \times 10^{-3} \times \left(\frac{3-0.8}{2}\right) \times 100 \times 15 = 1.32\ cm^2$$

$\mathbf{A_x^{min}} = 1.32\ cm^2$
$\mathbf{A_x^{a}} = 2.01\ cm^2$
$\mathbf{A_x^{t}} = 3.14\ cm^2$

$A_x > A_x^{min}$ ⟶ **condition vérifiée.**

Sens y-y :

$A_x^{min} = w_o \times b \times h = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.2\ cm^2$

$\mathbf{A_y^{min}} = 1.2\ cm^2$
$\mathbf{A_y^{a}} = 2.01\ cm^2$
$\mathbf{A_y^{t}} = 3.14\ cm^2$

$A_y > A_y^{min}$ ⟶ **condition vérifiée.**

Les conditions de non fragilités sont vitrifiées dans les deux sens.

❖ **Diamètre minimal des barres (Art.3.2.1/BAEL91 révisé99) .**

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq \frac{h_o}{10} = \frac{150}{10} = 15\ mm$$ ⟶ **condition vérifiée.**

❖ **Ecartement des barres (Art.6.5.1/BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région central.

- Armature // à l_x : A_x // l_x : $S_t = 25\ cm < \min(3h, 33cm) = 33$ cm ⟶ **Condition vérifiée.**

- Armature // à l_y : A_y// l_y : $S_t = 25\ cm < \min(4h, 45cm) = 45$cm ⟶ **Condition vérifiée.**

❖ **Condition de non poinçonnement :**

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite.

$$N_U \leq 0.045 h \mu_c \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec μ_C :périmètre du conteur de l'aire sur le lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_C = 2\,(U + V) = (105 + 105) \times 2 = 420cm = 4.20\ m$$

N_u : Charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \text{ x } 90 = 121.5 \text{ KN}$$

N_u =121.5 KN < 0.045 x 0.15× 4.2 x $\frac{25}{1.5}$ x 10^3 = 472.5 KN ⟶ cv

❖ **Contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

-Au milieu de **U** ⟶ $T_{max} = \frac{Nu}{2U+V} = \frac{121.5}{3x1.05} = 38.57$ KN/m

-Au milieu de **V** ⟶ $T_{max} = \frac{Nu}{2U+V} = \frac{121,5}{3x1.05} = 38.57$ KN/m

$Tu = \frac{T_{max}}{db} = \frac{38.57}{0.13x1} = 296.7$ KN/M^2 =0.296 Mpa < 0.07 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ =1.167 Mpa ⟶ cv

III.3.9. Vérification à ELS :

❖ **Moment dû au système de levage :**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

$$M^s_{X1} = ps \times (M1 + vM_2)$$

$$M^s_{Y1} = ps \times (M2 + vM_1)$$

Avec $v = 0.2$ à l'ELS $M1 = 0.076$ KN. m , $M2 = 0.055\ Kn.\ m$ et $ps = 90\ Kn$

$$M^s_{X1} = 90 \text{ x } (0.079 + 0.2 \text{ x } 0.0515) = 8.037 \text{ KN.N}$$

$$M^s_{Y1} = 90 \text{ x } (0.0515 + 0.2 \text{ x } 0.079) = 6.057 \text{ KN.N}$$

Moment dû au poids de la dalle pleine :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

Dans le sens Lx : $M^s_{x2} = \mu x \times qs \times l_x^2$

Dans le sens Ly : $M^S_{Y2} = \mu y \times M^s_{X2}$

On a

v =0.2

ρ=0.88

tableau →

μ_X = 0.0663

μ_Y = 0.670

M^s_{x2} =0.0663 x 5.85 x 1.3^2 = 0.655 KN.M

M^S_{Y2}= 0.670 x 0.655 = 0.44 KN.M

❖ **Superposition des moments**

$M_x{}^s = M^s_{X1} + M^s_{x2}$

$M_y{}^s = M^s_{y1} + M^s_{y2}$

$M_x{}^s$ = 8.37 + 0.655 = 9.025 KN.M

$M_y{}^s$ = 6.057 + 0.44 = 6.497 KN.M

❖ **Correction des moments :**

En travée :

$M_x{}^t$ = 0.85 x $M_x{}^s$ =0.85 x 8.025 = 7.67 KN.M

$M_y{}^t$ = 0.85 x $M_y{}^s$ =0.85 x 6.497 = 5.52 KN.M

Aux appuis :

$M_x{}^a$ = 0.3 x $M_x{}^s$ = 0.3 x 8.025 = 2.41 KN.M

$M_y{}^a$ = 0.3 x $M_y{}^s$ = 0.3 x 6.497 = 1.95 KN.M

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

La section est rectangulaire.

La nuance des aciers est de FeE400.

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

Sens x-x :

En travée :

$$\mu = \frac{Mtx^{s}}{b.d^{2}.f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{7.67x10^{3}}{100x13^{2}x14.2} = 0.032 \longrightarrow \alpha = 0.0406$$

$$\gamma = \frac{Mtx^{u}}{Mtx^{s}} = \frac{8.85}{7.67} = 1.15$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.325 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{Max^{s}}{b.d^{2}.f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{3.1233x10^{3}}{100x13^{2}x14.2} = 0.013 \longrightarrow \alpha = 0.01635$$

$$\gamma = \frac{Max^{u}}{Max^{s}} = \frac{3.1233}{2.41} = 1.295$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.295-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.398$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.398 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}^{s}}{b.d^2.f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{5.52x10^3}{100x13^2x14.2} = 0.023 \longrightarrow \alpha = 0.02915$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^{u}}{M_{ty}^{s}} = \frac{8,392}{5,52} = 1.52$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.52-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.51$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,51 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}^{s}}{b.d^2.f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{1.98x10^3}{100x13^2x14.2} = 0.008 \longrightarrow \alpha = 0.01$$

$$\gamma = \frac{M_{ay}^{u}}{M_{ay}^{s}} = \frac{1.98}{1.95} = 1.01$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,01-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.26$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.26 \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de fissuration :**

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

➢ **Vérification au poinçonnement** :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$Uc : 2 \times (U + V) = 2 \times 2 \times 1.05 = 4.2 \text{ m}$$

Et $q_u = 8{,}0475 \leq \frac{0{,}045 \times 4{,}2 \times 25 \times 10^3}{1{,}5} = 3150$ KN

Les schémas de ferraillage de la dalle de salle machine sont donnés aux figures suivantes **:**

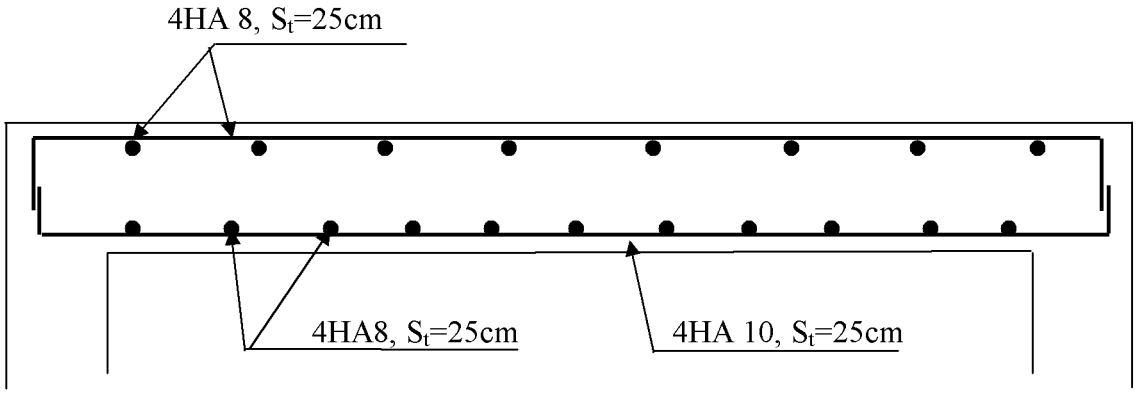


figure:III-3.4 *Plan de ferraillage de la salle machine suivant x-x.*

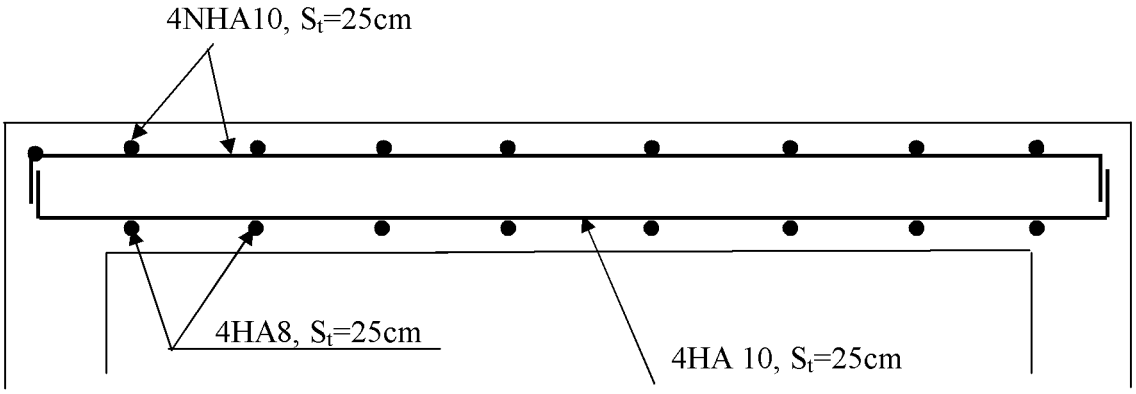


figure: III-3.5 *Plan de ferraillage de la salle machine suivant y-y.*

Escaliers

III.4- *escaliers*

1. INTRODUCTION :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

2. CARACTÉRISTIQUES DIMENSIONNELLES :

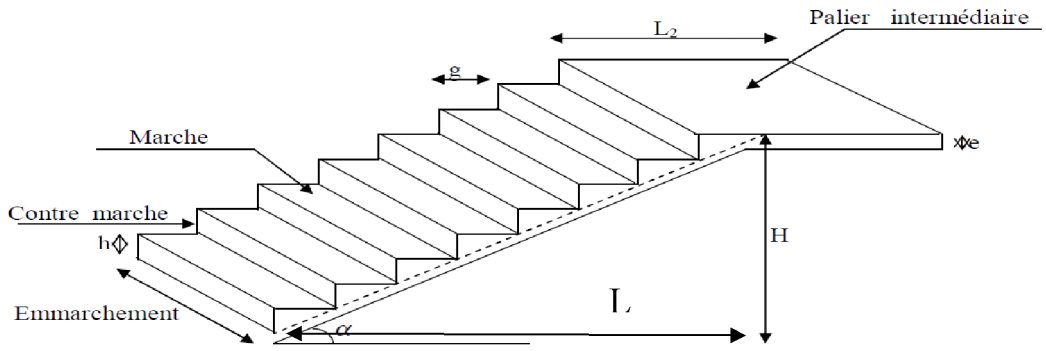
Les caractéristiques géométriques des escaliers sont :

h : la hauteur de la contre marche

g : longueur de la marche.

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée



3. TERMINILOGIE :

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 13 à 17 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 comprises entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

- **L'emmarchement (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 ≥ 1 m.

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

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, L'escalier des étages courant sont à deux volées et un palier intermédiaire.

4. Dimensionnement de l'escalier :

a) Dimensionnement du giron et contre marche :

Le dimensionnement des marches et des contre marches ainsi que le nombre des marches se fera par la loi de BLONDEL.

- Contre marche :

14 ≤ h ≤18 cm on prend: h = 15.5 cm

$n=\frac{153}{15.5}=10$ n= 10 contre marche

- Giron:

28cm ≤ g ≤35cm

$$g=\frac{L}{n-1}=\frac{300}{9} = 29\text{cm}$$

- Vérification de la relation de BLONDEL

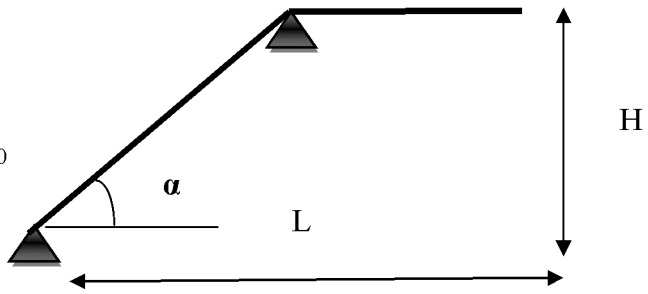
54 cm ≤ G + 2h ≤ 66 cm

54 cm $\leq$ G + 2h = 64 $\leq$ 66 cm $\longrightarrow$ la relation est vérifiée

b) Dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :

L'épaisseur doit satisfaire la condition suivante

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



$tg\alpha = H / L = 153 / 260 = 0.588 \Rightarrow \alpha = 30.5^0$

$L_0 = L / \cos\alpha = 260 / \cos 30{,}5 = 301.75$ cm

ep : épaisseur du palier et de la paillasse

L_0 : longueur libre (palier + La portée de la paillasse

$$L0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{300}{\cos 29.53} + 1.4 = 358{,}78\ cm$$

$$\frac{301\ .75}{30} \leq ep \leq \frac{301\ .75}{20} \qquad 10.08 \leq ep \leq 15.1$$

On opte pour une épaisseur de **15cm** pour la paillasse et le palier de repos.

A l'état limite ultime ELU :

5. Charges et surcharges revenant à la paillasse et au palier :

Charge permanentes de la paillasse G_{ps}

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times e_p}{\cos\alpha} = 4{,}31 kN/m^2$
- Poids propre des marches : $\frac{22 \times h}{2} = 1{,}87\ kN/m^2$

Poids de revêtement

- Lit de sable d'épaisseur de 2 cm : $18 \times 0{,}02 = 0{,}36\ kN/m^2$

- Mortier de pose de 2 cm d'épaisseur : $22 \times 0,02 = 0,44$ kN / m^2
- Epaisseur de la marche 3 cm : $22 \times 0,03 = 0,66$ kN / m^2
- Enduit ciment de 1,5 cm d'épaisseur : $22 \times 0,015 = 0,33$ kN/ m^2
- Poids du garde corps : 0,6 kN / m^2

Total : G_{PS} = 8,57 kN / m^2

Charge permanente du palier G_{pl}

- Poids propre du palier : $25 \times e_p = 3,75$ kN / m^2
- poids de revêtement : 2,39 kN / m^2

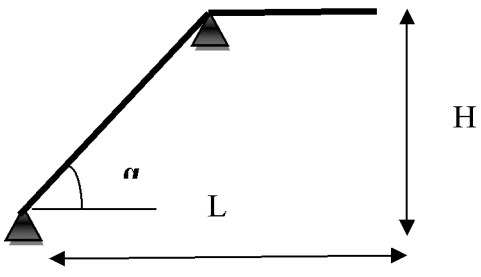
Total : G_{pl} =6,14 kN / m^2

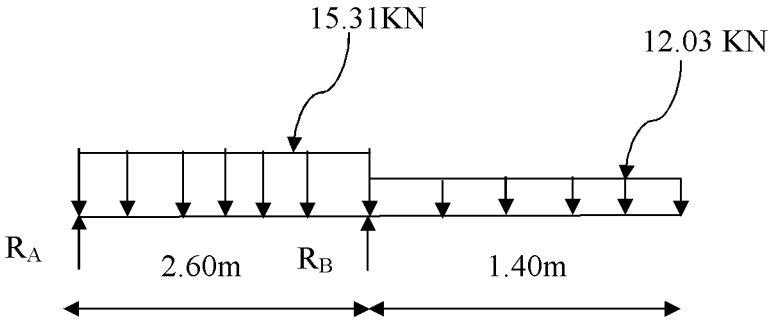
Surcharges d'exploitations

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier ; Q = 2,5 kN / m^2

Calcul des efforts internes dans l'escalier

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et le palier, on fera référence aux lois de la RDM L = L_0 cos α .





$q_1 = (1,35\ G_{ps} + 1,5\ Q_{ps}) \times 1 = (1,35 \times 8,57 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15,31$ kN/ml

$q_2 = (1,35\ G_{pl} + 1,5\ Q_{pl}) \times 1 = (1,35 \times 6,14 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,03$ kN/ml

le poids de mur extérieur est : 2,40 X1m = 2,40 kN/ml

b) Détermination des efforts internes dans les escaliers

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la R D M

$$\sum F/_Y = 0 \quad => \quad R_A + R_B - (15.31X2.6) - (12.03X1.4) = 0$$

$$R_A + R_B = 56.65 \text{ KN}$$

$$\sum M/_A = 0 \quad => \quad (-12.03X1.4X3.3) - (R_B \text{ x } 2.6) - (15.31 \text{ X } 2.6 \text{ X } 1.3) = 0$$

$$\mathbf{R_B} = 41.27 \text{ kN} \quad \text{donc} \quad \mathbf{R_A} = 15.4 \text{ kN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Premier tronçon : $0 \leq X \leq 2.60$ m

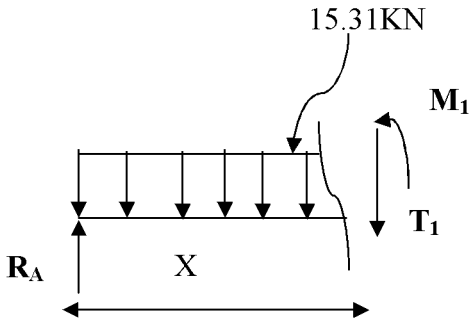
Effort tranchant :

T (X) +15.31x -15.04 = 0

T (X) = -15.31X + 15.4

T $(X = 0) = 15.4\ kN$

T $(X = 2.6) = -24.4\ kN$



Moment fléchissant :

M (X) + 15.31 X^2 / 2 - 19.04 x = 0

M (X) = - 7.655 X^2 + 15.4 x

M $(X = 0) = 0\ kN$

M $(X = 2.6) = -11.71\ kN$

Deuxième tronçon : 0 ≤ X ≤ 1 ,40 m

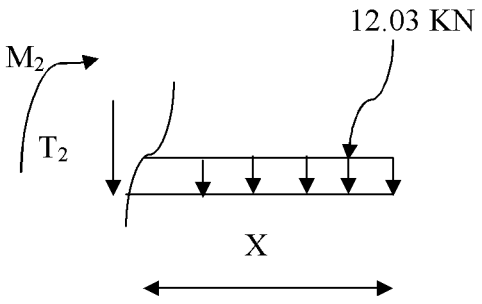
Effort tranchant :

T_2 - 12.03 X = 0

T_2 = 12.03 x

$\mathbf{T\ (X = 0) = 0\ kN}$

$\mathbf{T\ (X = 1.4) = 16.84 kN}$



Moment fléchissant :

M_2 +12.03 x^2 / 2 = 0

M_2= -6. 015x^2

$\mathbf{M\ (X = 0) = 0\ kN}$

$\mathbf{M\ (X = 1.4) = -11.78\ kN}$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi-encastrements aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment M^{max} au niveau des appuis et en travée.

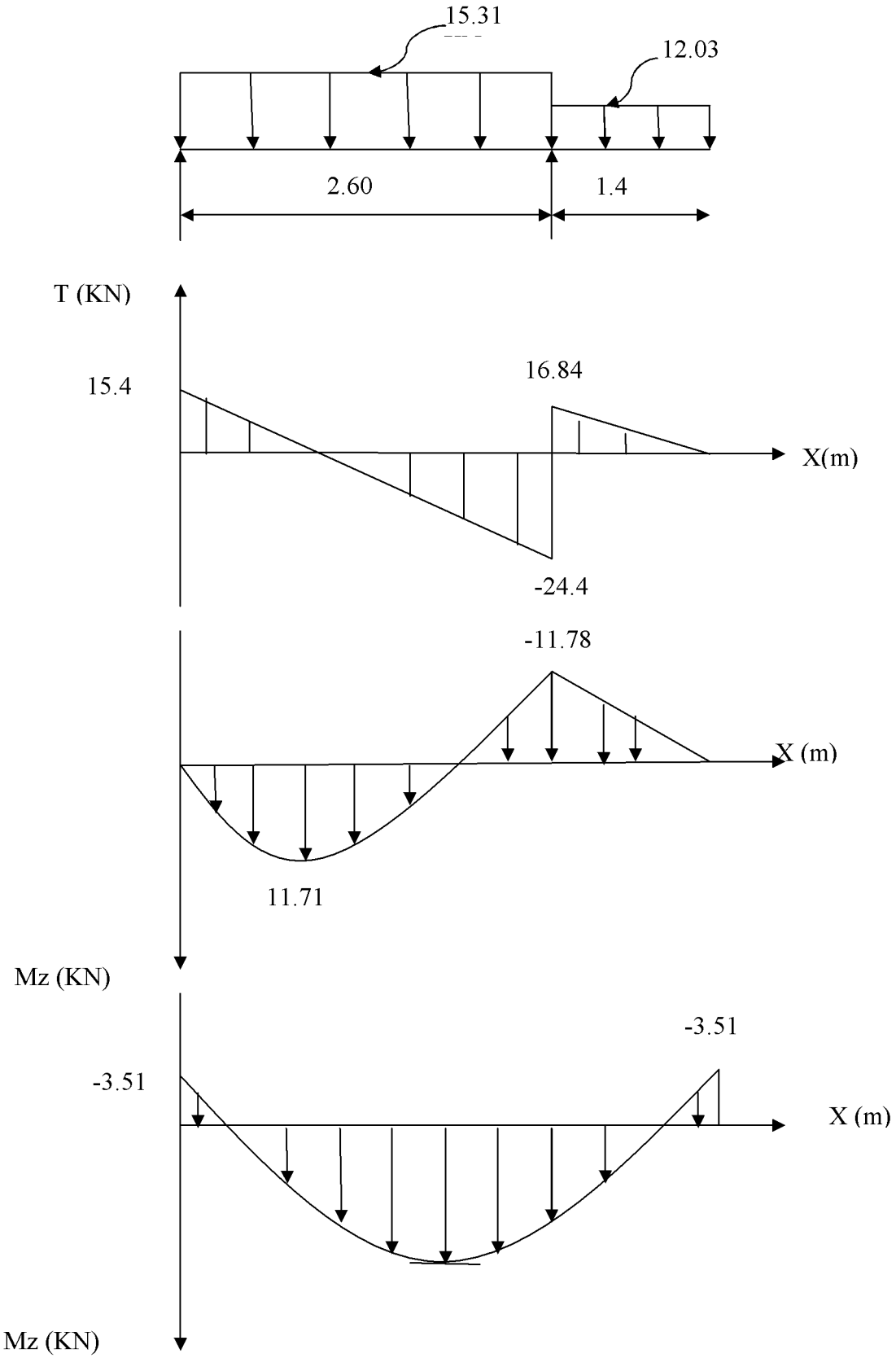
Aux appuis:

M_{ua} =–0,3 × M^{max} = – 0.3×11.71 = – 3.51 KN.m

En travée:

M_{ut} = 0,85 × M^{max} =0.85×11.51= 9.78 KN.m

Les diagrammes des efforts internes :

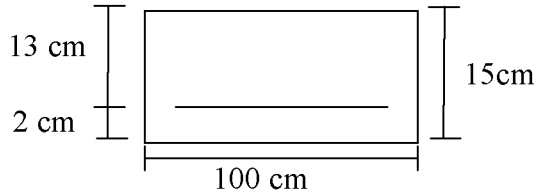


Calcul du ferraillage :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml, soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

➢ **Aux appuis :**

1. **Armatures principales :**



$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.51\times10^3}{100\times(13)^2\times14.2} = 0.014$$

$$\mu_b = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow \text{S . S. A}$$

$$\mu_b = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

La section d'armature :

$$A_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 . f_e/\gamma_s} = \frac{3.51\times10^3}{0.993\times13\times348} = 0.79\,cm^2$$

A_a = 0.79 cm² on opte pour 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement S_t = 25 cm.

2. **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\ cm^2$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement de S_t = 25 cm.

➢ **En travée :**

1. Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.78\times10^3}{100\times(13)^2\times14.2} = 0.41$$

$\mu_b = 0.041 < \mu_l = 0.392$ ⟹ Section simplement armé S.S.A

Par interpellation : $\mu_b = 0.041 \Rightarrow \beta = 0.979$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{9.78x10^3}{0.979\times13\times348} = 2.20m^2$$

Soit A_t = 4HA10 =3.14 cm² avec un espacement S_t = 25 cm.

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm². Avec un espacement de S_t = 25 cm

Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** ***(A 4,2,1 BAEL 91 modifier 99)***.

✓ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{min} = \frac{0.23\times b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0.23\times100\times13\times2.1}{400} = 1.569\,\text{cm}^2$$

A_a = 3.14 cm² ≻ A_{min} = 1.569 cm² ⟶ condition vérifiée

A_t = 3.14 cm² ≻ A_{min} = 1.569cm² ⟶ condition vérifiée

✓ **Vérification des espacements des barres :**

❖ ***Armatures principale :*** $S_t \leq min\ (3h\ ;33\ cm) = \mathbf{33\ cm}$

$$\left.\begin{matrix}\textit{Aux appuis}\ \mathbf{St = 25\ cm < 33\ cm}\\ \textit{En travées}\ \mathbf{St = 25\ cm < 33\ cm}\end{matrix}\right\} \Rightarrow \quad \textit{Condition vérifiée.}$$

❖ ***Armatures de répartition :*** $S_t \leq min\ (4h\ ;45\ cm) = \mathbf{45\ cm}$.

$$\left.\begin{array}{l} Aux\ appuis \mathbf{St = 25cm < 45\ cm} \\ En\ travées \mathbf{St = 25\ cm < 45\ cm} \end{array}\right\} \Longrightarrow \quad Condition\ vérifiée.$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

❖ **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \qquad \textbf{\textit{(A 5.1,1 BAEL 91 modifier 99)}}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{24.4 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.18 MPa$$

❖ **Calcul la contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right\} \qquad \textbf{\textit{(A 5.1,211 BAEL 91 modifier 99)}}.$$

$$\bar{\tau}_u = 3{,}2 MPa$$

$\tau_u = 0.18$ MPa $< \bar{\tau}_u = 3{,}25 MPa \longrightarrow$ Condition vérifiée, Il n'y a Pas de risque de cisaillement

❖ **Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :** ***(A 6.1.3 BAEL 91 modifier 99)***.

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\ MPa \qquad \text{Avec : } \psi s = 1.5$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 d \sum u_i}$$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

Vu : effort tranchant est égale à 24.4 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : n.π.Ø=4 ×3.14 ×10 = 125.6 mm.

d : hauteur utile est égale à 13 cm

$$\tau_{se} = \frac{24.4 \times 10^3}{0.9 \times 130 x 125.6} = 1.66\ MPa$$

$\tau_{se} = 1.66$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa $\longrightarrow$ Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

❖ **Influence de l'effort tranchant :**

- **Influence sur les aciers : (Art A5.1.321 BAEL 91 modifier 99)**

$$\mathbf{A} = \left(T_u + \frac{M_u}{0.9\,d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(24.4 \times 10^3 + \frac{-3.51 \times 10^6}{0.9 \times 130}\right) \times \frac{1.15}{400} = \mathbf{-16.1\ cm^2}$$

$\mathbf{A < 0} \longrightarrow$ donc aucune condition n'est à vérifier pour les armatures.

- **Influence sur le béton : (BAEL91/99 Art A 5.1.313)**

$$\frac{2T_{max}}{0,9\,b_0\,d} \leq \frac{0,8\,f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec :} \quad \mathbf{T_{max}} \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \frac{f_{c28}\,b_0\,d}{\gamma_b} \leq 0,36\,\frac{f_{c28}\,b_0\,d}{\gamma_b}$$

$$0,36\,\frac{f_{c28}\,b_0\,d}{\gamma_b} = 0,36 \times \frac{25 \times 10^3 \times 130}{1,5} = 7.8 \times 10^5\ \text{N} = 780\ \mathbf{KN}$$

$\mathbf{T_{max}} = \mathbf{24.4\ KN} < 780$ KN..... Condition vérifiée.

❖ **Encrage des armatures (longueur de scellement) :** ***(Art 6.1,221 BAEL 91 modifier 99)***.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\,\tau_{su}} \text{Avec :} \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \mathbf{2.835\ MPa}$$

$$\boldsymbol{L_s = \frac{400 \times \phi}{4 \times 2,835} = 35.27\phi\ cm.}$$

Pour ϕ =1.0 cm Ls = 35.27x1.0=35.27 cm .

Dans ce cas Ls dépasse l'épaisseur de la poutre, donc il faut prévoir un ancrage avec des crochets.

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En travée : Lr = 0.4x Ls =0.4 x35.27 = 14.11cm

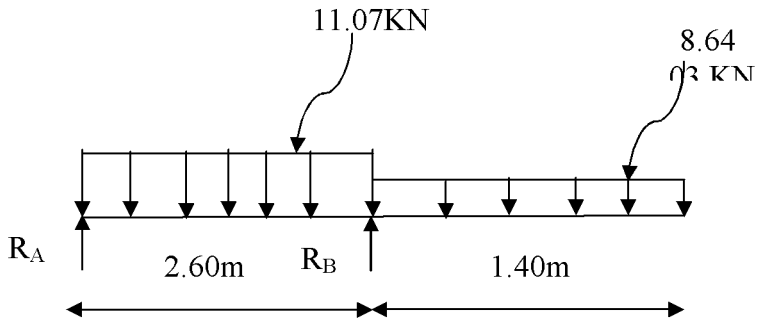
En appui : Lr = 0 .4x Ls=0.4 x 35.27 = 14.11cm

L'état limite de service ELS :

Combinaison de charge : (G+Q) ×1ml

Volée : q_{sv} = (8.57+2,5) ×1ml= 11.07 KN/ml

Palier : q_{sp} = (6.14+2,5) ×1ml= 8.64 KN/ml



- **Réaction d'appuis :**

$$\sum F_v = 0 \quad \Rightarrow \quad 11.07x2.6 + (8.64 \times 1.4) - R_A - R_B = 0$$

$$\Rightarrow \quad R_A + R_B = 40.9kN$$

$$\sum M/_A = 0 \quad \Rightarrow \quad (-R_B \times 2.6) - (8.64x1.4 \times 3.3) - (11.07 \times 2.6 \times 1.4) = 0$$

$$\mathbf{R_B = 30.85\ KN} \Longrightarrow \mathbf{R_A = 10.05\ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

Premier tronçon : $0 \leq X \leq 2.60$ m

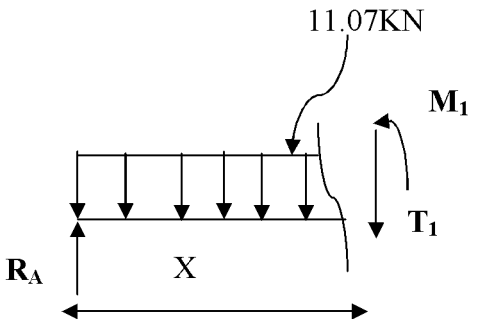
Effort tranchant :

T (X) +11.07x – 10.05 = 0

T (X) = -11.07x + 10.05

T $(X = 0) = 10.05\ kN$

T $(X = 2.6) = -18.75\ kN$



Moment fléchissant :

M (X) + 11.07 x^2 / 2 - 10.05 x = 0

M (X) = - 5.535 x^2 + 10.05 x

M $(X = 0) = 0\ kN$

M $(X = 2.6) = -10.28kN$

Deuxième tronçon : $0 \leq X \leq 1,40$ m

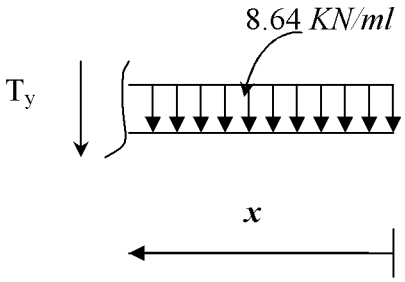
Effort tranchant :

T_2 -8.64x = 0

$T_2 = 8.64x$

T $(X = 0) = 0\ kN$

T $(X = 1.4) = 12.09kN$



Moment fléchissant :

$M_2 + 8.64\ x^2 / 2 = 0$

$M_2 = -4.32x^2$

$\mathbf{M\ (X = 0) = 0\ kN}$

$\mathbf{M\ (X = 1.4) = -8.47\ kN}$

Calcul du moment max :

La section la où se situ le moment max est en premier tronçon

D'où : $T_1(x) = -11.07x + 10.05 = 0 \Rightarrow X = 0.91$ m

Puis on calcul le moment max :

$M_1(x) = -5.535x^2 + 10.05x$

$M_{max} -5.535(0.91)^2 + 10.05\ (0.91) = 4.56$ kN.m

Remarque:

Afin de tenir compte des semi-encastrements aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment M^{max} au niveau des appuis et en travée.

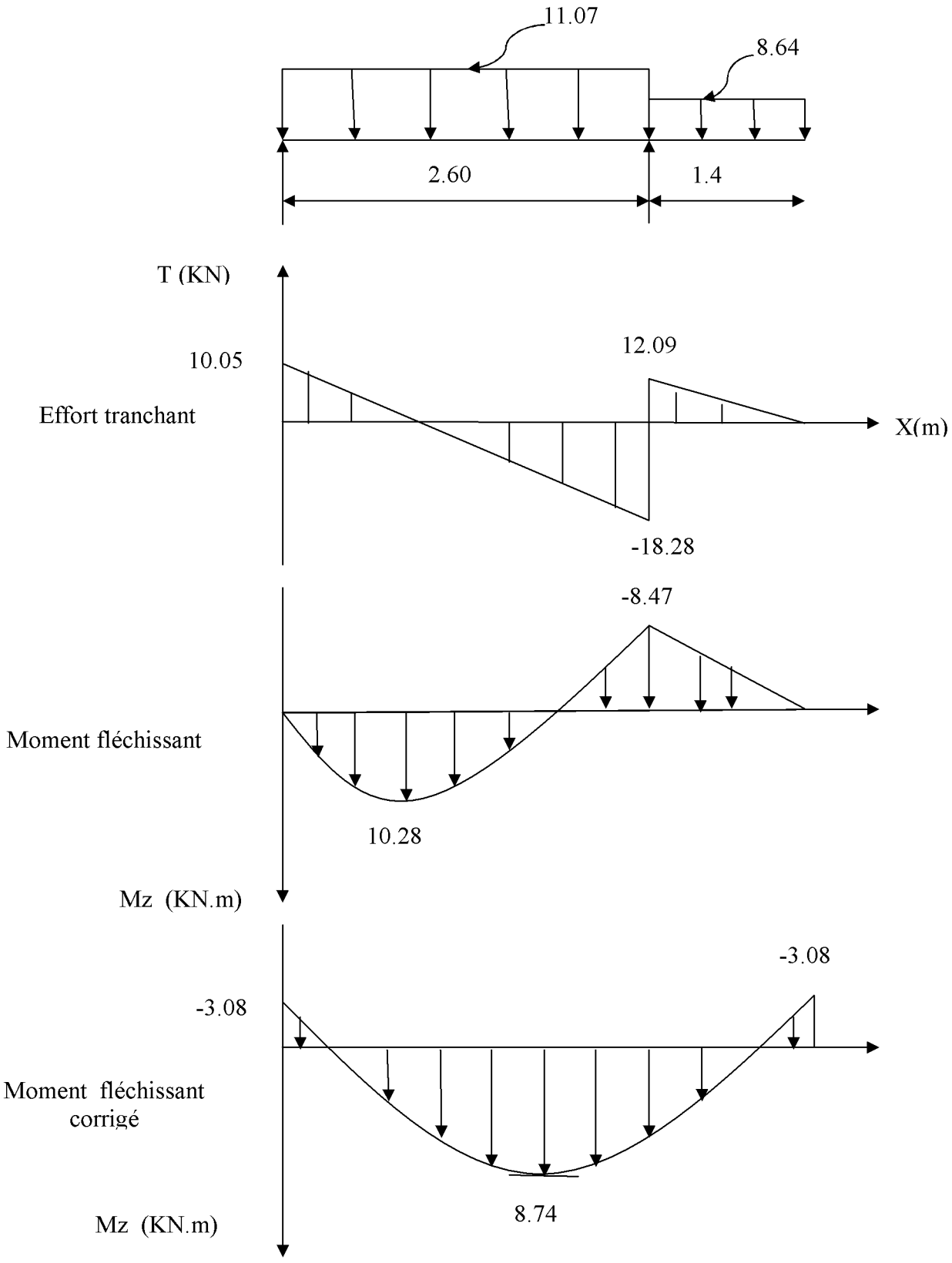
Aux appuis:

- $M_{SA} = -0{,}3 \times M^{max} = -0.3 \times 10.28 = -3.08$ KN.m

En travée:

- $M_{St} = 0{,}85 \times M^{max} = 0.85 \times 10.28 = 8.74$ KN.m

Diagrammes des efforts internes:



Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

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

Avec : $\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$

❖ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

$$\rho = 0.241 \longrightarrow \beta_1 = 0.921 \longrightarrow K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_a.\beta.d} = \frac{3.08 \times 10^3}{3.14 \times 0.921 \times 13} = 81..92MPa$$

$\sigma_{st} = 81.92$ MPa $< \overline{\sigma}_{st} = 348$ MPa..... Condition est vérifiée.

❖ **En travée :**

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

$$\rho = 0.241 \longrightarrow \beta_1 = 0.921 \longrightarrow K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_t.\beta.d} = \frac{8.74 \times 10^3}{3.14x.0.921 \times 13} = 232.48MPa$$

$\sigma_{st} = 232.48$ MPa $< \overline{\sigma}_{st} = 348$ MPa..... Condition est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

Avec :

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

❖ **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{81.92}{48.29} = 1.69MPa$$

$\sigma_{bc} = 1.69\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$..... Condition est vérifiée.

❖ **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{232.48}{48.29} = 4.81MPa$$

$\sigma_{bc} = 4.81\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$..... Condition est vérifiée.

Vérification de la flèche :

❖ **Pour paillasse**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{4.4} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0{,}0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée

Donc, on doit calculer la flèche

$\mathbf{f} = \frac{5}{384}\frac{q_s l^2}{E_0 I} \leq \bar{\mathbf{f}} = \frac{l}{500}$ Avec : $q_s = 11.15\ KN/ml$

$\mathbf{E_v} = 3700\sqrt[3]{f_{C28}} = 3700\sqrt[3]{25} = \mathbf{10819MPa}$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

$$\mathbf{I} = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t(V_2 + C)^2$$

$\mathbf{V_1} = \frac{S_{xx}}{B_0}$; $\mathbf{S_{xx}}$: Moment statique

$$\mathbf{S_{xx}} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 3.14x13 = 11862.3\ cm^3$$

B_0 : surface de la section homogène

$$\mathbf{B_0} = b \times h + 15A_t = (100 \times 15) + 15 \times 3.14 = 1547.1\ cm^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{11862.3}{1547.1} = 7.66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.66 = 7.34 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3}(7.66^3 + 7.34^3) + 15 \times 3.14 \times (7.34 + 2)^2 = 32269.31 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{11.07 \times 4.4^2 \times 10^3}{10819 \times 10^6 \times 4108.79x10^{-8}} = 0.00062 \text{ m} = 0.062 \text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{430}{500} = 0.86$$

$f = 0.062 < \bar{f} = 0.86$……Condition vérifiée.

