

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



Mémoire de fin d'étude

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

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+10) à usage multiple avec
application du logiciel ETABS.*



Dirigé par : M^r KAHIL AMAR

Etudié par: M^r NEZREG HAMZA
M^r OSMANI MOULOUD

Promotion 20011/20012

Remerciement

*Nos premiers remerciements vont pour le bon **Dieu**, le tout puissant, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.*

*Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur : **Mr « KAHIL AMAR»**. Qui a fait tout son possible pour nous aider.*

*Nous remercions également tout le personnel de **GENIE CIVIL**, particulièrement nos enseignants, qui nous ont aidé et enrichi nos connaissances, durant les cinq ans de notre formation.*

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ *Mes très chers parents qui m'ont soutenue durant toutes les périodes de ma vie et à qui je dois tout, que dieu le tout puissant les protègent et les gardent.*
- ✓ *Mes chers frères : Samir, Belaid, Rabah et Aissa .*
- ✓ *Mes chères sœurs : Farida et Dahbia.*
- ✓ *A toute ma famille sans exception (Famille NEZREG et HASSAINE).*
- ✓ *A mon binôme Mouloud et sa famille.*
- ✓ *A tous mes amis et a tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin.*
- ✓ *Toute la promotion de génie civil (2011-2012)*

NEZREG .H

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ *Mes très chers parents qui m'ont soutenue durant toutes les périodes de ma vie et à qui je dois tout, que dieu le tout puissant les protège et les garde.*
- ✓ *Mes chers frères : Farid, Jugurtha, Iyes et Massinissa.*
- ✓ *Ma chère sœur : Sadia.*
- ✓ *A toute ma famille sans exception (Famille OSMANI et LAICHE).*
- ✓ *A mon binôme Hamza et sa famille.*
- ✓ *A tous mes amis et à tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin.*
- ✓ *Toute la promotion de génie civil (2011-2012)*

OSMANI.M

Sommaire

INTRODUCTION

<u>Chapitre I</u> : Présentation et description de l'ouvrage	1
<u>Chapitre II</u> : Pré dimensionnement des éléments.....	10
<u>Chapitre III</u> : Calcul des éléments.....	25
• III-1- Acrotère.....	25
• III-2- Balcon.....	31
• III-3- Salle Machine	36
• III-4- Escalier.....	42
• III-5-Plancher	74
<u>Chapitre IV</u> : Présentation de l'ETABS.....	88
<u>Chapitre V</u> : Fichier résultat.....	102
<u>Chapitre VI</u> : Vérification du RPA.....	108
<u>Chapitre VII</u> : Ferrailage des poutres	119
<u>Chapitre VIII</u> : Ferrailage des poteaux.....	130
<u>Chapitre IX</u> : Ferrailage des voiles	139
<u>Chapitre X</u> : Étude de l'infrastructure.....	153

Conclusion

Bibliographie

Chapitre 1

Présentation et description de l'ouvrage

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Chapitre II

Calcul des éléments

Chapitre IV

Présentation de l'ETABS

Chapitre

Fichier résultats

Chapitre VI

Vérification du RPA

Chapitre VII

Ferraillage des poutres

Chapitre VII

Ferraillage des poteaux

Chapitre IX

Ferraillage des voiles

Chapitre X

Étude de
l'infrastructure

Conclusion

Le calcul de cet ouvrage est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active.

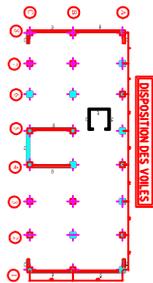
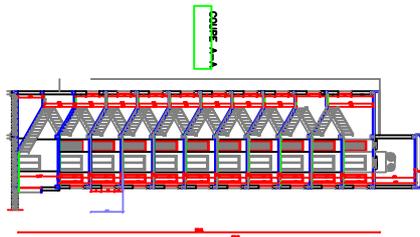
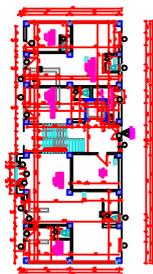
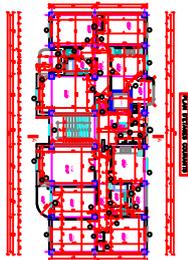
Les difficultés rencontrées lors de l'élaboration de ce travail nous ont permis une consultation d'une manière continue de plusieurs ouvrages, thèses et règlements en vigueur. Par conséquent, elles nous ont permis d'approfondir nos connaissances acquises durant notre cursus universitaire.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les domaines, en particulier dans celui de l'informatique (logiciel de calcul). Comme exemple, nous citerons l'Etabs que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

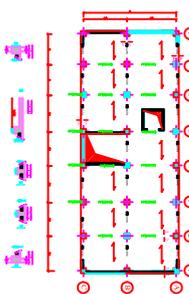
Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

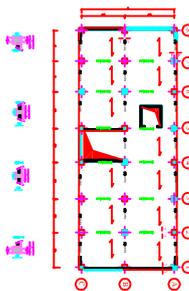
- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Cours et TD (Béton I, Béton II et RDM I).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.



DISPOSITION DES VOILES

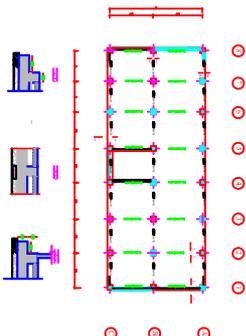


PLAN DE COUPE



PLAN DE COUPE

PLAN DE COUPE



PLAN DE COUPE

Introduction

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 super structure consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriés aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BEAL) et du règlement parasismique algérien (RPA99), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour les quelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ses 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 SAP 2000, ROBOT, ETABS 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 le quel est implanté l'ouvrage.

Tout ce que nous allons voir dans ce présent document fait objet d'étude d'un ouvrage (bâtiment), nous allons adopter l'un des logiciels cites ci-dessus « ETABS » pour le calcul.

I-1-Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'une tour **R+10** à usage commercial et habitation à ossature mixte, ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à la wilaya de TIZI OUZOU, qui est selon le **(RPA 99, modifié en 2003)** une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

C'est une tour qui comporte :

- 01 RDC à usage commercial
- 10 étages courants à usage d'habitation.
- 01 cage d'escaliers.
- 01 cage d'ascenseur.

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Longueur	$L = 23,7 \text{ m}$
Largeur	$l = 9,5 \text{ m}$
Hauteur du rez-de-chaussée	$h_{\text{rdc}} = 4,07 \text{ m}$
Hauteur d'étage courant	$h_c = 3,06 \text{ m}$
Hauteur totale	$h_t = 34,67 \text{ m}$

I-3 Eléments de la structure :

①Ossature :

La tour a une ossature mixte (portiques-voiles)

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

②Planchers :

A l'exception des balcons qui seront réalisés en dalles pleines, les planchers seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, qui ont pour fonctions :

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

Le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

③ Escaliers :

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

④ Enduits :

- mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

⑤ Maçonnerie :

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de 30 cm d'épaisseur, en briques creuses de 10 cm pour la cloison extérieur et celle de l'intérieur, séparées par une lame d'air de 5cm : $(10+5+10)=25\text{cm}$.

Les murs de séparation intérieurs seront de simple cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

⑥ Revêtements :

- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eaux et cuisines.

⑦ Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I-4 Caractéristiques mécaniques de matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (**BAEL 91**) et aux règles parasismiques algériennes (**RPA 99**) **modifié en 2003**.

I-4-1- Le Béton :

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge de béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m^3 de ciment portland artificiel 325 (CPA 325). Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

① Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28} , après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

La résistance moyenne est :

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

$$\text{L'écart-type } S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$$

$$\text{La variabilité } V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - kS$$

♦ k : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64
Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

-La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour $j \leq 28$ jours, elle est déterminée est calculée comme suit: **(BAEL91/A.2.1.11)**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa,} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40+0.95 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \rightarrow \text{(BAEL91/A.2.1.11)}$$

② Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow \text{(BAEL91/A.2.1.12)} \quad (f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en MPa)}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

③ Contraintes limites du béton:

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

a) Contrainte de compression :

❖ A l'Etat limite ultime [ELU] :

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (BAEL91/A4.3, 41) :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en [MPa]}$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

θ : Coefficient de durée d'application des l'actions considérées

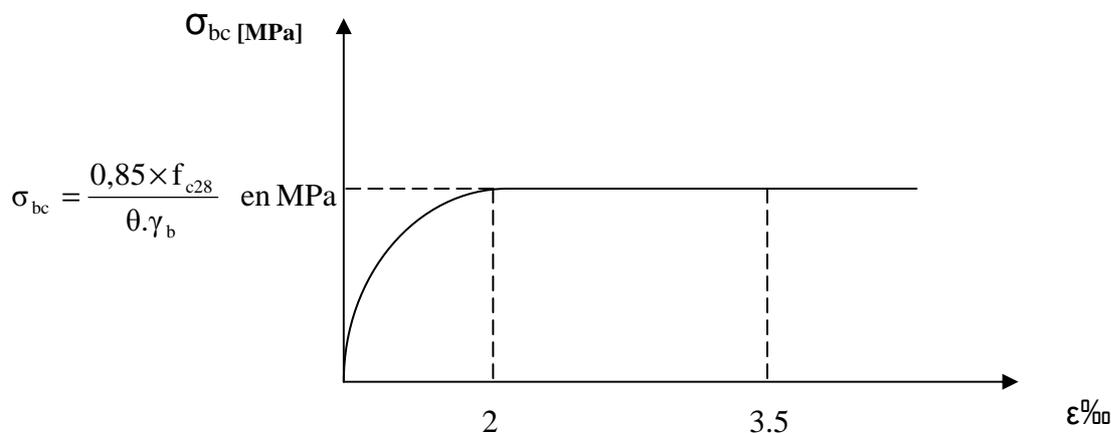
$\theta=1$: si la durée d'application est $>24h$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