❖ **La consol**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.4} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ ……Condition vérifiée.

b) $\frac{A}{b;d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{A}{b;d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$…….vérifiée Condition

c) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} x \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0{,}1 \geq \frac{1}{10} x \frac{M_t}{M_0} = 0.1$ …….vérifiée Condition

Poutre palière

III. 5. Calcul de la poutre palière :

a) Pré dimensionnement :

Hauteur :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 3.1m (entre nu d'appuis).

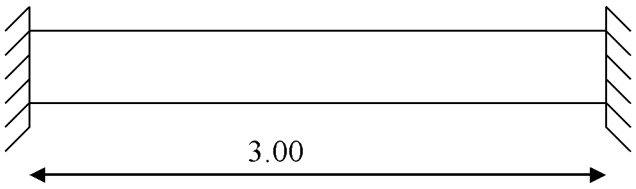


Fig III.1 : Schéma de la poutre palière

III.5.1. Pré dimensionnement

- La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$\frac{l}{15} \le h_t \le \frac{l}{10}$ l : longueur libre entre nus d'appuis

$\frac{300}{15} \le h_t \le \frac{300}{10} \Rightarrow 25cm \le h_t \le 30cm$

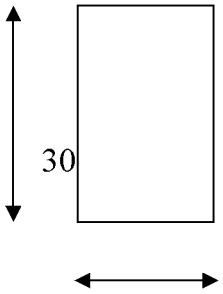


Fig. III.2 section de la poutre palière.

On prend $h_t = 30cm$

- La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \le b \le 0,7h_t \Rightarrow 12 \le b \le 21cm$$

On prend $b = 25cm$

Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

$b \ge 25cm$, $h \ge 30cm$ $\quad \frac{h}{b} \le 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 \le 4 \Rightarrow$ Condition vérifiée

La largeur de la poutre est donnée par :

$0.4\ h_t \leq b \leq 0.7\ h_t$ d'où $12\ cm \leq h_t \leq 21\ cm$

D'après les exigences du RPA, on opte pour : b = 25 cm

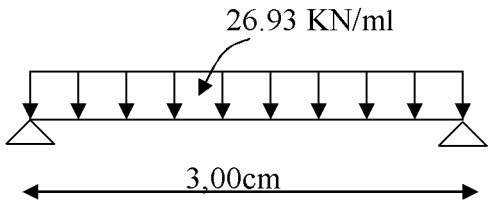
Notre poutre a pour dimension (b× h) = (25 × 30) cm²

b) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875$ KN/ml
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 24.4$KN
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 12.09$ KN

III.5.2. Calcul à l'ELU :

a) Calcul des efforts internes :



$q_u = 1.35G + R_u$

$q_u = 1.35 \times (1.875) + 24.4 = 26.93$KN/ml

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{26.93 \times \bar{3}^2}{8} = 30.29\text{KN}$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{26.93 \times 3}{2} = 40.39\,\text{KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$M_{uap} = -0.3Mu = -9.08$KN.m

$M_{utr} = 0.85Mu = 25.74$KN.m

b) Diagramme du moment et de l'effort :

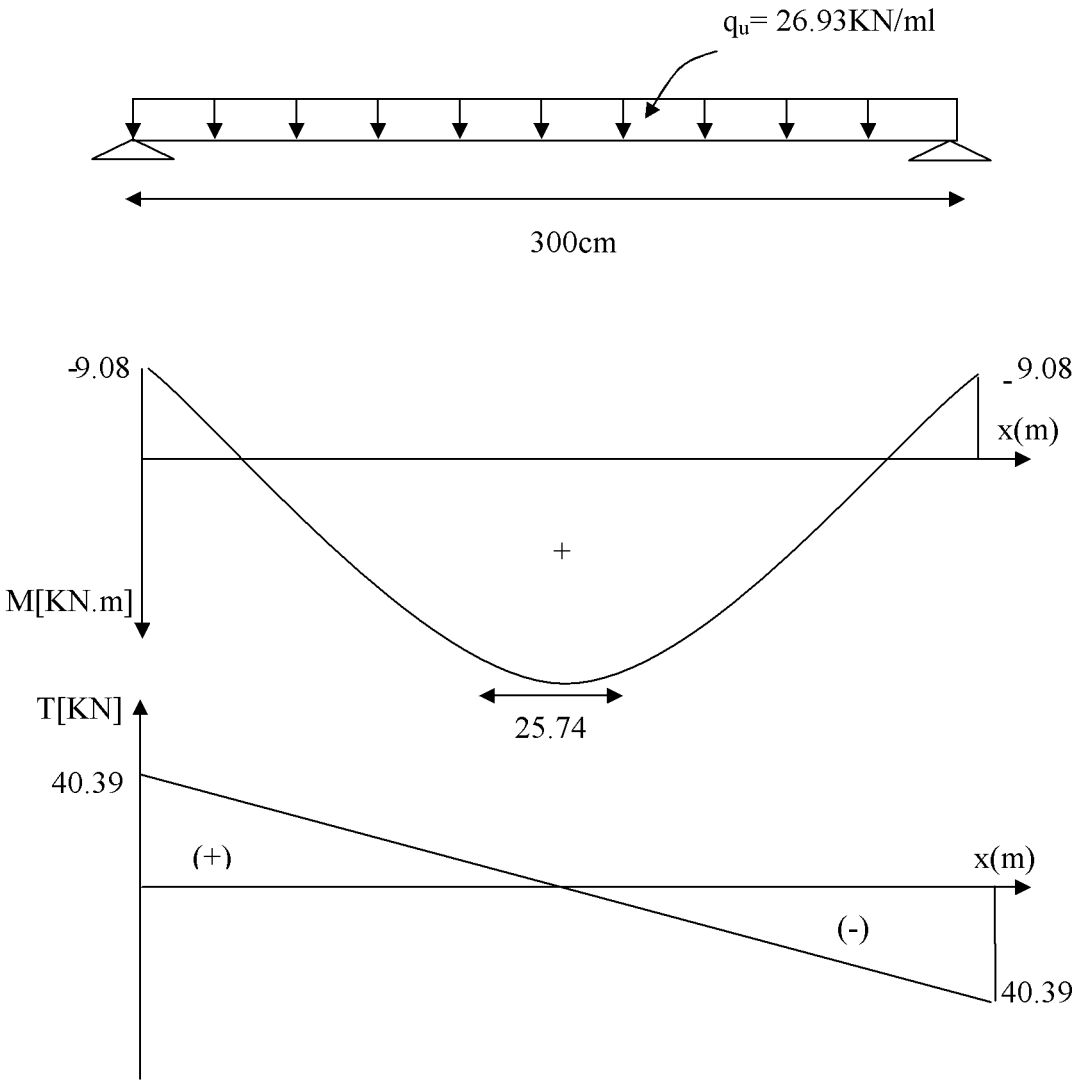


Fig III.3 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

c) Ferraillage :

En travées : h = 30 cm ; d = 28 cm ; c = 2 cm ; b = 25 cm.

$$\mu_t = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{25.74\times10^3}{25\times28^2\times14.2} = 0.088$$

$\mu_t = 0.088 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ S.S.A

$\mu_t = 0.088 \Rightarrow \beta = 0.954$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1.d.\sigma_{St}} = \frac{25.74\times10^3}{0.954\times28\times348} = 2.76\text{cm}^2$$

On prend : A_{ut} = 3 HA 12= 3.38 cm²

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d.^2\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{9.08\times10^3}{25\times(28)^2\times14{,}2} = 0.032 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$\mu_t = 0.032 \Rightarrow \beta_1 = 0.984$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1.d.\sigma_{St}} = \frac{9.08\times10^3}{0.984\times28\times348} = 1.15\text{cm}^2$$

On prend : A_{ut} = 3 HA 12 = 3.38cm²

III.5.3. Vérification à l'ELU :

III.5.3.1.Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):

$$A_{min} = 0.23b.d\frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23\times25\times28\times\frac{2.1}{400} = 0.845\text{ cm}^2$$

a) En travée : A_t =3.38cm² > A_{min} = 0,845cm²

b) Aux appuis : A_a = 3.38cm² > A_{min} = 0,845cm²

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right\} = \{2.5MPa, 4MPa\} \quad \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{40.39 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.57\,MPa$$

$\tau_u = 0.57MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \Rightarrow$ La Condition est vérifiée.

III.5.3.2. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

(BAEL, Art. 5.1.3.2):

a) Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}\right) = \frac{1.15}{400}\left(40.39 \times 10^3 + \frac{-9.08 \times 10^6}{0.9 \times 280}\right) = 0.012 cm^2$$

$A_{sa} = 1.13\ cm^2 > 0.012\ cm^2 \Rightarrow$ La Condition est vérifiée

b) Influence sur le béton :

$$T_{umax} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{fc_{28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{fc_{28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 420\,KN > T_u = 40.39KN$$

$\Rightarrow$ La Condition est vérifiée

c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times ft_{28}$$

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

$$\tau_u = \frac{40.39 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 11.304 \times 10} = 1.41 MPa$$

$\sum U_i = n.\pi.\Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304cm$

τ_u = 1.41MPa < $\bar{\tau}_u$ =1.5× 2.1= 3.15MPA ⇒ La Condition est vérifiée

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

III.5.3.3. Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min\left\{\Phi_L\ ;\ \frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\right\} = \min\{12\ ;\ 8.57\ ;\ 25\} = 8.57\text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 A_t=4HA8=2.01cm^2

III.5.3.4. Ecartement des barres :

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a) En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80\,\text{cm}$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\Phi\right\} = \min\{7{,}5\text{cm}\ ;\ 14.4\text{cm}\}$$

On prend : S_t = 7cm

b) En zone courante :

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

III.5.3.5. Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_S = \frac{\varphi.fe}{4\bar{\tau}_S} \qquad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 ft_{28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$L_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 50.30\,\text{cm}$$

Forfaitairement : $L_S = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48$cm.

III.5.4. Calcul à l'ELS //:

a) Combinaison des charges :

$$q_s=G+T_s$$

$$q_s = 1.875+12.09=13.96 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{13.96\times 3^2}{8} = 15.71\text{KN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{13.96\times 3}{2} = 20.94\,\text{KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$M_{sa} = -0.3M_s = -4.71\text{KN.m}$

$M_{st} = 0.85M_s = 13.35\text{KN.m}$

b) Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \le 0.6fc_{28} = 15\text{MPa}$$

1. Aux appuis : $\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100\times 3.35}{25\times 28} = 0.478$

$\rho_1 = 0{,}478 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}895 \ \alpha_1 = 0{,}315$ et $K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.315}{15(1-0.315)} = 0.030$

$\alpha = 0.315 \Rightarrow K=0.030$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{app}.\beta\beta} = \frac{4.71\times 10^6}{335\times 0.895\times 280} = 56.10\,\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = K\sigma_S = 0{,}03\times 56.10 = 1.68\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 1.68\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow$ La Condition est vérifiée

2. En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3.35}{25 \times 28} = 0.478$$

$\rho_1 = 0{,}478 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}895 \ \alpha_1 = 0{,}315$ et $K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.315}{15(1-0.315)} = 0.030$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_S.\beta d} = \frac{13.35 \times 10^6}{335 \times 0{,}895 \times 280} = 159.02 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = K\sigma_S = 0{,}030 \times 159.02 = 4.77$

$\sigma_{bc} = 4.77$ MPa $< \overline{\sigma}_{bc} = 15$MPa $\Rightarrow$ La Condition est vérifiée

III.5.5. Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition vérifiée

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}.\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3} = 0.1 > \frac{13.35}{10 \times 15.71} = 0.085 \Rightarrow$ condition vérifiée

c) $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{3.35}{28 \times 25} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$ condition vérifiée

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

c) Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible $\Rightarrow$ la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

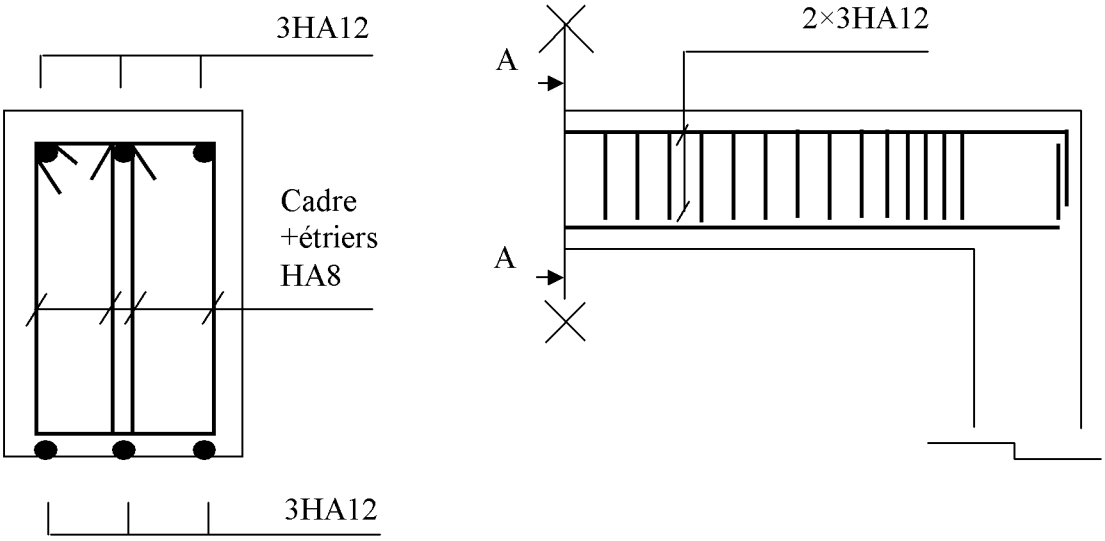


Fig. III.4 : Schéma de ferraillage de la poutre palière.

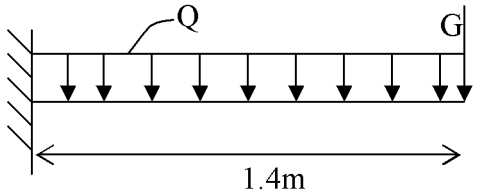
Balcon

III.6.Calcul du balcon :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.
Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{l}{10} \quad [cm]$$

$$e_p \geq \frac{140}{10} = 14cm$$ On prend **e_p=15 cm**



III.6.1.Charges et surcharges :

- **Charges permanentes** :

carrelage (2cm)..... 0,02x22=0,44KN/m²
mortier de pose (2cm)..... 0,02x22=0,44KN/m²
couche de sable (2cm)..... 0,02x18=0,36KN/m²
enduit de ciment (1.5cm).....0,01x15=0,15KN/m²
la dalle pleine (15cm)..... $0{,}15x25x1 = 3.75KN/m^2$

G_t=5,14KN/m²

✓ le poids du garde corps en briques creuses :

briques creuses (10cm)..... 0,1x9=0,9KN/m²
enduit extérieur (2cm)..... 0,02x18=0,36KN/m²
enduit intérieur (2cm)..... 0,02x10=0,2 KN/m²

g=1,46 KN/m²

- **Surcharges d'exploitations** :

Surcharge d'exploitation de la dalle : Q_b=3,5KN/m²

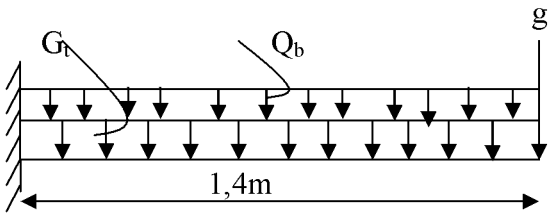


Figure 1.schéma statique du balcon

III.6.2.Combinaisons des charges :

a. **A l'E.L.U** :

pour la dalle q_u= (1,35G_t+1,5Q_b).1m= (1,35x5.14)+(1,5x3,5) = 12,19KN/m
garde corps g_u= (1,35xg).1m = (1,35x1,46) = 1,971KN/m

➢ **Calcul des moments** :

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire (100x15) cm² soumise à la flexion simple. Le calcul est fait pour une bande de 1ml.

M_u= (-q_u.l²/2) - g_u.l

$$M_u = -\frac{12{,}19x(1{,}4)^2}{2} - (1{,}971x1{,}40) = -14.70KN.m$$

Le signe moins **(-)** désigne que la fibre supérieur est tendue.

➢ **L'effort tranchant** :

$V_u=q_u.l+g_u$
$V_u=(12,19x1,40)+1,971=19.037KN$

Ferraillage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

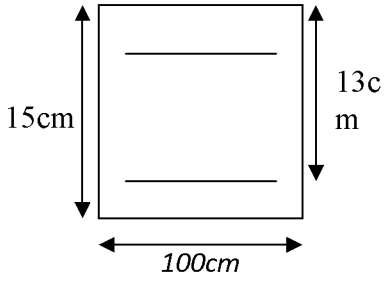
.

➢ **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.70x10^3}{100x13^2x14.2} = 0.061 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.061 \Longrightarrow \beta = 0.968$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.70x10^3}{0.968x13x348} = 3.35cm^2$$



On adopte : **6HA10** = 4.71 cm^2 avec S_t = 16 cm

➢ **Armature de répartition** :

$$Ar = \frac{A_u}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17cm^2$$

On prend A_r : 5HA8 = 2.51cm² avec St= 20cm

b. Vérifications à l'E.L.U :

➢ **Condition de non fragilité** :

0n doit vérifier que $A_u > A_{min}$
$A_{min}=0,23.b.d.(f_{t28}/f_e) = 0,23.100.13.(0,21/40) = 1,57cm^2$
$A_u > A_{min}$ (condition vérifiée).

➢ **Vérification de l'effort tranchant** :

On doit vérifier que :
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ avec :

fissuration préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{0,15.\frac{f_{C28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19.037.10^3}{10^3.130} = 0,146MPa$$

Ce qui donne $\tau_u < \overline{\tau_u}$ (condition vérifiée).

➢ **L'espacement** :

- **Pour les armatures principales** :

$S_t \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$.
On a $S_t = 16cm < 33cm$ (condition vérifiée).

- **Pour les armatures de répartition :**

$S_t \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$
On a $S_t = 20cm < 45cm$ (condition vérifiée).

➢ **Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres** :

On a :

$$\overline{\tau_{su}} = \Psi_s . f_{t28} = 1{,}5x2{,}1 = 3{,}15MPa$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0{,}9.d.\Sigma U_i} = \frac{19{,}037.10^3}{0{,}9.130.188.4} = 0.863MPa \quad \text{avec } (\Sigma U_i = n\Pi\Phi = 6x3{,}14x1{,}0 = 18{,}84cm).$$

Ce qui donne $\tau_{su} < \overline{\tau_{su}}$ (condition vérifiée).

➢ **La longueur de scellement droit :**

$$l_S = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s} = \frac{400 \times 10}{4 \times 2{,}835} = 352mm \quad \Longrightarrow \quad l_S = 36cm$$

Avec : $\tau_{Su} = 0{,}6\Psi_S^{\,2} . f_{t28} = 0{,}6x(1{,}5)^2x2{,}1 = 2{,}835$ MPa

III.6.3. Calcul a l'E.L.S :

pour la dalle $q_s = (G_t + Q_b).1m = (5{,}14+3{,}5) = 8{,}64$ KN/m
garde corps $g_s = 1{,}46$KN/m

Calcul des moments :

$$M_s = \frac{q_s . l^2}{2} + g_s . l = \frac{8.64x1.4^2}{2} + 1.46x1.4 = 10.51KN.m$$

➢ **Vérification des contraintes à l'E.L.S** :

- **Dans l'acier :**

La fissuration étant préjudiciable, on vérifie :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}fe\ ,\ 110\sqrt{\eta.f_{t28}}\right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA si $\Phi \geq 6mm$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}\times 400\ ,\ 110\sqrt{1,6\times 2,1}\right\} = \min\left\{266,6\ ,\ 201,63\right\}$$

$$\boxed{\overline{\sigma}_{st} = 201,63\ MPa}$$

$\rho_1 = 100A/b.d = (100x3.92)/(100x13) = 0,301 \Longrightarrow \beta_1 = 0,913 \Longrightarrow K_1 = 42.47$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A.\beta_1.d} = \frac{10.51x10^6}{471x0,913x130} = 188..004MPa \prec \overline{\sigma}_s = 201,63MPa$$ (condition vérifiée).

- **Dans le béton :**

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{188.004}{42.47} = 4,42MPa < 15MPa$$ (Condition vérifiée).

- **Vérification de la flèche** :

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

1/ $\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ Condition vérifiée

2/ $\frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{10.51}{10x10.51} = 0,1 \Rightarrow$ Condition vérifiée

3/ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4.71}{100x13} = 0,003 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion :

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

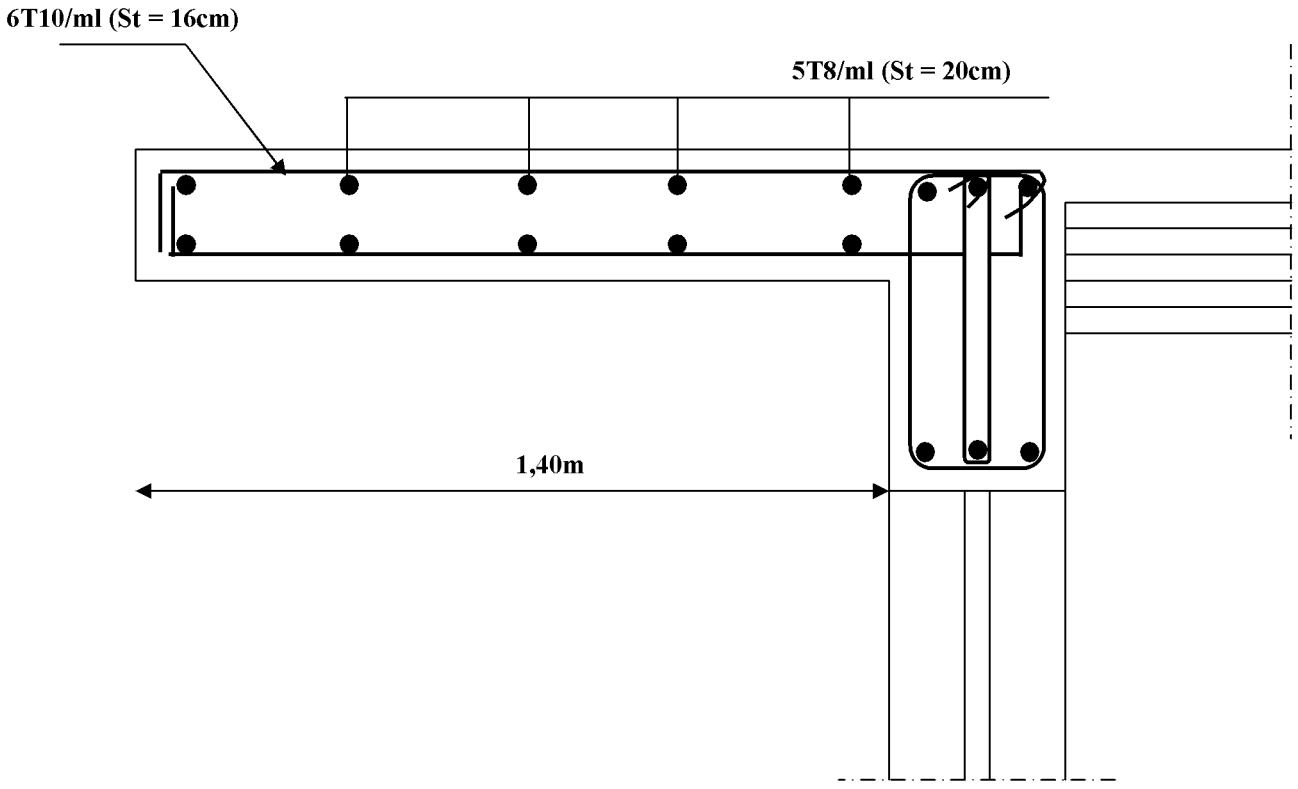


Fig. 2. : Schéma de ferraillage du Balcon.

Chapitre IV: Modélisation de la structure avec logiciel ETABS

IV.1. Modélisation de la structure

Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la Mobilisent en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses.

Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de Calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit

IV.2. Description du logiciel ETABS (Extented Three Dimensions Analyses Building Systems) .

C'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, …etc.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes

1- introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),

2- spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,

3- spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),

4- définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),

5- affectation des charges revenant aux éléments,

6- introduction des combinaisons d'actions,

7- affectation des masses sismiques,

8- spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),

9- exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.3 Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)

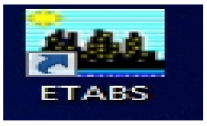


Fig. *IV*.1 : Application ETABS

IV.4. *Etapes de modélisation* :

étape1: introduction de la géométrie de modèle (trames, hauteur d'étages)

a) Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et Déplacements

b) Géométrie de base :

En haut de l'écran dans **File** ⟶ **New model**⟶ **Default edb** On clique sur **Grid only** afin de

Modéliser notre structure à partir de lignes de grilles. ⟶ **OK**

Le nombre de portiques suivant x-x

(Dans notre cas nous avons 10 lignes suivant x-x) Le nombre de portique suivant y-y.

(Dans notre cas nous avons 07 lignes suivant y-y)

Le nombre des étages. (7 nivaux R+6)

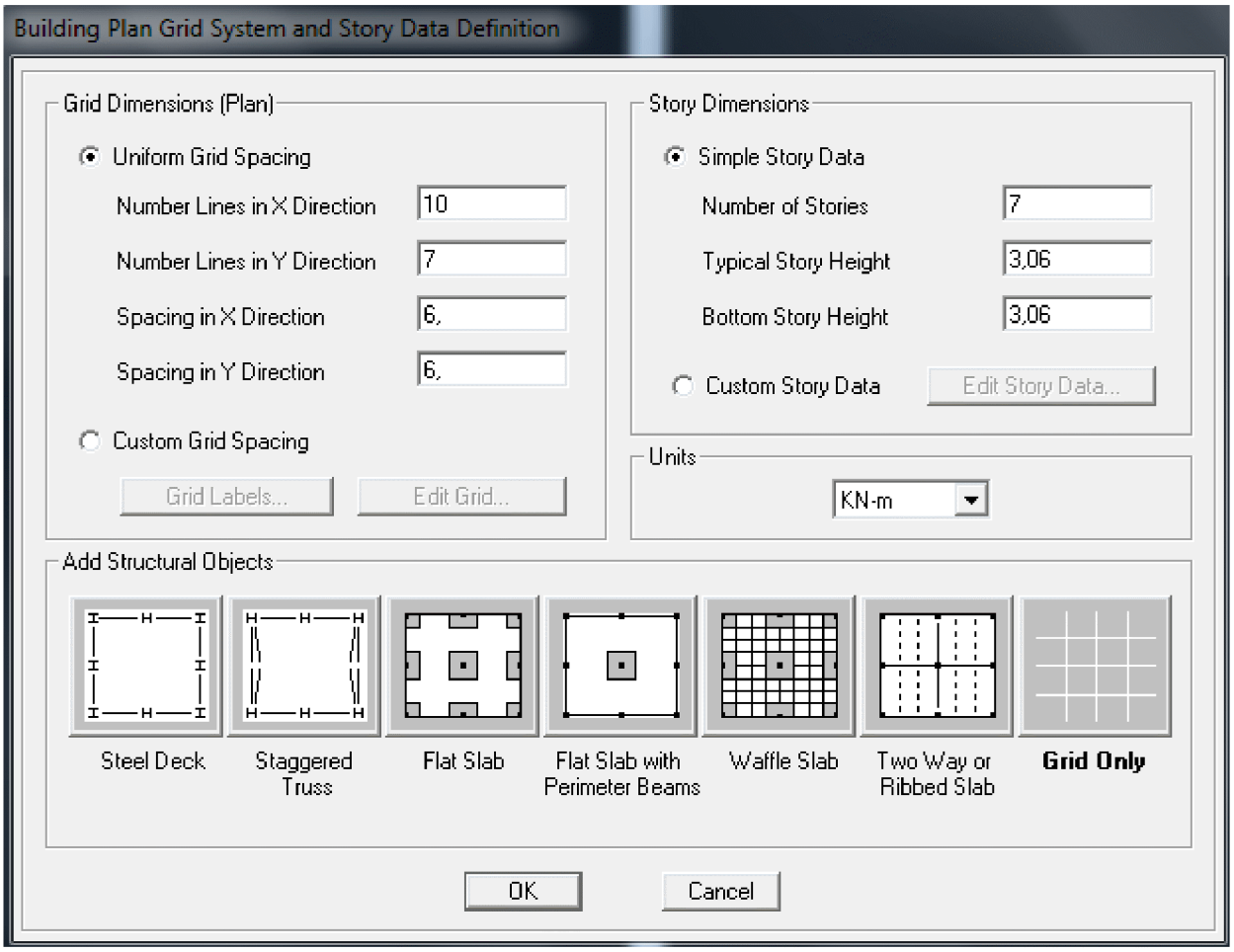


Fig IV.2 : Géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage.

- On clique sur **Custom Grid Spacing** ⟶ **Spacing** ⟶ On introduit les distances selon x et y ⟶ **ok**

-Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit Story Data.**

On introduit les hauteurs des étages **ok** ⟶ **ok**

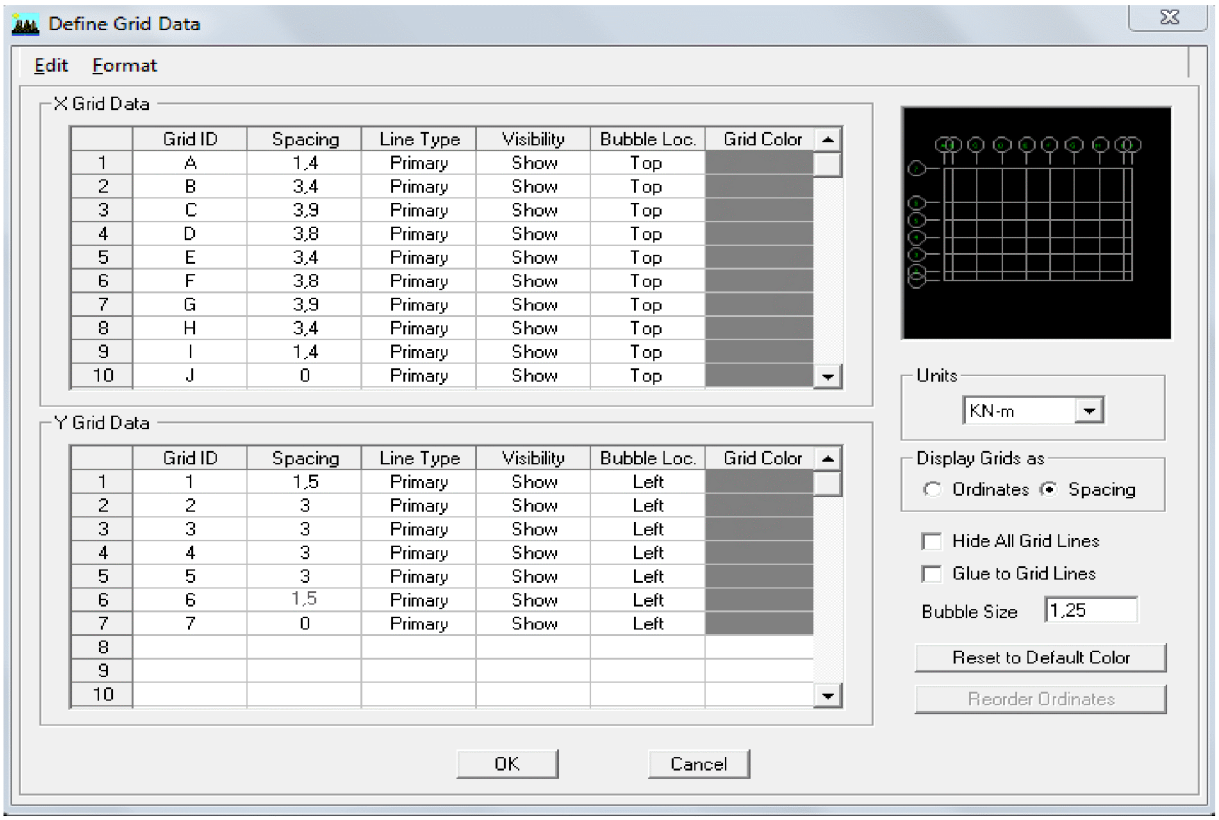


Fig. IV.3 : Modification des longueurs des trames

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentants la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**

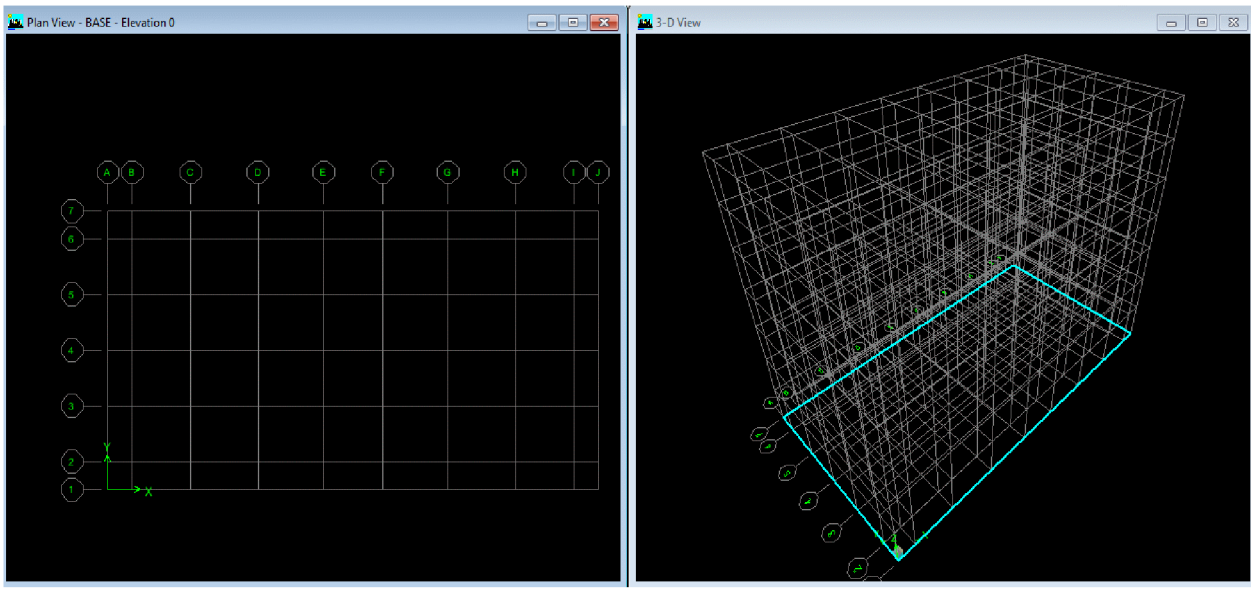


Fig. IV.4. Représentation de la structure en 2D et 3D

Etape 2: spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,

Define ⟶ Material Properties ⟶ Conc. ⟶ Modify/show material

- **Masse per unit volume** (masse volumique du béton)
- **Weight per unit volume** (Poids volumique du béton)
- **Modulus of Elasticity** (Module de Young)
- **Specified concrete comp strenght** (contrainte max du béton à la compression)
- **Bending Reinf,Yield Stress** (contrainte max des aciers longitudinaux)
- **Shear Reinf,Tield Stress** (contrainte max des aciers)

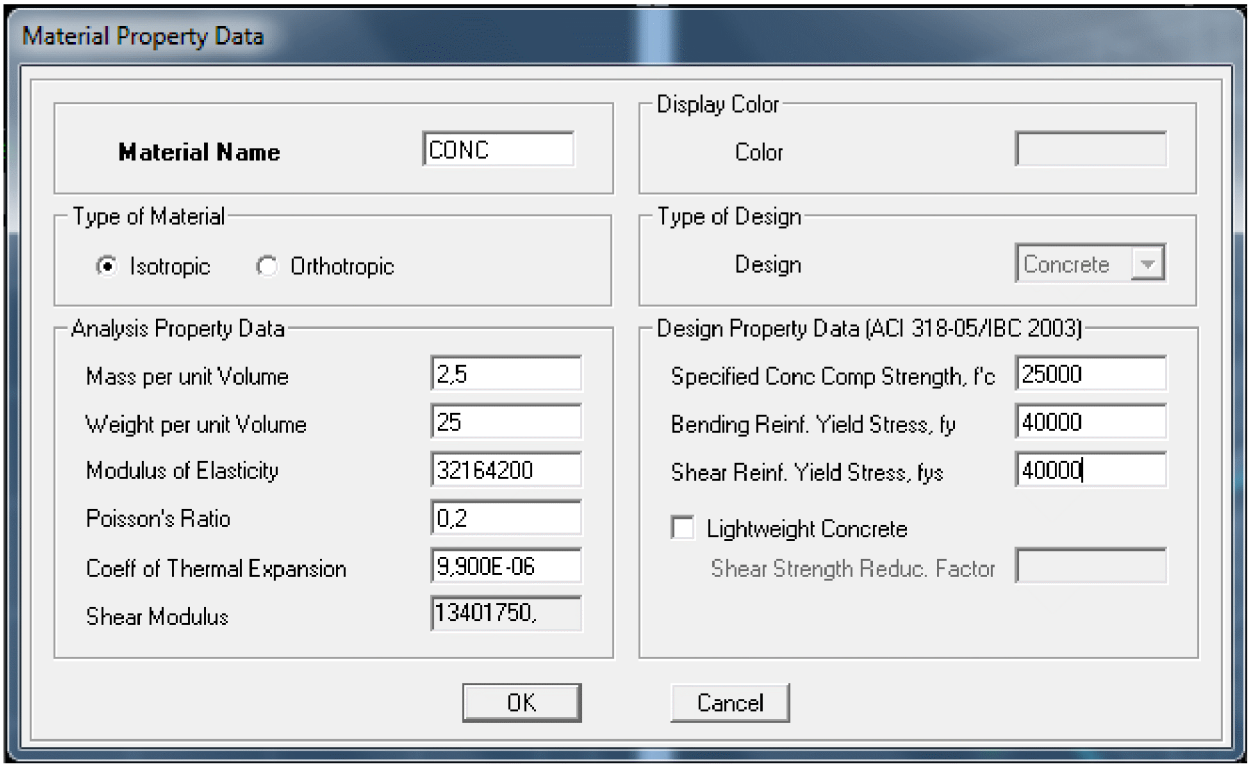


Fig. IV.5 : Introduction des propriétés mécanique du béton

Etape 3: spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),

- **Definition des poutres et poteaux** :

Define ⟶ **Frame section** ⟶ **Add rectangulaire**

introduire les dimension de la poutre choisir le ~~béton~~ et la coleur **Reinforcement**

⟶ **Beam** ⟶ introduire la valeur de recouvrement des barres 0.025

Et pour les potaux c'est la méme etape sauf que on va choisir **Colum** au lieu de **Beam**

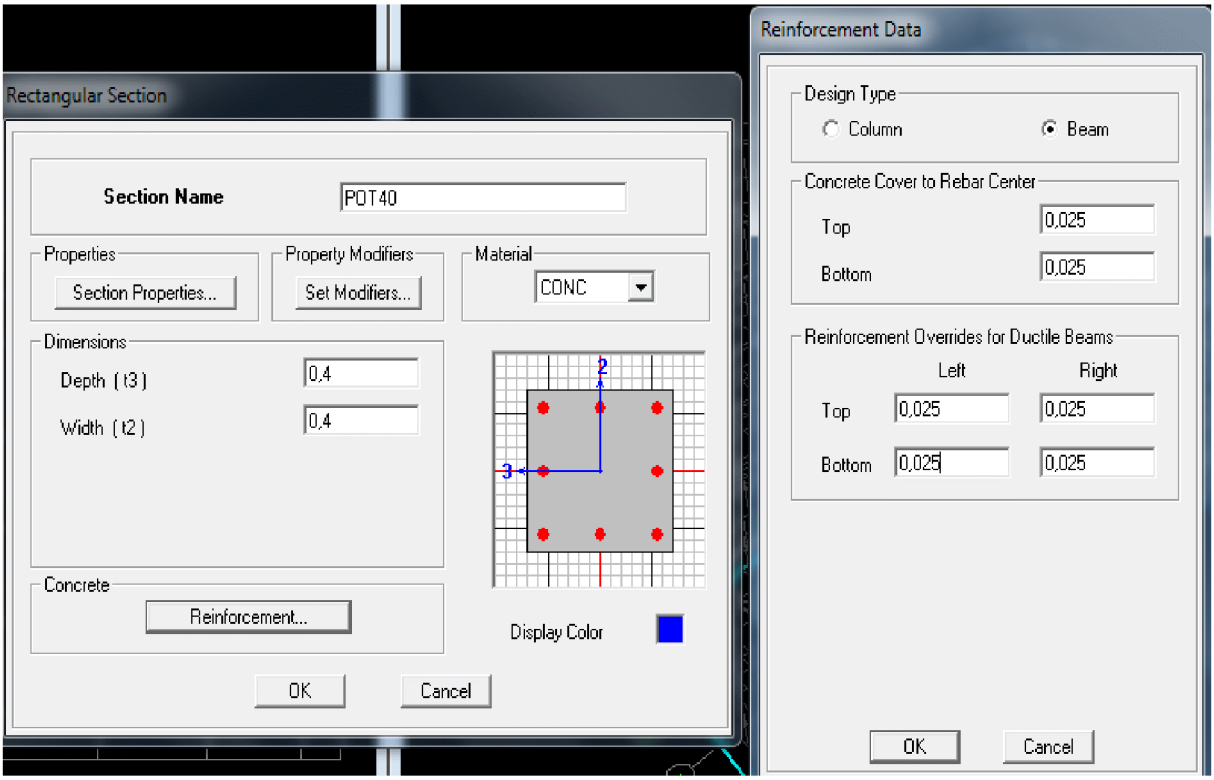
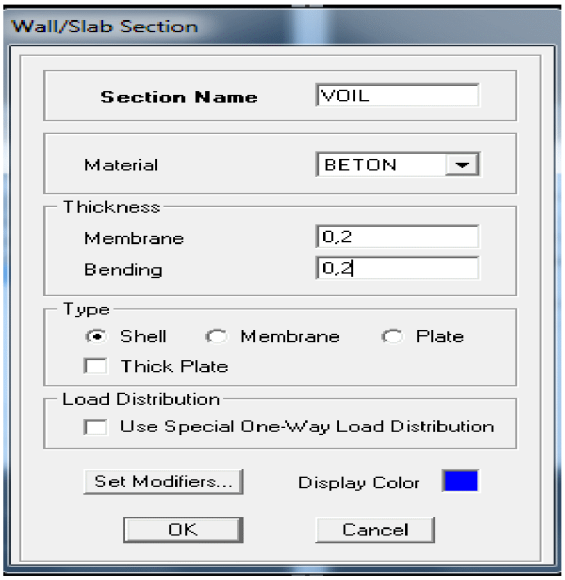


Fig IV.6 : Dimensionnement des éléments

- **Définition des voiles et dalle plaine et planchers :**

Les voiles :

Define ⟶ **Wall/slab/deck section** ⟶ **Wall** ⟶ **modify show section** et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.