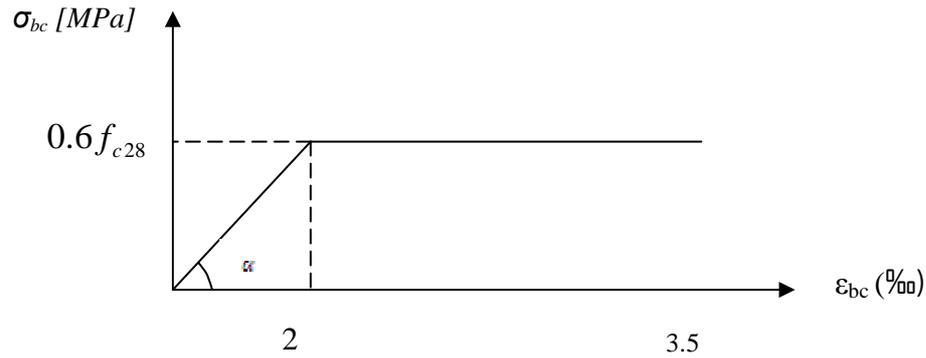
$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1h$,

- Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ [MPa]
- Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

❖ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU :



❖ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS :



ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\text{tg}\alpha = E_b =$ module d'élasticité

❖ **A l'Etat limite de service [ELS] :** (BAEL91/A.4.5,2)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ [Mpa]}$$

Donc : La contrainte de compression a l'ELS est égale a : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

B) Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1,21]:

Donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}}$ (BAEL91 / Art 5.1.21)

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

④ Module d'élasticité longitudinal :

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

▪ Module d'élasticité instantané du béton [BAEL/ A2.1, 21] :

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \longrightarrow E_{i28} = 32164.20 \text{ [MPa]}.$

▪ Module de déformation longitudinale différée du béton [BAEL/ A2.1, 22] :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), Nous prendrons un module égal :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}.$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \longrightarrow E_{v28} = 10819 \text{ [MPa]}.$

⑤ Module d'élasticité transversal : [BAEL91/A.2.1,3] :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

- ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0.2 \longrightarrow \text{A l'ELU,} \\ \nu = 0 \longrightarrow \text{A l'ELS.} \end{cases}$

⑥ Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3] :

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service.
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime.

I-3-2- L'acier :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A). Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

- Aciers à haute adhérence [feE400].....fe = 400 MPa,
- Treillis soudés [TS 520]..... fe = 520 MPa.

- fe : limite d'élasticité de l'acier.

Remarque : Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

① **Module de déformation longitudinal :**

$E_s = 200000 \text{ MPa}$, Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

② **Contraintes limites :**

❖ **A L'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3]:**

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

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : Coefficient de sécurité

Avec :

- $\gamma_s=1,15$ situation courante
- $\gamma_s=1,00$ situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ Mpa}$

❖ **A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3]:**

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

• **Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32]:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :
 Les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

• **Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33]:**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

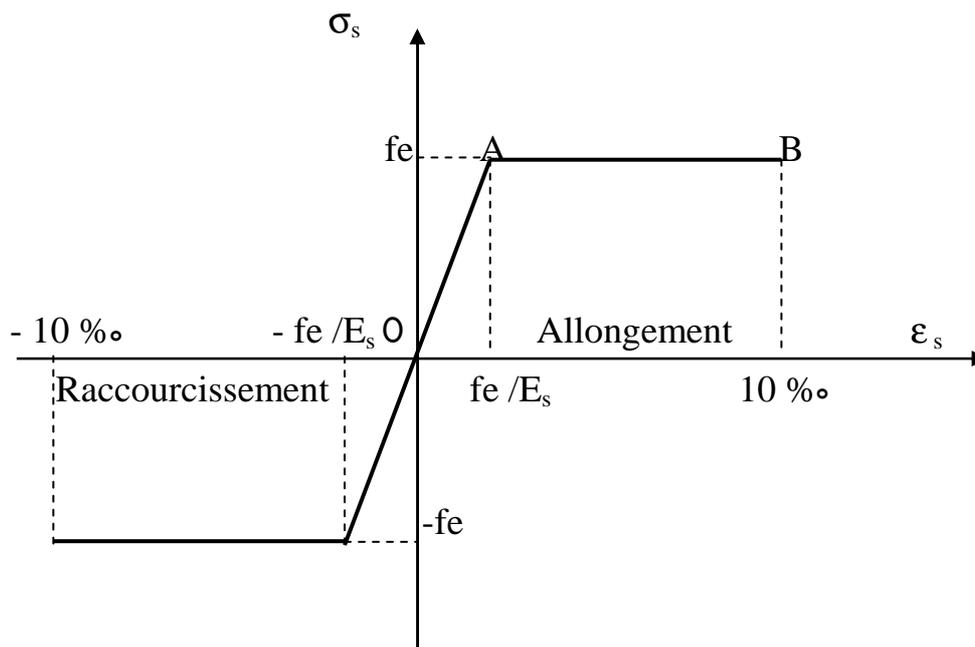
• **Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34]:**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

- η est le coefficient de fissuration: $\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA ($\phi \geq 6$ mm) et $\eta = 1.3$ pour les HA ($\phi < 6$ mm).

③ **Diagramme de contrainte déformation de l'acier :**



④ Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.]:

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

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

I. Les planchers :

1) Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Dans notre bâtiment, on distingue deux types de planchers :

a) Plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

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

Avec :

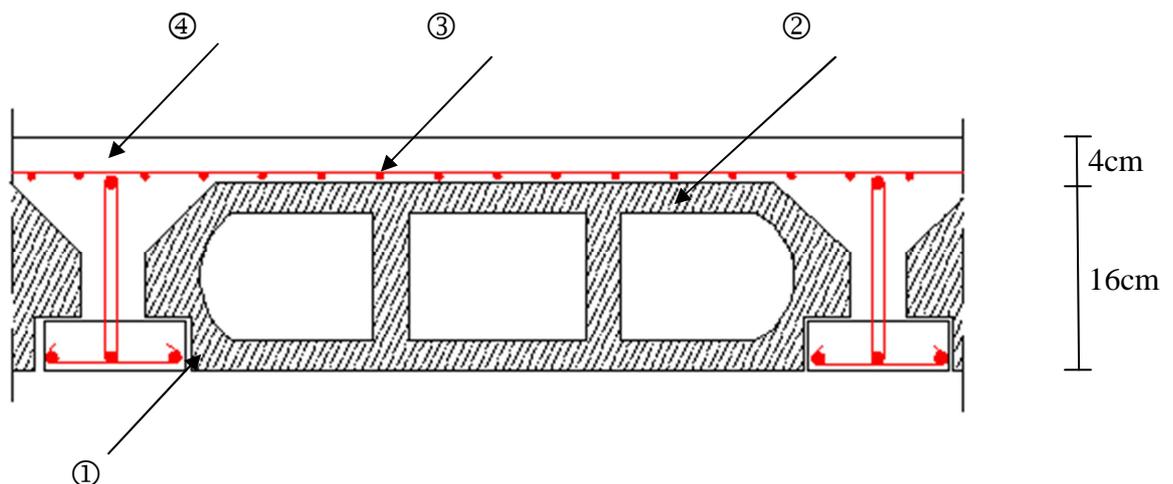
- h_t : Épaisseur du plancher.
- L_{\max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas nous avons :

$$L_{\max} = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{335}{22,5} \geq 14,88 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = \underline{(16 + 4) \text{ cm}}$



Coupe verticale du plancher

- | | |
|-----------------|--------------------------|
| ① - Poutrelle | ③ - Treillis soudé |
| ② - Corps creux | ④ - Dalle de compression |

b) Dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport autres dimensions, leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

- La résistance a la flexion,
- L'isolation acoustique,
- La Résistance au feu.

❖ **Résistance a la flexion :**

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion $E_p \geq \frac{L}{10}$. Dans notre bâtiment la dalle est considérée comme une console encastrée.

Pour $L=120$ cm, on aura $E_p \geq \frac{120}{10} = 12$ cm

On prendra : $E_p=15$ cm

❖ **Résistance au feu :**

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **11cm**.

❖ **Isolation acoustique :**

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieur à 350 kg/m^2 .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times E_p \geq 350 \text{ kg/m}^2 \implies E_p \geq 14 \text{ cm} .$$

❖ **Conclusion :**

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15cm**

II. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L , telles que :

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

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

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1):

$$b > 20 \text{ cm} ; h > 30 \text{ cm} ; h/b < 4$$

❖ Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$$L=430\text{cm}$$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28,66\text{cm} \leq h \leq 43\text{cm} ;$$

On opte pour : **$h = 40\text{cm}$**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} ;$$

On opte pour : **$b = 30 \text{ cm}$**

Vérification des conditions sur RPA :

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1,33 < 4$$

Section adoptée :

Poutres principales PP \Rightarrow (30x40) cm²

❖ Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

$$L = 310 \text{ cm}$$

$$\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20,66 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm} \quad ;$$

On opte pour : **h = 30 cm**

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad ;$$

On opte pour : **b = 25 cm**

Vérification des conditions sur RPA :

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

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$h/b = 1,2 < 4$$

Section adoptée :

Poutres secondaires PS \Longrightarrow (25x30) cm²

III- Les poteaux :

Les poteaux seront prés dimensionnés à L' ELS en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante : $S \geq N/\sigma_{bc}$

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

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

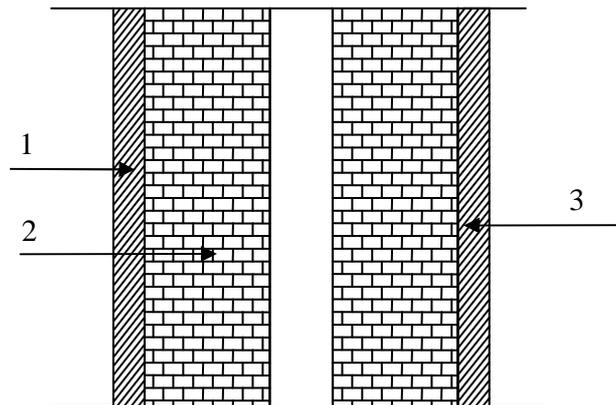
IV- Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le DTR B.C.2.2, idem pour les surcharges d'exploitation.