Les dalles plaines :

Define ⟶ **Wall/slab/deck section** ⟶ **Slab** ⟶ **Modify Show Section** et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle

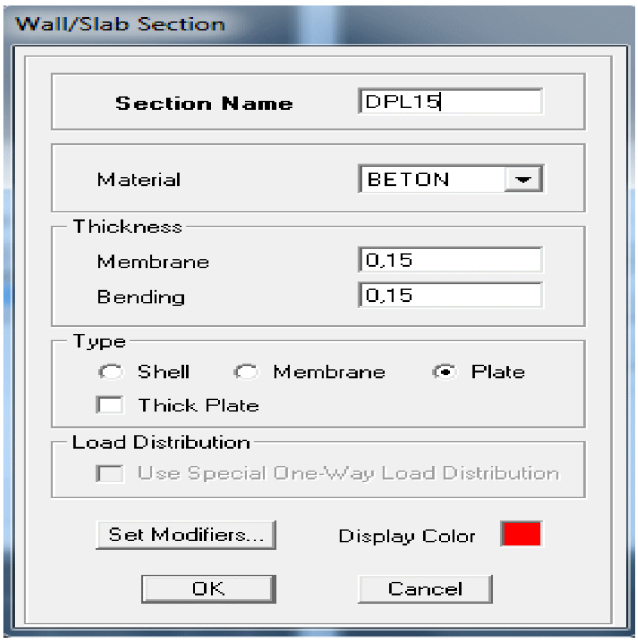


Fig. IV.7 : **Dimensionnement des voiles et dalle plaine.**

Les planchers: On clique sur puis **Add Tee**

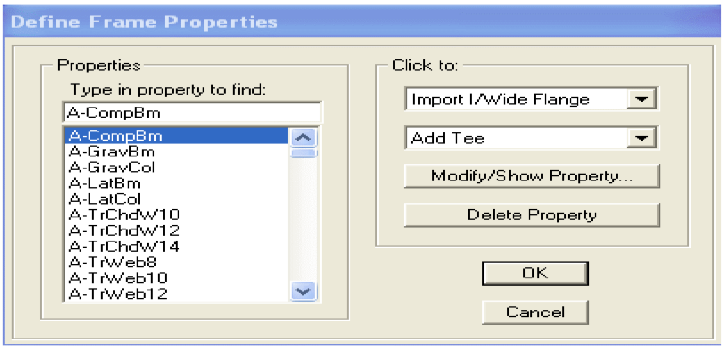


Fig. IV.8 : **Dimensionnement de plancher.**

On introduit les caractéristiques des poutrelles :

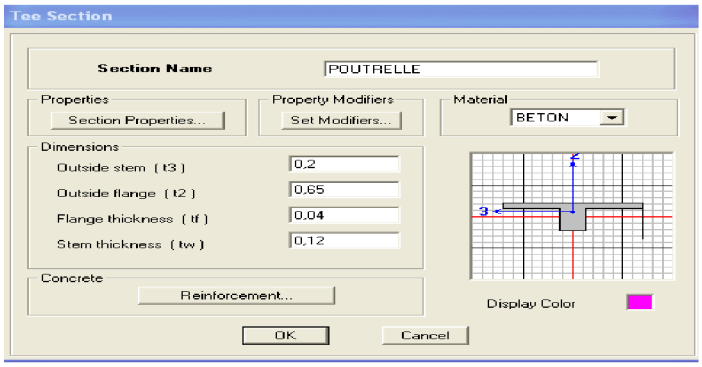


Fig. IV.9 : **Les propriétés de la section en Té .**

Etape 4 : définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),

- **Charges G et Q**

La structure est soumise a des charges permanentes **(G)**, et a des surcharges d'exploitation

(Q), pour les définir

Charges permanentes : Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Surcharges d'exploitation : Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type: LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

Define → **Static load cases** → **Dead modify load** ecrire **G**

Live modify load écrire **Q**

Fig. IV.9: Définition des charges d'exploitations G et Q

- **Charge dynamique (EX et EY):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations **(Sa/g)** pour un système à un degré de liberté Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres **T.**

Données à introduire dans le logiciel :

Coefficient d'accélération de zone **(A) :** (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A=0.15**

Coefficient comportement de la structure **(R) : on prend R=5**

Facteur de qualité **(Q) : Q =1+Σ p_q =1.00**

Critère q »	Pénalités P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Coefficient d'amortissement(%) = **10 %** (portique auto stable en béton armée avec remplissage dense +voile)

Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône RPA99 :

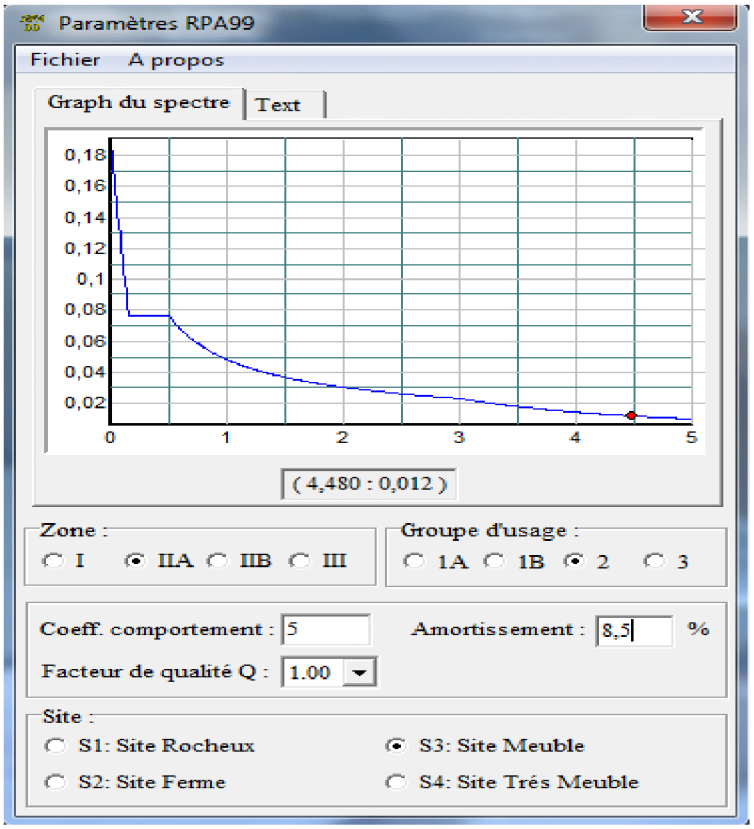


Fig. IV.10 Introduction de RPA

Texte ⟶ **Enregistré** ⟶ on va choisir nommé un dossier écrire **RPA** ⟶ **Enregistré**

Define ⟶ **Reponce spectrum function** ⟶ **Spectrum from file** ⟶ **Add new function**

Complete le tableau **RPA 0.1** ⟶ **Période** ⟶ **Browse** ramené le **RPA** déjà enregistré

⟶ **Display graph** ⟶ **Covert to used defined** ⟶ **ok**

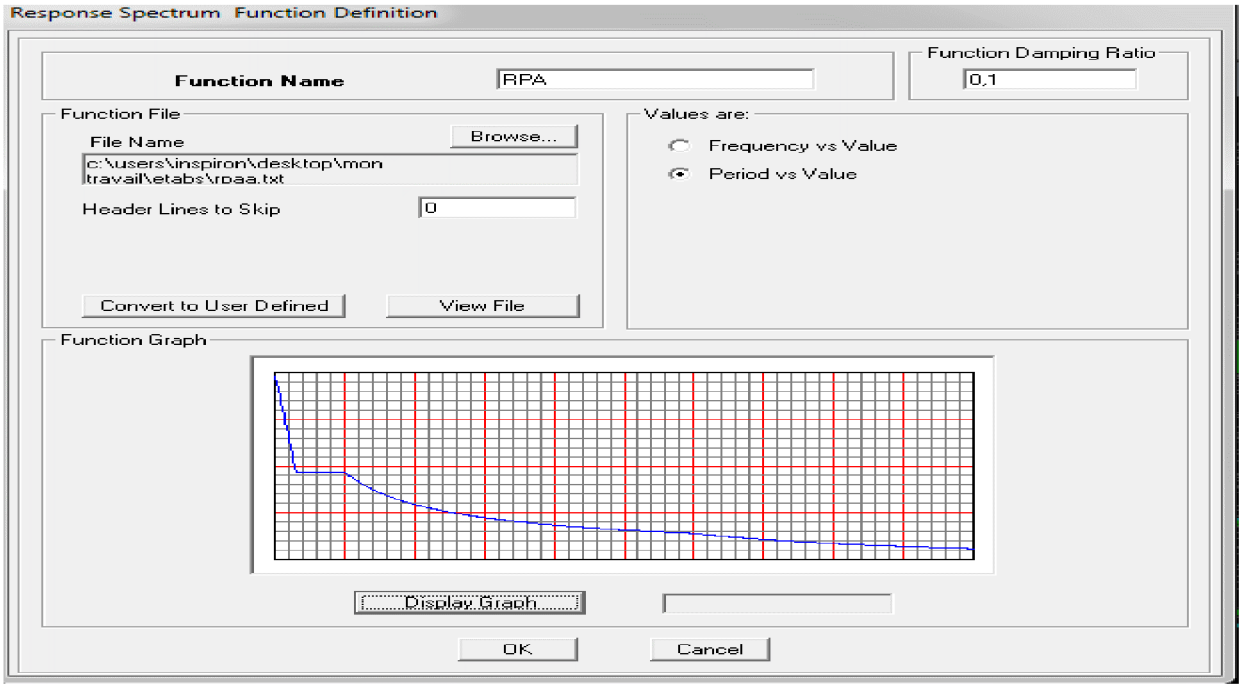


Fig. IV.11 Introduction de Spectre de Réponce

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define ⟶ **Reponses spectrum cases** ⟶ **Add New Spectrum**

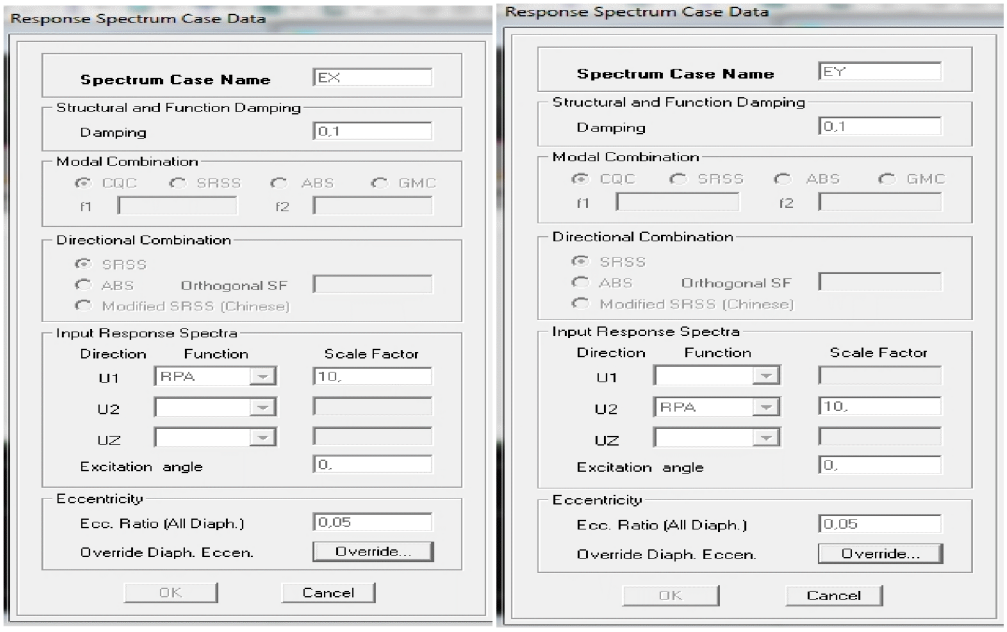


Fig. IV.12 Définition du chargement EX et EY (séisme)

Etape 5 : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons selon le BAEL :**

  ELU : 1.35G + 1.5Q

  ELS : G + Q

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

  G + Q ± E

  0,8 G ± E

  G + Q ±1,2 E

- **Combinaisons de poids :**

W = G + 0.2Q AVEC β = 0,2 coefficient de pondération d'après RPA

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⟶ load Combinations ⟶ Add New Combo

⟶ Choisir le nom ⟶ définir les coefficients

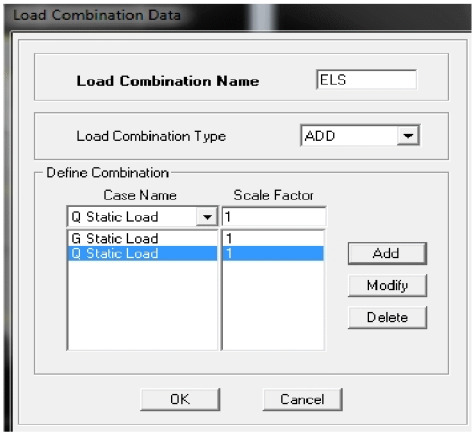


Fig. IV.13 : Introduction des combinaisons d'actions.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

Define ⟶ masse source ⟶ from self and specfied and load

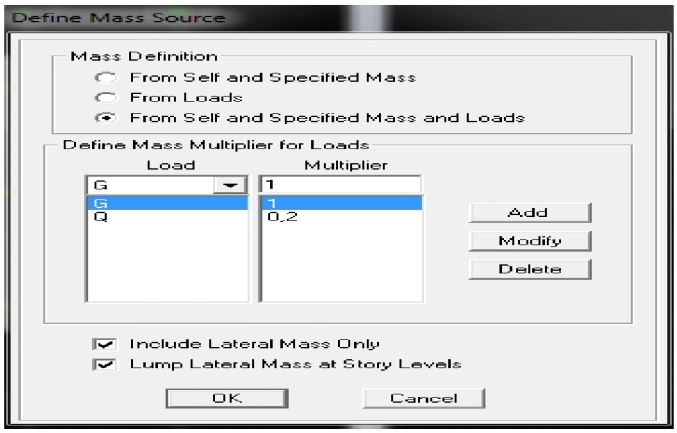


Fig IV.14 Introduction de la masse source

Etape 6 : Dessiner les éléments de la structure

- **Dessiner les poteaux :**

Draw ⟶ Draw line objects ⟶ Create columns in region or at clicks (plan) choisir le nom de Poteau (un simple clique sur le point et le Poteau sera dessiner) et por les poteaux incliner on va choisir l'angle **45°** dans **Plan offset normal** et pour les autre

poteau l'angle **0°**

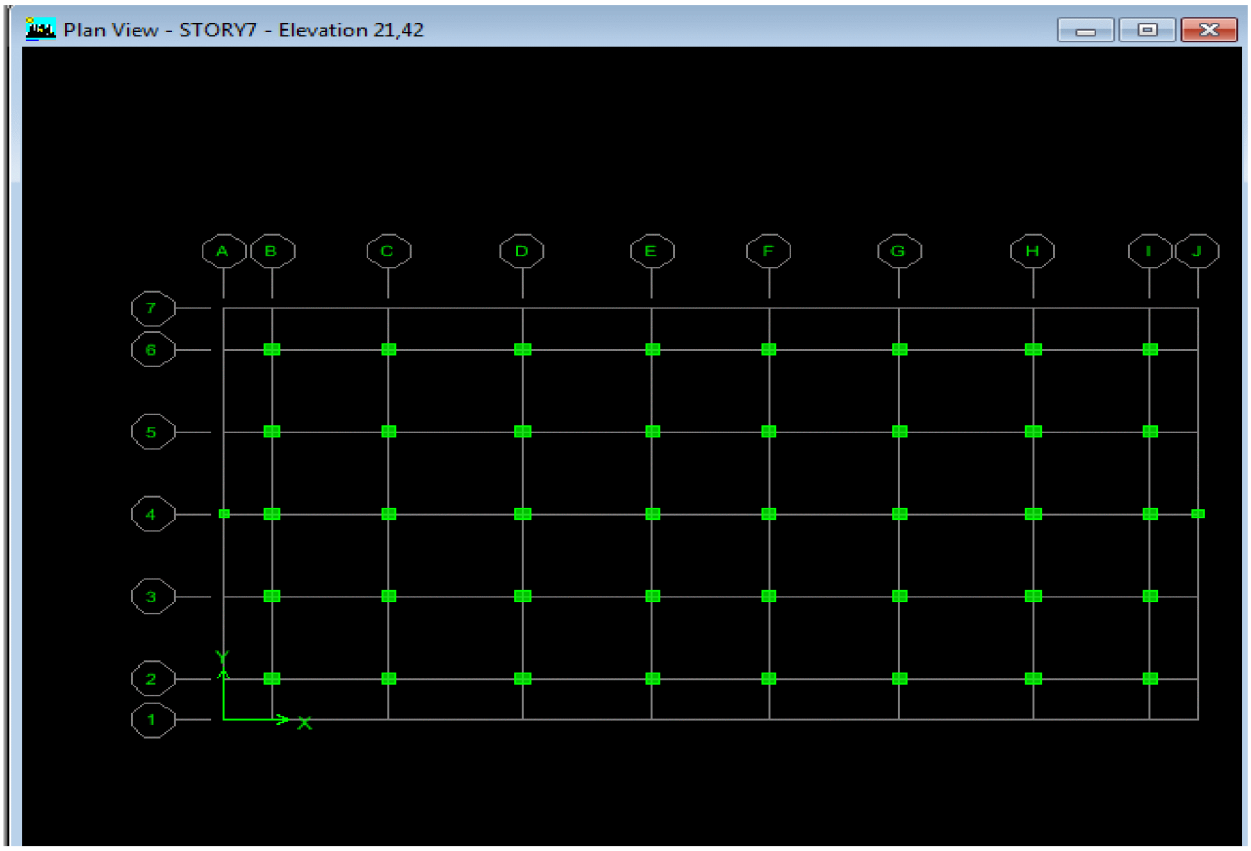


Fig IV.15 Dessin des poteaux

- **Dessiner les poutres :**

Draw ⟶ Draw line Objects ⟶ **create line in region or at clicks (plan, elev,3D)** choisir le nom des poutres exemple PP(30x45)(dessiner sur l'axe considéré) et pour les poutres incliné

Draw ⟶ Draw line Objects ⟶ **Draw line (plan, elev, 3D)**:

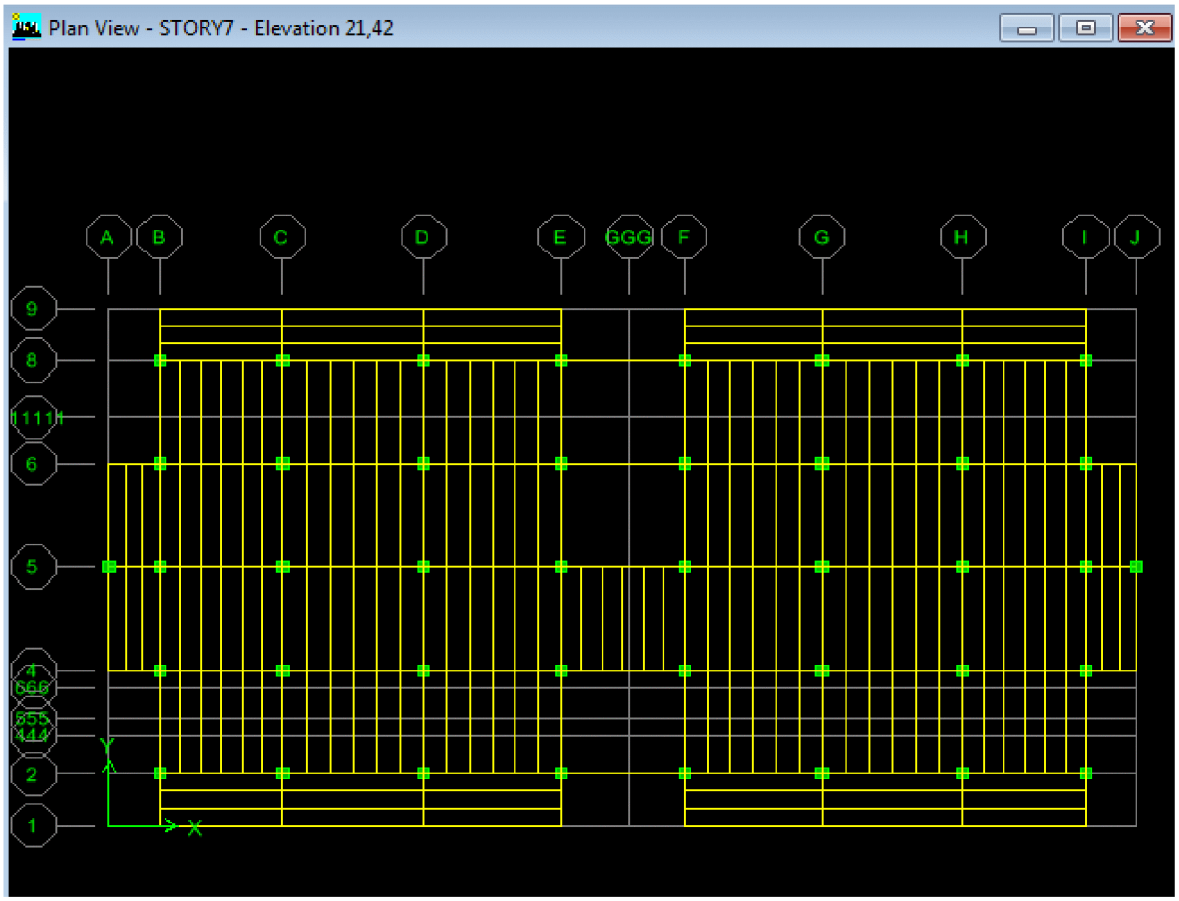


Fig IV.16 Dessin des poutres

Pour copier les éléments a un autre étage identique

Edit ⟶ **Replicate** ⟶ **Story** ⟶ cocher les étages identique ⟶ **Ok**

➢ **Dessiner les voiles :**

Draw ⟶ **Draw area Objects** ⟶ **create wall in region or at clicks (plan)**

Simple clique sur l'axe considéré le voile sera dessiné si on veux donner une longeur pour le voile :

Draw ⟶ **Draw area Objects** ⟶ **draw wall (plan)** ⟶ introduire la longer de voile et dessiner

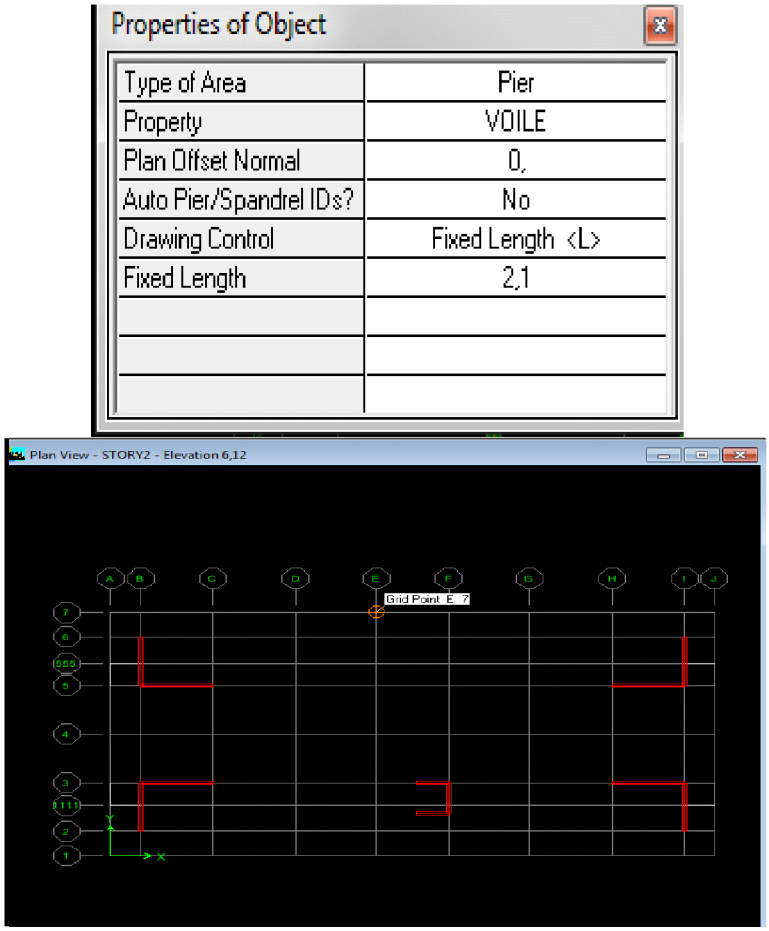


Fig IV.17 Dessin des voiles

➢ **Dessiner les dalles pleines:**

Draw ⟶ Draw area Objects ⟶ Draw Area (plan, elev,~~3D~~)

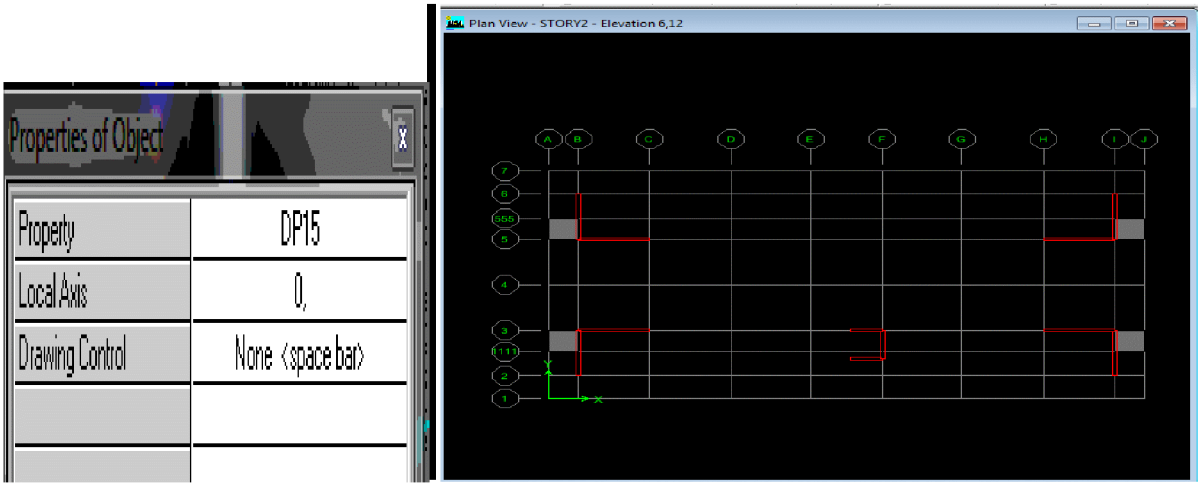


Fig IV.18 Dessin des dalles pleine

- **Encastrement de la base**

Sélectionné la base de la structure → → cocher → l'encasstremant ok

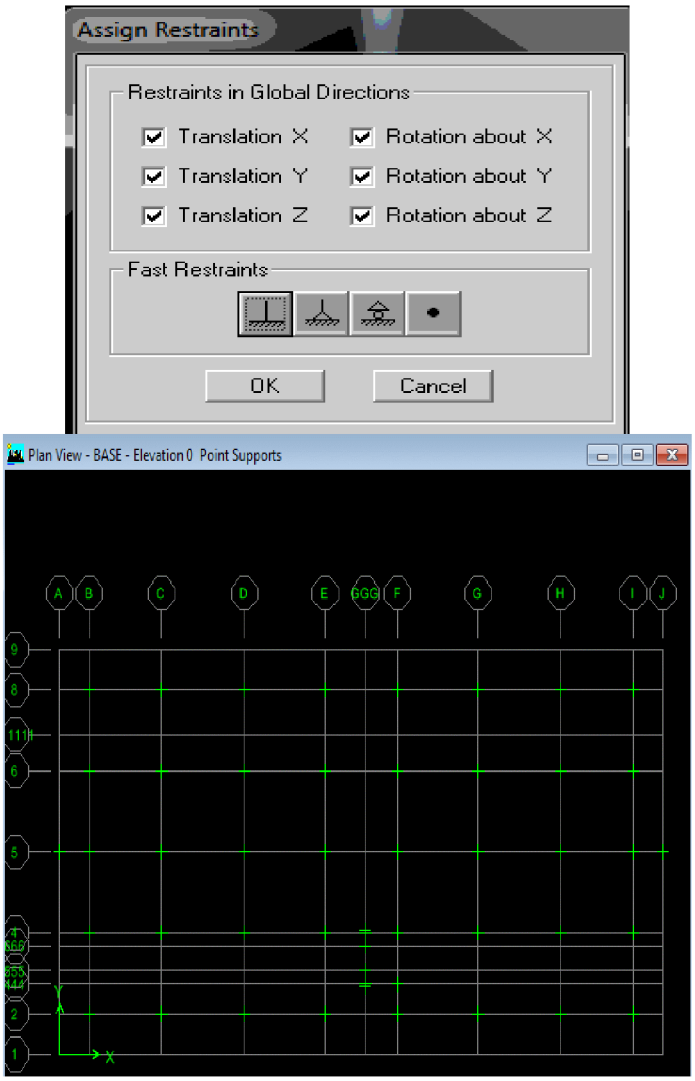


Fig IV.20 Encasstrement de la base de structure

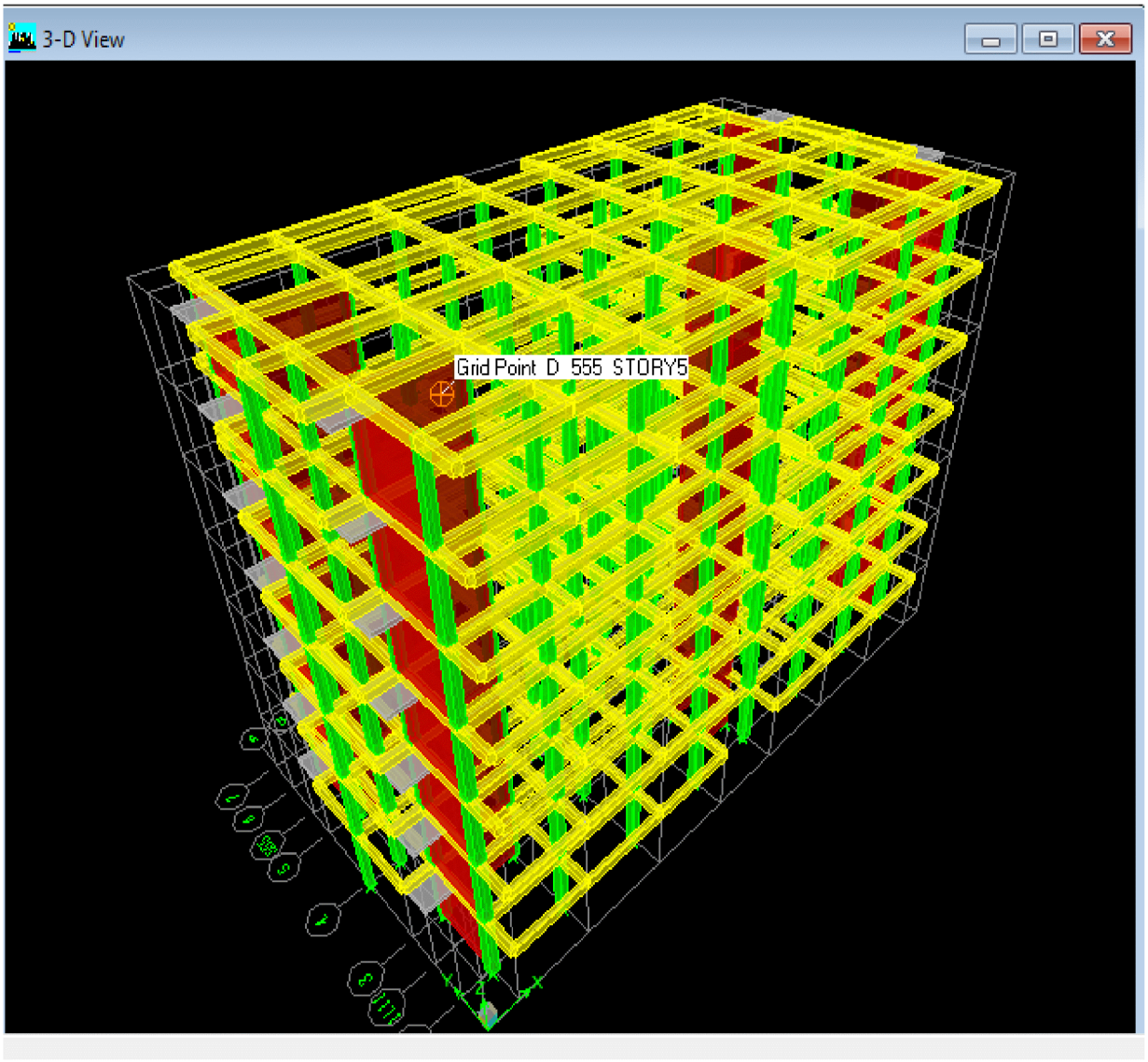


Fig IV.21 Vue de la structure en 3D

Etape 7 : chargement de la structure

Les dalles pleines : G = G dp = 6,56 KN/ml

Q=3.5KN/ml

Plancher terrasse : G = G ter =5,83 KN/ml

Q=1KN/ml

Plancher étages courants : G = G et = 5,31 KN/ml

Q=1.5KN/ml

➢ **Chargement de la dalle pleine :**

Select ⟶ by wall/slab/deck ⟶ choisir DP15 ⟶

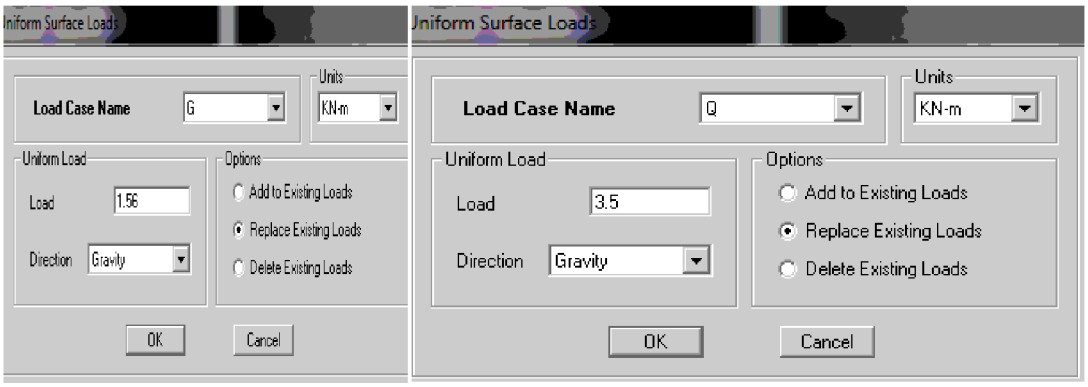


Fig IV.23 Chargement de la dalle pleine

➢ **Chargement des planchers :**

C'est la même étape avec la dalle pleine mais ici on va choisir de sélectionné le **plancher terrasse** et après les **planchers étages** et introduire leurs valeur de G et Q

Etape 8 : **spécification des conditions aux limites (diaphragmes),**

Sélectionné en plans le premier étage⟶ **⟶ D1⟶Modify ShoW Diaphragm**

⟶ ok

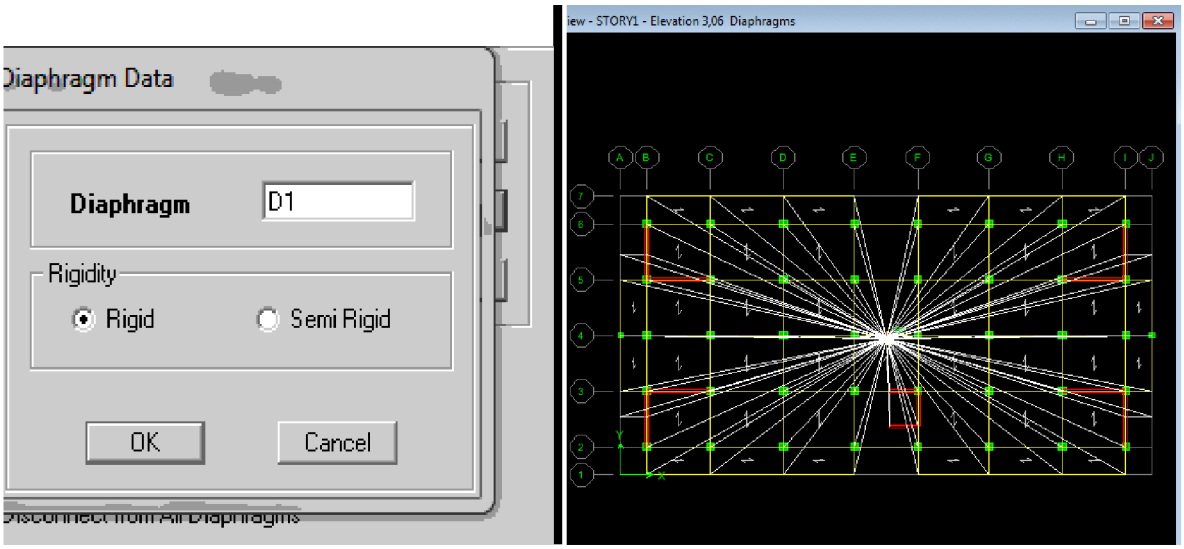


Fig V.24 Diaphragm de l'etage1

On monte a l'autre étage avec l'icone

Sélectionné en plans le deuxième étage → → **add new diaphragme** → **D2** → **ok**

⟹ On fait la même chose jusqu'à le dernier étage

Analyse → **set Analysis Option** → **Set Dynamic Parametres** → **ok** → écrire le nombre de modes

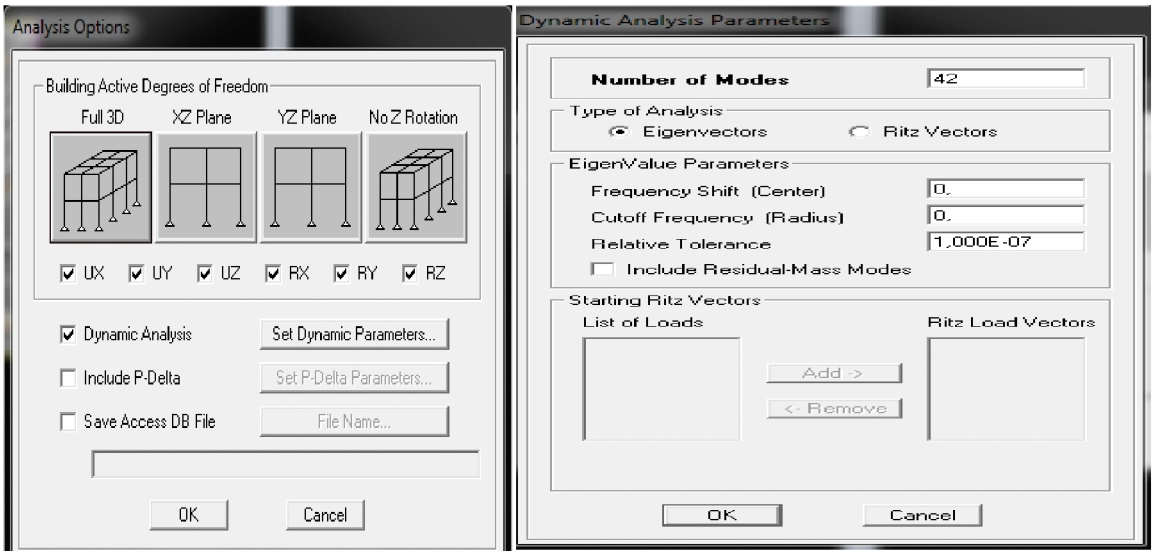


Fig IV.25 Introduction de nombre de mode

Etape 9 exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour analyser On clique sur **F5 ou analyse** → **Run analyse**

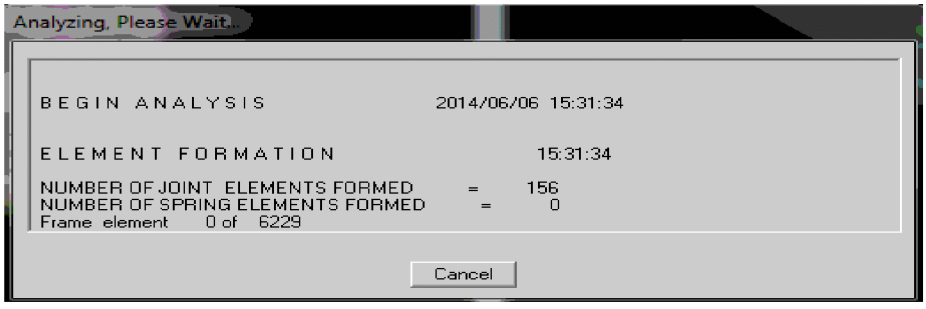


Fig IV.26 Analyse de la structure

Verification des modes et la perionde T**:**

Display ⟶Show table ⟶Modal information ⟶ok ⟶ Modal Participating Mass Ratios

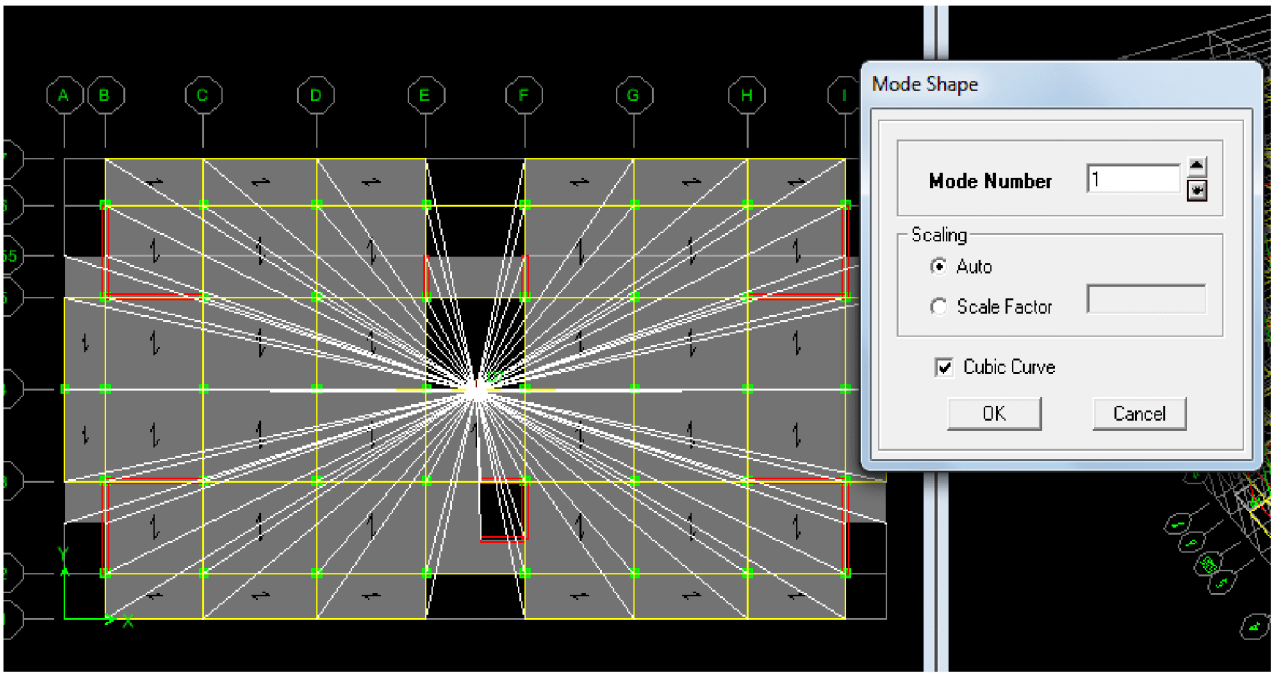


Fig IV.27 Deplacement de la structure selon le mode 1

Déformée de la structure

- Pour avoir la déformation de la structure

Show Deformed Shape⟶sélectionne une combinaison d'actions **⟶ ok**

- Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique

Diagramme des efforts interne :

Show Member forces/Stresses Diagram ⟶ frame/pier/spandrel force sélectionne une combinaison d'actions ⟶ choisir **moment 3.3** pour le moment **et shear2.2** pour l'effort tranchant.

- **Efforts internes dans les éléments barres :**

➢ **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display ⟶ **Show tables**

Dans **Element Output** ⟶ « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

⟶ **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK.**

➢ **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➢ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** ⟶ « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** ⟶ « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx , et **Uy** au sens yy.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

- **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** ⟶ **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY.**

Enfin, dans **Draw** ⟶ **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Fig IV.28 :L'effort repris par les voiles et les portique

Remarque :

En désélectionnant la case **Wall,Beam,Column** on aura l'effort repris par les portiques et voiles qui égal a 100% .

On désélectionnant la case **wall** ⟶ **Refrech** nous aurons l'effort repris par les portiques (poutre-poteaux)

On sélectionnant la case **Wall** et on sélectionne **Beam** et **Column** **Refrech** nous aurons l'effort repris par les voiles

❖ On fait le calcul de pourcentage des voiles et portiques pour définir la nature de la structure

Selon Ex : portiques: + voiles = 468,94 ⟶ 100%

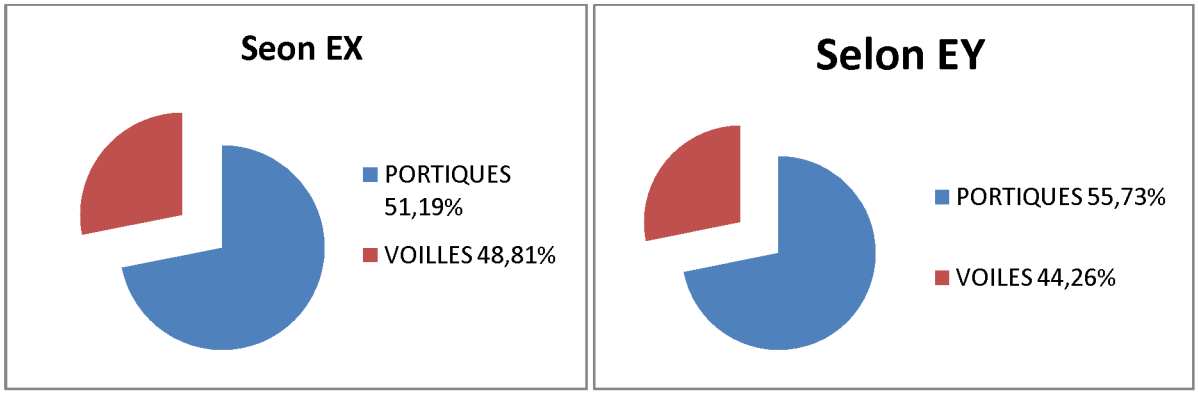
Portiques =160,297 ⟶ 34,18 %

Voiles = 304,8 ⟶ 65,82 %

Selon Ey : portiques: + voiles = 251.84 ⟶ 100%

Voiles = 111.47 ⟶ 55.73%

Portiques = 140.37 ⟶ 44.26%



Conclusion :

Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% aux sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontale.

Les portiques plus de 25%, Donc notre structure est contreventée par : portique mixte/voiles avec interaction (Article 3.4 ,4.b)

D'où le coefficient de comportement **R=5** (tableau 4.3 RPA99 modifie 200

Chapitre V: Modélisation (logiciel ETABS) et vérification RPA

Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus complique voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infinie de degré de liberté.

Pour cela, les ingénieurs essayant de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

V.1.Description du logiciel ETABS : (Extented Three Dimensions Analyses Building Systems)

Voir à la complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux forces horizontales engendrées particulièrement par le séisme, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adaptées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

L'ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverse fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du

bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). Il permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels

(AUTOCAD, SAP2000…)

V .2. Choix de la méthode de calcul :

V .2.1. Méthodes utilisables :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions, se fait à l'aide des deux méthodes :

Par la méthode statique équivalente.

Par la méthode d'analyse modale spectrale.

V .2.2. Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur en (a), dans notre cas les critères 1et 2 dans les sens transversal et longitudinal respectivement sont pas vérifiés (vérifiés dans ce chapitre). la condition complémentaire suivante :

Zone IIa : groupes d'usage 2, si hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m

Dans notre cas la hauteur de bâtiment est inferieur à 7 niveaux et 23m.

Conclusion :

Dans notre cas la méthode statique équivalente applicable.

V .2.3. Condition d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Conclusion :

Les deux méthodes conviennent dans notre cas, on adopte pour la méthode modale spectrale

V .2.4. Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

V .3. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Définition de la charge sismique E.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

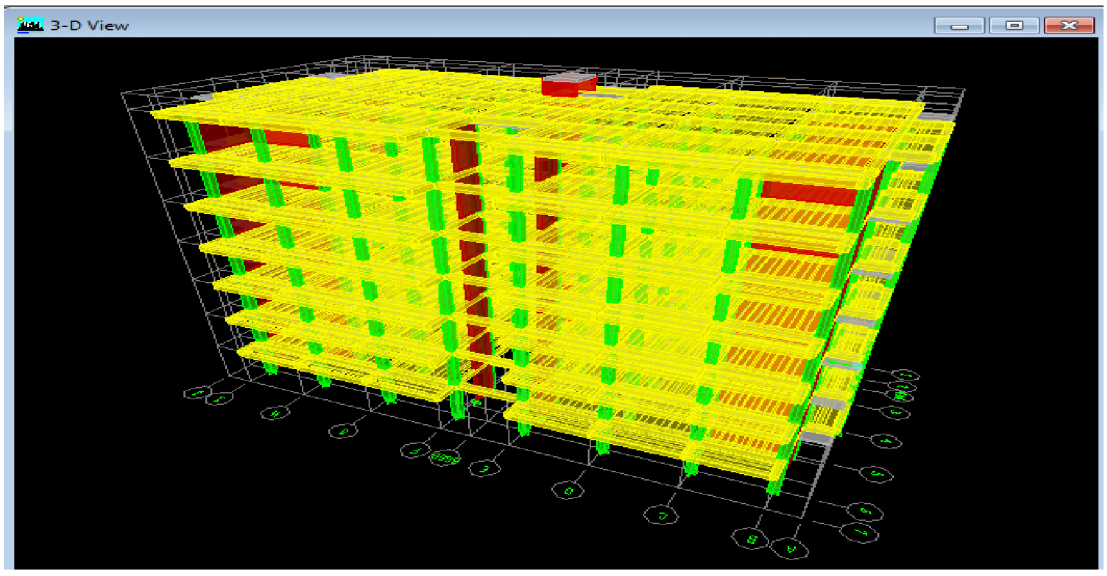


Fig V.1 : Modèle 3D de la structure

V .4. Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

- ✓ la structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003 3.2).
- ✓ Le sol est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone II.
- ✓ La structure étudiée fait 21,42m de hauteur (R+6), le système structural est mixte. Dans ce cas les voiles doivent reprendre 20% des charges dues aux sollicitations verticales et la moitie de la charge horizontale.

V.5.Vérifications aux exigences du RPA99 modifié en 2003 :

V .5.1. Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3.0s\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T>3.0s\end{cases}$$

RPA 2003 (A 4.3.3)

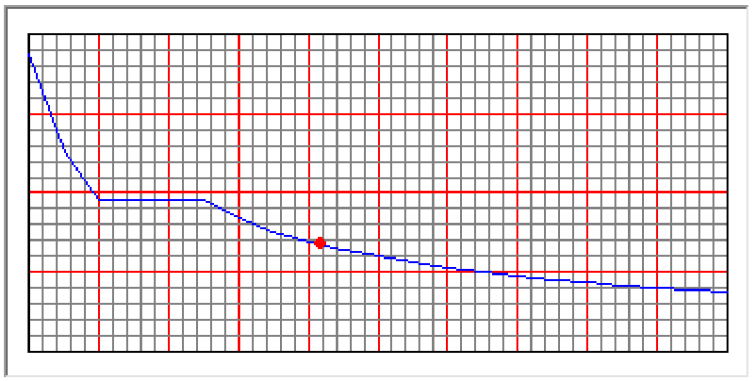


Fig V.2 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$

✓ P_q est la pénalité à retenir selon le critère de qualité **q**; (**tableau 4-4 du RPA2003**).

- **Calcul du facteur de qualité Q :**

Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q:

Sens longitudinal :

Critère q »	Pénalités P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau V.1 : valeurs des pénalités P_q Sens longitudinale

➢ **Sens transversal :**

Critère q »	Pénalités P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau V.2 : valeurs des pénalités P_q Sens transversal

Sens longitudinal :

Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1

Sens transversal :

Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de **Q** à introduire est la plus défavorable **Q =1.**

➢ Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A= 0,15 [zone IIa, groupe d'usage 2 (RPA 2003tableau 4.1)].

R= 5 [Mixte portique/voile avec interaction (RPA 2003tableau 4.3)].

$\mathbf{T_1}$= 0,15sec ; $\mathbf{T_2}$= 0,5 sec. [Site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

Q=1

V .5.2. Nombre de modes à considérer :

a) 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.
✓ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$\mathbf{K \geq 3\sqrt{N}} \quad \text{et} \quad \mathbf{T_K \leq 0.20\ sec} \qquad \mathbf{RPA\ (4\text{-}14)}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; $\mathbf{T_k}$ la période du mode K.

➢ Dans notre cas N= 7 niveaux ⇒ K ≥ (3x$\sqrt{7}$ = 7,93)

Donc K= 8 nombre de modes.

V .5.3. Combinaison des réponses modales :

➢ **r ≤ 10 / (10 +** $\sqrt{\xi_i \xi_j}$ **)**

Avec :

$$\mathbf{r = T_i / T_j \ (T_i \leq T_j)}$$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j

✓ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$\mathbf{E} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{k} E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

$\mathbf{E_i}$: valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

✓ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E1 et E2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{\left(|E_1| + |E_2|\right)^2 + \sum_{i=3}^{K} E_i^2}$$

V .5.4. Caractéristiques géométriques de la Structure :

✓ **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Etage	Masse (KN)		Position du centre de masse		Position du centre de rigidité		Excentricité		Excentricité accidentelle	
	X	Y	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e_x	e_y	e_x	e_y
RDC	391,8605	391,8605	14,224	7,44	14,414	7,087	-0,19	0,335	1,42	0,75
Etage 1	390,0819	390,0819	14,214	7,42	14,413	7,287	-0,199	0,133		
Etage 2	384,2313	384,2313	14,214	7,418	14,393	7,333	-0,179	0,085		
Etage 3	379,1696	379,1696	14,225	7,413	14,378	7,351	-0,135	0,062		
Etage 4	379,1696	379,1696	14,225	7,413	14,367	7,359	-0,142	0,054		
Etage 5	374,1927	374,1927	14,229	7,413	14,359	7,363	-0,13	0,05		
Etage 6	347,0473	347,0473	14,222	7,438	14,354	7,365	-0,132	0,073		
condition vérifie										

Tableau V.3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

L'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : ex = 0,05×28,4 = 1,42 m

ey = 0,05 × 15 = 0,75 m

b) Excentricité théorique :

ex = **XCM – XCR** ⟹ Ex = 0,199 m < 1,42 m ……..**Condition vérifiée.**

ey = **YCM - YCR** ⟹ Ey = 0,335 m < 0,75 m ……**Condition vérifiée.**

V .5.5. Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,468907	0,1037	68,3821	0	0,1037	68,3821	0	97,7216	0,1494	0,2774
2	0,431772	67,3934	0,1632	0	67,4971	68,5452	0	0,2305	95,9038	1,5427
3	0,426738	1,6024	0,2196	0	69,0995	68,7648	0	0,3199	2,3194	66,4427
4	0,108466	0	19,762	0	69,0995	88,5268	0	1,4563	0,0001	0,0948
5	0,101969	19,8306	0,0002	0	88,9301	88,527	0	0	1,3794	0,09
6	0,095826	0,0836	0,0968	0	89,0138	88,6238	0	0,0078	0,0067	19,7076
7	0,048323	0,0052	6,4576	0	89,019	95,0813	0	0,2112	0,0002	0,0235
8	0,046167	6,3599	0,005	0	95,3789	95,0863	0	0,0002	0,1964	0,0314
9	0,04152	0,0269	0,0238	0	95,4058	95,1102	0	0,0008	0,001	6,7987

Tableau V.4 : Périodes et participations massiques donné par ETABS

✓ La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**

V .5.6.Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'Vt' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par **la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2).**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

(RPA 2003 Art 4.2.3)

✓ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

A= 0,15

✓ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

$T_1 = 0.15$, $T_2 = 0.5$ (RPA/Tableau 4-7).

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0.7$$

• ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand **ξ = 10%**, on a **η= 0.76**

T : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

• h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). ⟹ h_N=21,42m

• C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4,6) ⟹ C_T=0,05

D'où : T = 0,49 sec

T = 0,49 sec. ⇒ $0 \le T \le T_2$

Donc : D =2,5 η = 2,5×**0,76**

D = 1,9

✓ **R : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)**

R=5

✓ **Q : facteur de qualité** voir le titre **5.9.1.a.**

Q = 1

• **W : Poids total de la structure,** donné par ETABS :^

Etages	Poids (KN)
Poids Total **W (KN)**	**29281,66**

Tableau V.5 : le poids total de la structure

Conclusion :

MSE (RPA 2003)		
Coefficient	**A**	0,15
	D	1,9
	Q	1
	R	5
Forces Sismiques V (KN)	**1669,05**	

Tableau *V*.6 : la force sismique à la base

✓ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par **la méthode statique équivalente Vmax** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (**Vt > 0.80 V**)

✓ Si Vt < 0.80Vmax, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 V/Vt

Forces Sismiques (KN)			Vérification	
MSE (V)	**ETABS (Vt)**		**Vt/V**	
	Ex	**Ey**	**X**	**Y**
1669.05	**1601,66**	**1584,49**	**< 0.80**	**< 0.80**
			Vérifié	**Vérifié**

➢ Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

V .5.7. Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage **[RPA 2003 article 5.10].**

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

a) Déplacement maximal :

- **Sens longitudinal :**

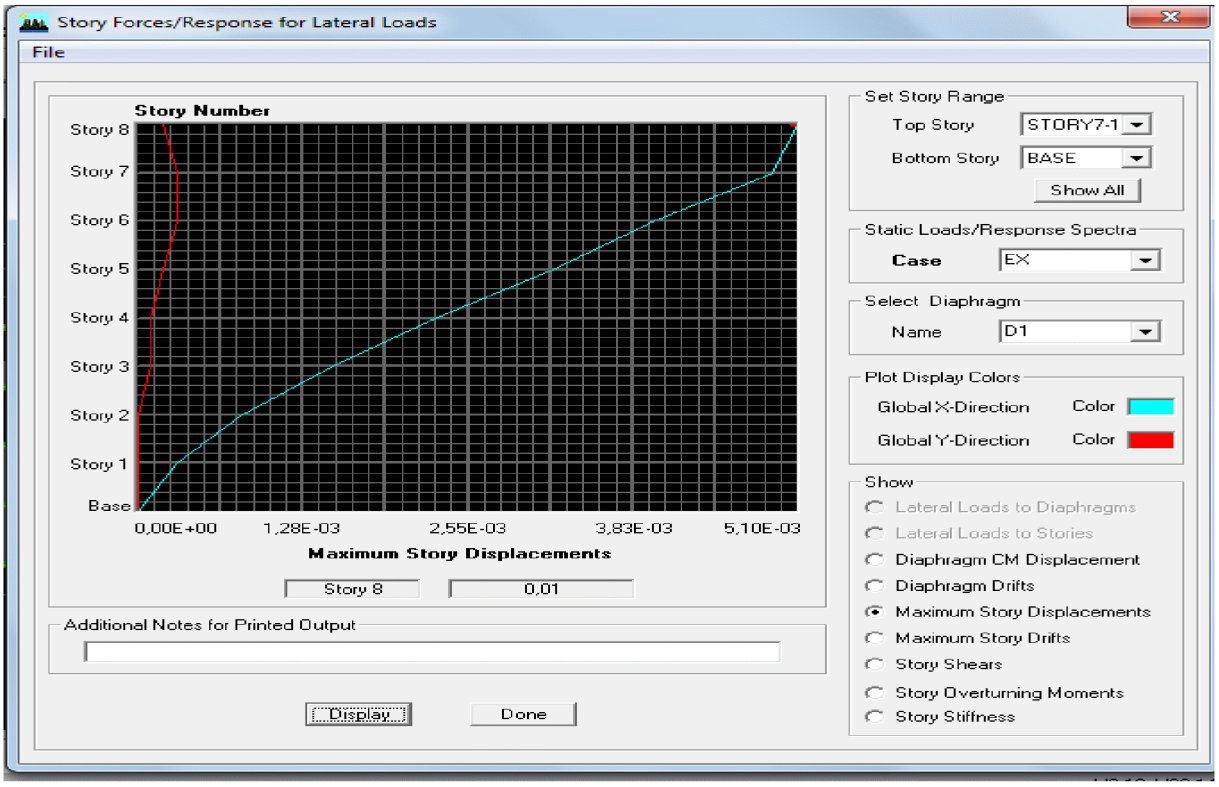


Fig *V.3* : Vérification des déplacements selon Ex

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$\delta_{max} = 0.01 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{21,42}{500} = 0,04284$**.....Condition vérifiée.**

- **Sens transversall :**

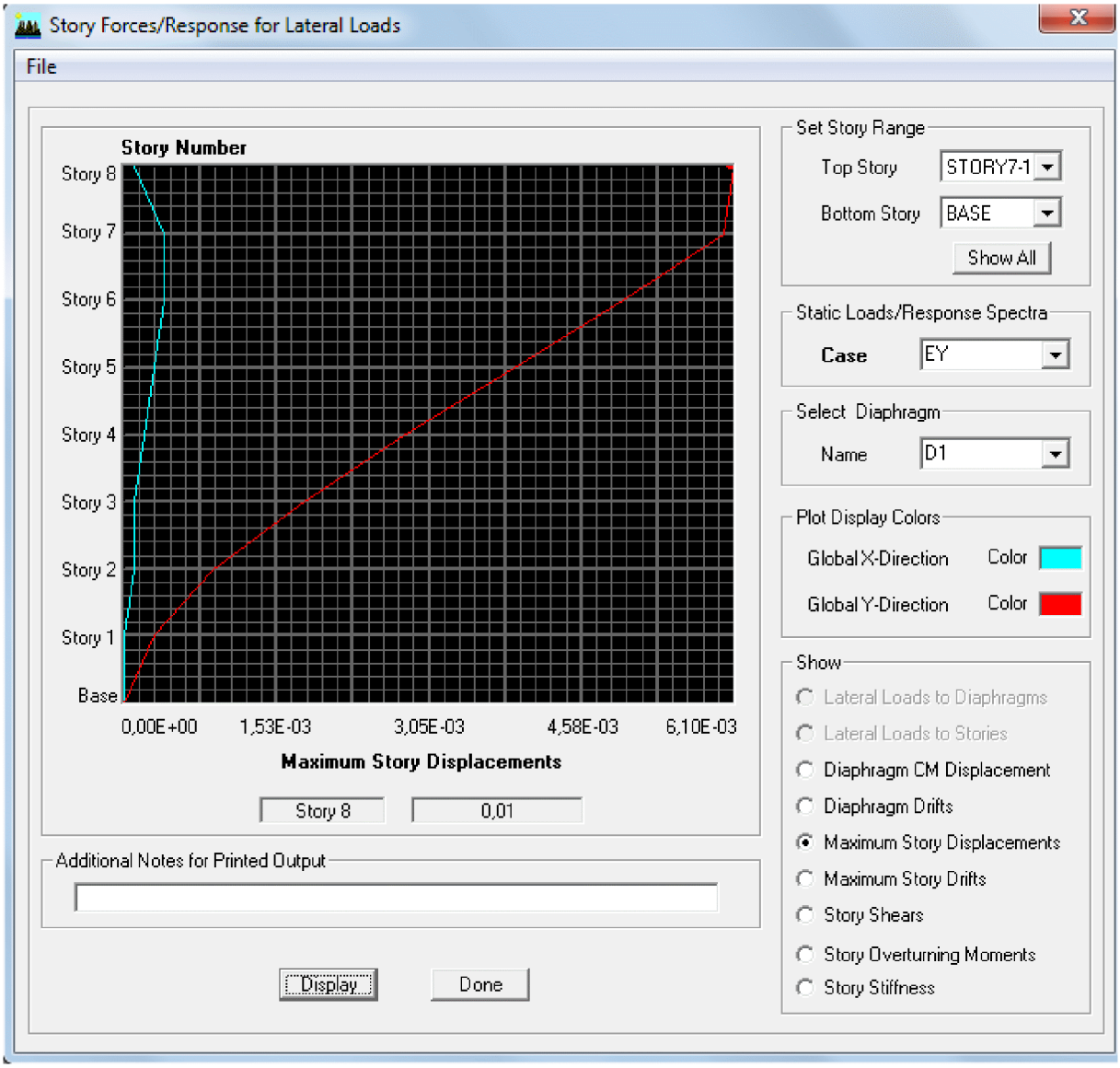


Fig V.4 : Vérification des déplacements selon Ey

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

δ_{max}= **0.01** $\leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{21,42}{500}$ = 0,04284..... **Condition vérifiée**.

b) Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après **le RPA 99 (Art 4.43)** : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique.F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

NIVEAU	δ_x (m)	δ_y (m)	Δ_k x (m)	Δ_ky (m)	1% h (m)	Vérification
7	0,0049	0,0057	0,0009	0,001	0.0306	**OK**
6	0,004	0,0047	0,0009	0,001	0.0306	**OK**
5	0,0031	0,0037	0,0008	0,001	0.0306	**OK**
4	0,0023	0,0027	0,0008	0,001	0.0306	**OK**
3	0,0015	0,0017	0,0007	0,0008	0.0306	**OK**
2	0,0008	0,0009	0,0005	0,0006	0.0306	**OK**
1	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0.0306	**OK**
Base	0 ,00	0 ,00	0 ,00	0 ,00	0 ,00	**OK**

Tableau V.7 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on à spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

V .5.8. Justification Vis à Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0{,}10$. ..... RPA99 (Art 5.9)

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^{n} (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Niv	P_k (KN)	$\Delta_{k\,x}$ (m)	$\Delta_{k\,y}$ (m)	$V_{k\,x}$ (m)	$V_{k\,y}$ (m)	h_k (m)	□□ x	□□ y	Vérification
6	3470,473	0,0009	0,001	468,93	463,51	3,06	0,0022	0,0024	**OK**
5	3741,927	0,0009	0,001	753,85	746,79	3,06	0,0015	0,0016	**OK**
4	**379,1696**	0,0008	0,001	967,99	963,29	3,06	0,0010	0,0013	**OK**
3	**3791,696**	0,0008	0,001	1141,55	1137,1	3,06	0,0009	0,0011	**OK**
2	**3842,313**	0,0007	0,0008	1284,46	1276,34	3,06	0,0007	0,0008	**OK**
1	**3900,819**	0,0005	0,0006	1401,24	1387,92	3,06	0,0005	0,0005	**OK**
RDC	**3918,605**	0,0003	0,0003	1478,11	1460,6	3,06	0,0003	0,0003	**OK**

Tableau V.8 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieur à « **0.1** ».

Donc l'effet **P-Δ** peut être négligé pour le cas de notre structure.

5-5-9 V .5.9vérification de l'effort réduit V:

$$V = \frac{Nd}{B\, f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : l'effort minimal des poteaux (N_{min} de ETABS)

B : section de poteau

F_{c28} : résistance de béton

$$V = \frac{1165\ \ 10^3}{400.400.25} = 0.29 \leq 0.30 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci dessus on peut conclure que :

- ✓ La période est vérifiée.
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ✓ L'excentricité est vérifiée.
- ✓ L'effet P-Δ est négligé.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferraillage de la structure.

Chapitre VI: Ferraillage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Situation	**Béton**	**Acier**				
	γ_b(Mpa)	f_{c28}(Mpa)	f_{bu}(Mpa)	γ_s(Mpa)	f_e(Mpa)	σ_s (Mpa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.478	1	400	400

Tableau VI.1 : caractéristiques mécanique des matériaux

Recommandations du RPA :

VI.1. Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003).

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ(zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Le pourcentage minimal est 0,8 % (b×h)
- Le pourcentage maximum est : 4 % (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton :

➢ **Le pourcentage minimal :**

- Du RDC au 2eme étage: Amin = 0.008× (40x40) =12.8 cm²

- Du 3eme étage au 5eme étage étage : Amin = 0.008× (35x35) = 9.8 cm²

- 6 eme étage : Amin = 0.008× (30x30) = 7.2cm²

➢ **Le pourcentage maximal :**

- Du RDC au 2eme étage:

En zone courante : A max = 0.04× (40x40) = 64cm²

En zone de recouvrement : A max = 0.06× (40x40) = 96cm²

- Du 3eme étage au 5eme étage -:

En zone courante : A max = 0.04× (35x35) = 49cm²

En zone de recouvrement : A max= 0.06× (35x35) = 96cm²

- 6eme étage :

En zone courante : A max = 0.04× (30x30) = 36cm²

En zone de recouvrement : A max = 0.06× (30x30) =54cm²

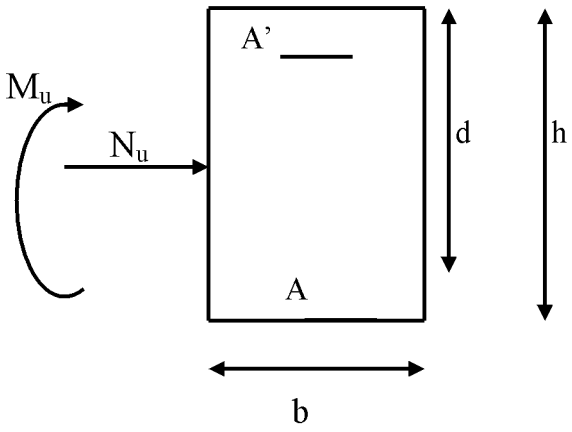
Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).

- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$



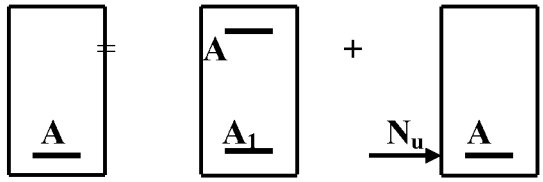
a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\begin{cases} e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u\ (d - c') - M_f \le (0.337h - 0.81c)\, bh^2 f_{bu} \end{cases}$$

Avec

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



SPC **M_f**

Mf : Moment fictif.