❖ Charges permanentes :

a) Les murs :

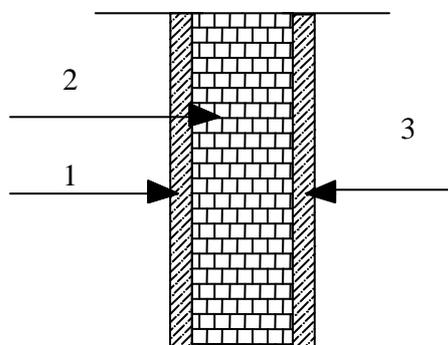
♦ Mur extérieur :



Coupe transversale du mur double cloison

N°	Désignation	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
1	Mortier de ciment	2	0,36
2	Brique creuse	2x10	1,80
3	Enduit de plâtre	2	0,20
		total	2,36

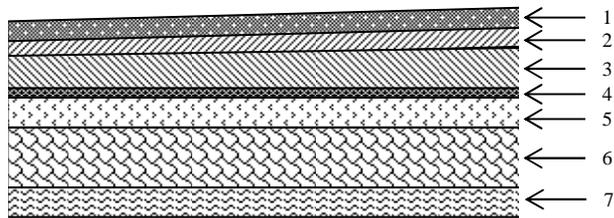
♦ Mur intérieur :



Coupe transversale du mur en simple cloison

N°	Désignation	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
1	Enduit de plâtre	2	0,20
2	Brique creuse	10	0,90
3	Enduit de plâtre	2	0,20
		total	1,30

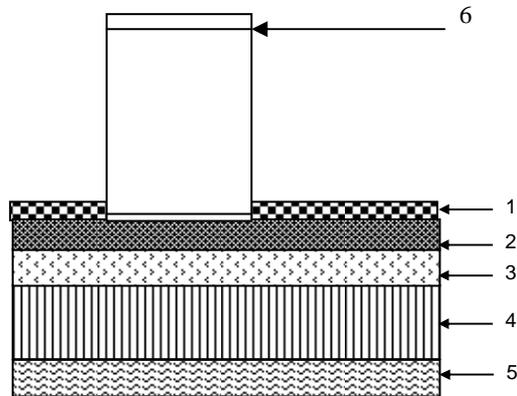
b) Plancher terrasse :(inaccessible) :



Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

N°	désignation	Epaisseur [cm]	P	G [KN/m ²]
1	Couche de gravillon	5	0,17	0,85
2	Etanchéité multicouches	2	—	0,12
3	Forme de pente en béton	5	0,22	1,1
4	Isolation thermique (liège)	4	0,04	0,16
5	Feuille de polyane	—	—	—
6	Plancher en corps creux (16+4)			2,85
7	Enduit de plâtre	2	0,1	0,2
			total	5,29

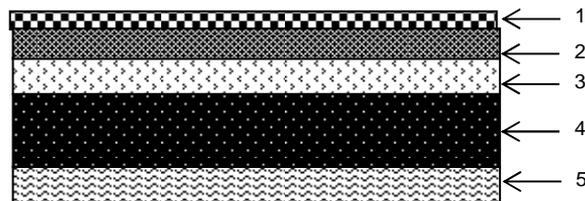
c) Plancher d'étage courant :



Coupe transversale du plancher d'étage courant

N°	désignation	Epaisseur	ρ	G
1	Revêtement carrelage	2	0,2	0,4
2	Mortier de pose	2	0,2	0,4
3	Couche de sable	2	0,19	0,38
4	Plancher en corps creux (16+4)	20	—	2,85
5	Enduit de plâtre	2	0,1	0,2
6	Cloison en brique creuse+enduit			1,3
7			total	5,53

d) Dalle pleine (balcon):



Coupe transversale de la dalle pleine

N°	désignation	Epaisseur	ρ	G
1	Revêtement carrelage	2	0,2	0,4
2	Mortier de pose	2	0,2	0,4
3	Couche de sable	2	0,19	0,38
4	dalle en béton arme	20	15	3.75
5	Mortier de ciment	2	0,18	0,36
			total	5.29

❖ **Surcharges d'exploitation :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit

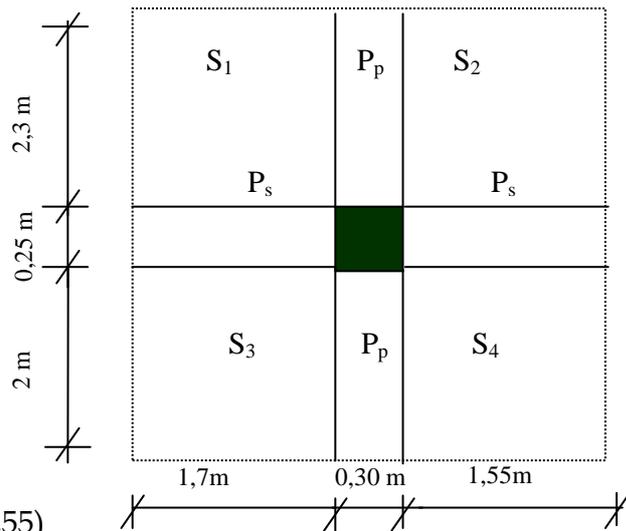
- Plancher terrasse $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Plancher du RDC $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- L'acrotère $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$
- L'escalier $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- Balcons $Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

IX- Descente de charge :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

IX -A-Charges et surcharges revenant au poteau C2 :

1)Surface d'influence :



Section nette :

$$S_N = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_N = (2,3 \times 1,7) + (2,3 \times 1,55) + (2 \times 1,7) + (2 \times 1,55)$$

$$S_N = 13,975 \text{ m}^2$$

Section brute :

$$S_B = 4,55 \times 3,55 = 16,15 \text{ m}^2$$

2)-Charges permanentes revenant à chaque plancher :**- Plancher terrasse**

$$G = 5,29 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher étage courant

$$G = 5,53 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher rez-de-chaussée

$$G = 5,53 \text{ kN/m}^2$$

3)-Poids de chaque plancher :

$$\text{Poids du plancher } P = G \times S$$

-Plancher terrasse :

$$P = 5,29 \times 13,975 = 73,92 \text{ KN}$$

-Plancher étage :

$$P = 5,53 \times 13,975 = 77,28 \text{ KN}$$

4)-Poids des poutres :

$$P = [(4,3 \times 0,40 \times 0,30) + (3,6 \times 0,30 \times 0,25)] \times 25 = 0,786 \times 25 \text{ KN}$$

$$\text{D'ou le poids total } P = 19,65 \text{ KN}$$

$$P_{\text{poutre}} = 19,65 \text{ kN}$$

5)-Poids du poteau étage courant :

$$P = (0,30 \times 0,25 \times 3,06) \times 25$$

$$P_{\text{poteau}} = 5,73 \text{ KN}$$

Poids du poteau RDC :

$$P = (0,30 \times 0,25 \times 4,07) \times 25$$

$$P_{\text{poteau}} = 7,63 \text{ KN}$$

6)-Surcharge d'exploitation :

$$\text{La surface d'influence } S = 16,15 \text{ m}^2$$

$$\text{Plancher terrasse } Q_0 = 1 \times 16,15 = 16,15 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher d'étage courant } Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = 1,50 \times 16,15 = 24,22 \text{ KN}$$

IX -B-Loi de dégression de charge :

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n > 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

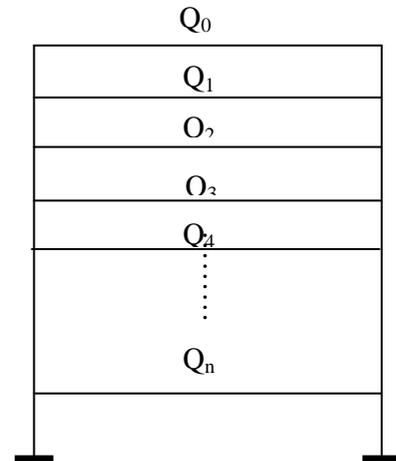
$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

Pour $n \geq 5$



❖ Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,66	0,63

Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 16,15 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 16,15 + 24,22 = 40,37 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 16,15 + 0,95(2 \times 24,22) = 62,168 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 16,15 + 0,90(3 \times 24,22) = 81,544 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 16,15 + 0,85(4 \times 24,22) = 98,498 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 16,15 + 0,80(5 \times 24,22) = 113,03 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 16,15 + 0,75(6 \times 24,22) = 125,14 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 16,15 + 0,71(7 \times 24,22) = 136,523 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 16,15 + 0,68(8 \times 24,22) = 147,906 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 16,15 + 0,66(9 \times 24,22) = 160,016 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 16,15 + 0,63(10 \times 24,22) = 168,736 \text{ KN}$$

Tableau récapitulatif de la descente de charge sur le poteau

Niveau	$G_{\text{planch}}(\text{KN})$	$G_{\text{poutre}}(\text{KN})$	$G_{\text{poteau}}(\text{KN})$	$G_{\text{tot}}(\text{KN})$	$G_{\text{cum}}(\text{KN})$	$Q(\text{KN})$	$G+Q(\text{KN})$	$S(\text{m}^2)$	$S(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm})$	$S_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$
11	73,92	19,65	0	93,57	93,57	16,15	109,72	0,007314	73,14	8,55	35X35
10	77,28	19,65	5,73	102,66	196,23	40,37	236,6	0,015773	157,73	12,55	35X35
9	77,28	19,65	5,73	102,66	298,89	62,168	361,058	0,024070	240,70	15,51	35X35
8	77,28	19,65	5,73	102,66	401,55	81,544	483,094	0,032206	322,06	17,94	35X35
7	77,28	19,65	5,73	102,66	504,21	98,498	602,708	0,040180	401,80	20,04	40X40
6	77,28	19,65	5,73	102,66	606,87	113,03	719,9	0,047993	479,93	21,90	40X40
5	77,28	19,65	5,73	102,66	709,53	125,14	834,67	0,055644	556,44	23,58	40X40
4	77,28	19,65	5,73	102,66	812,19	136,523	948,713	0,063247	632,47	25,14	45X45
3	77,28	19,65	5,73	102,66	914,85	147,906	1062,756	0,070850	708,50	26,61	45X45
2	77,28	19,65	5,73	102,66	1017,51	160,016	1177,526	0,078501	785,01	28,01	45X45
1	77,28	19,65	7,63	104,56	1122,07	168,736	1290,806	0,086053	860,53	29,33	50X50

❖ **Remarque :**

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais le RPA (2003) recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.4.1 du RPA99)

Min (b ;h)= 35>25cm Condition vérifiée

Min (b ;h) ≥ h_e / 20

Pour le RDC

Min (b ;h) = 50 > (h_e / 20) = 407 / 20 = 20,35cm Condition vérifiée

Pour l'étage courant

Min (b ;h) ≥ h_e / 20 = 306 / 20 = 15,30cm Condition vérifiée

1/4 < b/h < 4 Condition vérifiée

Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

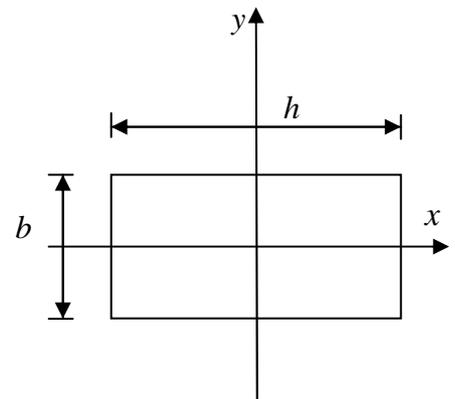
❖ **Vérification des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

Avec :

$\lambda \leq 50$

- $\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élancement du poteau.
- l_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.707 l_0$)
- l_0 : Hauteur libre du poteau.
- i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$
- I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)
- S_{pot} : Section du poteau.



Donc :

$\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b} \simeq \frac{2.45 l_0}{b}$

AN:

1- Poteaux du rez-de-chaussée :

$$(50 \times 50) \quad \lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 407}{50} = 19,73 \quad \lambda < 50 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2- Poteaux d'étages courants :

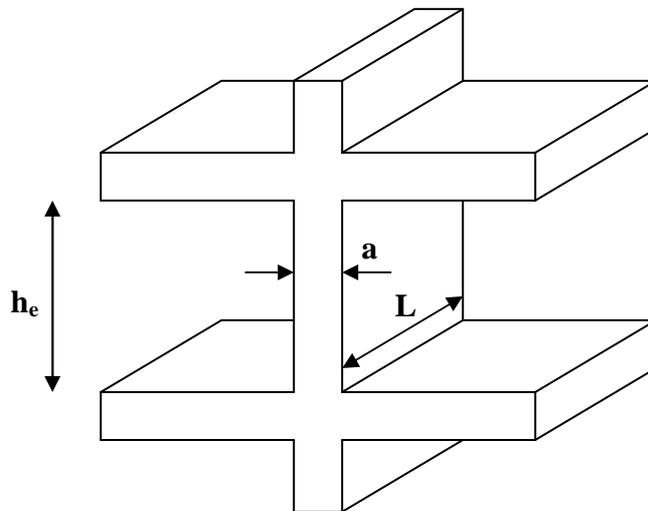
$$(45 \times 45) \quad \lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{45} = 16,5 \quad \lambda < 50 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(40 \times 40) \quad \lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{40} = 18,55 \quad \lambda < 50 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(35 \times 35) \quad \lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{35} = 21,20 \quad \lambda < 50 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V -Les voiles :

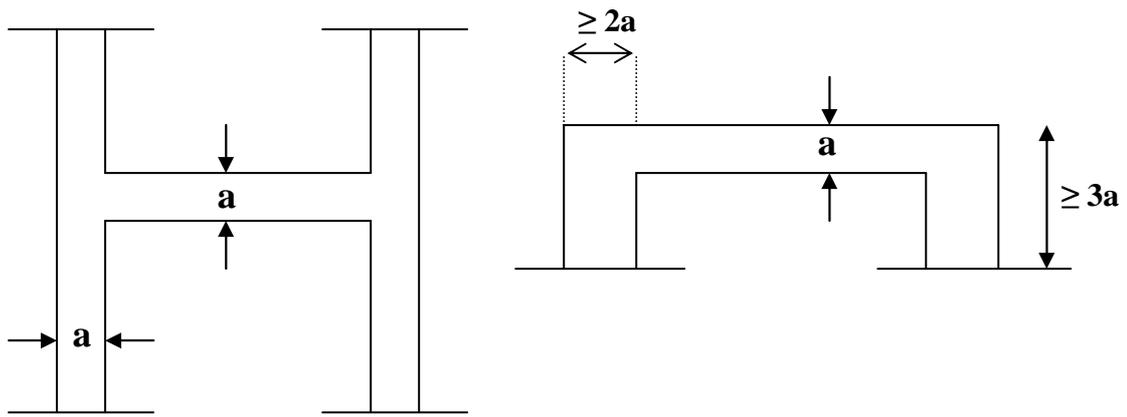
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.



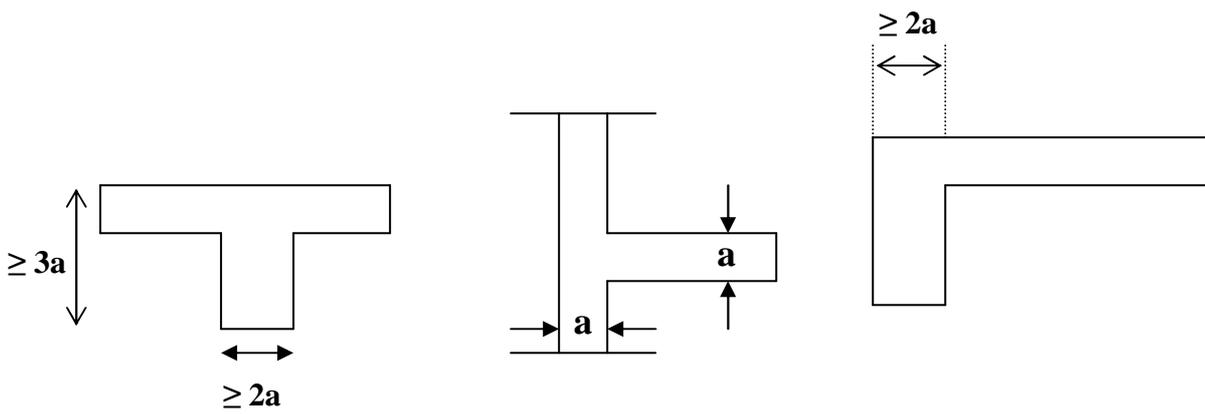
D'après RPA 99 ADDENDA 2003 le prédimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

a) L'épaisseur du voile :

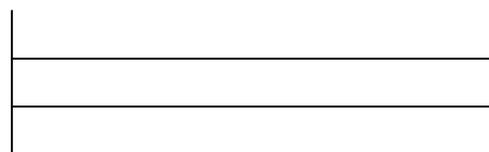
Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.



$$a \geq \frac{he}{25}$$



$$a \geq \frac{he}{22}$$



$$a \geq \frac{he}{20}$$

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

-Pour le RDC : On a: $h_e = h - e_p$
 $h_e = 407 - 20 = 387 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{387}{20} = 19,35 \text{ cm}$$

$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$

-Pour l'étage courant On a : $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$

b) Vérification des exigences du RPA 99 (art 7,7.1) :

Ne sont considérées comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4a \Rightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 \Rightarrow L_{\min} \geq 80 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Avec : L : longueur du voile.
a : épaisseur du voile

III-1-Calcul de l'acrotère

Introduction :

Cet 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 dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse)

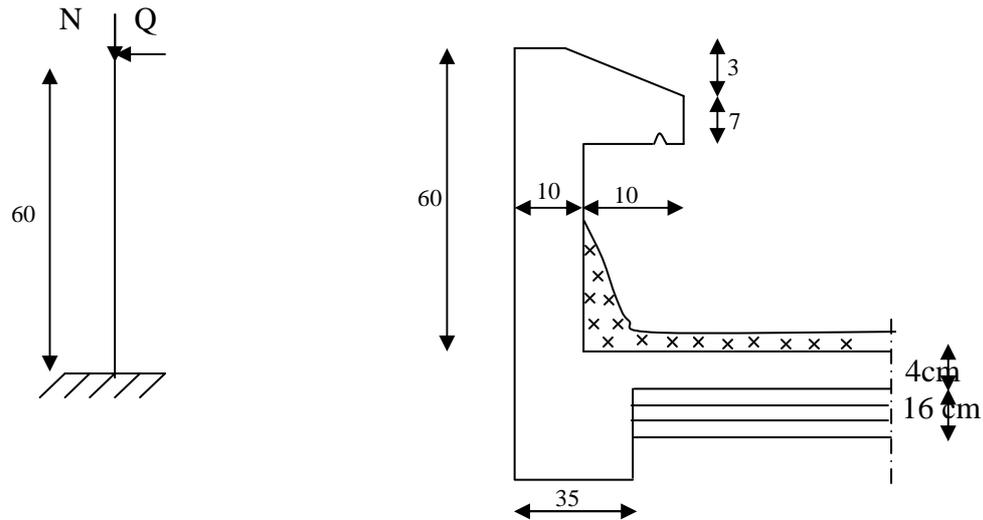
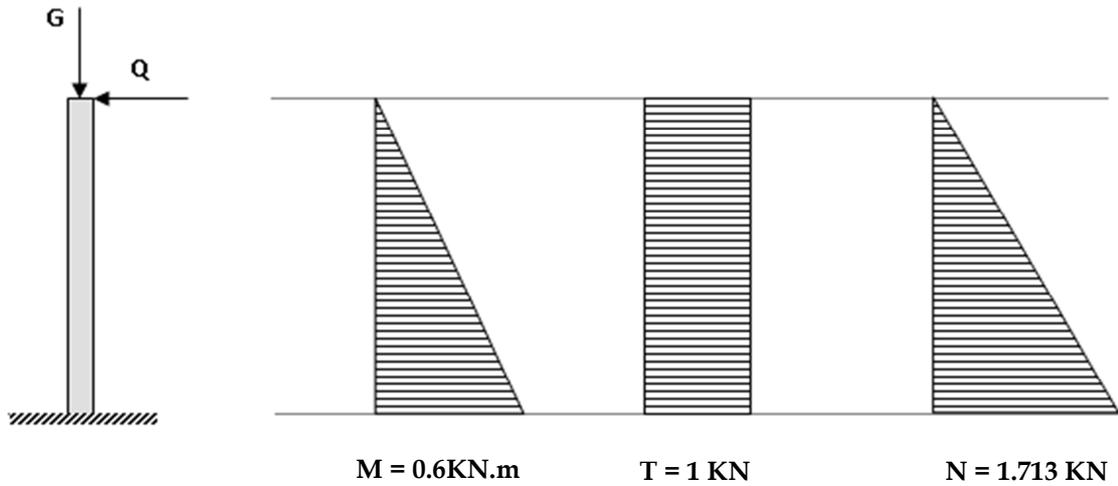


Fig.III.1.1 Coupe verticale de l'acrotère

Les calculs se feront pour une bande de 1 m de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

I. Détermination des sollicitations :

- poids propre de l'acrotère : $G= 1.713 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q= 1.00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal dû au poids propre G : $N= G \times 1 = 1.713 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T= Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M= Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KNm}$.