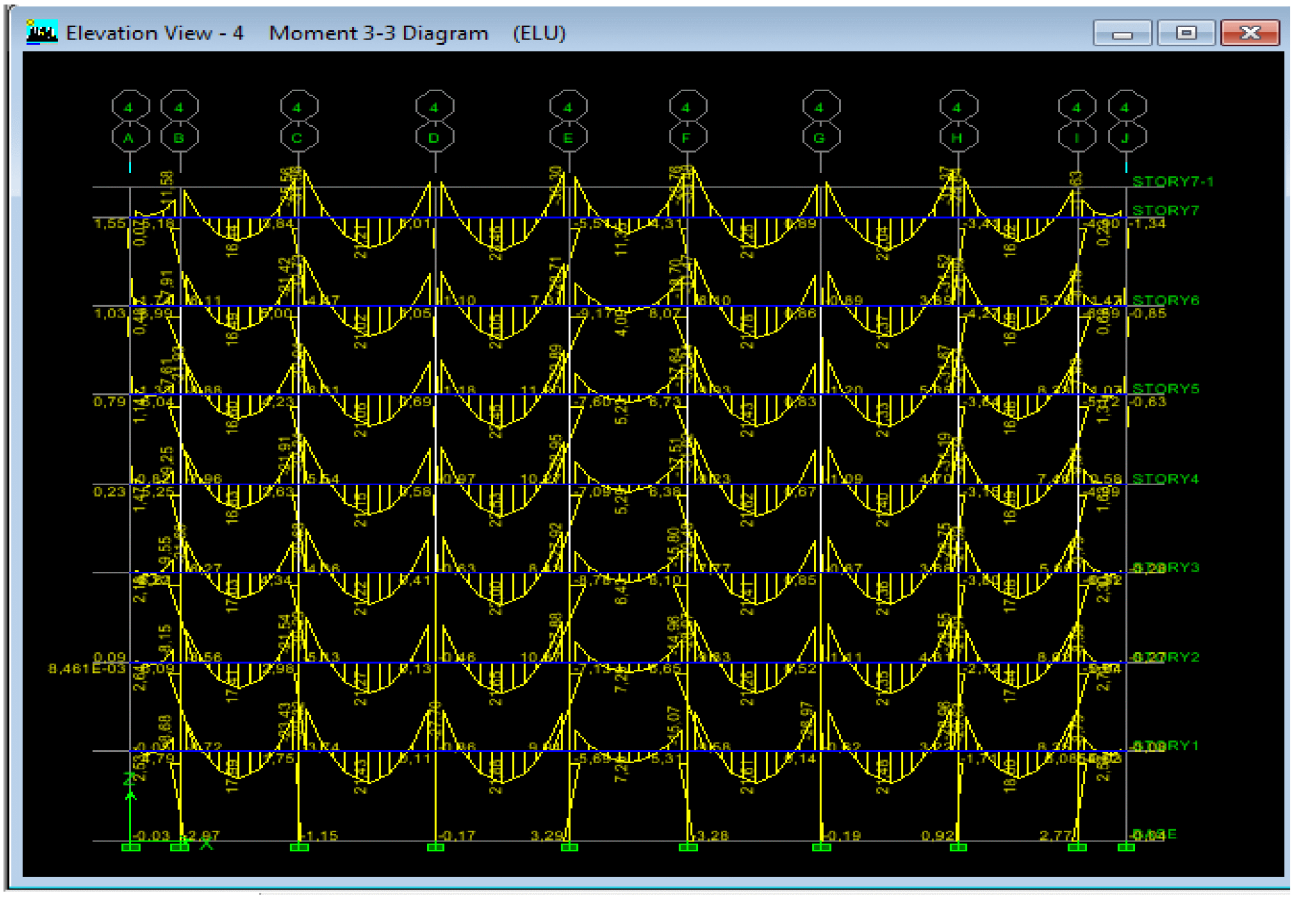


Fig. VI.1 : Diagramme des moments fléchissant (sens longitudinal) du portique 4-4 (ELU)

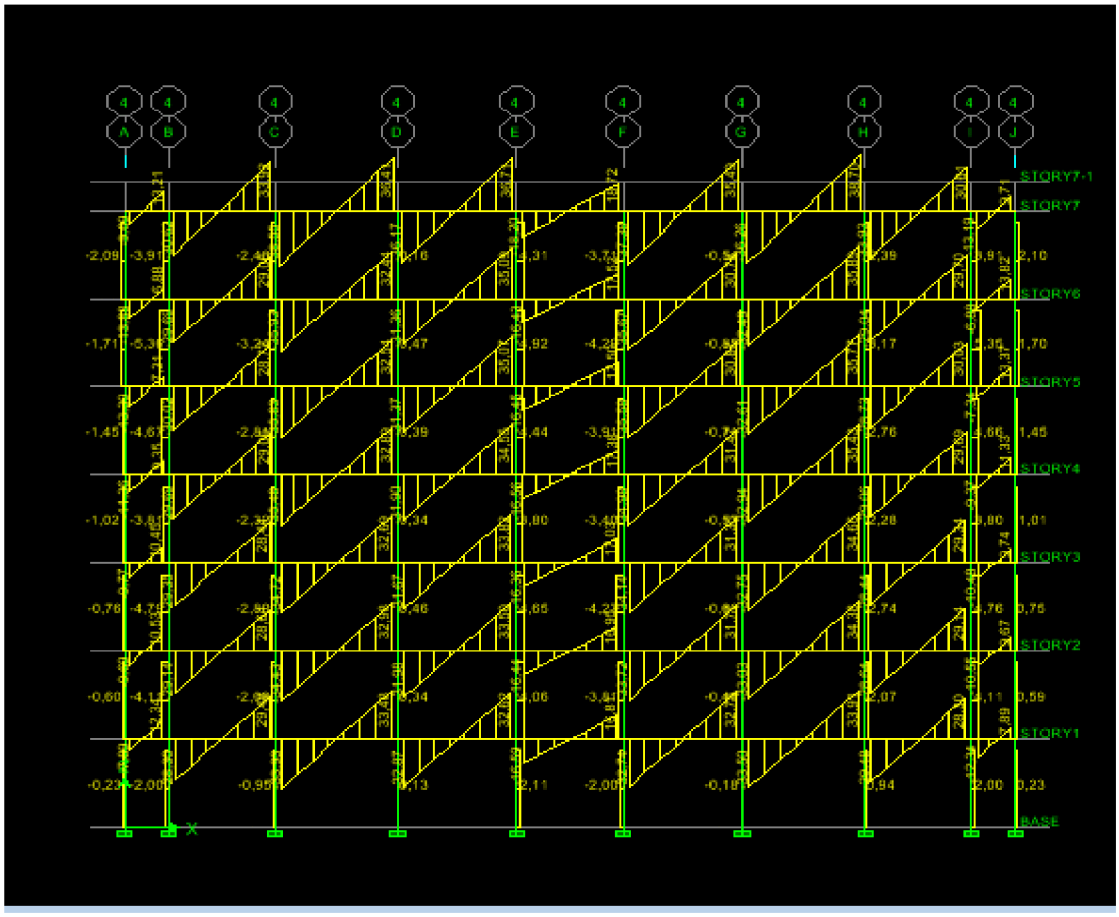


Fig. VI.2 : Diagramme des efforts tranchants (sens longitudinal) du portique 4-4 (ELU)

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

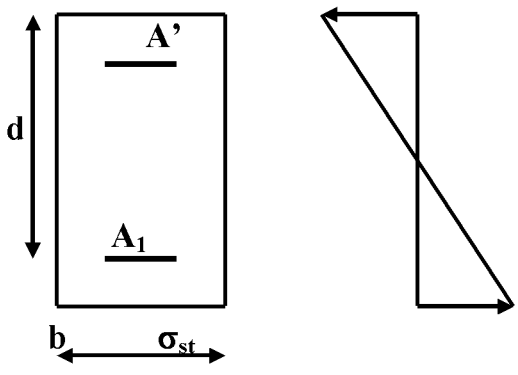
➢ Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ ..... la section est simplement armée. **(SSA)**

σ_{bc}

μ Tabeau β

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$



➢ Si $\mu \geq \mu_1$ =0.392 ..... la section est doublement armée. **(SDA)** et on calcul $M_r = \mu\, bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r\, d\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} : \qquad A' = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ =348Mpa

Mr : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature ; A_s =A' ; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$\begin{cases} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u\,(d-c') - M_f > (0.337 - 0.81c')\, bh^2 f_{bu} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

➢ Si : $(0.337h - 0.81\frac{c'}{h})\, bh^2 f_{bu} < N_u\,(d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h})\, bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100\Psi\, bhf_{bu}}{100\sigma_s} \qquad A = 0$$

Avec:

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

➢ Si $N_u\,(d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h})\, bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - bhf_{bc}(d-0.5h)}{\sigma_s\,(d-c')} \qquad A = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ⇒ compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σs : Contrainte de l'acier.

VI.1.1 Calcul du ferraillage des poteaux:

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul manuel et automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC ».

- **Comparaison entre la méthode de calcul manuel et SOCOTEC :**

a) Exemple de calcul manuel :

- ✓ **Poteaux 40x40 (EL U)**

Nu= -1132.72KN ⟶ M cor = 6.366KN.m (effort de compression)

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.366}{1132.72} = 0.00562 \leq (\frac{0.4}{2} - c) = 0.17$ ⟹ **SEC**

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c)$

$M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c) = 6.366 + 1132.72 (\frac{0.4}{2} - 0.03) = 198.92$ KM .m

Vérification de la 1ere condition :

$(0.337 - 0.81\frac{0.03}{0.4}) 0.4 \times 0.4^2 \times 14.167 \times 10^3 < 1132.72 (0.37 - 0.03) - 198.92 < (0.5 - \frac{0.03}{0.4}) 0.4 \times 0.4^2 \times 14.167 \times 10^3$

$250.47 < 310.17 < 385.34$

$250.47 < 186.20 < 385.34$ ⟹ Condition non vérifiée Vérification de la 2éme condition :

$1132.72\ (0.37 - 0.03) - 198.92 \leq (0.337 - 0.81\frac{0.03}{0.4})0.4x0.4^2x14.167\ x10^3$

$186.20 \leq 250.47 \Longrightarrow$ Condition vérifiée

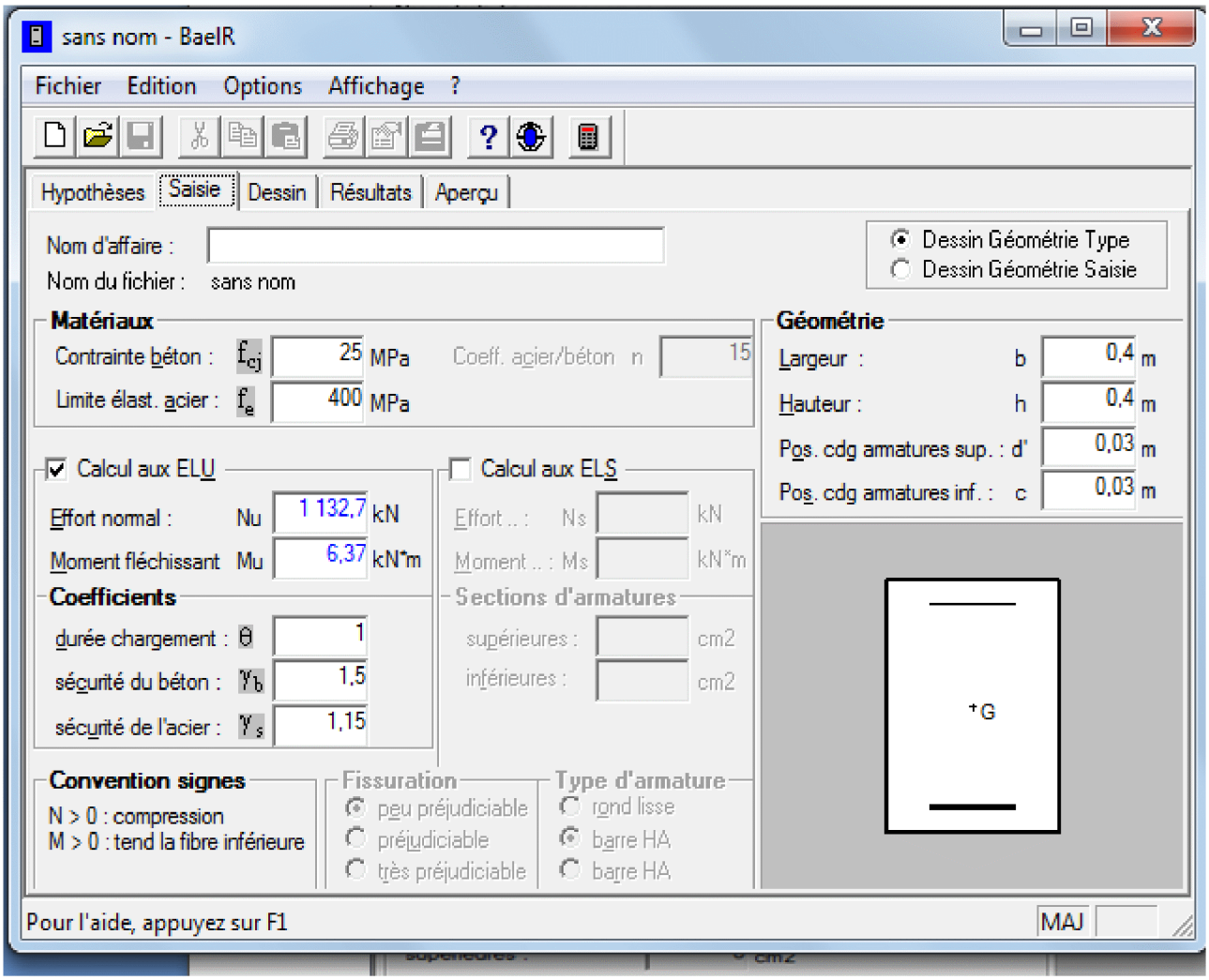
Donc les sections d'armatures sont :

$$As' = \frac{M_f - bhf_{bc}(d-0.5h)}{\sigma_s\ (d-c')} = \frac{198.92-0.4x0.4x14.167x\ 10^3(0.37-0.4x0.4)}{348x10^3(0.37-0.03)} = -0.0023 cm^2$$

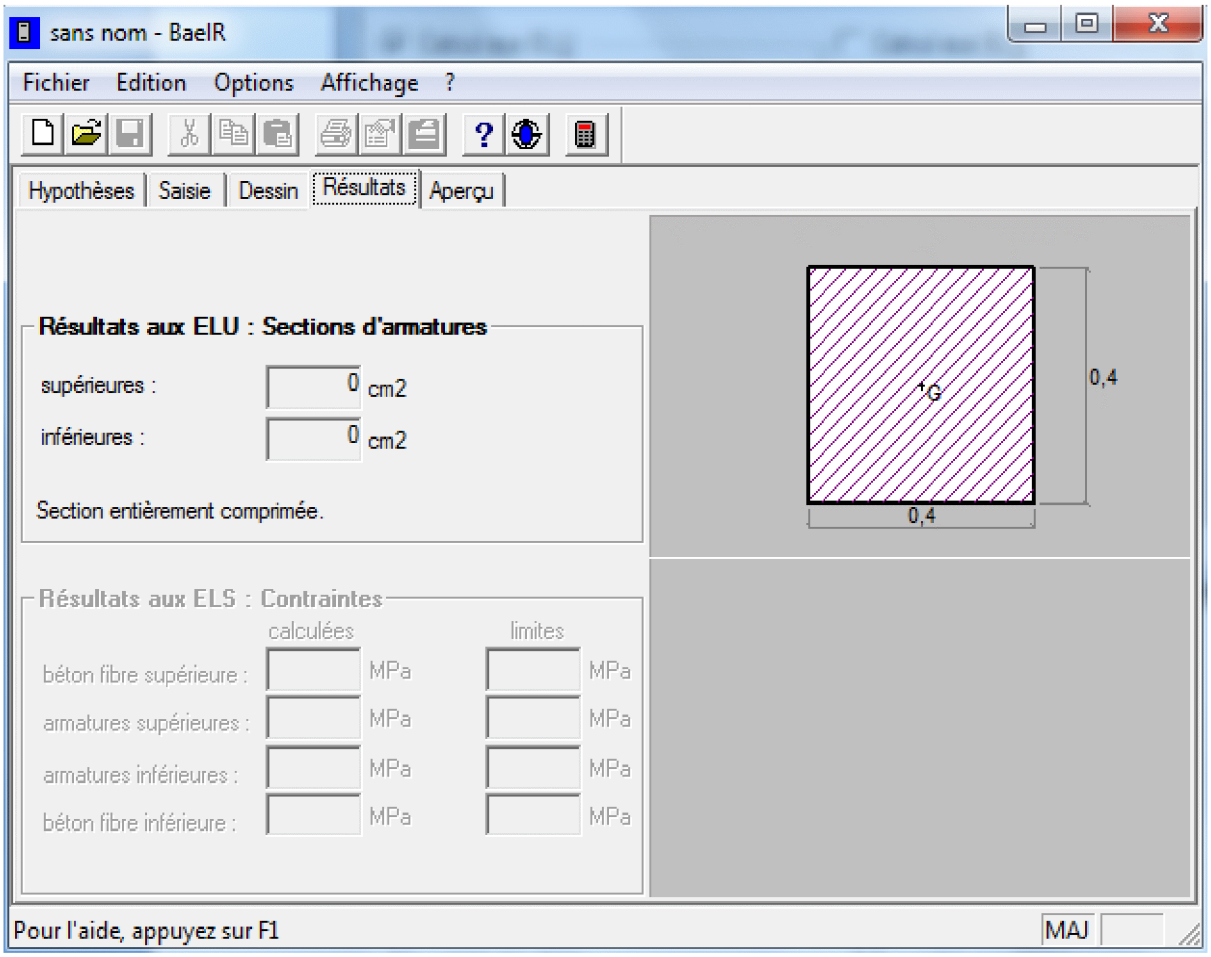
$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A's = \frac{1132.72-0.4x0.4x14.167x10^3}{348x10^3} - 0.0023 = -0.00555\ cm^2$$

b) Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



La section d'acier donnée par SOCOTEC :



c) Exemple de calcul manuel :

✓ **Pot 40X40 : Situation accidentelle (G+Q+Ex):**

Nu=-831.39 KN ⟶ Mcro = 4.475 KNm

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4,475}{831,39} = 0.00538 \leq (\frac{h}{2} - c) = 0.17$

$N_u \; (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81c)\, bh^2 f_{bu}$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c') = 4,475 + 831,39\,(0.2 - 0.03) = 145.81$ KN.m

$N_u \; (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81c)\, bh^2 f_{bu} \Longrightarrow 831.39\,(0.37 - 0.03) - 145.81 = 136.86$

$136.86 \leq 369.8 \Longrightarrow$ la condition est vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée AS'=0 cm2

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{145.81}{0.4x0.4^2x18.475x10^3} = 0.123$$

$\mu = 0.123 \leq \mu_1 = 0.392$ ..... la section est simplement armée. **(SSA)**

$\mu = 0.124 \longrightarrow \beta = 0.934$

Donc les armatures fictives sont :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} == \frac{145.81}{0.934x0.37x400x10^3} = 10.54 \text{ cm}^2$$

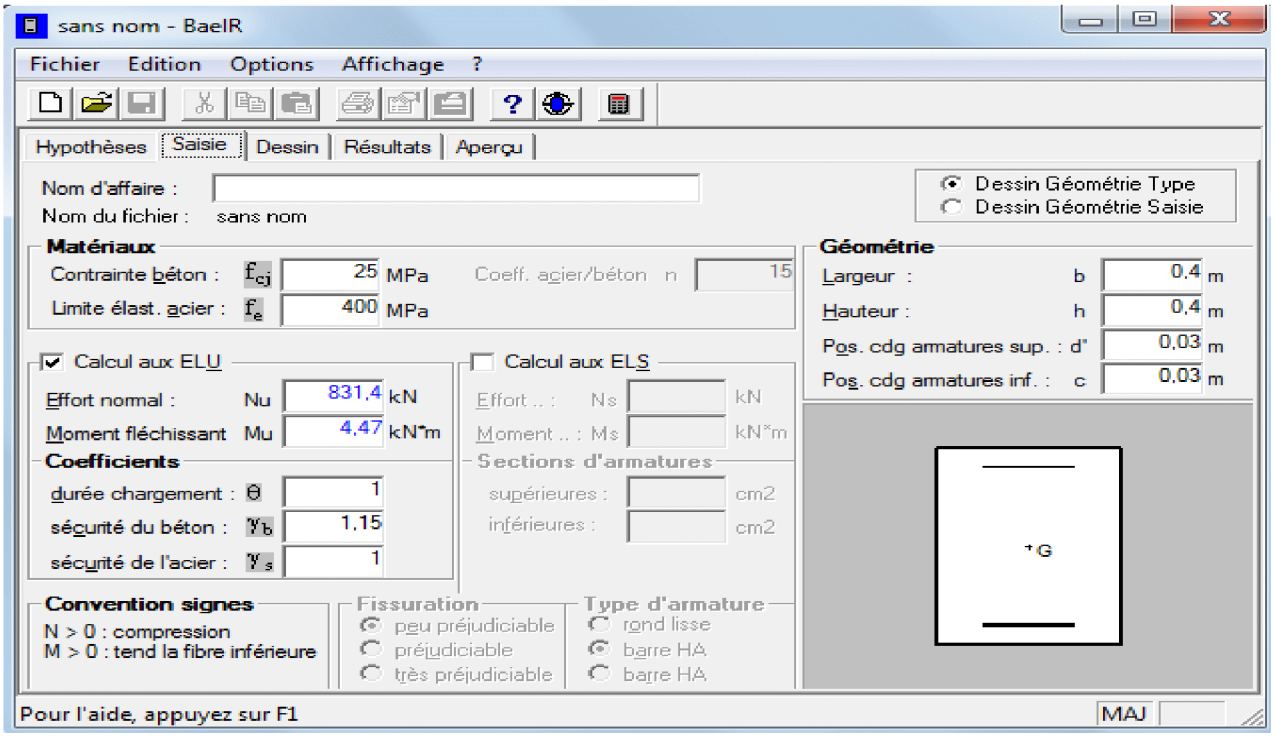
Les armatures réelles :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 10.54 - \frac{831,39}{400x10^3} = -10.16 \text{ cm}^2$$

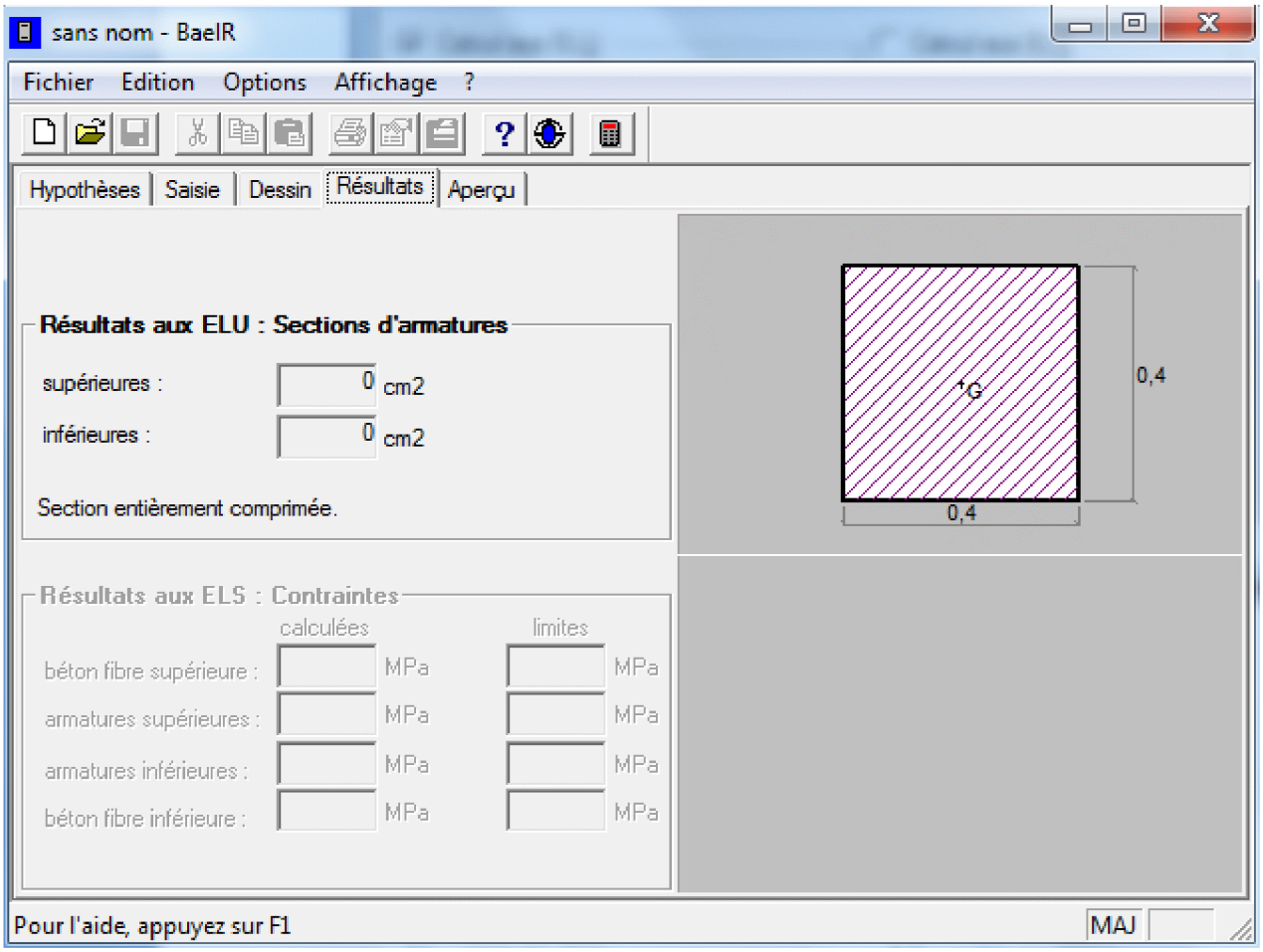
As = 0 cm2

d) Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



La section d'acier donnée par SOCOTEC :



✓ **Pot 40x40 : Situation accidentelle (G+Q+EY):**

Nu= 876.58 KN ⟶ Mcro = 2.685 KNm

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,685}{876,58} = 0.003 < (\frac{h}{2} - c) = 0.17$ ⟹ S EC

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c') = 2.685 + 876.58\ (0.2-0.03) = 151.70 KN.m$

$N_u\ (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c)\ bh^2\ f_{bu}$ ⟹ la condition est vérifiée

Calcul des armatures :

Donc les armatures fictives sont :

$As' = \frac{M_f - bhf_{bc}(d-0.5h)}{\sigma_s\ (d-c')} = \frac{151.70-0.4x0.4x18.475x\ 10^3(0.37-0.4x0.4)}{400x10^3(0.37-0.03)} = -\ 0.0034\ cm^2$

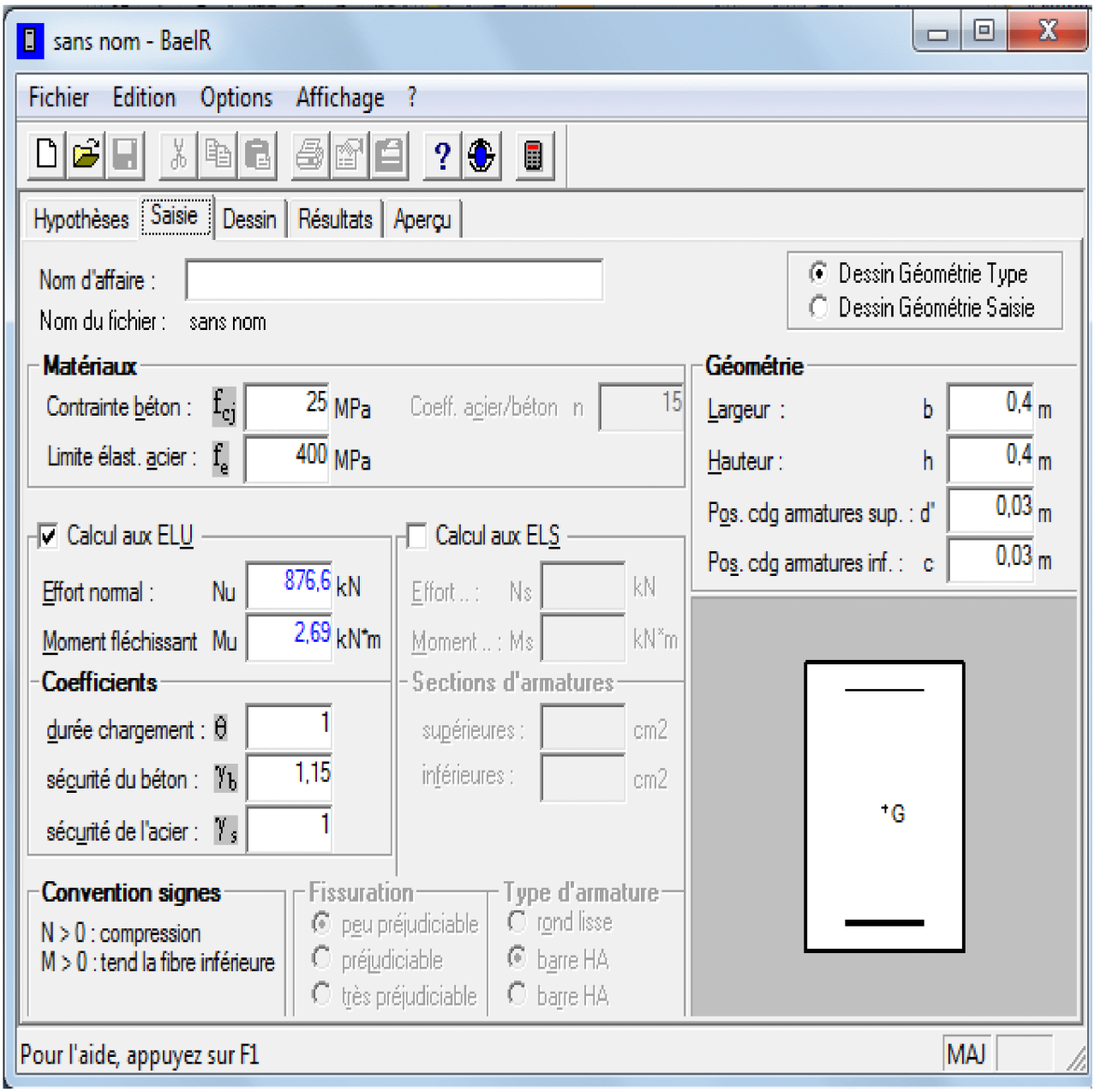
$As' = 0\ cm^2$

$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A's = \frac{876{,}58 - 0.4x0.4x18.475x10^3}{400x10^3} - 0 = -0.0051\ cm^2$

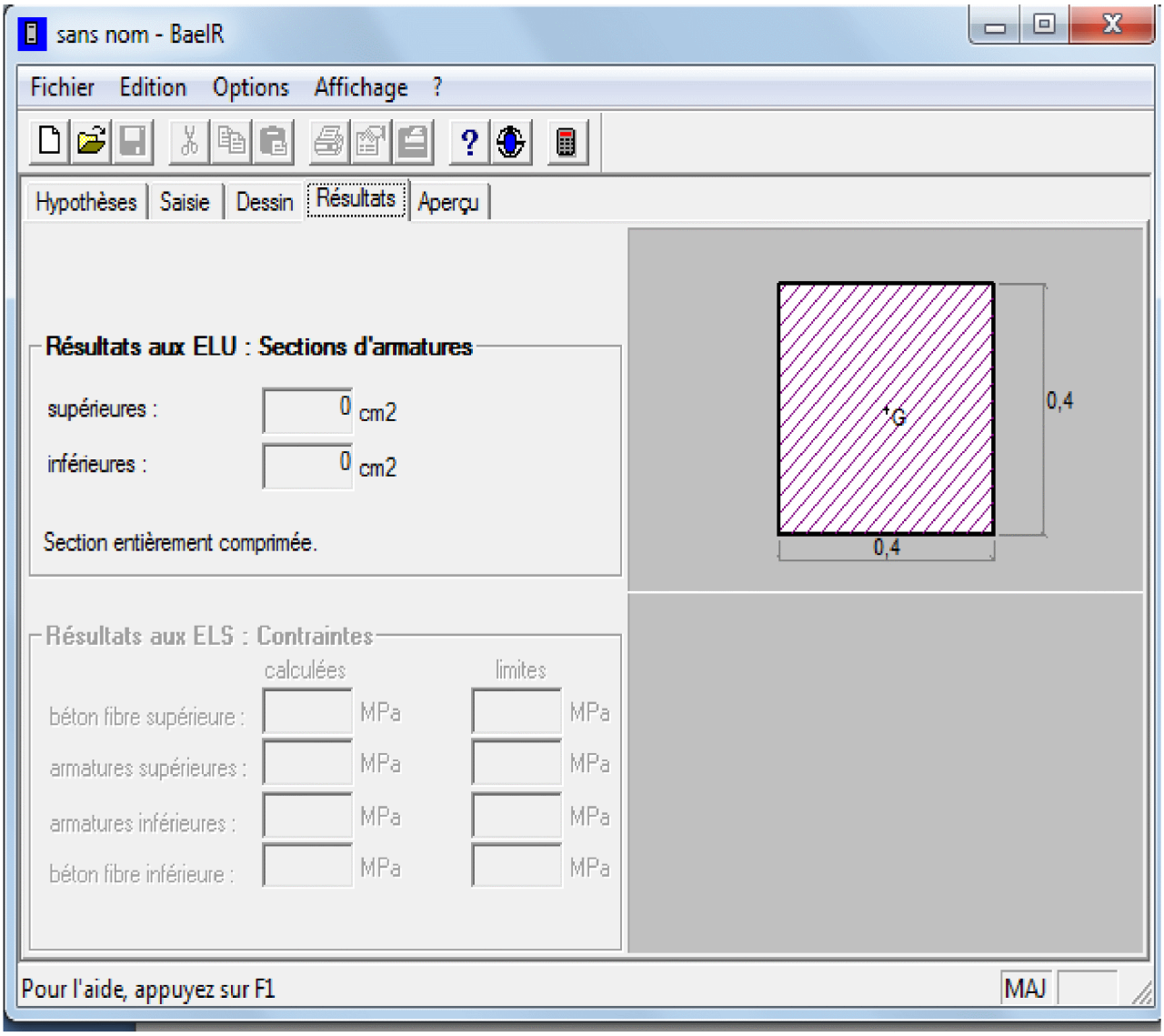
$A_{s=0}\ cm^2$

d) Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



Les résultats sont :



Remarque :

D'après la comparaison de nos résultat ; on constate que la section d'armature la plus défavorable est trouvée sous la combinaison 0.8G+Ex.

Le reste des résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Section (cm2)	N(KN)	Moment (KN. m)	e (m)	$\frac{h}{2}-c$	Obs.	Asup	Ainf	Ainf	Ferraillage	A adopté (cm^2)
40x40	N_{max}= -1132.71	M_{2cor} = 6.366	-0.0056	0.17	SEC	0	0	12.8	**4HA16+4HA14**	**14.19**
		M_{3cor} = 0.012	-0.00001	0.17	SEC	0	0			
	N_{min} = 247.11	M_{2cor} = 1.027	0.0041	0.17	SEC	0	0			
		M_{3cor} = 5.942	0.024	0.17	SEC	0	0			
	N_{cor} = -98.64	M_{2max} = 29.787	-0.30	0.17	SEC	0	0.9			
	N_{cor} = -260.69	M_{3max}= 38.575	-0.147	0.17	SEC	0	0			
35x35	N_{max} = -637.95	M_{2cor} = 14.42	-0.0226	0.145	SEC	0	0	9.8	**8HA14**	**12.31**
		M_{3cor}= 0.725	-0.0011	0.145	SEC	0	0			
	N_{min} = 17.54	M_{2cor} = 0.537	0.03	0.145	SEC	0	0			
		M_{3cor}= 9.553	0.54	0.145	SPC	0	0.6			
	N_{cor}= -62.58	M_{2max}= 26.673	-0.426	0.145	SEC	0	1.18			
	N_{cor}= -109.13	M_{3max}= 38.752	-0.355	0.145	SEC	0	1.5			

30x30	N_{max} = -392.22	M_{2cor} = -0.024	0.00001	0.12	SEC	0	0	7.2	**4HA14+4HA12**	**10.67**
		M_{3cor} = -0.029	0.00007	0.12	SEC	0	0			
	Nmin = -7.65	M2cor = 0.28	-0.036	0.12	SEC	0	0			
		M3cor = 11.199	-1.46	0.12	SEC	0	0.76			
	Ncor = -132.84	Mmax= -20.045	0.15	0.12	SPC	0	0			
	Ncor = -57.98	Mmax= 25.634	-0.44	0.12	SEC	0	1.16			

Tableau VII.2 : Ferraillage des poteaux dans les deux sens

VI.2. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \ T_u}{h_1 \ fe}$$ **(RPA 2003 art 7.4.2.2)**

Avec :

Tu : effort tranchant de calcul.

h1 : hauteur total de la section brute.

fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

ρ_1 = 2.5 si l'élancement géométrique dans la direction considérée est □1□□5.

ρ_1 = 3.75 dans le cas contraire.

L'élancement λg est donné par la relation : $\lambda g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^2}{12}}{bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$lf = 0{,}7 \times l_0$ l_0 : longueur libre du poteau.

l0 = 306 cm

Poteau de (40X40) cm^2 : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} . l_f = \frac{\sqrt{12}}{40}$ x0.7x306 =18.55

Poteau de (35×35) cm^2 : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} . l_f = \frac{\sqrt{12}}{35}$ x0.7x306 = 21.20

Poteau de (30×30) cm^2 : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} . l_f = \frac{\sqrt{12}}{30}$ x0.7x306 = 24.73

On remarque que : $\lambda > 5$ donc 1 $\rho = 2.5$

VI.2.1. Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement St des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**

$$St \leq \min(10\emptyset_l^{min} ; 15cm) = \min(10x1.2; 15cm) = 12cm = 10cm$$

Soit : St = 10cm

Zone I : $At. = \frac{2.5\ x0.1x16.34}{0.4x400000} = 0.025cm^2$

Soit : At=2.01 cm2 $\Longrightarrow$ **4HA8**

Zone II: $At. = \frac{2.5\ x0.1x18.93}{0.35x400000} = 0.00003\ cm^2$

Soit : At=2.01 cm2 $\Longrightarrow$ **4HA8**

Zone III: $At. = \frac{2.5\ x0.1x13.84}{0.30x400000} = 0.000028\ cm^2$

Soit: At=2.01 cm2 $\Longrightarrow$ **4HA8**

- **En zone courante :**

St ≤ 15Ø1

St ≤ **18**

Soit : St = 12cm

Où Ø1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

D'où :

Zone I : $At. = \frac{2.5\ x0.12x57.3}{0.4x400000} = 1.074\ cm^2$

Soit : At.=2.01 cm2 $\Longrightarrow$ **4HA8**

Zone II : At. = $\frac{2.5\ x0.12x47.56}{0.35x400000}$ = 1.019 cm2

Soit: At=2.01 cm2 ⟹ **4HA8**

Zone III: At. = $\frac{2.5\ x0.12x27.8}{0.3x400000}$ = 0.57 cm^2

Soit: At=2.01 cm2 ⟹ **4HA8**

VI.2.2. Vérification de la quantité d'armatures transversales:

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5$ ……A_t^{min} = 0.3% St × b1

.Si $\lambda_g < 3$ ……A_t^{min} = 0.8% St × b1

Si $3 < \lambda_g < 5$……Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λg : L'élancement géométrique du poteau

b1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

- **En zone nodale (St = 10cm) :**

➢ Poteau de (30X30) cm^2…… At = 0.3% St × b1 =0.3% x 10 x 30 = 0.9 cm^2<A_{adopt}
➢ Poteau de (35X35) cm^2…….. At = 0.3% St × b1 =0.3% x 10 x 35= 1.05 cm^2< A_{adopt}
➢ Poteau de (40×40) cm^2…….. At = 0.3% St × b1 =0.3% x 10 x 40= 1.2cm^2< A_{adopt}

- **En zone courante (St = 12cm) :**

➢ Poteau de (30X30) cm^2…… At = 0.3% St × b1 =0.3% x 12 x 30 = 1.08 cm^2<A_{adopt}
➢ Poteau de (35X35) cm^2…….. At = 0.3% St × b1 =0.3% x 12 x 35= 1.26 cm^2< A_{adopt}
➢ Poteau de (40X40) cm^2…….. At = 0.3% St × b1 =0.3% x 12 x 40= 1.44 cm^2< A_{adopt}

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres **HA8** et d'un losange HA8 pour tous les poteaux **At.= 2.01 cm2**

VI.2.3. Longueurs de recouvrement :

$L_r = 40\emptyset_l^{min} = 40 \times 1.4 = 56cm$

VI.2.4. Vérification des 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:

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} f_{c28} = 25\text{Mpa} \\ \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$ =0.075 x25 =1.875 Mpa

- **Poteaux (40x40)**

$$\tau_b = \frac{57.3x10^3}{400x370} = 0.38 \text{ Mpa} \leq 1.875 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (35 x 35)**

$$\tau_b = \frac{47.56x10^3}{350x320} = 0.42\text{Mpa} \leq 1.875 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (30 x 30)**

$$\tau_b = \frac{27.8x10^3}{300x270} = 0.34\text{Mpa} \leq 1.875 \text{ Mpa}$$

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

VI.3. Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = \overline{0.6} \times f_{c28} \Longrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15$ Mpa **[BAEL 91A.4.5.2]**

a) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

lc : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 = p\, y_2 + q = 0$

Avec :
$$\begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3x l_c^2 - 6nA' \frac{lc-c'}{b} + 6nA \frac{d-lc}{b} \\ q = -2x lc^3 - 6nA' \frac{(lc-c')^2}{b} + 6nA \frac{(d-lc)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta > 0$: $t = 0.5\,(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Si : $\Delta < 0$ ⟹ L'équation admet trois racines :

$y_2^1 = a\cos(\frac{a}{3})$; $y_2^2 = a\cos(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3})$; $y_2^3 = a\cos(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3})$

Avec :

$a = \arccos(\frac{3q}{2p} x \sqrt{\frac{-3}{p}})$; $a = 2\sqrt{\frac{p}{3}}$

On tiendra pour y2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + 1 < h$

$y_1 = y_2 + l_c$

$I = \frac{b\, y_1^3}{3} + 15\ [\ As\,(d - y_1)^2 + A'_s\,(Y_1 - d')^2]$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} \overline{y_1} \leq \sigma_{bc}$

b) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : S =b h +15 ($A_S - A'_S$)

- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance XG au-dessus du CDG géométrique :

$X_G = \frac{b\,h^3}{3}$ b h X_G^2 +15[$A'_s(0.5h - d' - X_G)^2$ +A_s (d-0.5h+ X_G)^2]

Les contraintes dans le béton

$\sigma_{SUP} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_S - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{S}$ Sur la fibre supérieure

$\sigma_{INF} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_S - X_G)(\frac{h}{2} + X_G)}{S}$ sur la fibre inferieure

En fin ; on vérifie : max (σ_{sup}; σ_{inf}) $\overline{\leq}$ σ_{bc}

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

c) Vérification de la condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23\, f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}\, bd$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Section	Sollicitations	Ns	Ms22 (KN. m)	e (m)	h/6	Nat.	$\sigma_{b\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{b\ inf}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{a\ sup}$(Mpa)	$\sigma_{a\ inf}$ (MPa)	σ_s MPa)	Amin CNF (cm2)	Aa dop (cm2)	Observation
30X30	N_{max}- M_{cor}	-286.17	- 0.017	0.00006	0.05	SEC	2.79	2.79	15	41.9	41.9	348	0.24	9.05	condition vérifiée
	N_{min}- M_{cor}	-14.37	0.183	-0.0127	0.05	SEC	0.17	0.11	15	2.48	1.72	348	0.21		condition vérifiée
	M_{max}- N_{cor}	-97.41	-14.654	0.15	0.05	SPC	4.23	0	15	51	-49.2	348	0.03		condition vérifiée
35X35	N_{max}-M_{cor}	-465.43	10.555	-0.0227	0.06	SEC	4.61	2.22	15	66.1	36.3	348	2.72	12.31	condition vérifiée
	N_{min}- M_{cor}	-52.49	0.034	-0.0006	0.06	SEC	0.39	0.38	15	5.82	5. 73	348	3.23		condition vérifiée
	M_{max}-N_{cor}	-188.8	-17.9	0.0948	0.06	SPC	3.53	0	15	47.3	-8.41	348	-1.8		condition vérifiée
40X40	N_{max}-M_{cor}	-826.04	4.658	-0.0056	0.067	SEC	6.44	5.43	15	95.4	82.7	348	4.11	14.196	condition vérifiée
	N_{min}- M_{cor}	-177.45	0.086	-0.0004	0.067	SEC	1.28	1.27	15	19.2	19	348	4.34		condition vérifiée
	M_{max}-N_{cor}	-480.46	15.854	-0.0329	0.067	SEC	5.18	1.72	15	73.3	30.2	348	3.49		condition vérifiée

Tableau VI.3 : vérification a l'ELS dans le sens (2-2)

Section	Sollicitations	Ns	Ms33 (KN.m)	e (m)	h/6	Nat.	$\sigma_{b\ sup}$ (Mpa)	$\sigma_{b\ inf}$(Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	$\sigma_{a\ sup}$(Mpa)	$\sigma_{a\ inf}$ Mpa)	σ_s(Mpa)	Amin CNF (cm2)	Aa dop (cm2)	Observation
30X30	Nmax- Mcor	-286.17	-0.021	0.00007	0.05	SEC	2.12	2,12	15	31,8	31.8	348	0.246	9.05	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-14.37	-0.089	0.0061	0.05	SEC	0.12	0.1	15	1.72	1.47	348	0.266		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-69.9	14.416	-0.2062	0.05	SEC	2.85	0	15	34.3	-47.7	348	0.127		condition vérifiée
35X35	Nmax- Mcor	-465.43	0.526	-0.0011	0.058	SEC	3.47	3.35	15	51.9	50.5	348	5.72	12.31	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-52.49	-8.12	0.1547	0.058	SPC	1.55	0	15	19.5	-16.3	348	0.224		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-137.84	20.371	-0.1478	0.058	SEC	3.88	0	15	49.3	-37.4	348	3.27		condition vérifiée
40X40	Nmax- Mcor	-826.04	0.009	0.0000	0.067	SEC	5.94	5.93	15	89	89	348	2.27	14.196	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-177.45	-8.453	0.0476	0.067	SEC	2.2	0.35	15	30.6	7.64	348	10.30		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-357.73	17.095	-0.0478	0.067	SEC	4.44	0.7	15	61.8	15.3	348	3.31		

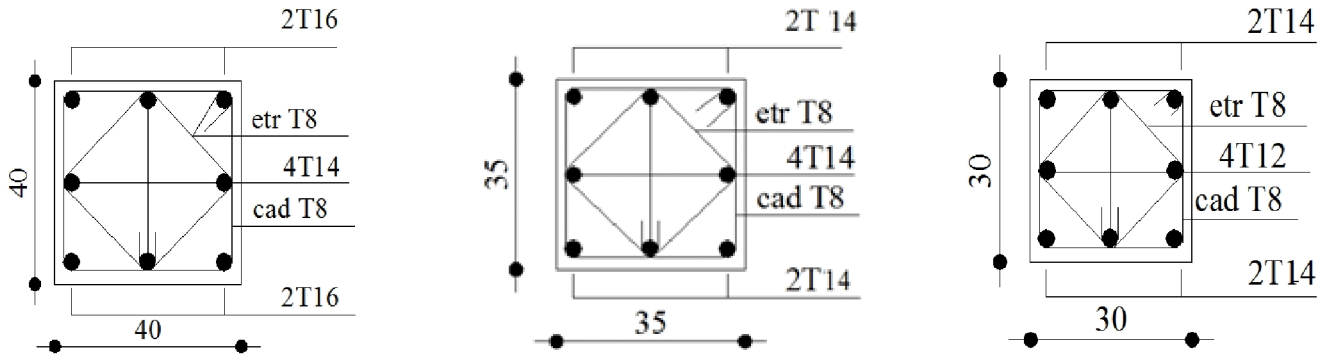
Tableau VI.4 : vérification a l'ELS dans le sens (3-3)

Conclusion :

Après touts calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Tableau VII.5 : Résultats de ferraillage des poteaux.

zone	Niveaux	Section (cm^2)	ferraillage
Zone III	**6**	**30x30**	**4HA14 + 4HA12**
Zone II	**3,4, 5,**	**35x35**	**8HA14**
Zone I	**RDC, 1, 2**	**40x40**	**4HA16 + 4HA14**



Zone I **Zone II** **Zone III**

Fig. VI.3 : schémas de ferraillage des poteaux

ChapitreVII: Ferraillage des poutres

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

➢ **Les combinaisons de calcul**

Ils sont ferraillés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'**ELS**. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

* 1,35G+1,5Q …….à l'ELU
* G+Q……..à l'ELS
* G+Q±E……RPA 99 révisé 2003
* 0,8G±E……..RPA 99 révisé 2003

VII.1. Recommandation du RPA version 2003 :

a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

Poutres principales : A_{min} = 0.005 x 30 x 40 = 6 cm^2

Poutres secondaires : A_{min} = 0.005 x 30 x 35 = 5.25 cm^2

Poutres de chainage : A_{min} = 0.005 x 25 x 35 = 4.375 cm^2

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒**Zone courante :**

Poutres principales : A_{max} = 48 cm^2

Poutre secondaire : A_{max} = 42 cm^2

⇒**Zone de recouvrement :**

Poutre principale : $A_{max} = 72\ cm^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 63\ cm^2$

La longueur de recouvrement est de : $40\ \Phi$ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}\ ,\ 12\ \Phi_l\right) \rightarrow \textit{en zone nodale}$$

$S_t \leq \frac{h}{2}$ → En dehors de la zone nodale (zone de recouvrement).

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Le premier cadre doit être dispose a 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inferieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

à$\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas a une travée de rive.

à $\frac{l}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agitd'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

➢ **Remarque :**

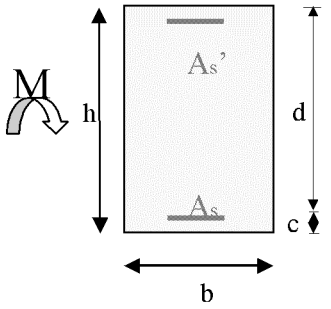
Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées a une distance des appuis au plus égale à $\frac{l}{10}$de la portée.

VII.2 Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

- As : La section d'armatures tendues.
- As' : La section d'armatures comprimées.



Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

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

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

➢ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :M_u : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_{b\,x\,\theta}}$$

Pour les **FeE400**

$$Si \;\; \mu_b \leq \mu_l \;\; \Rightarrow \;\; \text{Section simplement armée}$$

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ section doublement armée

- Section sans armatures comprimées (As = 0) :

Si $\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \boxed{A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}}$

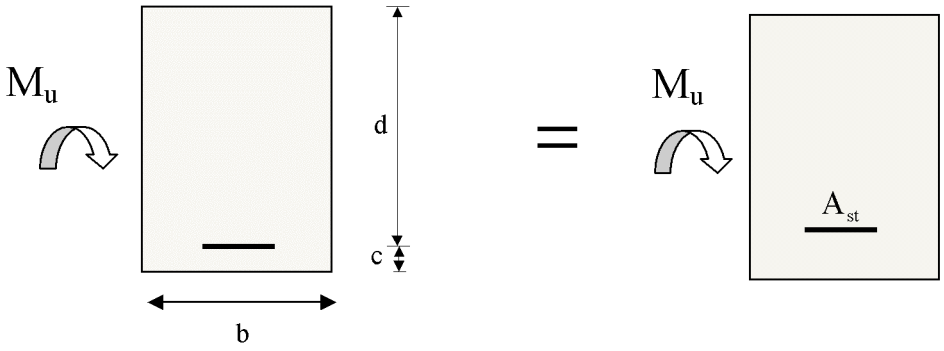


Fig VII.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

- Section avec armatures comprimées $(A'_s \neq 0)$:

$\mu_b > \mu_l = 0.392$

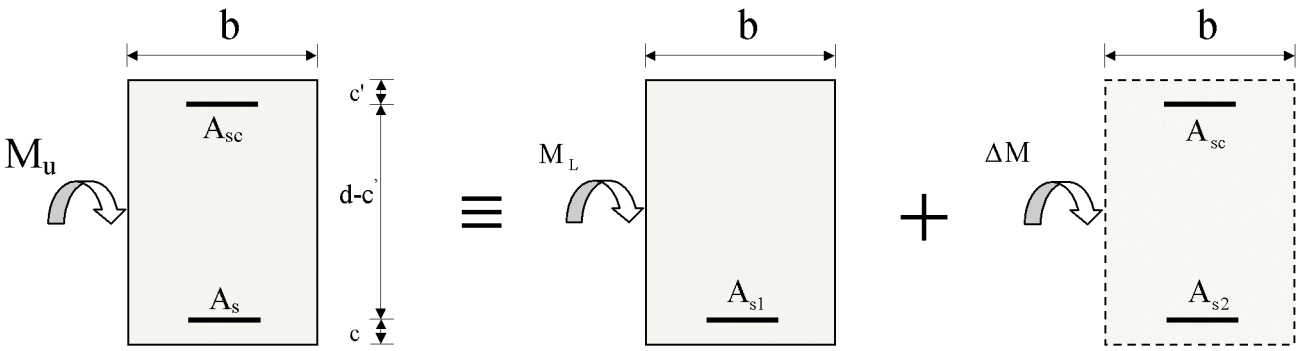


Fig *VII.2* : Disposition des armatures SDA

$$As = As_1 + As_2 = \frac{M_L}{\beta x d x \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')x\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c')x\sigma_s}$$

$\mathbf{M_L} = \mu_l . b . d^2 . f_{bu}$ et $\mathbf{\Delta M = M_u - M_L}$

M_L : moment ultime pour une section simplement armée.

Remarque :

Après avoir extrait les moments, nous avons ferraillé comme suit, on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopter leurs ferraillage.

- **Répartition de la structure en zone**

Zone 1 : RDC au 2eme étages

Zone 2 : 3eme au 5eme étages

Zone 3 : 6 eme étages

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

VII.3. Ferraillage des poutres :

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

VII.3.1 .Armatures longitudinales :

a) Poutres principales (30x40) :

	Ferraillage des poutres principales en travées							
Niveau	M_u^{max}	**μ**	**Obs**	β	**As** [cm²]	**Amin** [cm²]	**Ferraillage**	**As** adoptée [cm²]
Zone1	24,927	0,0427	**SSA**	0,979	2	6	**3HA12**	3,39
zone 2	28,34	0,050	**SSA**	0,974	2,2	6	**3HA12**	3,39
zone 3	31,699	0,054	**SSA**	0,972	2,5	6	**3HA12**	3,39

Tableau VII.1 : ferraillage des poutres principales en travées

	Ferraillage des poutres principales aux appuis							
Niveau	M_u^{max}	**μ**	**Obs**	β	**As** [cm²]	**Amin** [cm²]	**Ferraillage**	**As adoptée** [cm²]
Zone1	-57,627	0,076	**SSA**	0,981	4	6	**3HA12+3HA12**	6,78
zone 2	-70,177	0,092	**SSA**	0,976	4,9	6	**3HA12+3HA12**	6,78
zone 3	-68,342	0,09	**SSA**	0,977	4,7	6	**3HA12+3HA12**	6,78

Tableau VII.2 : ferraillage des poutres principales aux appuis

b) Poutres secondaires (30x35) :

	Ferraillage des poutres secondaires en travées							
Niveau	M_u^{max}	**μ**	**Obs**	β	**As** [cm²]	**Amin** [cm²]	**Ferraillage**	**As adoptée** [cm²]
Zone1	8,745	0,02	**SSA**	0,990	0,8	5,25	**3HA12**	3,39
zone 2	17,251	0,04	**SSA**	0,980	1,6	5.25	**3HA12**	3,39
zone 3	17,645	0,04	**SSA**	0,980	1,6	5.25	**3HA12**	3,39

Tableau VII.3 : ferraillage des poutres secondaires en travées

	Ferraillage des poutres secondaires aux appuis							
Niveau	M_u^{max}	**μ**	**Obs**	β	**As** [cm²]	**Amin** [cm²]	**Ferraillage**	**As adoptée** [cm²]
Zone1	-49,178	0,087	**SSA**	0,978	3,9	5.25	**3HA12+3HA12**	6,78
zone 2	-50,51	0,089	**SSA**	0,977	4	5.25	**3HA12+3HA12**	6,78
zone 3	-52,446	0,092	**SSA**	0,976	4,2	5.25	**3HA12+3HA12**	6,78

Tableau VII.4 : ferraillage des poutres secondaires aux appuis.

c) Poutres de chainage (25x35) :

	Ferraillage des poutres de chainage en travées							
Niveau	M_u^{max}	**μ**	**Obs**	β	**As** [cm²]	**Amin** [cm²]	**Ferraillage**	**As adoptée** [cm²]
Zone1	5,465	0,015	**SSA**	0,996	0,5	4.375	**2HA12**	2,26
zone 2	6,398	0,018	**SSA**	0,996	0,6	4.375	**2HA12**	2,26
zone 3	7,42	0,02	**SSA**	0,995	0,7	4.375	**2HA12**	2,26

Tableau VII.5 : ferraillage des poutres de chainage en travées

	Ferraillage des poutres de chainage aux appuis							
Niveau	M_u^{max}	**μ**	**Obs**	β	**As** [cm²]	**Amin** [cm²]	**Ferraillage**	**As adoptée** [cm²]
Zone1	-11,903	0,025	**SSA**	0,994	0,9	4.375	**2HA12**	2,26
zone 2	-11,796	0,025	**SSA**	0,994	0,9	4.375	**2HA12**	2,26
zone 3	-8,007	0,017	**SSA**	0,996	0,6	4.375	**2HA12**	2,26

Tableau VII.6 : ferraillage des poutres de chainage aux appuis

VII.3.2. Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2)

Les premières armatures transversales doivent être disposée a **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Poutres principales (30x40):**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}\ ,\ 12\ \Phi_l\right) \rightarrow \textit{en zone nodale}$$

St ≤ min (10; 16,8) **Soit :** St= 10 cm…….. En zone nodale.

St ≤ min($\frac{40}{2}$) = 20cm **Soit :** St= 15 cm…….. en dehors de la zone nodale.

At = 0,003 × St × b = 0,9 cm² ; Soit : 4HA8 = 2,01 cm2…….. ...en zone nodale.

At= 0,003 × St × b = 1,35 cm² ; Soit: 4HA8 = 2,01 cm2…… en dehors de la zone nodale.

- **Poutres secondaires (30x35):**

St ≤ min (8,75; 16,8) cm **Soit :** St= 8 cm…….. En zone nodale.

St ≤ min ($\frac{35}{2}$) = 17,5cm**Soit :** St= 15 cm…….. En dehors de la zone nodale.

At = 0,003 × St × b = 0,72 cm² ; Soit : 4HA8 = 2,01 cm2…….. ...en zone nodale.

At= 0,003 × St × b = 1,35 cm² ; Soit: 4HA8 = 2,01 cm2…… en dehors de la zone nodale.

➢ **Calcul des espacements** :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30cm\right)$

- Poutre principales de (30 x 40): $S_t = 10cm$

- Poutre secondaire de (30 x 35): $S_t = 8,75\,cm$, Soit **S_t= 8cm**

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales de (30 x 40): $S_t = 15\,cm$

- Poutre secondaire de (30 x 35): $S_t = 17,5cm$ Soit **S_t=15cm**

VII.4. Vérifications à L'ELU :

VII.4.1. Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL99/Art4.2.1)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e}$$

- **Poutres principales (30x40):**

b= 30cm ;h=40cm ;d=37cm

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34cm^2 \leq 6,78cm^2 \Rightarrow \boldsymbol{verifiée}$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

b= 30cm; h=35cm; d=32cm

$$A_{min} = 0{,}23 \times 30 \times 32 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}16\text{cm}^2 \leq 6{,}78cm^2 \Rightarrow \boldsymbol{verifiée}$$

VII.4.2. Justification de l'effort tranchant :(BAEL99/Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente≪ τ_u ≫prise conventionnellement égale à :

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bxd}$; T_u^{max} : Effort tranchant max ELU

- **Poutres principales (30x40):**

$$\tau_u = \frac{73{,}07x10^3}{300x370} = 0{,}658\ MPa$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$\tau_u = \frac{73{,}32x10^3}{300x320} = 0{,}764\ MPa$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\overline{\tau_u} = min(\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) \Rightarrow \overline{\tau_u} = min(\frac{0{,}2x25}{1{,}5}; 5MPa) = 3{,}33MPa$$

Poutres principales (30x40): $0{,}658\ MPa < 3{,}33MPa \Rightarrow \boldsymbol{verifiée}$

Poutres secondaires (30x35): $0{,}764\ MPa < 3{,}33MPa \Rightarrow \boldsymbol{verifiée}$

VII.4.3. Influence de l'effort tranchant aux appuis :(BAEL99/Art A.5.1.321)

➢ **Sur les aciers :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0{,}9d} > 0$; on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale a :

$$(T_u + \frac{M_u}{0{,}9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$$

D'ou : $A_s \geq \frac{1{,}15}{f_e} x (V_u + \frac{M_u}{0{,}9d})$

- **Poutres principales (30x40):**

$$73{,}07 - \frac{59{,}32}{0{,}9d} < 0$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$73{,}32 - \frac{52{,}29}{0{,}9d} < 0$$

Donc : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➢ **Sur le béton :**

$T_u \leq \overline{T_u} = 0{,}40x \frac{0{,}9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$**.....(BAEL99/Art A.5.1.32)**

- **Poutres principales (30x40):**

$$T_u = 73{,}07KN \leq \overline{T_u} = 0{,}40x \frac{0{,}9x0{,}37x0{,}30x25x10^3}{1.5} = 666KN$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$T_u = 73{,}32KN \leq \overline{T_u} = 0{,}40x \frac{0{,}9x0{,}32x0{,}30x25x10^3}{1.5} = 576KN$$

VII.4.4. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres au niveau des appuis :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\overline{\tau_{se}} = \Psi . f_{t28} = 1{,}5x2{,}1 = 3{,}15MPa$**Avec :** $\Psi = 1{,}5$ *pour les aciers HA*

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicite doit être :

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9.d.\sum U} \leq \overline{\tau_{se}}$**Avec :** $\sum U$ *périmètre utile des aciers.*

- **Poutres principales (30x40):**

$$\sum U = 2x(3x3,14x1,2) = 22,608cm$$

$$\tau_{se} = \frac{73,07x10^3}{0,9x370x226,08} = 0,971\ MPa\ \leq \overline{\tau_{se}}$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$\sum U = 2\ x(3x3,14x1,2) = 22,608cm$$

$$\tau_{se} = \frac{73,32x10^3}{0,9x320x226,08} = 1,126\ MPa\ \leq \overline{\tau_{se}}$$

Conclusion :

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

VII.4.5. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

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

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6x\Psi_s x f_{t28} = 2,835MPa$$

Pour :les $\mathbf{T}_{14}$: l_s = 42,33cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0,4 l_s, pour les aciers **HA.**

Pour :les $\mathbf{T}_{14}$: l_a = 16,93cm.

VII.4.6. Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)

$L' = 2h$ **Et :** $H' = \left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$

h : Hauteur de la poutre.

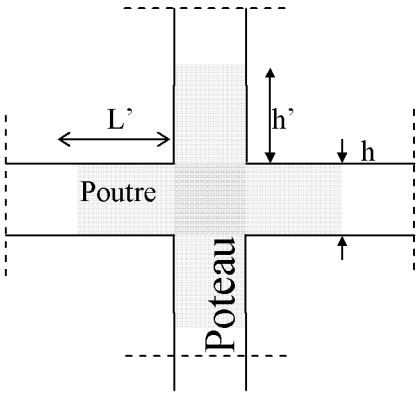
b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : H'= max {58.33; 40 ; 40 ; 60cm} = 60 cm

L'= 2×40 = 80 cm : poutre principales.

L'= 2×35 = 70 cm : poutre secondaires.



Délimitation de la zone nodale

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à

5cm au plus du nu d'appui.

VII.5. Vérification à l'ELS :

VII.5.1. État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

VII.5.2. État limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = Kx\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6xf_{c28} = 0{,}6x25 = 15MPa$$

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100xA_s}{b_0xd} => (\alpha_1, \beta_1) => K = \frac{\alpha_1}{15x(1-\alpha_1)}$$

Avec :

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_s}$ (As : armatures adoptées à l'ELU)

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
Zone	**M_{SMAX} (KN.m)**	**A_S (cm^2)**	**ρ1**	**K**	**β1**	**σ_s(Mpa)**	**σ_{bc}(Mpa)**	**$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)**	**Obs**
Zone1	18,078	3,39	0,30	0,0235	0,913	157,86	3,71	15	**vérifiée**
Zone2	20,562	3,39	0,30	0,0235	0,913	179,55	4,21	15	**vérifiée**
Zone3	23,127	3,39	0,3	0,0235	0,913	201,95	4,75	15	**vérifiée**

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PP

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres principales									
Zone	**M_{SMAX} (KN.m)**	**A_S (cm^2)**	**ρ1**	**K**	**β1**	**σ_s(Mpa)**	**σ_{bc}(Mpa)**	**$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)**	**Obs**
Zone1	-34,028	6,78	0,61	0,035	0,884	153,44	5,37	15	**vérifiée**
Zone2	-43,434	6,78	0,61	0,035	0,884	195,86	6,85	15	**vérifiée**
Zone3	-44,432	6,78	0,61	0,035	0,884	200,36	7,01	15	**vérifiée**

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PP

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires									
Zone	**M_{SMAX} (KN.m)**	**A_S (cm^2)**	**ρ1**	**K**	**β1**	**σ_s(Mpa)**	**σ_{bc}(Mpa)**	**$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)**	**Obs**
Zone1	6,356	3,39	0,3	0,0235	0,913	64,17	1,5	15	**vérifiée**
Zone2	12,539	3,39	0,3	0,0235	0,913	126,60	2,97	15	**vérifiée**
Zone3	12,811	3,39	0,3	0,0235	0,913	129,34	3,03	15	**vérifiée**

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PS

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres secondaires									
Zone	**M_{SMAX} (KN.m)**	**A_S (cm^2)**	**ρ1**	**K**	**β1**	**σ_s(Mpa)**	**σ_{bc}(Mpa)**	**$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)**	**Obs**
Zone1	-35,868	6,78	0,61	0,035	0,884	187,014	6,54	15	**vérifiée**
Zone2	-36,836	6,78	0,61	0,035	0,884	192,061	6,72	15	**vérifiée**
Zone3	-38,441	6,78	0,61	0,035	0,884	200,430	7,01	15	**vérifiée**

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PS

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres de chainage									
Zone	**M_{SMAX} (KN.m)**	**A_S (cm^2)**	**ρ1**	**K**	**β1**	**σ_s(Mpa)**	**σ_{bc}(Mpa)**	**$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)**	**Obs**
Zone1	3,999	2,26	0,282	0,023	0,916	60,551	1,38	15	**vérifiée**
Zone2	4,687	2,26	0,282	0,023	0,916	70,752	1,62	15	**vérifiée**
Zone3	5,434	2,26	0,282	0,023	0,916	82,028	1,88	15	**vérifiée**

Tableau VII.9 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS P/chainage

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres de chainage									
Zone	**M_{SMAX} (KN.m)**	**A_S (cm^2)**	**ρ1**	**K**	**β1**	**σ_s(Mpa)**	**σ_{bc}(Mpa)**	**$\overline{\sigma}_{bc}$(Mpa)**	**Obs**
Zone1	-7,134	2,26	0,282	0,023	0,916	107,690	2,476	15	**vérifiée**
Zone2	-4,225	2,26	0,282	0,023	0,916	63,778	1,466	15	**vérifiée**
Zone3	-2,793	2,26	0,282	0,023	0,916	42,161	0,969	15	**vérifiée**

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS P/chainage

VII.5.3. État limite de déformation :

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

➢ **Calcul de la flèche :**

On faite le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (A.6.5.2)**

- **Sens des Poutres principales (30x40)**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5 = \frac{360}{1000} + 0{,}5 = 0{,}86 = 8{,}6mm$

- **Sens des Poutres secondaires (30x35)**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5 = \frac{270}{1000} + 0{,}5 = 0{,}77 = 7{,}7mm$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s x L^2}{10 x E_v x I_{fv}}$

Avec : $E_v = 3700.\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700x\sqrt[3]{25} = 10818{,}86MPa$

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

$$I_{fv} = \frac{1{,}1xI_0}{1 + (\lambda x \mu)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15\left[A_s\left(\frac{h}{2} - c'\right)^2 + A'_s(\frac{h}{2} - c)^2\right] = \frac{bh^3}{12} + 15\left[A_s\left(\frac{h}{2} - c'\right)^2\right]$$

ρ: Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

(Pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A}{b_0 x d}$$

La contrainte dans les aciers tondus : $\sigma_s$est calculée précédemment.

Calcul des coefficients :$\lambda_v = \frac{0,02 x f_{t28}}{5 x \rho} = \frac{0,0084}{\rho}$; $\mu = \max\left\{1 - \frac{1,75 x f_{t28}}{4 x \rho x \sigma_s + f_{t28}}; 0\right\}$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Vérification de la flèche dans les poutres principales														
zones	**Ms [KN.m]**	**L[cm]**	**Ev [Mpa]**	**h [cm]**	**Aadop**	**σs MPa**	**ρ**	**Λv**	**□**	**Io cm^4 [ ]**	**Ifv**	***f* [cm]**	**f̄[cm]**	**Obs**
Zone 3	23,127	360	10818,866	40	3,39	201,95	0,3	0,028	0,985	174695,65	187007,5469	0,134	0,86	**verifiée**
Zone 2	20,562	360	10818,866	40	3,39	179,55	0,3	0,028	0,983	174695,65	187017,739	0,132	0,86	**verifiée**
Zone 1	18,078	360	10818,866	40	3,39	157,86	0,3	0,028	0,981	174695,65	187027,931	0,130	0,86	**verifiée**

Tableau VII.11 : Vérification de la flèche dans les poutres principales

Vérification de la flèche dans les poutres secondaires														
zones	**Ms [KN.m]**	**L[cm]**	**Ev [Mpa]**	**h [cm]**	**Aadop**	**σs MPa**	**ρ**	**Λv**	**□**	**Io [cm^4]**	**Ifv**	***f* [cm]**	**f̄[cm]**	**Obs**
Zone 3	12,811	270	10818,866	35	3,39	129,34	0,3	0,028	0,977	117878,71	126213,877	0,068	0,77	**verifiée**
Zone 2	12,539	270	10818,866	35	3,39	126,60	0,3	0,028	0,976	117878,71	126217,317	0,066	0,77	**verifiée**
Zone 1	6,356	270	10818,866	35	3,39	64,17	0,3	0,028	0,953	117878,71	126296,486	0,009	0,77	**verifiée**

Tableau VII.12 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires. **Conclusion :** la flèche est vérifiée.

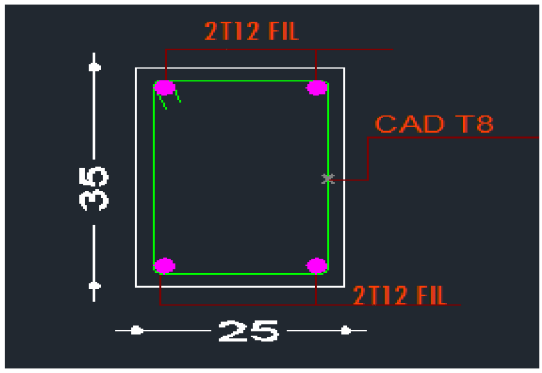


Schéma de ferraillage des poutres de chainage

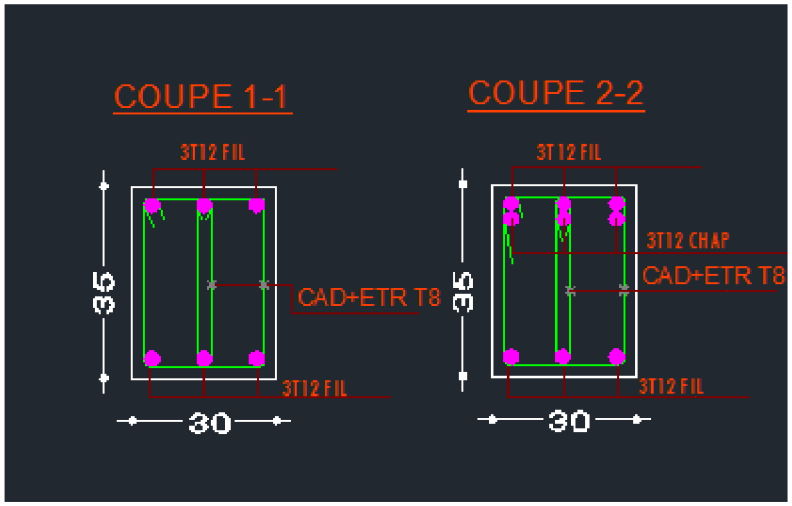


Schéma de ferraillage des poutres secondaires

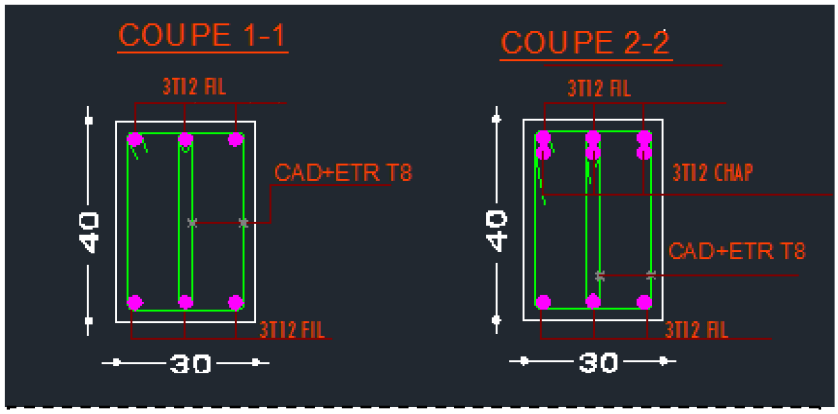


Schéma de ferraillage des poutres principales

Chapitre VIII: Ferraillage des voiles

VIII. Ferraillage des voiles :

VIII.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.

- Armatures horizontales.

- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend quatre (3) types de voiles, que nous allons ferrailler par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau.

- Zone I : Du RDCau 2ème étage.
- Zone II : Du 3ème au 5ème étage.
- Zone III : 6ème étage.

VIII.2. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V=V'=\frac{L_{voile}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier **résultat d'étude aux chargements.**

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$ Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

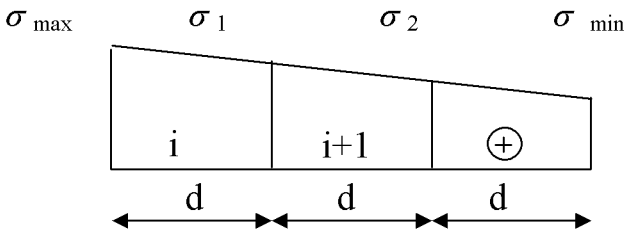
$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des

Diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée :**



$$N_i = \frac{\sigma min + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

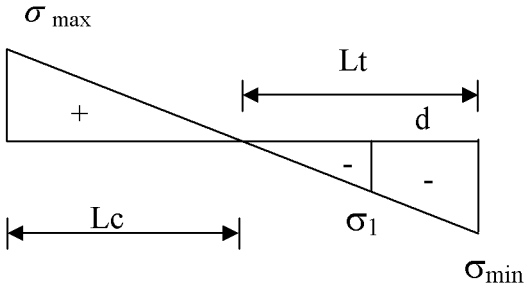
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec : e (épaisseur du voile).

❖ **Section partiellement comprimée :**

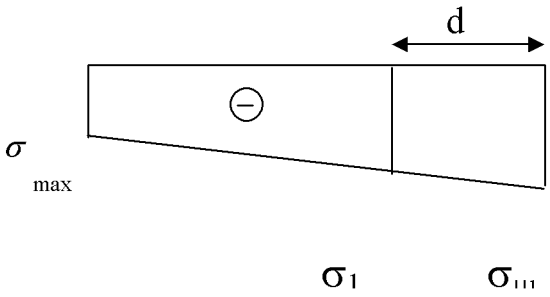
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



❖ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



VIII.3. Détermination des armatures :

a) Armatures verticales :

➢ **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 0.2 % $= \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1} = 400MPa.$

○ **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{min} \geq 4 \ cm^2 / ml$$

$$0,2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\%$$

➢ **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s1}}$$

σ_{sl} **:** Contrainte de l'acier à 0.2 % $= \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1} = 400MPa$

○ **Armatures minimales :**

- D'après le BAEL 91 : $A_{min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}$ (cm^2)
- D'après le (RPA 99ver2003/Art 7.7.4.1) : $A_{min} = 0{,}2\,\% B$ (cm^2)

Donc : $A_{min} \geq \max\left(\frac{B\, f_{t28}}{f_e} ; 0{,}00\,2\,B \right)$

➢ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 1 % $= \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1} = 400MPa$

○ **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0{,}002 \times B \right)$$

b) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ

- D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15\ \% \times B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

d) Armatures de coutures :(RPA 99ver 2003/Art 7.7.4.3)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \overline{V}}{f_e} \qquad \text{Avec : } \overline{V} = 1{,}4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ≥ 4HA10.

f) Espacement :

D'après **(RPA99 ver 2003/ Art 7.7.4.3)** ; l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t = \min (1.5 \times e \ ; \ 30\text{cm})$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

g) Longueur de recouvrement : (RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3)

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

h) Diamètre minimal :(RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.1)

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

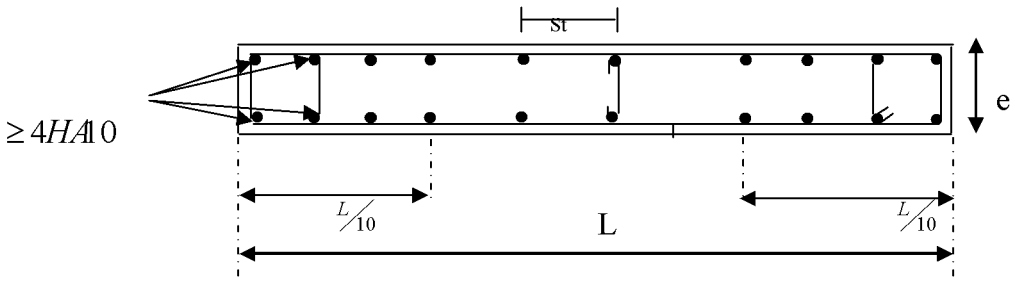


Fig VI. *VIII*.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VIII.4. Vérification à L'ELS :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \ MPa$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 \times V_{u,calcul}$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

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

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

Avec : τ_u: contrainte de cisaillement

$\tau_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right)$; Pour la fissuration peu préjudiciable.

b) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage des voiles VT1, VT2, VL1, de la zone 1 **:**

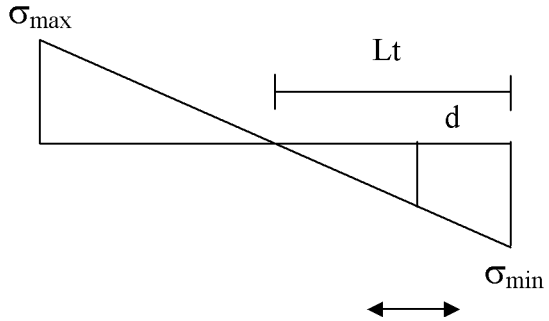
b.1) Armatures verticales :

L = 3 m , e = 20 cm

$B = 0.6m^2$

$\sigma_{max} = 1575{,}04 KN/m^2$

$\sigma_{min} = -4634{,}16 KN/m^2$



$\Rightarrow$ La section est partiellement comprimée :

$$L_c = \frac{1575{,}04}{1575{,}04 + 4634{,}16} x3 = 0.76m$$

$L_t = L - L_c = 3 - 0.76 = 2{,}24$ m

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec : $d \leq \min(1.53 ; 1.12)$

Soit : d = 1.12m.