Diagramme des efforts internes (M, N, T) :II. Combinaisons de charges :**a- Etat limite ultime :**

La combinaison de charge à considérer est : $1,35G + 1,5Q$

- **Effort normal de compression :**

$$N_u = 1,35N = 1,35 \times 1,713 = 2,3125 \text{ kN}$$

- **Effort tranchant :**

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

- **Moment fléchissant :**

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

b- Etat limite de service :

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

- **Effort normal de compression :**

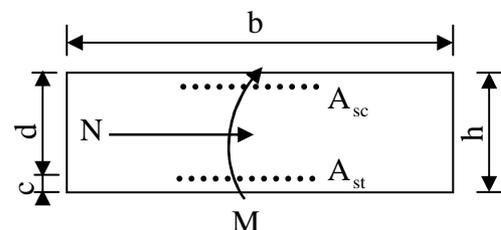
$$N_s = N = 1,713 \text{ kN}$$

- **Effort tranchant :**

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

- **Moment fléchissant :**

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

III. Ferrailage de l'acrotère :

a- Etat limite ultime :

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,3125} \approx 0,38\text{m} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,03\right) = 0,02\text{m}$$

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

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

• Etape fictive :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,9 + 2,3125 \times (0,05 - 0,03) = 0,945\text{KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,945 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 7^2} = 0,1358 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{0,945 \times 10^3}{348 \times 7 \times 0,993} = 0,39\text{cm}^2$$

• Etape réelle :

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,3125 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,323\text{cm}^2$$

IV. Vérifications :

A° Condition de non fragilité :

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

❖ Calcul de l'excentricité e_s :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,713} = 0,35\text{m}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{35 - 0,455 \times 7}{35 - 0,185 \times 7} \right] \times 100 \times 8 = 0,798\text{cm}^2$$

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

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit : $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA6} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

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

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} \text{ [MPa]} \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

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

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1.5} \times 25,4 \right\} = \min \{ 2,5; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ la condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

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

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

Aciers haute adhérence $\Rightarrow \Psi_s = 1.5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$.

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

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \sum U_i = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.5} \rightarrow \tau_{se} = 0.237 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

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

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

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

E° Vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme **préjudiciable**.

on doit donc vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$ donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec :}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.915 \rightarrow K_1 = 44.17$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.0226$$

$$\sigma_s = \frac{600}{0.915 \times 7 \times 2,01} = 46.60 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$$

La condition est vérifiée.

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

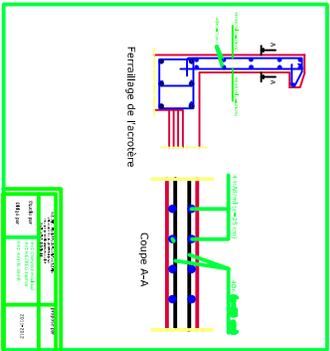
Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

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

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

Avec :

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



III-2-Les balcons :

Les balcons à calculer sont les balcons en dalle pleine qui ont pour dimensions :

Largeur : 1,20m

Longueur : 7,35m

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de hauteur $h=1\text{m}$ en brique creuse de 10cm d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e > \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

Soit $e = 15 \text{ cm}$

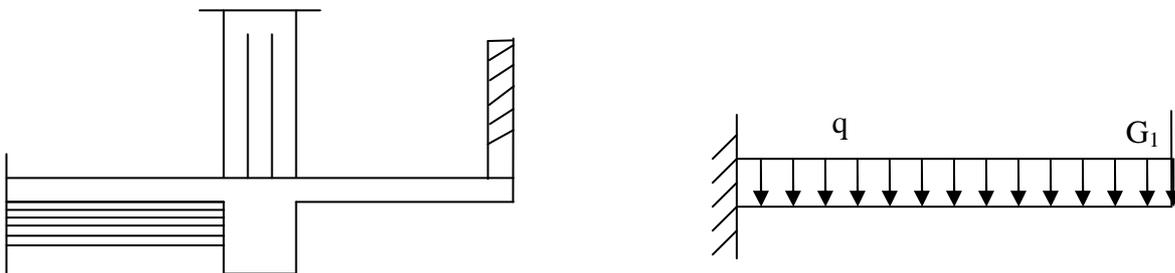


Schéma statique du balcon.

III-2-1- Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

a- Charges permanentes:

- Charge G due à la dalle en béton arme $G = 5,29 \text{ KN/ml}$.

b- charge concentrée :

- Poids propre du garde corps..... $g = 1.3 \text{ KN/ml}$.
- charge due à la main courante $q = 1\text{KN/ml}$

c- surcharge d'exploitation:..... $Q=3,5 \text{ KN/ml}$.

III-2-2- Calcul à l'état limite ultime :

Le balcon travaille en flexion simple.

III-2-2-1- Combinaison de charges:**A l'ELU :**

- Dalle: $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,29 + 1,5 \times 3,5 = 12,39 \text{ KN/ml}$;
- Garde corps: $q_{u2} = 1,35G_1 = 1,35 \times 1,3 = 1,75 \text{ KN/ml}$.
- Main courante : $q_{u3} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$.

A l'ELS :

- Dalle : $q_{s1} = 5,29 + 3,5 = 8,79 \text{ KN/ml}$.
- Garde corps $q_{s2} = 1,3 \text{ KN/ml}$.
- Main courante $q_{s3} = 1 \text{ KN/ml}$.

III-2-2- 2-Ferrailage :**➤ Calcul du moment sollicitant :**

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times 1$$

$$Mu = 12,39 \times \frac{1,20^2}{2} + 1,75 \times 1,20 + 1,5 \times 1$$

$$Mu = 12,52 \text{ KN.m}$$

➤ Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,52 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,060 < 0,392$$

==> section simplement armée

$$\mu_u = 0,060 \implies \beta = 0,969$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,52 \times 10^3}{0,969 \times 12 \times 348} = 3,09 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4,52 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm**.

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3,14 cm²** avec **S_t = 25cm**

III-2-2- 3- Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,39 \times 1,20 + 1,75 = 16,61 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{16,61 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,138 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1 \cdot f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A6.1, 3 BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,7 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{16,61 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 150,7} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d)- Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

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

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,3 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{soit: } L_s = 42,3 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,3 = 16,9 \text{ cm. (Art A.6.1, 253 BAEL 91)}$

Soit $L_a = 17 \text{ cm.}$

e)- Ecartement des barres :◆ **Armatures principales:**

$$S_t \leq (2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

◆ **Armatures de répartition:**

$$S_t \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-2- 4- Vérification à l'ELS :➤ **Calcul du moment sollicitant :**

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{s3} \times l$$

$$M_s = 8.79 \times \frac{1.20^2}{2} + 1.3 \times 1.20 + 1 \times 1$$

$$M_s = 8.88 \text{ KN.m}$$

a) contrainte dans le béton :**- vérification des contraintes de compression du béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - n A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow 50 y_1^2 - 67.8 (12 - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 50 y_1^2 + 67.8 y_1 - 813.6 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 409 \rightarrow y_1 = 3,41 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3,41^3}{3} + 67.8 (12 - 3,41)^2 = 6321.72 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{8.88 \times 10^6}{6321.72 \times 10^4} \times 34.1 = 4,78 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

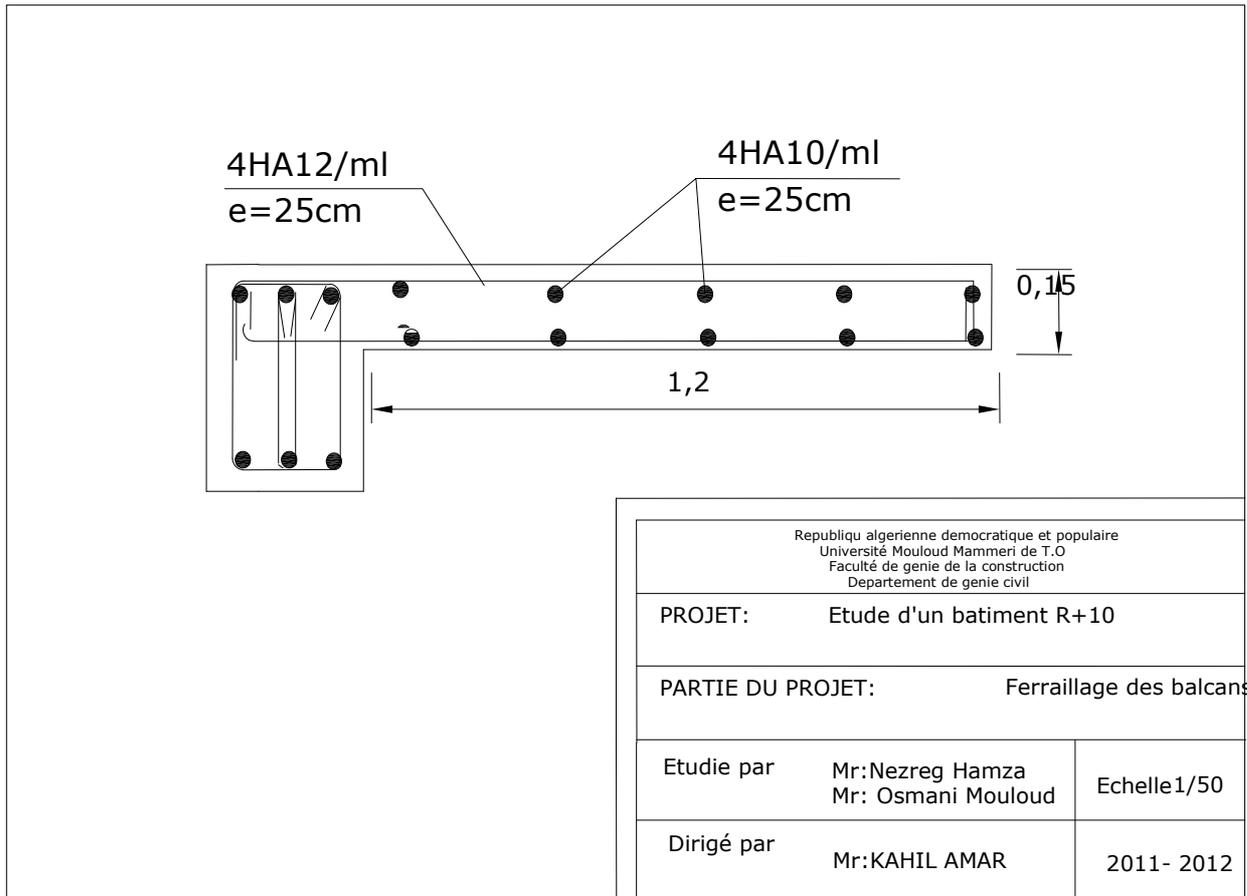
- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{8.88 \times 10^6}{6321.72 \times 10^4} \times (120 - 34,1) = 180,9 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$



4HA12/ml
e=25cm

4HA10/ml(e=2

4HA10/ml(e=2

Responsable Unité Projet
PROJET: ETL
PARTIE DU PROJET:
Etude par MR
Dirigé par MR

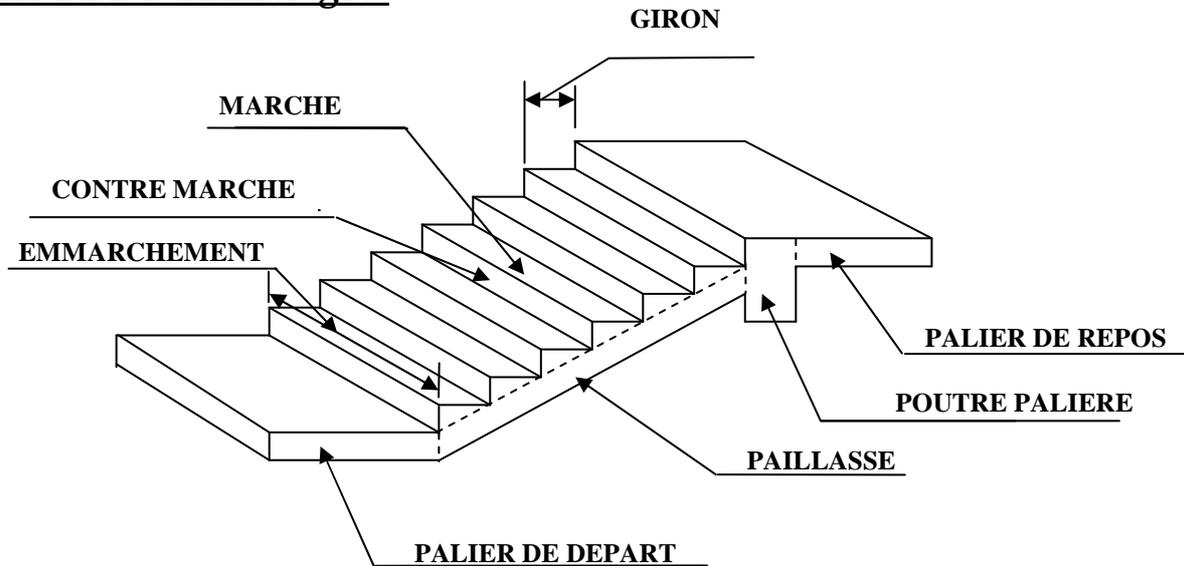
III.4 Calcul des escaliers :

III.4.1. Définition :

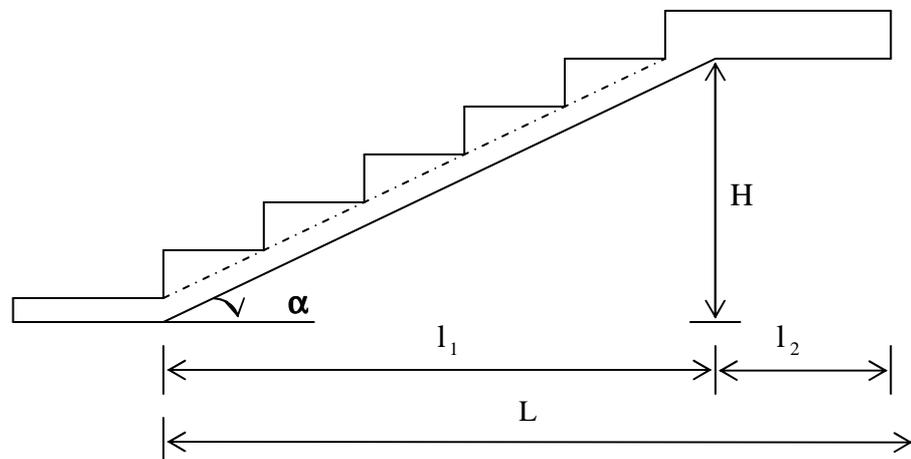
Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier.

III.4.1.1 Terminologie :



- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier



Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

III.4.1.2 Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à quartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure III.1.a. Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure III.1.b donne quelques exemples.

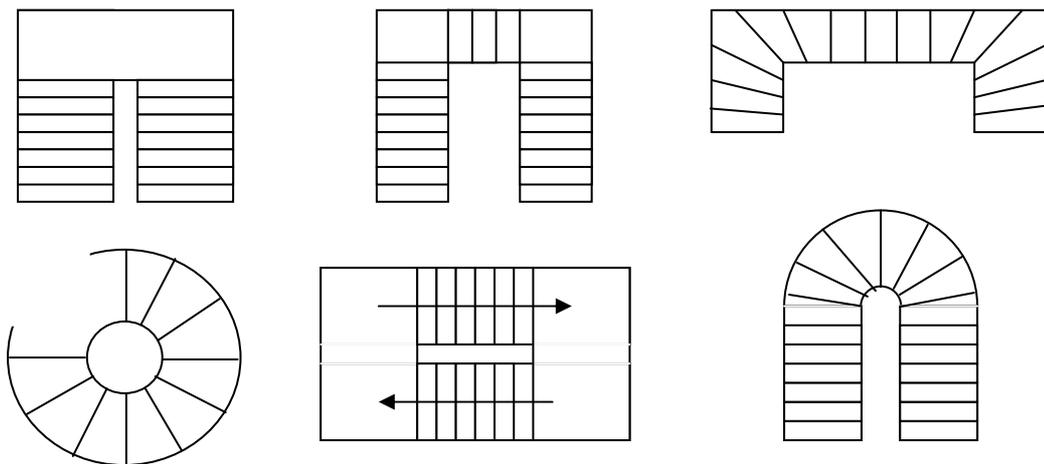


Fig.III.1.a

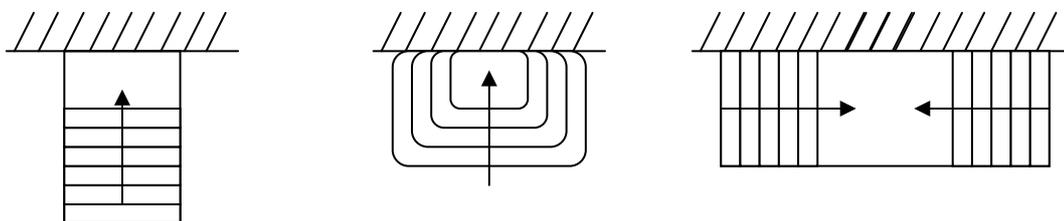


Fig.III.1.b

III.4.1.3 Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette si nécessité il y a.

h : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

g : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

L'embranchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 m, les grands escaliers ont de 1,50 à 2 m, les escaliers de service : 0,70 à 0,90, les descentes de caves : 1 m.

Un collet de 10 cm est normal, 6 cm est le minimum.

Le calcul d'un escalier est très simple. Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre $n = H/h$ n'est pas, en général, un nombre entier ; On prendra l'entier n'

Immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n' marches de hauteur : H/n' .

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g (n' - 1)$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

III.4.1.4 Pré dimensionnement de l'escalier (Etage courant) :

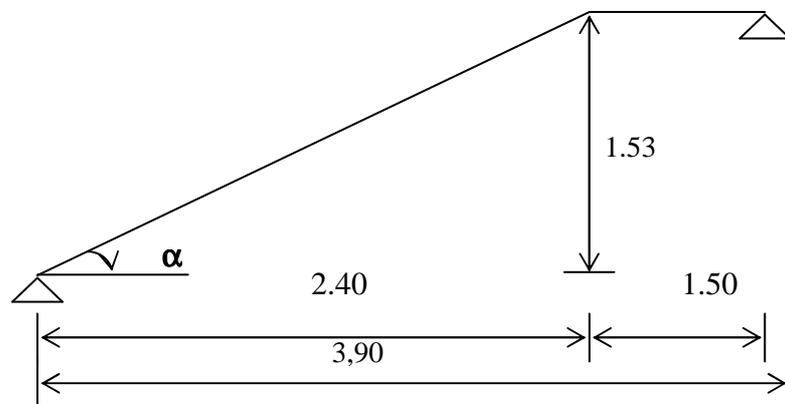


Schéma statique

On prend compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

On prend en compte ce qui suit :

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

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$$

$$\text{et } 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

On prend : **$h = 17\text{cm}$** et **$g = 30\text{cm}$**

Le nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h}$$

Le nombre de marches :

$$m = n - 1$$

le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l'escalier .

L'embranchement doit être ≥ 1.20 m

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 \geq 1.10 \text{ ou } l_2 \geq 3.g$$

A) Application :

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée:

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

$59\text{cm} \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 \leq 66\text{cm}$ **la condition est vérifiée.**

L'embranchement est de $1.30 \text{ m} \geq 1.20\text{m}$**la condition est vérifiée.**

La profondeur du palier de repos est :

$l_2 = 1.20 \geq 1.10$ **la condition est vérifiée.**

.1) Pré dimensionnement de la pailasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

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

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$L_0 = \frac{240}{\cos\alpha} + 150 = 434,62 \text{ cm}$$

Epaisseur de la pailasse :

$$\Rightarrow \frac{434.62}{30} \leq e_p \leq \frac{434.62}{20}$$

$$14,48 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,73\text{cm}$$

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

.2) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d’emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple .