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{min}}{L_t} = \frac{(2{,}24 - 1.12) \times (4634.16)}{2{,}24} = 2317.08 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4634.16 + 2317.08}{2} \times 1.12 \times 0.2 = 778.1 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1216.27}{2} \times 1.12 \times 0.2 = 259.51 \text{KN}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{v1} = \frac{778\ .1x10}{400} = 19\ .45\ cm^2$$

$$A_{v2} = \frac{259.51x10}{400} = 6.48cm^2$$

b.2) Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max\left(0.2\ \%B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$
$$= \max\left(13.6cm^2\ ,\ 31.5cm^2\right)$$
$$A_{\min} = 31.5cm^2$$

Le ferraillage a adoptée sur toute la surface du voile /nappe est :

Soit : A_{min}= 15.75 cm²

Donc pour le voile de 3 m de longueur on adopte : **16HA14 =24.62 cm²** ; avec :S_t = 15 cm.

b.3) Armatures horizontales :

D'après le RPA 2003

$$A_H \geq 0.15\ \%\ xB = 0.0015*2.24*0.2*10000 = 6.72\ cm^2$$

Soit : 6HA12 =6.78 cm²/ml

Avec : St = 20cm

b.4) Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

b.5) Armature de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \overline{V}}{f_e} \qquad \text{Avec : } \overline{V} = 1{,}4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1{,}4 \times 18.35 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 0.78 cm^2$$

Vérification a ELS :

a) Vérification des contraintes de cisaillement :

- BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{18.35 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3000} = 0.034 MPa$

$$\tau_u = 0.034 MPa < \overline{\tau}_u = 5 MPa$$

- *RPA 2003 :* $\tau_b = \frac{1.4 \times 18.35 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 3000} = 0.048 MPa$

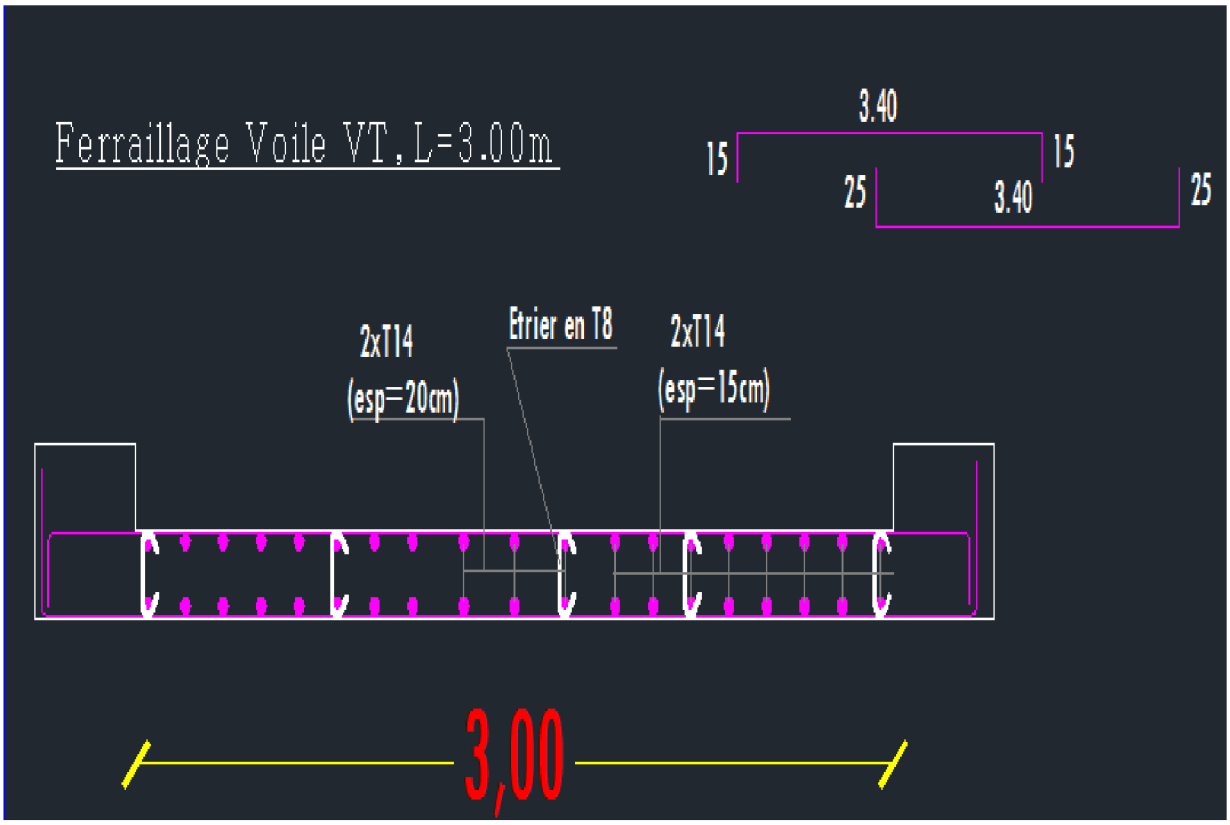
$$\tau_b = 0.048 MPa < \overline{\tau}_b = 5 MPa$$

b) Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{4819.9 \times 10^3}{200 \times 3000 + 15x18.08 \times 10^2} = 7.13 MPa$$

$$\sigma_b = 7.13 MPa \leq \overline{\sigma}_b = 15 MPa$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :



SHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE

VL1	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3	3,05	3,1
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,6	0,61	0,62
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1575,04	560,11	1055,36
	σ_{min} [KN/m²]		-4634,16	-2188,87	-1567,82
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		18,35	21,17	20,7
	L_t(m)		2,24	2,43	2,46
	L_c(m)		0,76	0,62	0,64
	d (m)		1,120	1,214	1,230
	σ_1 [KN/m²]		2317,080	1094,435	783,910
	N (kN)	N_1	778,20	398,68	289,26
		N_2	259,399	132,895	96,421
	A_v (cm²)	A_{V1}	**19,45**	**9,97**	**7,23**
		A_{V2}	**6,48**	**3,32**	**2,41**
	A_{vj} (cm²)		0,71	0,82	0,80
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**19,63**	**10,17**	**7,43**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**6,08**	**3,53**	**2,61**
	A_{min} (cm²)		11,75	12,75	12,92
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**24,62**	**24,62**	**18,1**
		Bonde 2	**9,23**	**9,23**	**6,78**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x16HA14**	**2x16HA14**	**2x16HA12**
		Bonde 2	**6HA14**	**6HA14**	**6HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	15 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		6,72	7,29	6,00
	A_H /nappe (cm²)		6,16	6,16	4,53
	Choix des barres/nappe (cm²)		**6HA12/nappe**	**7HA12/nappe**	**6HA12/nappe**
	ep =25cm		**(A=6,78cm²)**	**(A=7.92cm²)**	**(A=6,78cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,034	0,039	0,037
		τ_b(MPa)	0,048	0,054	0,052
	ELS	N_s (kN)	4819,9	2970	807
		σ_b(MPa)	**7,41**	**4,49**	**1,23**

VT1	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,6	2,65	2,7
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,52	0,53	0,54
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2356,92	1259,05	2080,27
	σ_{min} [KN/m²]		-5200,67	-2733	-2738,79
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		8,87	807,24	251,78
	L_t(m)		1,79	1,81	1,76
	L_c(m)		0,81	0,84	0,94
	d (m)		0,895	0,907	0,880
	σ_1 [KN/m²]		2600,335	1366,500	1369,395
	N (kN)	N_1	697,86	371,87	361,52
		N_2	232,621	123,956	120,507
	A_v (cm²)	A_{V1}	**17,45**	**9,30**	**9,04**
		A_{V2}	**5,82**	**3,10**	**3,01**
	A_{vj} (cm²)		0,34	31,08	9,69
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**17,53**	**17,07**	**11,46**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**5,90**	**6,04**	**5,44**
	A_{min} (cm²)		9,39	9,52	9,24
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**18,46**	**18,46**	**13,56**
		Bonde 2	**6,15**	**6,15**	**6,15**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2X12HA14**	**2X12HA14**	**2 X12HA12**
		Bonde 2	**2X4HA14**	**2X4HA14**	**2X4HA14**
	S_t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		5,37	5,44	6,00
	A_H /nappe (cm²)		4,62	4,62	3,39
	Choix des barres/nappe (cm²)		**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**	**6HA12/nappe**
	ep =25cm		**(A=5,65cm²)**	**(A=5,65cm²)**	**(A=6,78cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,019	1,692	0,518
		τ_b(MPa)	0,027	2,369	0,725
	ELS	N_s (kN)	4134	2586,2	625,57
		σ_b(MPa)	**7,42**	**4,56**	**1,10**

VT2	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,15	1,175	1,2
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,23	0,23	0,24
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1710,24	1371,2	2091,75
	σ_{min} [KN/m²]		-3547,01	-3017,38	-2830,47
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		18,92	20,05	55,2
	L_t(m)		0,78	0,81	0,69
	L_c(m)		0,37	0,37	0,51
	d (m)		0,388	0,404	0,345
	σ_1 [KN/m²]		1773,505	1508,690	1415,235
	N (kN)	N_1	206,41	182,82	146,49
		N_2	68,802	60,942	48,829
	A_v (cm²)	A_{V1}	**5,16**	**4,57**	**3,66**
		A_{V2}	**1,72**	**1,52**	**1,22**
	A_{vj} (cm²)		0,73	0,77	2,13
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**5,34**	**4,76**	**4,19**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**1,90**	**1,72**	**1,75**
	A_{min} (cm²)		4,07	4,24	3,62
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**12,31**	**12,31**	**12,31**
		Bonde 2	**2,26**	**2,26**	**2,26**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2X8HA12**	**2X8HA12**	**2X8HA12**
		Bonde 2	**2HA12**	**2HA12**	**2HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	25cm	25cm	25cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2,33	2,42	6,00
	A_H /nappe (cm²)		3,08	3,08	3,08
	Choix des barres/nappe (cm²)		**3HA10/nappe**	**4HA10/nappe**	**8HA10/nappe**
	ep =25cm		**(A=2,36cm²)**	**(A=3,12cm²)**	**(A=6,28cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,091	0,095	0,256
		τ_b(MPa)	0,128	0,133	0,358
	ELS	N_s (kN)	1130,66	750,08	218,07
		σ_b(MPa)	**4,49**	**2,98**	**0,83**

voil			voil 1,9	voil 1,5
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,9	1,5
	e (m)		0,2	0,2
	B (m)		0,38	0,3
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		363,72	1256,7
	σ_{min} [KN/m²]		-3291,72	-3939,76
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		20,98	30,28
	L_t(m)		1,71	1,14
	L_c(m)		0,19	0,36
	d (m)		0,855	0,569
	σ_1 [KN/m²]		1645,860	1969,880
	N (kN)	N_1	422,40	336,03
		N_2	140,799	112,012
	A_v (cm²)	A_{V1}	**10,56**	**8,40**
		A_{V2}	**3,52**	**2,80**
	A_{vj} (cm²)		0,81	1,17
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**10,76**	**8,69**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**2,06**	**3,09**
	A_{min} (cm²)		8,98	5,97
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**13,56**	**11,31**
		Bonde 2	**2,26**	**4,52**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2X12HA12**	**2 X10HA12**
		Bonde 2	**2HA12**	**4HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	15 cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		5,13	3,41
	A_H /nappe (cm²)		3,39	2,83
	Choix des barres/nappe (cm²)		**6HA12/nappe**	**5HA12/nappe**
	ep =25cm		**(A=6,78cm²)**	**(A=5,65cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**	
	contrainte	τ_u(MPa)	0,061	0,112
		τ_b(MPa)	0,086	0,157
	ELS	N_s (kN)	2136,7	2202,62
		σ_b(MPa)	**5,29**	**6,80**

Chapitre IX: Etude de l'infrastructure

Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

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 connaitre 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 fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures

- **Fondation superficielles**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées prés de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles isolées.
- les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- les radiers.

- **Fondation profondes**

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches située depuis la surface jusqu'à une profondeur variante de quelque mètres à plusieurs dizaine de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

❖ **Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est **σ_{sol} = 2 bars.**

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.1. Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Le tassement du sol.
- La facilité d'exécution.
- L'économie.

La contrainte admissible du sol :

Pour des raisons économiques ou que le sol est jugé de bonne qualité, on pourra estimer ce taux de travail en fonction de la constitution du sol et choisir dans la liste ci-dessous (1Mpa = 10bars) → voir DTU 13.11 :

Type de site	σ_{adm}
Limon de plateau	1.5 à 3.0 bars
Terre à meulière	3.0 à 4.5 bars
Marne verte, argile	0.7 à 4.5 bars
Alluvions anciennes, sables, graviers	6.0 à 9.0 bars
Sables de Beauchamp	7.5 à 15 bars
Craie	9.0 à 10 bars
Marne + caillasse	7.5 à 15 bars
Calcaire grossier	18 à 45 bars
Roches peu fissurées saines non désagrégées de stratification favorable	7.5 à 4.5 bars
Terrain non cohérent à bonne compacité	3.5 à 7.5 bars
Terrain non cohérent à moyenne compacité	2.0 à 4.0 bars
Argile	0.3 à 3.0 bars

σ_{adm} = 2.00 bars.

Pour notre cas le tableau ci-dessus nous donne une contrainte admissible de sol

IX.2. Pré-dimensionnement des fondations :

IX.2.1. Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $\mathbf{Ns_{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les Poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétique des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carré

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{0,8.\sigma_{sol}}}$ Avec : σ_{sol} **= 2 bars** à une profondeur de 1,5m.

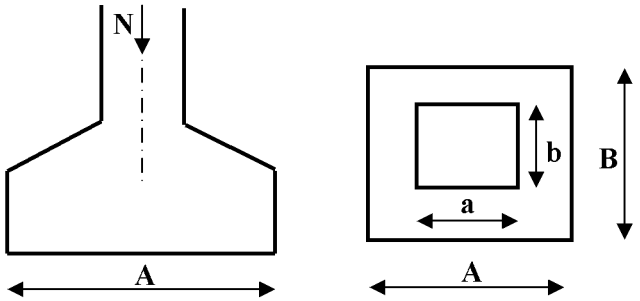


Fig IX.1 : Schéma de la semelle isolée.

Exemple de calcul :

$N_{ser} = 826,04KN$

$\sigma_{sol} = 200\ KN/m^2$

$B \geq \sqrt{\frac{826,04}{200 \times 0,8}} = 2.27\,m \Rightarrow A = B = 2.27\,m$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

IX .2.2. Semelles filantes :

a) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	**(G+Q)KN**	**L(m)**	**B(m)**	**S_L=B.L(m^2)**	**S_{tt}(m^2)**
VLT1	1498.3	3.00	2.49	7.47	7.47
VLT2	1498.3	3.00	2.49	7.47	7.47
VLT3	285.61	1.15	1.24	1.42	1.42
VLT4	285.61	1.15	1.24	1.42	1.42
VLT5	608	1.9	1.6	3.04	3.04
VLT6	1498.3	3.00	2.49	7.47	7.47
VLT7	1498.3	3.00	2.49	7.47	7.47
					∑=35.76

Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	(G+Q)KN	L(m)	B(m)	S_L=B.L(m^2)	S_{tt}(m^2)
VL1	410	1.50	1.36	2.04	5.41
VL2	1673.13	3.40	2.46	8.36	24.1
VL3	410	1.5	1.36	2.04	5.41
VL4	1673.13	3.40	2.46	8.36	24.1
VL5	1673.13	3.40	2.46	8.36	24.1
VL6	1673.13	3.40	2.46	8.36	24.1
					∑=37.52

Tableau IX .2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$S_V = \sum S_i = 204{,}58\,m^2$ Avec : S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b) Semelles filantes sous poteaux :

➢ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivants une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des chargesagissantes sur la semelle.

➢ **Etape de calcul :**

1- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \dfrac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$

3- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \dfrac{L}{6}$ $\Longrightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ ⟹ Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$

Avec : **L** distance entre nus des poteaux.

On fera les calcules sous le portique transversal (3-3), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	**N_{ser}**	**M_i**	**e_i(m)**	**$N_{ser} \times e_i$**
1	808	-4.688	6	4848
2	697.44	-0.27	3	2092.32
3	729.41	-0.126	0	0
4	723.14	-0.607	-3	-2169.42
5	826.04	4.658	-6	-4956.24
Somme	**3784.03**	**-1.033**		**185.34**

Tableau IX.3 : Résultante des charges sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 3784.03KN$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$e = 0.O49 < \frac{3.00}{6} = 0.5$ m ⟹ Répartition trapézoïdale.

$$q_{max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3784.03}{12} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.049}{12}\right) = 323.06 KN/ml$$

$$q_{min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3784.03}{12} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.049}{12}\right) = 307.6 KN/ml$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3784.03}{12} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.049}{12}\right) = 319.16\ KN/ml$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{319.16}{200} = 1{,}59m$$

On prend : B = 1.6m.

On aura donc, $S = 1.6 \times 12 = 19.2m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_V$

$$S_t = (19.2 \times 8) + 73.28 = 153.6 + 73.28 = 226.88 m^2$$

Avec ⟹ n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

S_{bat}= 275,52 m².

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{226.88}{322.4} = 0.70$$

La surface totale des semelles représente 70 % de la surface du bâtiment.

➢ **Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

IX.3. Radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

IX.3.1. Pré-dimensionnement du radier :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

➢ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$ Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{390}{20} = 19.5cm$$

Donc on opte pour une hauteur de dalle $\mathbf{h_d = 40\ cm.}$

➢ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{390}{10} = 39\,cm$$

✓ **condition de longueur d'élasticité :**

$$Le = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. K = 40 MPa

L_{max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b=1m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; E = 10818,86 MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3.9}{3,14}\right)^4 \times \frac{3x40}{10818,86}} = 0,75\ m$$

Nous optons pour une hauteur de nervure **h_n = 80 cm.**

0,4 h =0,4×80 =32cm < b_n < 0,7h = 56 cm

soit: b_n = 45 cm

résultats :

d'après les calcule précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- h_n= 80 cm hauteur de la nervure
- h_d = 40 cm hauteur de la dalle
- b_n = 45 cm Largeur de la nervure

IX.3.2. Détermination de la surface nécessaire au radier :

ELU: N_u= 46285,26kN

ELS: Ns= 33448,11kN

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33\ \overline{\sigma}_{sol}} = \frac{44813.14}{1,33 \times 243} = 168.47\ m^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33\ \overline{\sigma}_{sol}} = \frac{32717.69}{1,33 \times 200} = 123\ m^2$$

$S_{bat} = 322.4\ m^2 > \text{Max}\ (S1;\ S_2) = 143{,}21\ m^2$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\,cm\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30\,cm\right) = 40\,cm$$

Soit un débord de $\mathbf{L_{déb} = 40cm.}$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 322.4 + 4.68 = 327.08\ m^2$

$\mathbf{S_{rad} = 327.08\ m^2}$

IX.3.3. Détermination des efforts à la base du radier :

a) Charges permanentes :

- **Poids du bâtiment** :

G_{bat}= **28422.65 KN**

- **Poids du radier :**

G_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle : $P_{dalle} = S_{radier} \times h_{da} \times \rho_b$

$$P_{dalle} = (327.08 \times 0{,}4) \times 25 = 3270{,}8\ KN$$

$$\mathbf{P_{dalle} = 3270.8\ KN}$$

Poids de la nervure : $P_n = b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_n = [(0{,}45 \times (0{,}4) \times 13{,}2 \times 8) + (0{,}45 \times (0{,}4) \times 26.8 \times 5)] \times 25$$

$$\mathbf{P_n = 1078.2\ KN}$$

- **Poids de T.V.O**:

$$P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_b$$

Avec : S_{nerv}=(0,45 x 13.2 x 8)+ (0,45 x 26.8 x 5) =43.128 m^2

$\mathbf{P_{T.V.O}}$= [(327.08-43.128) x (0.8 - 0,4)] ×17= **1930.87 KN.**

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df}=S_{rad.} \times e_p \times \rho_b$$

P_{df} = 327.08× 0,15 x 25= 1226.55 KN (e_p=15cm).

- **Poids totale du radier:**

G_{rad} = 3270.8 +1078.2 + 1930.87 + 1226.55= **7506.42** KN

G_{rad} = 7506.42 KN

b) Charges d'exploitation :

Surcharges du bâtiment : Q_{bat}= 4295.04 KN

Surcharges du radier : Q_{rad}= 2,5 x 327.08=817.7 KN

c) Poids total de la structure :

$G_{tot}=G_{rad}+ G_{bat}$= 7506.42 + 28422.65 = 35929.07 KN

$Q_{tot}=Q_{rad}+ Q_{bat}$ = 817.7 + 4295.04= 5112.74 KN

d) Combinaisons d'action :

A l'ELU : $N_u = 1{,}35 \cdot G + 1{,}5 \cdot Q = 56173.35$ KN

A l'ELS : $N_s = G + Q = 41041.81$ KN

IX.3.4. Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.8m \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{26.8x13.2^3}{12} = 5136.6m^4.$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{13.2x26.8^3}{12} = 21173.7m^4.$$

IX.3.5. Vérifications:

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

Avec : b = 100 cm ; d = 0,9 h_d = 36cm

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{56173.35 \times 1}{327.08} \times \frac{3.9}{2} = 334.88KN$$

$$\tau_u = \frac{334.88}{1 \times .0.36x1000} = 0.93\,MPa \leq \tau_u = 2.5\,MPa \Longrightarrow$$ Condition vérifiée

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi} ,I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

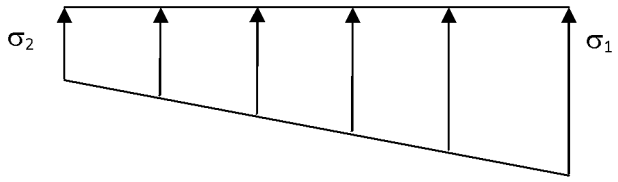


Fig IX.2 : Diagramme des contraintes

$$\textbf{ELU: } \sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le 1.33\cdot\sigma_{SOL} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\textbf{ELS : } \sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le \sigma_{SOL}$$

Avec $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}\cdot V$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de cedernier.

Nu= 56173.35 KN **Ns**= 41041.8 KN

- **Sens longitudinal**

➢ **ELU:**

$$\mathbf{M = M_0 + T_0 . Z}$$

M_X = 23193.7+(22260.02 x0.8) =41001.7 KN .m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}}\cdot V = \frac{56173.35}{327.08} + \frac{41001.7}{21173.7}\times 12.8 = 194.9 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}}\cdot V = \frac{56173.35}{327.08} - \frac{41001.7}{21173.7}\times 12.8 = 146.9 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3\times(194.9+146.9)}{4} = 256.4 KN/m^2 \quad ; \quad 1.33\sigma_{SOL} = 1.33\times 200 = 266 KN/m^2$$

$\sigma_m < 1.33\cdot\sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

➢ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41041.8}{327.08} + \frac{23193.7}{21173.7} \times 12.8 = 139.5 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41041.8}{327.8} - \frac{23193.7}{21173.7} \times 12.8 = 111.18 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 139.5 + 111.18}{4} = 188.01 KN/m^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 KN/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Sens transversal :**

➢ **ELU :**

M_y = 23276.8 + 11953.9x0.8= 32839.92KN .m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56173.35}{327.08} + \frac{32839.92}{5136.6} \times 6 = 210.1 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56173.35}{327.08} - \frac{32839.92}{5136.6} \times 6 = 133.38 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 210.1 + 133.38}{4} = 257{,}61 KN/m^2 \quad ; \quad 1{,}33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 KN/m^2$$

$\sigma_m < 1.33\sigma_{SOL} \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

➢ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{41041.8}{327.08} + \frac{32839.92}{5136.6} \times 6 = 163.83 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{41041.8}{327.08} - \frac{32839.92}{5136.6} \times 6 = 87.11 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 163.83 + 87.11}{4} = 188.21 KN/m^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 KN/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées.

c) Vérification au poinçonnement :(BAEL99 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0{,}07\ \mu_c\ \ h\ \ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

h: Epaisseur totale du radier

❖ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a+b+2h)\times 2 = (0{,}4+0{,}4+2x0.8)x2 = 4.8m$$

$$\frac{0{,}07\ \mu_c\ \ h\ \ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}07 \times 4.8 \times 0.8 \times 25000}{1{,}5} = 4480KN$$

$N_u = 1911.93 \leq 4480KN \Rightarrow$ condition vérifiée.

❖ **Vérification pour les voiles:**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 2258.72\ KN$$

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h)\times 2 = (0{,}2 + 1 + 2 \times 0.8) \times 2 = 5.6\ m$$

$$\overline{N}_u = \frac{0{,}07\ \mu_c\ h\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 5.6 \times 0.8 \times 25000}{1{,}5} = 5226.66KN$$

$Nu = 2258.72\ KN < \overline{N}_u = 5226.66KN \rightarrow$ Condition vérifiée

IX.4. Ferraillage du radier :

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL.

❖ Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

- **1er Cas** : Si **α < 0,4** → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_{oy} = 0$$

- **2eme Cas :** Si **0,4 < α ≤ 1**→Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite potée Lx : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande potée Ly : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $\left(L_x < L_y \right)$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.00}{3.90} = 0.77$$

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte σ_m, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\textbf{ELU :} q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (256.61 - 1{,}35\frac{7506.42}{327.08}) \times 1m = 225.62KN/ml$$

$$\textbf{ELS :} q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (188.21 - \frac{7506.42}{327.08}) \times 1m = 165.86KN/ml.$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

Evaluation des moments Mx, My :

$$\upsilon = 0 \; ; \; \rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0598 \\ \mu_y = 0{,}542 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc} : \begin{cases} M_x = 0{,}0598 \times 225.62 \times 3.00^2 = 121.42KN.m \\ M_y = 0.542 \times 121.42 = 65.81KNm \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrements de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de(0,75) en travée.

IX.4.1. Ferraillage dans le sens x-x :

Moments en appuis à **L'ELU**: Ma-x = 121.42 x 0,5 = **60.71KN.m.**

Moments en travée à **L'ELU**: Mt-x= 121.42 x 0,75=**91.07 KN.m**

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{60.71 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,033 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.033 \rightarrow \beta_u = 0,9835$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{60.71 \times 10^3}{0,9835 \times 36 \times 348} = 4.92 cm^2/ml$$

$$A_{ua} = 4.92\, cm^2/ml$$

$$Soit: 6\,HA12/ml = 6.78\, cm^2/ml$$

Avec **St = 16 cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{91.07 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,049 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,049 \rightarrow \beta_u = 0,9745$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{91.07 \times 10^3}{0.9745 \times 36 \times 348} = 7.46 cm^2/ml$$

$$A_{ut} = 7.46\, cm^2/ml$$

$$Soit: 6HA14/ml = 9.23\, cm^2/ml$$

Avec **St =16cm**

Remarque :
Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inferieur.

IX.4.2. Ferraillage dans le sens y-y :

Moments en appuis à **L'ELU**: Ma-y = 65.81 x 0,5 = **32.9 KN.m.**

Moments en travée à **L'ELU**: Mt-y= 65.81 x 0,75 = **49.35 KN.m**

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32.9 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,0179 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,0179 \rightarrow \beta_u = 0,991$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{32.9 \times 10^3}{0,991 \times 36 \times 348} = 2.65 cm^2/ml$$

$$A_{ua} = 2.65 cm^2/ml$$

$$Soit : 6HA12/ml = 6.78 cm^2/ml$$

Avec : **St =16cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{49.35 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,027 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,027 \rightarrow \beta_u = 0,9865$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49.35 \times 10^3}{0,9865 \times 36 \times 348} = 3.99 \text{ cm}^2/ml$$

$$A\ t = 3.99 \text{ cm}^2/ml$$

$$Soit : 6 \text{ HA } 12 /ml = 6.78 \text{ cm}^2/ml$$

Avec : **St =16cm**

Remarque :
Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit Inferieur

Vérification à l'E.L.U :

Vérification de la condition de non fragilité :

Avec : $A_{min} = \delta_o .b.h\left(\frac{3-\rho}{2}\right)$

$\delta_o = 0,8‰$ pour les HA

$$A_{min} = \delta_o .b.h\left(\frac{3-\rho}{2}\right) = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3-0,77}{2}\right) = 3,57cm^2 .$$

		A(cm²)	Amin(cm²)	Observation
x-x	ELU	6.78	3,57	Condition Vérifiée
		9.23		Condition Vérifiée
y-y	ELU	6.78		Condition Vérifiée
		6.78		Condition Vérifiée

Tableau IX.4 : vérification de la section minimale

IX.4.4. Calcul et vérification à l'E.L.S :

- **Evaluation des moments M_X et M_Y**

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0663 \\ \mu_y = 0.670 \end{cases}$$

On aura donc $\begin{cases} M_x = 0.0663 \times 165.86 \times 3.00^2 = 98.968 KN.m \\ M_y = 0.670 \times 98.968 = 66.31 KNm \end{cases}$

- **Sens x-x :**

Moments en appuis à **l'ELS** : Ma-x = 98.968 x 0.5 = 49.48 KN.m.

Moments en travée à **l'ELS** : Mt-x = 98.968x 0.75 = 74.23 KN.m.

- **Sens y-y :**

Moments en appuis à **l'ELS** : Ma-y = 66.31 x 0.5 = 33.16 KN.m.

Moments en travée à l'ELS : Mt-y= 66.31 x 0,75 = 49.73 KN.m.

➢ **Vérification des contraintes dans le béton**

- **Vérification à l'ELS**

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{avec} : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{60.71}{49.48} = 1.23 \quad \text{et} \quad \mu_U = 0,033 \rightarrow \alpha = 0,0414$$

$$\alpha = 0,0414 < \frac{1.23-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.365 \qquad \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{91.07}{74.23} = 1.22 \quad \text{et} \quad \mu = 0.027 \rightarrow \alpha = 0,0342$$

$$\alpha = 0,0342 < \frac{1.23-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,365 \qquad \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{32.9}{33.16} = 0.99 \quad \text{et} \quad \mu = 0,0177 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\alpha = 0{,}0227 < \frac{0.99-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}25 \qquad \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{49.35}{49.73} = 0.99 \qquad \text{et} \qquad \mu_u = 0{,}027 \rightarrow \alpha = 0{,}0342$$

$$\alpha = 0{,}0342 < \frac{0.99-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.245 \qquad \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

IX.5. Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur **L=40cm**, soumise à une charge uniformément repartie.

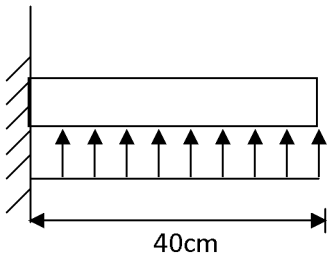


Fig. IX.3 : Schéma statique du débord

➢ **Sollicitation de calcul :**

ELU : q_{um} = **225.62KN/ml.**

$$M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-225.62 \times 0.4^2}{2} = -18.05\text{KN.m}$$

ELS:q_{sm} **= 165.86 KN/ml**

$$M_S = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-165.86 \times 0.4^2}{2} = -13.27\text{KN.m}$$

➢ **Calcul des armatures :**

A) Armatures principales :

b = 1 m ; d = 37 cm ; f_{bc} = 14,2 MPa ; σ_S = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18.05 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0{,}0098 < \mu_1 = 0{,}392$$

$$\mu_u = 0.0098 \rightarrow \beta_u = 0.995$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18.05 \times 10^3}{0.995x36 \times 348} = 1.45 cm^2/ml$$

Soit : A_U = 4HA12/ml = 4.52cm^2/ml

B) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2/ml$$

Soit A_r = 4 HA10 /ml = 3,14cm^2/ml

IX.5.1. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 36 \times 2{,}1}{400} = 4.34 cm^2$$

$$A_u = 4{,}52\,cm^2 > A_{min} = 4{,}46\,cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte 4HA12/ml = 4,52cm^2/ml

IX.5.2. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{18.05}{13.27} = 1.36$$

$$\mu = 0{,}0098 \rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$\alpha = 0{,}0126 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \qquad \text{.....Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferraillage du débord.