• **Charges permanentes :**

➤ **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0,17}{\cos(32,52)} \dots\dots\dots = 5,04 \text{ kN/ml}$

- Poids de la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} \times 1m \dots\dots\dots = 2,12 \text{ kN/ml}$

$G_{\text{paillasse}} = 7.16 \text{ kN/ml}$

- Poids des revêtements

• -Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1m \dots\dots\dots = 0.44 \text{ kN/ml}$

• -Mortier : $0,02 \times 22 \times 1m \dots\dots\dots = 0.44 \text{ kN/ml}$

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

➤ **Palier :**

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

Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) : $0.36 + 0.4 + 0.44 + 0.44 \dots\dots\dots = \underline{1.64} \text{ KN/ml}$

La charge totale du palier : $4,25 + 1.64 \dots\dots\dots = 5,89 \text{ KN/ml}$

• **Surcharge d’exploitation :** La surcharge d’exploitation des escaliers est :
 $Q = 2,5 \times 1 = \underline{2,5} \text{ KN/ml}$

• **Combinaison des charges et surcharges :**

- Etat limite ultime : ELU

$Q_u \text{ paillasse} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7.16 + 1,5 \times 2,5 = 13.41 \text{ KN/ml}$

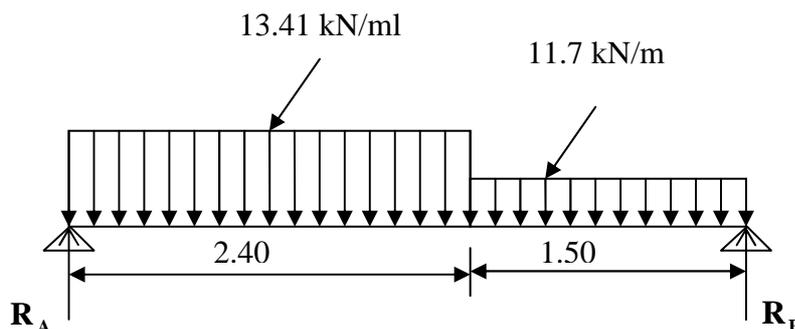
$Q_u \text{ palier} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,89 + 1,5 \times 2,5 = 11.7 \text{ KN/ml}$

-Etat limite de service : ELS

$Q_s \text{ paillasse} = G + Q = 7,16 + 2,5 \dots\dots\dots = 9,66 \text{ KN/ml}$

$Q_s \text{ palier} = G + Q = 5,89 + 2,5 \dots\dots\dots = 8.39 \text{ KN/ml}$

-3) Efforts internes :



❖ Etat limite ultime :**- Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 49,73 \text{ KN}$$

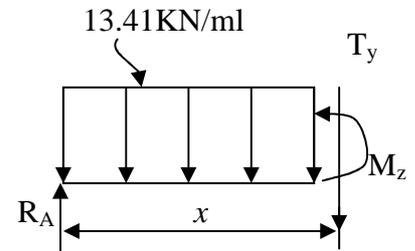
$$R_A = 25,65 \text{ KN}$$

$$R_B = 24,08 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants :**1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$:**

$$T_y = -13,41x + 25,65 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +25,65 \text{ KN} \longrightarrow & x = 0 \\ T_y = -6,54 \text{ KN} \longrightarrow & x = 2,40 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -13,41 \frac{x^2}{2} + 25,65x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 22,94 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40 \text{ m} \end{cases}$$

**2^{ème} tronçon : $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,90 \text{ m}$:**

$$T_y = -13,41(2,4) - 11,7(x - 2,4) + 25,65$$

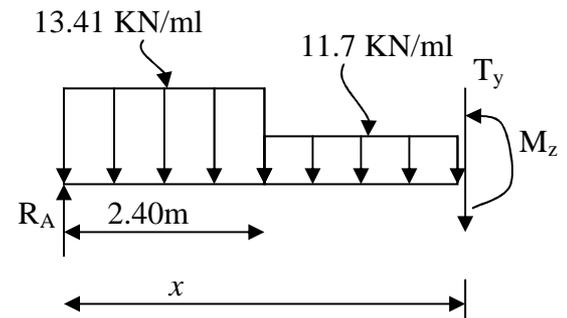
$$T_y = -11,7x + 21,54$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -6,54 \text{ KN} \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40 \text{ m} \\ T_y = -24,09 \text{ KN} \longrightarrow & \text{pour } x = 3,90 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = 25,65x - (13,41 \times 2,40)(x - \frac{2,40}{2}) - 11,7 \frac{(x - 2,40)^2}{2}$$

$$M_z = -5,85x^2 + 21,55x + 4,925$$

$$\begin{cases} M_z = 22,95 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40 \text{ m} \\ M_z = 0 \longrightarrow & \text{pour } x = 3,90 \text{ m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11,7x + 21,55 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,84 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,84 \text{ m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -5,85(1,84)^2 + 21,55(1,84) + 4,925$$

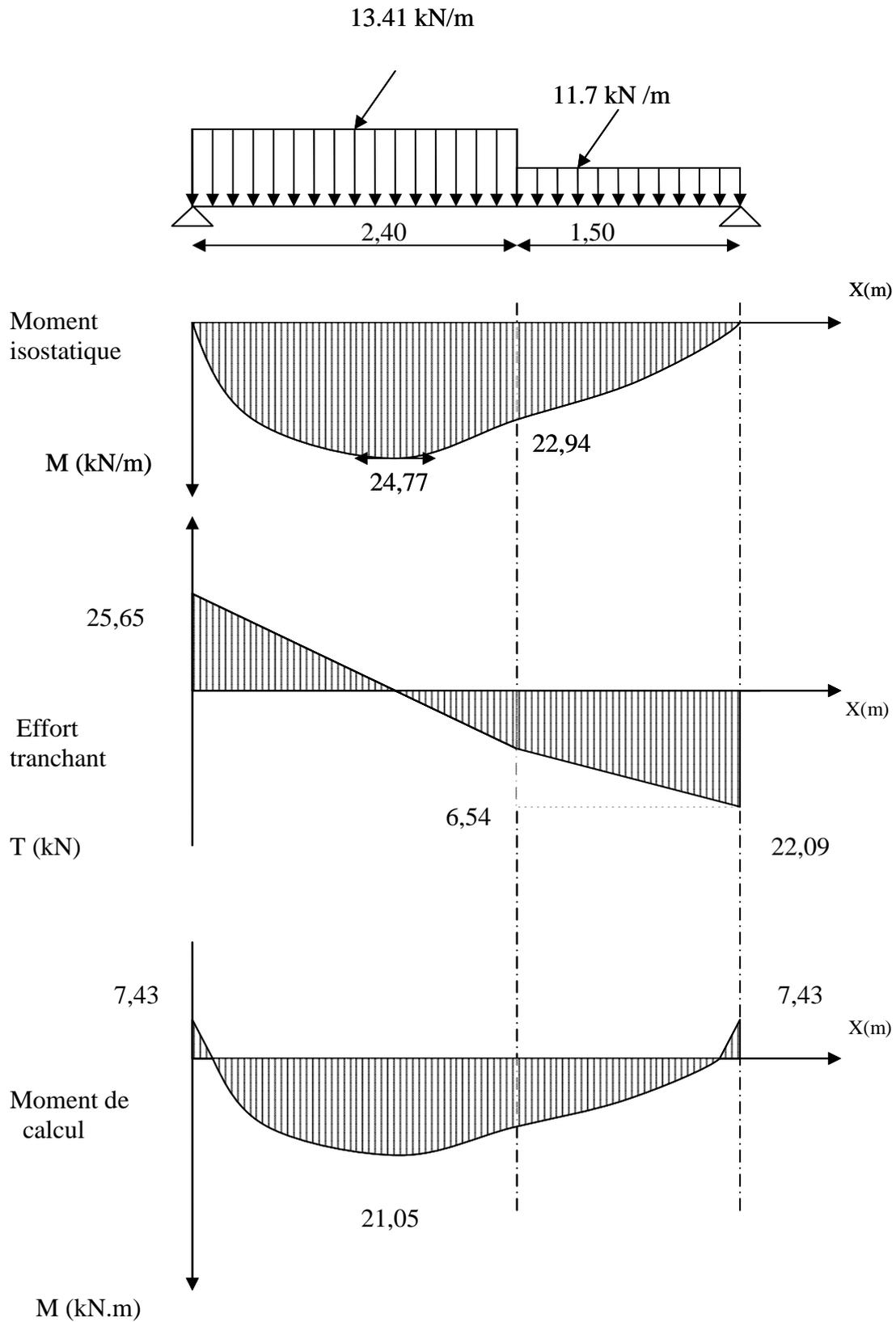
$$M_z^{max} = 24,77 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -7,43 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 21,05 \text{ KN.m}$

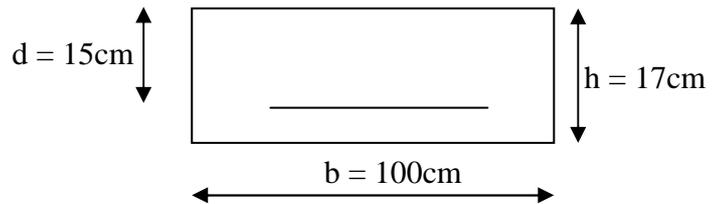
les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



- Calcul des armatures:

❖ **Aux appuis :**

$$M_u = 7,43 \text{ KN.m}$$



• **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,43 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,023 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.)