IX.6. Ferraillage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées

h = 80 cm ; b = 45 cm ; c = 5 cm

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Détermination des efforts :

Sens longitudinal :

ELU :qu=225.62KN/ml

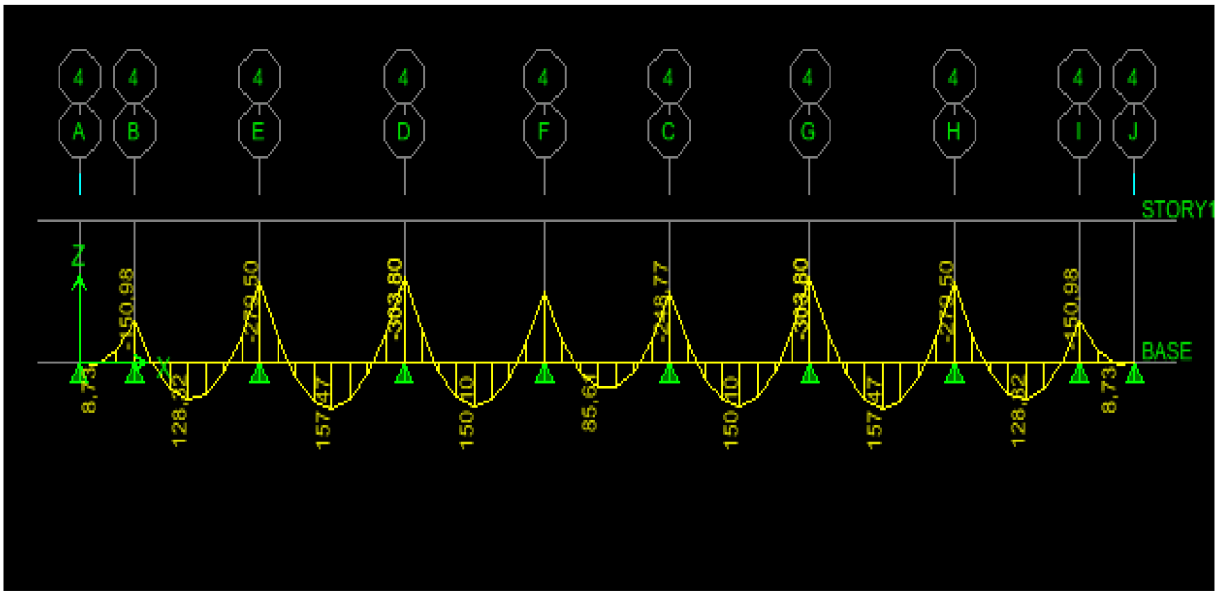


Fig IX.4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

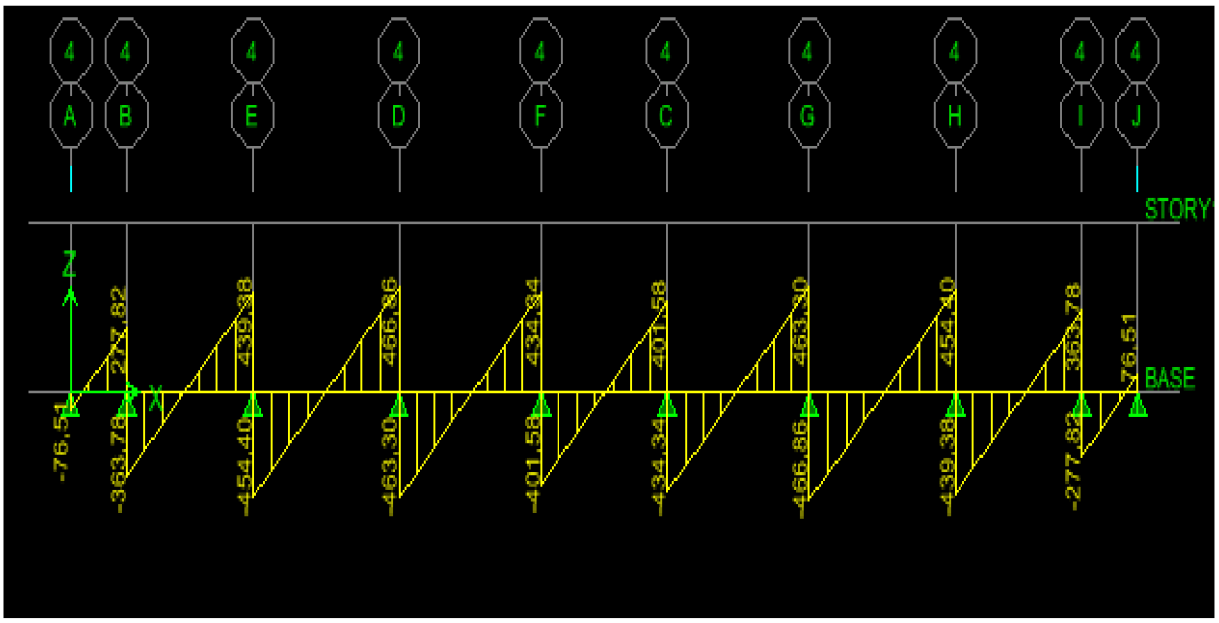


Fig IX.5 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

ELS : q_S = 165.86 KN/ml

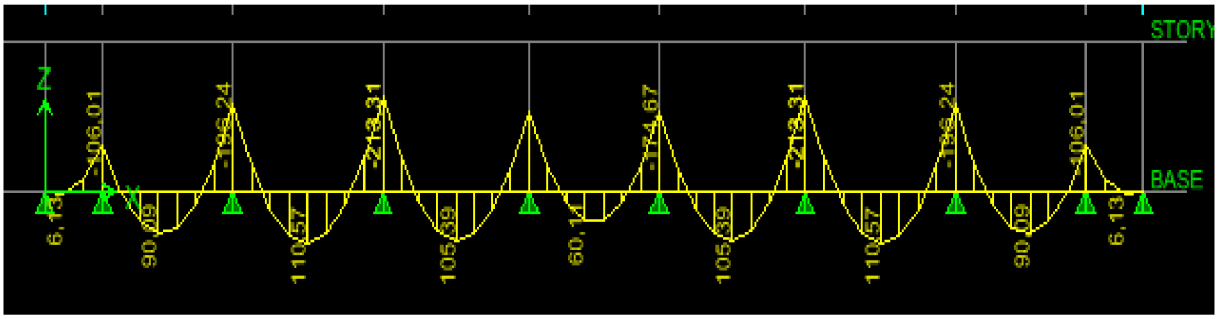


Fig IX.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

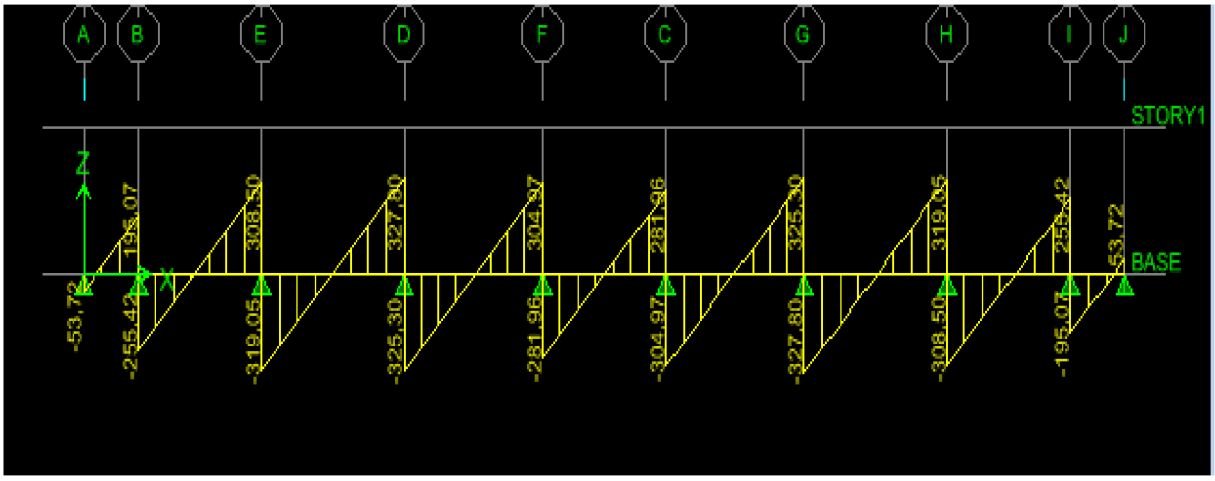


Fig IX .7 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

Sens transversale :

ELU :qu 225.62KN/m

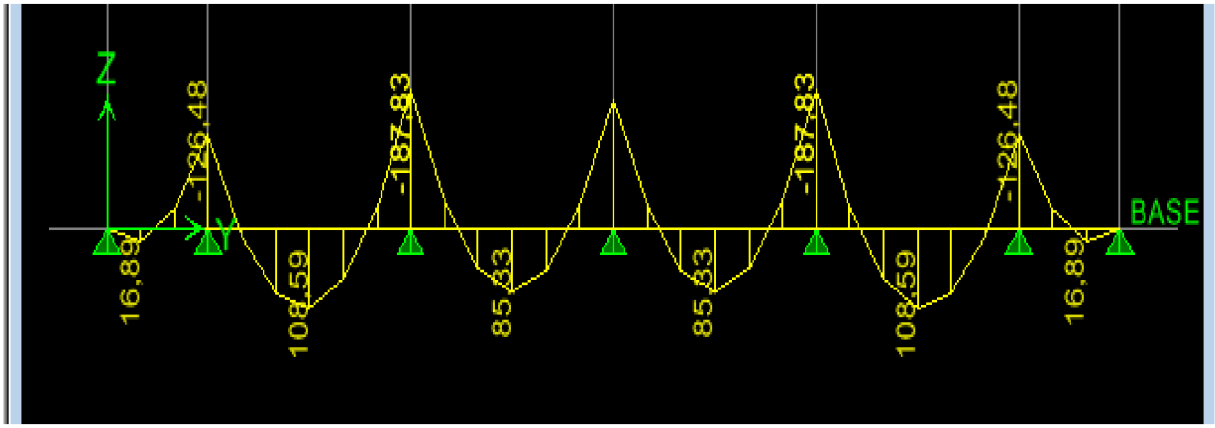


Fig IX.8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

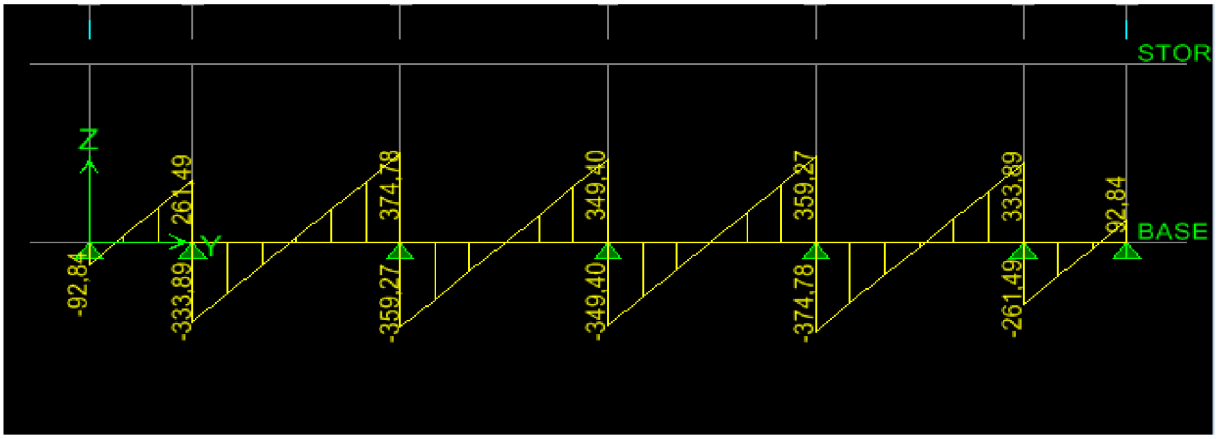


Fig IX.9 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

ELS :q_S=165.86KN/m

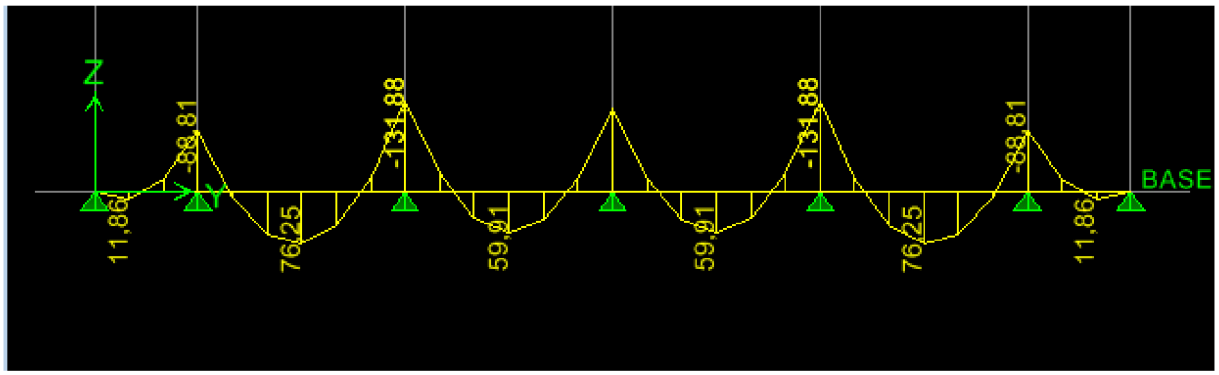


Fig IX.10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

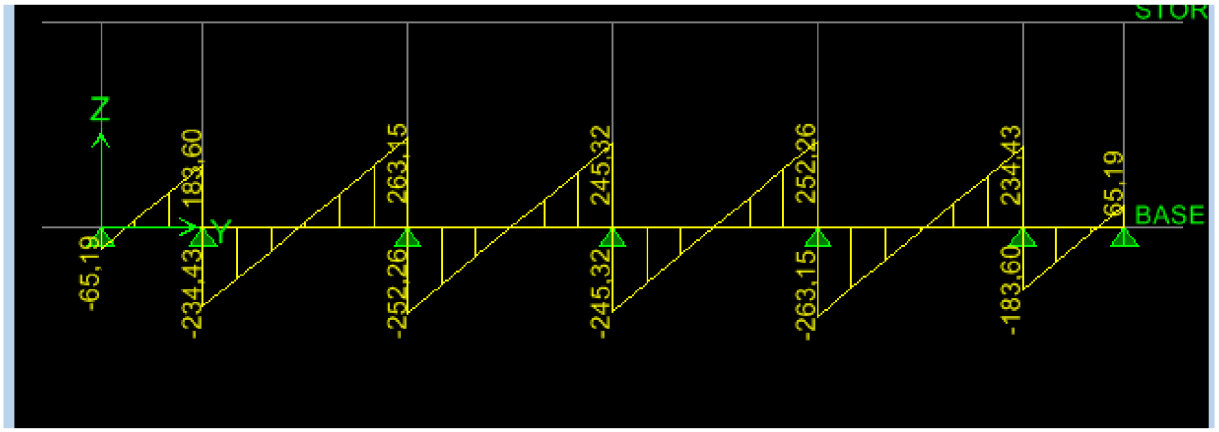


Fig IX .11 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

➢ **Calcul des armatures :**

a) Sens transversale y-y :

$$M_t^{max} = 108.59 KN.m$$

$$M_a^{max} = -187.83 KN.m$$

b = 45 cm, h = 80 cm, d = 75 cm , fbc = 14, 2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

- **Aux appuis :**

$$M_{app} = 187.83KN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{187.83 \times 10^3}{45 \times 75^2 \times 14,2} = 0.052 \prec 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0.052 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{187.83 \times 10^3}{0.973 \times 75 \times 348} = 7.35cm^2$$

Soit : 4HA14+4HA12 = 10,67 cm^2/ml.

Avec : S_t = 13 cm

- **En travée :**

$$Mt = 108.59KN.m$$

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{108.59 \times 10^3}{45 \times 75^2 \times 14,2} = 0,029 \prec U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,029 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{108.59 \times 10^3}{0,986 \times 75 \times 348} = 4.11cm^2$$

Soit : 4HA14 = 6.15 cm^2/ml. **Avec : S_t = 13 cm.**

b) Sens longitudinale x-x :

$$M_t^{max} = 157.45\,KN.$$

$$M_a^{max} = -303.8\,KN.m$$

b = 45 cm, h = 80 cm, d = 75 cm , fbc = 14, 2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

- **Aux appuis :**

$$M_{app} = -303.8KN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{303.8 \times 10^3}{45 \times 75^2 \times 14,2} = 0.084 \prec 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0.084 \rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{303.8 \times 10^3}{0,956 \times 75 \times 348} = 12.09cm^2$$

Soit : 4HA14+4HA14 = 12.31 cm^2/ml.

Avec : S_t = 13 cm

- **En travée :**

$$Mt = 157.47KN.m$$

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{157.47 \times 10^3}{45 \times 75^2 \times 14,2} = 0,043 \prec U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,043 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{157.47 \times 10^3}{0.979 \times 75 \times 348} = 6.08cm^2$$

Soit : 4HA14+4HA12 = 10,67 cm^2/ml.

Avec : S_t = 13 cm.

IX.6.1. Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b\, d\, f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23x45x75x2,1}{400} = 4.07\ cm^2 \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➢ **Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4{,}66\ mm$$

Soit : ϕ = 8 mm.

- **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi_l\right\} = \min\{25\ ;16{,}80\}$$

Soit **: St =15cm.**

Armatures transversales minimales :

$A_{min} = 0{,}003 S_t b = 2{,}025\ cm^2$.

Soit :

$$A_t = 4HA\ 10 = 3{,}14\ cm^2$$

➢ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u\ max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}15\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2{,}5\,MPa$$

Avec : $T_{u\ max}$ = 466.86kN

$$\tau_u = \frac{466.86 \times 10^3}{450 \times 750} = 1.383MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX.6.2. Vérification à l'ELS :

➢ **Sens transversale :**

- **Aux appuis :**

M_{Smax}= 131.88KN.m μ=0,033 ⟶ α=0,0414

$$\gamma=\frac{M_u}{M_s}=\frac{187.83}{131.88}=1.42$$

$$\alpha = 0.0414 < \frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=0{,}456$$

…….**Condiion vérifiée**

- **En travées**

M_{Smax}=76.25KN.m μ=0,027 ⟶ α=0,0342

$$\gamma=\frac{M_u}{M_s}=\frac{108.59}{76.25}=1.42$$

$$\alpha = 0{,}027 < \frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=0{,}455$$

…….**Condition vérifiée**

➢ **Sens longitudinale :**

- **Aux appuis :**

M_{Smax}=213.31 KN.m μ=0,0177 ⟶ α=0,0227

$$\gamma=\frac{M_u}{M_s}=\frac{303.8}{213.31}=1.42$$

$$\alpha = 0{,}0330 < \frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=0{,}455$$

…….**Condition vérifiée**

- **En travées :**

M_{Smax}=110.57 KN.m ⟶ μ=0,027 α=0,0342

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{157.47}{110.57} = 1.41$$

$$\alpha = 0{,}0342 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0{,}455 \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

Remarque :

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste a l'étude d'un bâtiment (R+6) à usage de habitation, est la première expérience qui nous a permet de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABC que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie :

➢ ***REGLEMENTS***

- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003).
- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Document technique règlementaire (DTR BC 2.2).

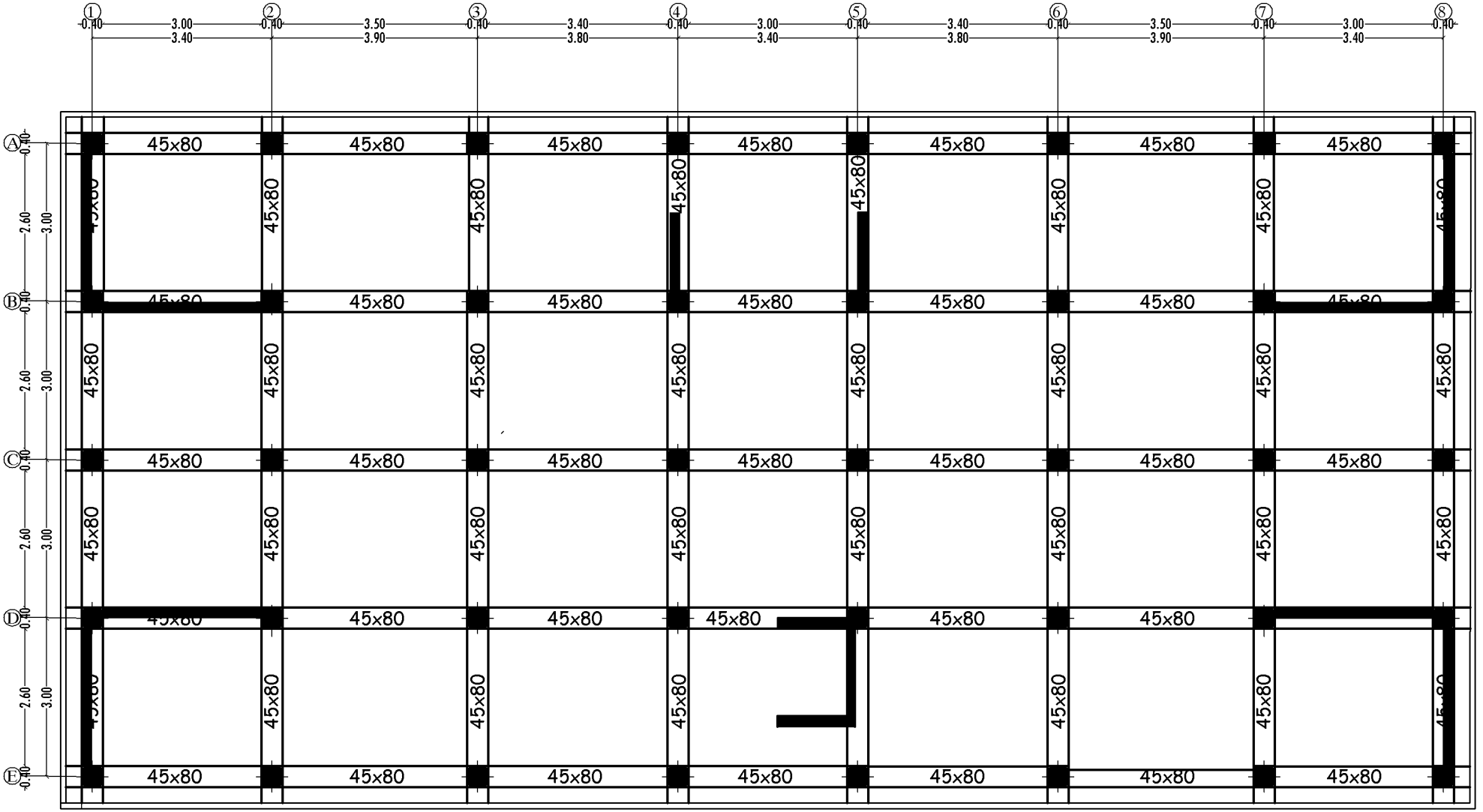
➢ ***LIVRES***

- Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
- Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
- Exercices de béton armé selon les règles BAEL 83…… ……P.Charon

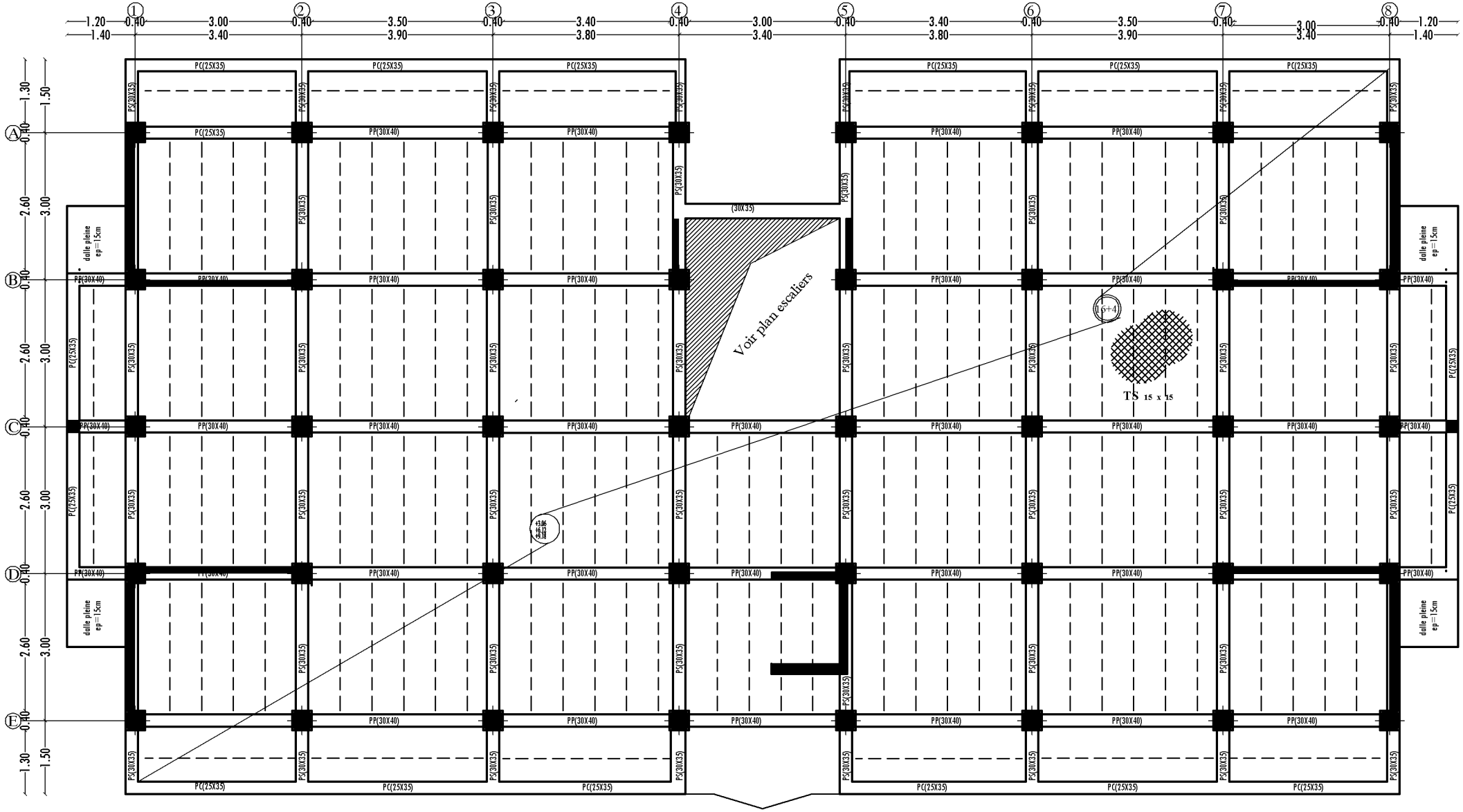
➢ ***LOGICIELS***

- Logiciel d'analyse des structures **ETABS** version 9.6.
- Logiciel de ferraillage **SOCOTEC.**
- EXCEL 2003.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2011.

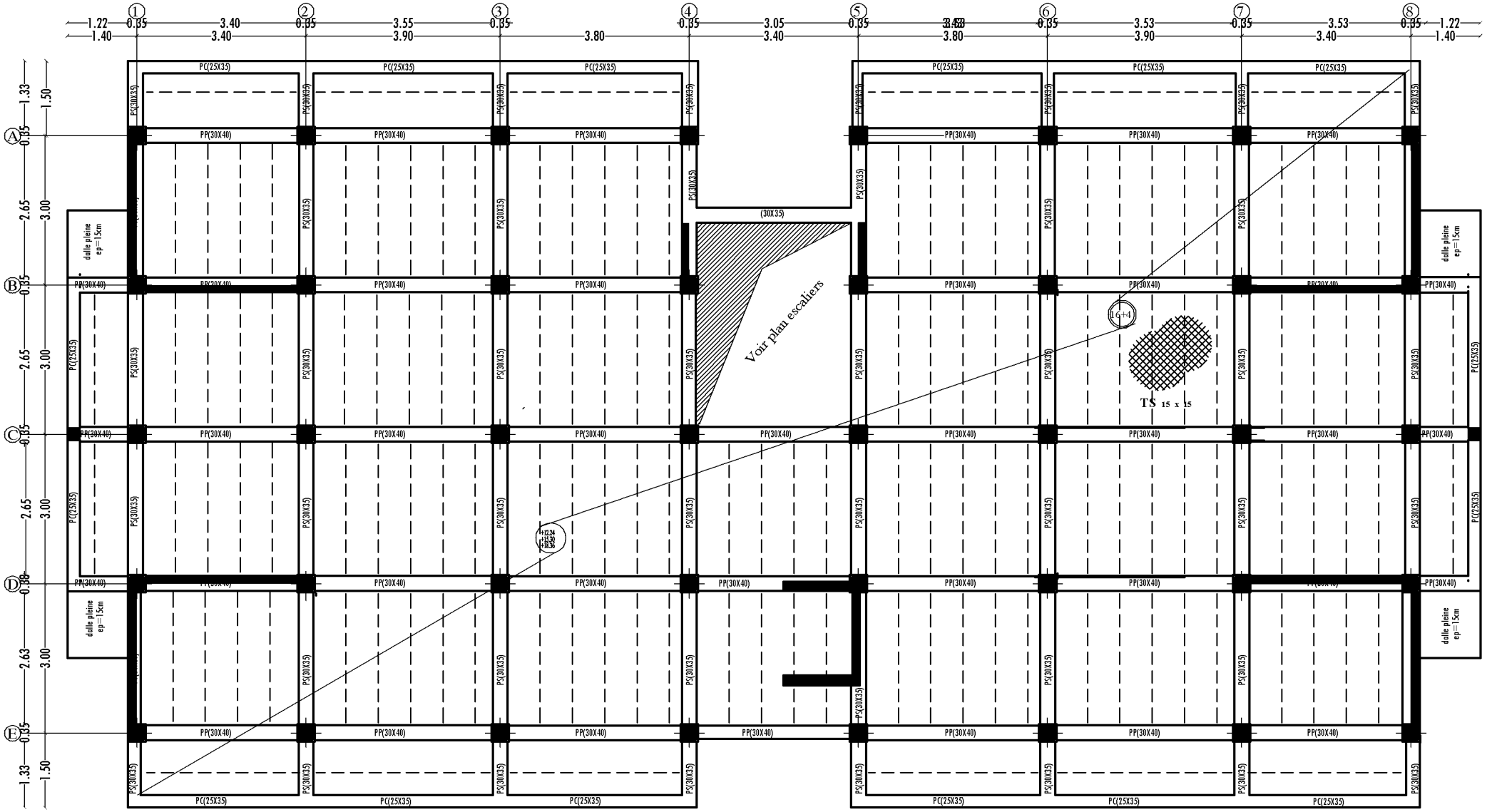
COFFRAGE DES FONDATIONS



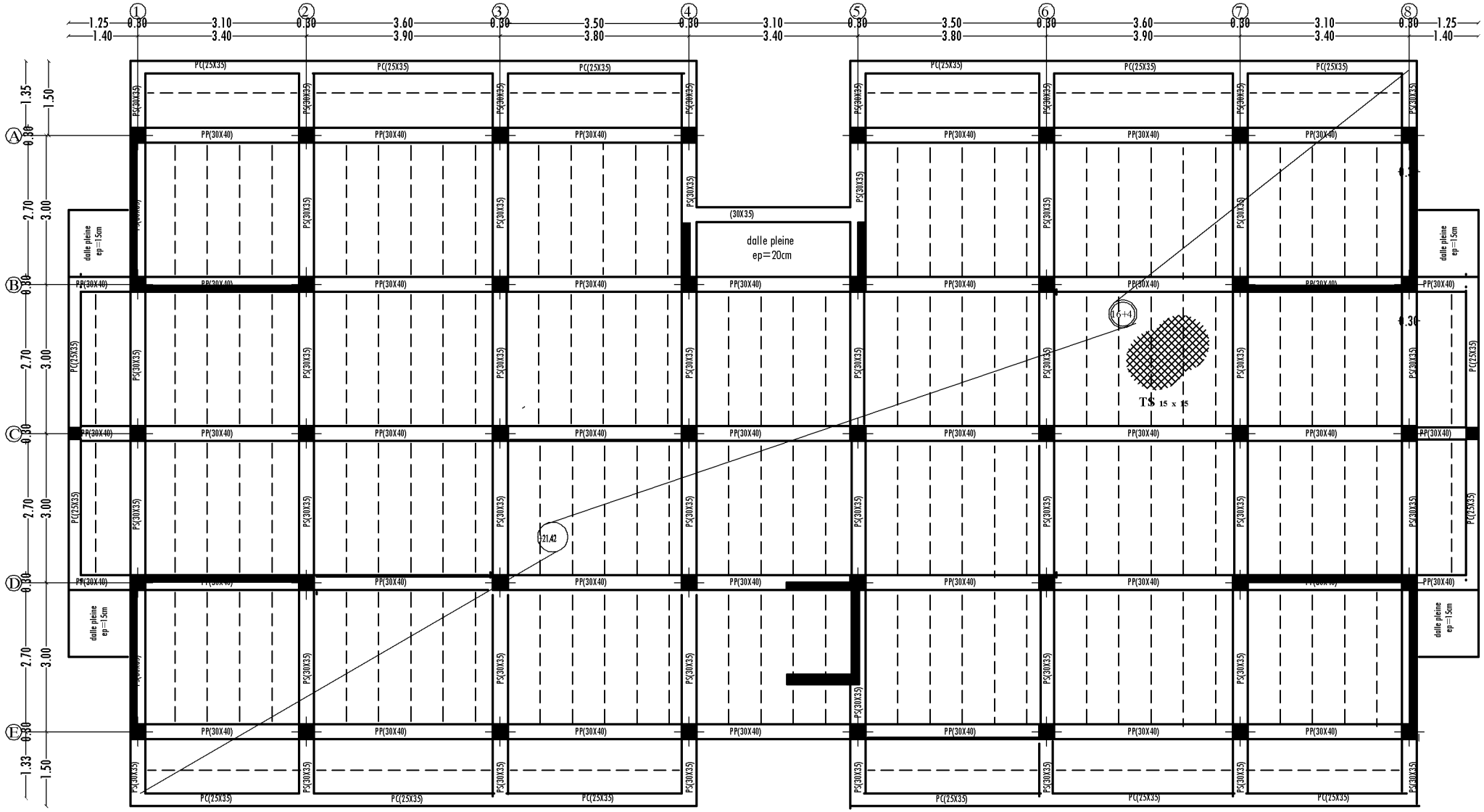
COFFRAGE DES PLANCHERS Niv. +3.06; +6.12 ;+9.18;



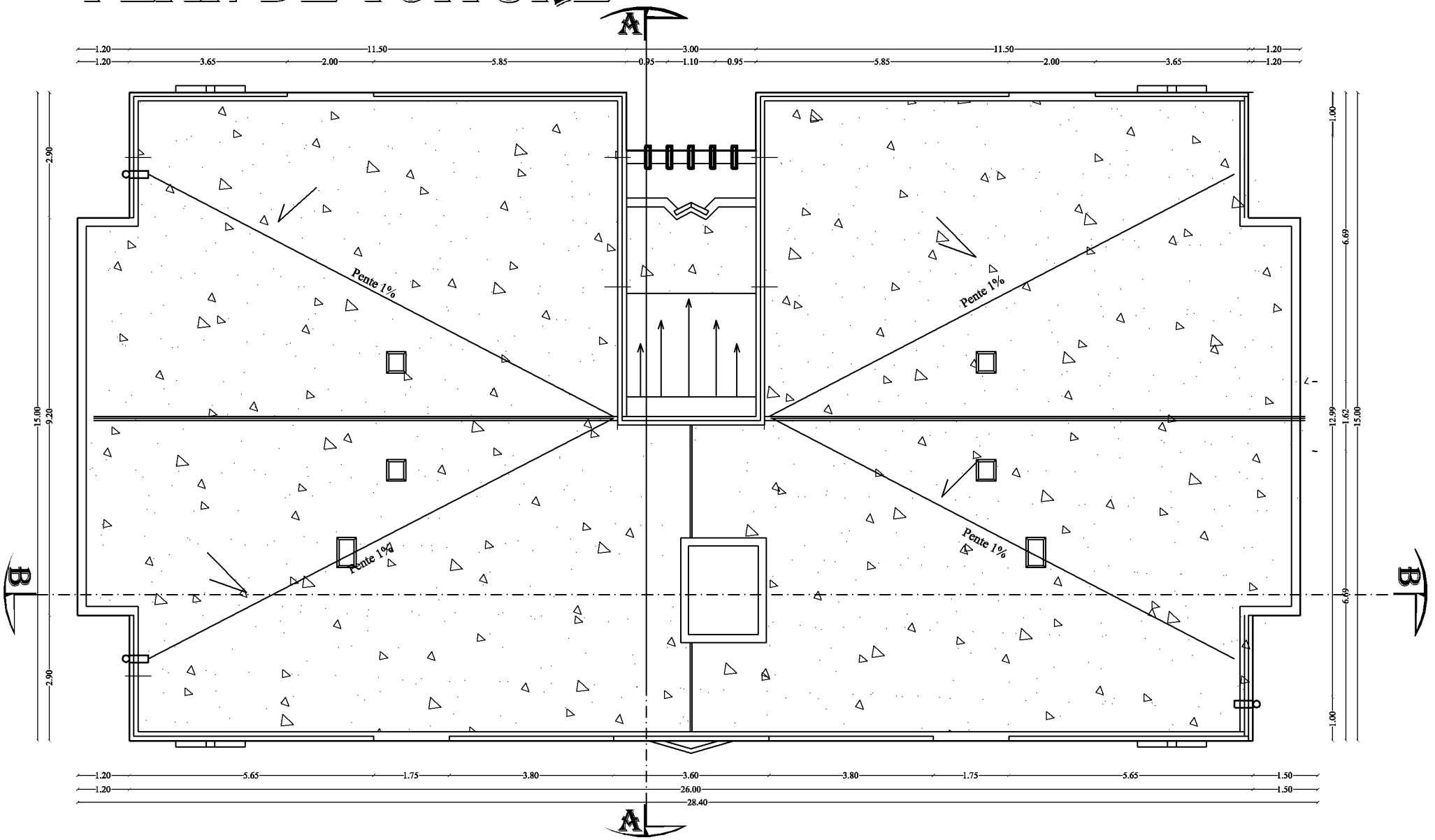
COFFRAGE DES PLANCHERS Niv. +12.24. +15.30; +18.36



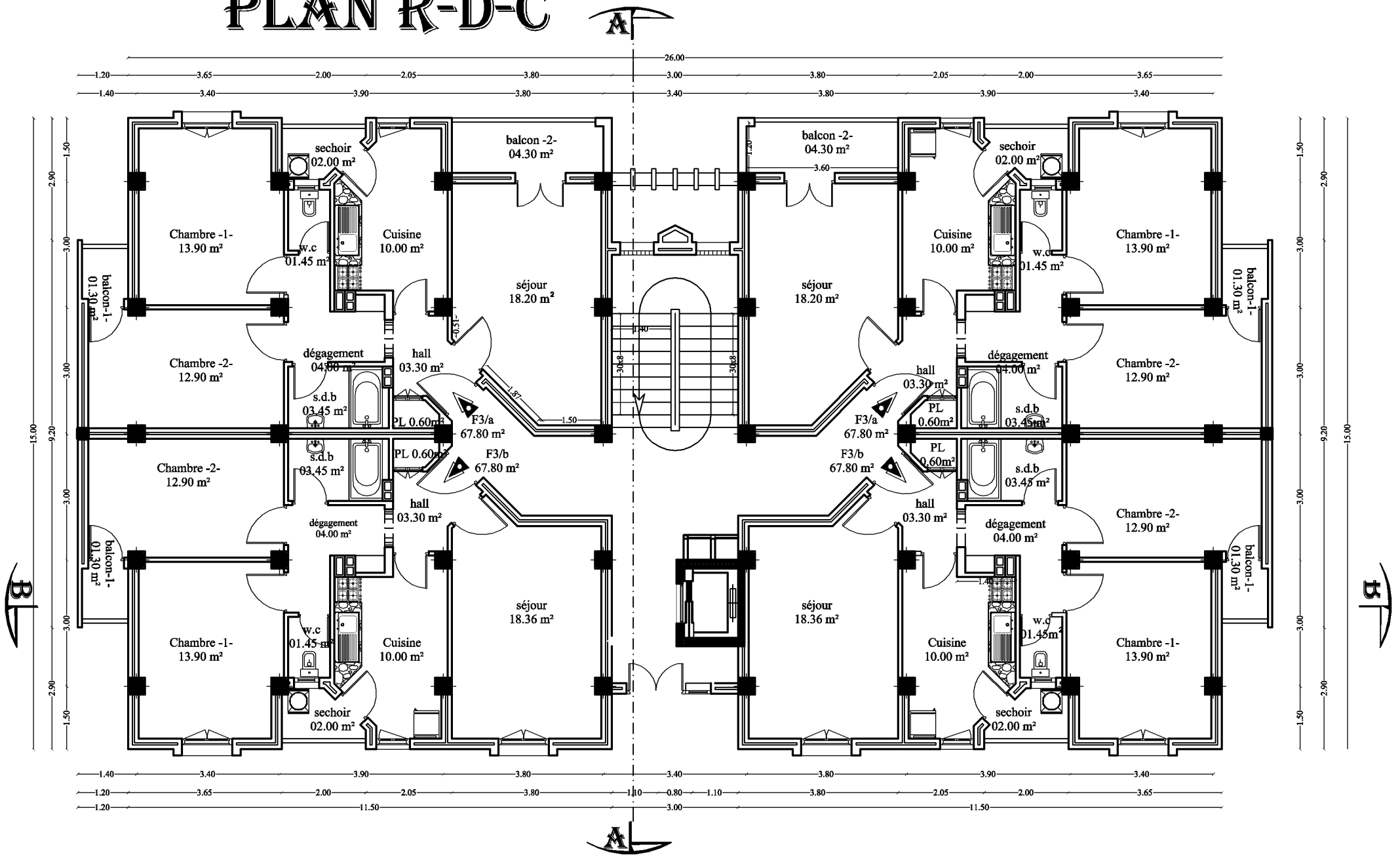
COFFRAGE DU PLANCHER Niv. +21.42



PLAN DE TOITURE



PLAN R-D-C


A
A
B
B
26.00
1.20
3.65
2.00
2.05
3.80
3.00
3.80
2.05
2.00
3.65
1.40
3.40
3.90
3.80
3.40
3.80
3.90
3.40
15.00
2.90
3.00
9.20
1.50
sechoir
02.00 m²
balcon -2-
04.30 m²
Chambre -1-
13.90 m²
w.c
01.45 m²
Cuisine
10.00 m²
séjour
18.20 m²
balcon-1-
01.30 m²
Chambre -2-
12.90 m²
dégagement
04.00 m²
hall
03.30 m²
s.d.b
03.45 m²
PL 0.60m²
F3/a
67.80 m²
F3/b
67.80 m²
séjour
18.36 m²
0.51
1.40
1.87
1.50
30x8
1.20
3.60
1.10
0.80
11.50
3.00

PLAN D'ETAGE COURANT