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,43 \times 10^3}{0,989 \times 15 \times 348} = 1,44 \text{ A}$$

$$\mu_a = 0,022 \Rightarrow \beta_u = 0,989 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8/ml** ($A_a = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **En travées :**

$$M_t = 21,05 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21,05 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,066 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,066 \Rightarrow \beta_u = 0,966$$

$$A_t = \frac{M_{u_a}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21,05 \times 10^3}{0,966 \times 15 \times 348} = 4,17 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12** ($A_t = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,17}{4} = 1,04 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8/ml** ($A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Vérification à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité :** [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$ **La condition est vérifiée**

- En travées : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$ **La condition est vérifiée**

- **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ - \text{En travées : } e = 20\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ - \text{En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{\text{umax}} = 25,65\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{25,65 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,17\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :(BAEL 91, Art A.6.1.3)**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\text{max}}}{0,9d \sum U_i} \text{ Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,65 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 18,84} = 1\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures aux appuis :**

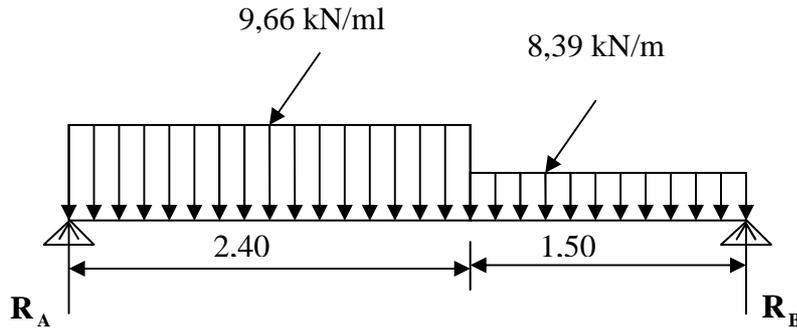
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4 L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 42,32 \times 0,4 = 17 \text{ cm}$$

❖ **Etat limite de service :**



- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 35,77 \text{ KN}$$

$$R_A = 18,47 \text{ KN}$$

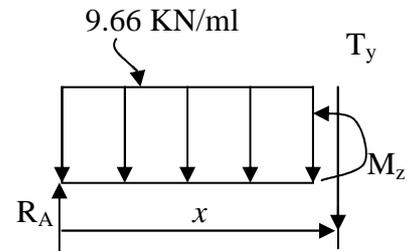
$$R_B = 17,3 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$:

$$T_y = -9,66x + 18,47 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 18,47 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ T_y = -4,71 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -9,66 \frac{x^2}{2} + 18,47x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 16,5 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $2,40\text{m} \leq x \leq 3,90\text{m}$:

$$T_y = -9.66(2,4) - 8.39(x-2,4) + 18.45$$

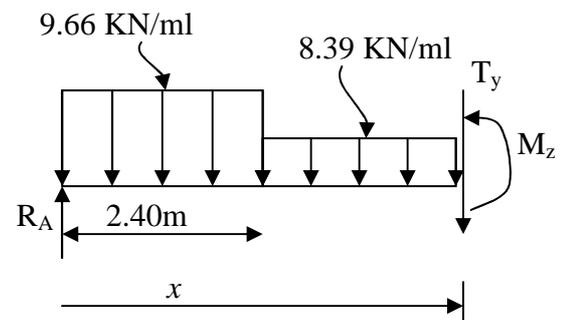
$$T_y = -8.39x + 15.4$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -4,73 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ T_y = -17,32 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 3,90\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 18,47x - (9.66 \times 2,40)(x - \frac{2,40}{2}) - 8.39 \frac{(x-2,40)^2}{2}$$

$$M_z = -4.195x^2 + 15.42x + 3,66$$

$$\begin{cases} M_z = 16.5 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 3,90\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -8.39x + 15.42 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,83\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,83\text{m}$.

Donc :

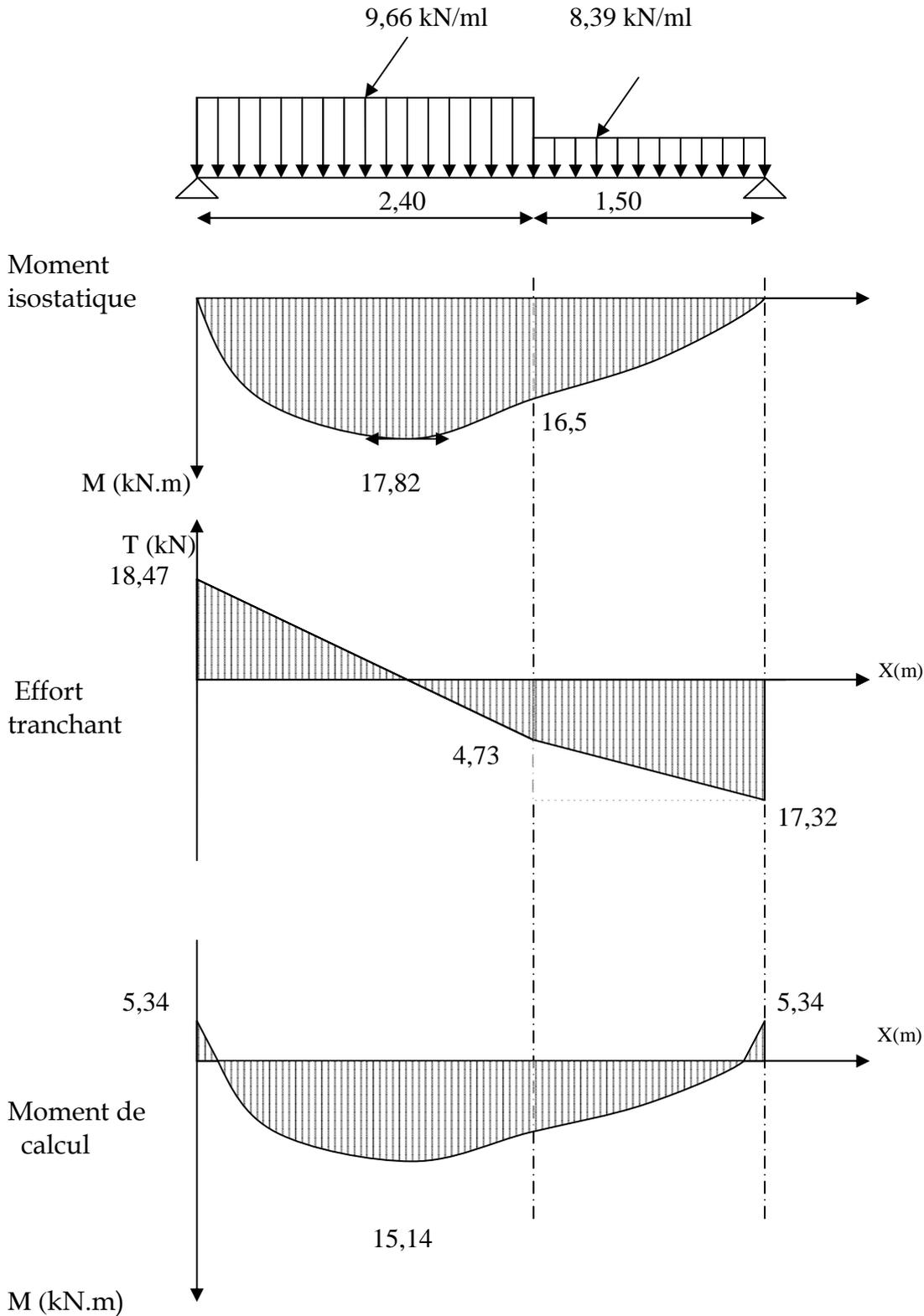
$$M_z^{max} = -4.195(1,83)^2 + 15,42(1,83) + 3,66$$

$$M_z^{max} = 17,82 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = - 5,346 \text{ KN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 15,14 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



❖ Vérification à l'ELS :

• Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- En travées : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,376$$

$$\rho = 0,376 \Rightarrow \beta_1 = 0,905 \Rightarrow \alpha_1 = 0,285 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,285 \Rightarrow K = 0,026$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{15,14 \times 10^3}{5,65 \times 0,905 \times 15} = 197,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,026 \times 197,39 = 5,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 15} = 0,134$$

$$\rho = 0,134 \Rightarrow \beta_1 = 0,939, \alpha_1 = 0,183 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,183 \Rightarrow K = 0,0149$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{5,34 \times 10^3}{2,01 \times 0,939 \times 15} = 188,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,0149 \times 188,62 = 2,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Vérification de la flèche :

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

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,17}{3,90} = 0,0435 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,17}{3,90} = 0,0435 < \frac{15,14}{10 \times 17,82} = 0,085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0037 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

❖ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5.q .L^4}{384.E_v.I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

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

$$q_s = \max \{8.39 \text{ KN/ml} , 9.66 \text{ KN/ml}\} = 9.66 \text{ KN/ml.}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

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

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b.h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5.65} = 8,80 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,80 = 8,20 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} \left(8,80^3 + 8,20^3 \right) + 15 \times 5,65 (8,20 - 2)^2$$

$$I = 44352,45 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (9.66 \times 3,90^4)}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 44352.45 \times 10^{-8}} = 0,0064$$

$$f < \bar{f} = 390/500 = 0,78 \text{ cm} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

.4) Calcul de la poutre palière :

Introduction :

C'est une poutre de section rectangulaire, encastrée à ces deux extrémités

.4.1) Prè dimensionnement :

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

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

h_t : Hauteur de la poutre.

L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{max} = 280\text{cm} \Rightarrow \frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18,66 \text{ m} \leq h_t \leq 28 \text{ cm.}$$

Soit $h_t = 25\text{cm.}$

➤ La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{d'où } 10 \text{ cm} \leq b \leq 17,5 \text{ cm}$$

Soit $b = 15\text{cm.}$

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

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 15 \leq 20 \text{ cm}$ **la condition est non Vérifiée.**
- $h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 25 \leq 30\text{cm}$ **la condition est non Vérifiée.**
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 15 / 25 = 1,66 \leq 4$ **la condition est Vérifiée.**

Vu que la section ne vérifie pas les exigences de RPA99, alors on adopte une section minimale

Tiré du RPA99 qui seras $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

- $b = 20 \text{ cm}$ la condition est Vérifiée.
- $h_t = 30\text{cm}$ la condition est Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4 \quad 30 / 20 = 1,5 \leq 4$ la condition est Vérifiée.

.4.2) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur : $G_m = 2,36 \times 2,71 = 6,39 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier à l'ELU : = 24,08 KN
- Réaction du palier à l'ELS : = 17,3KN

.4.3) Calcul à l'ELU :

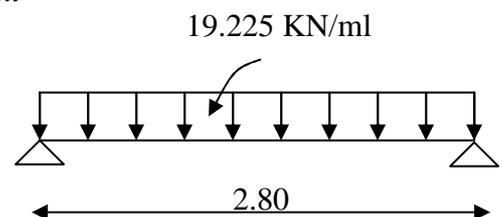
a) Calcul du moment et de l'effort :

$$q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = (1,35 \times 1,5) + \frac{(2 \times 24,08)}{2,80} = 19,225 \text{ KN / ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{19,225 \times 2,80^2}{8} = 18,84 \text{ kN.m}$$

$M_u = 18,84 \text{ KN.m}$



Effort tranchant :

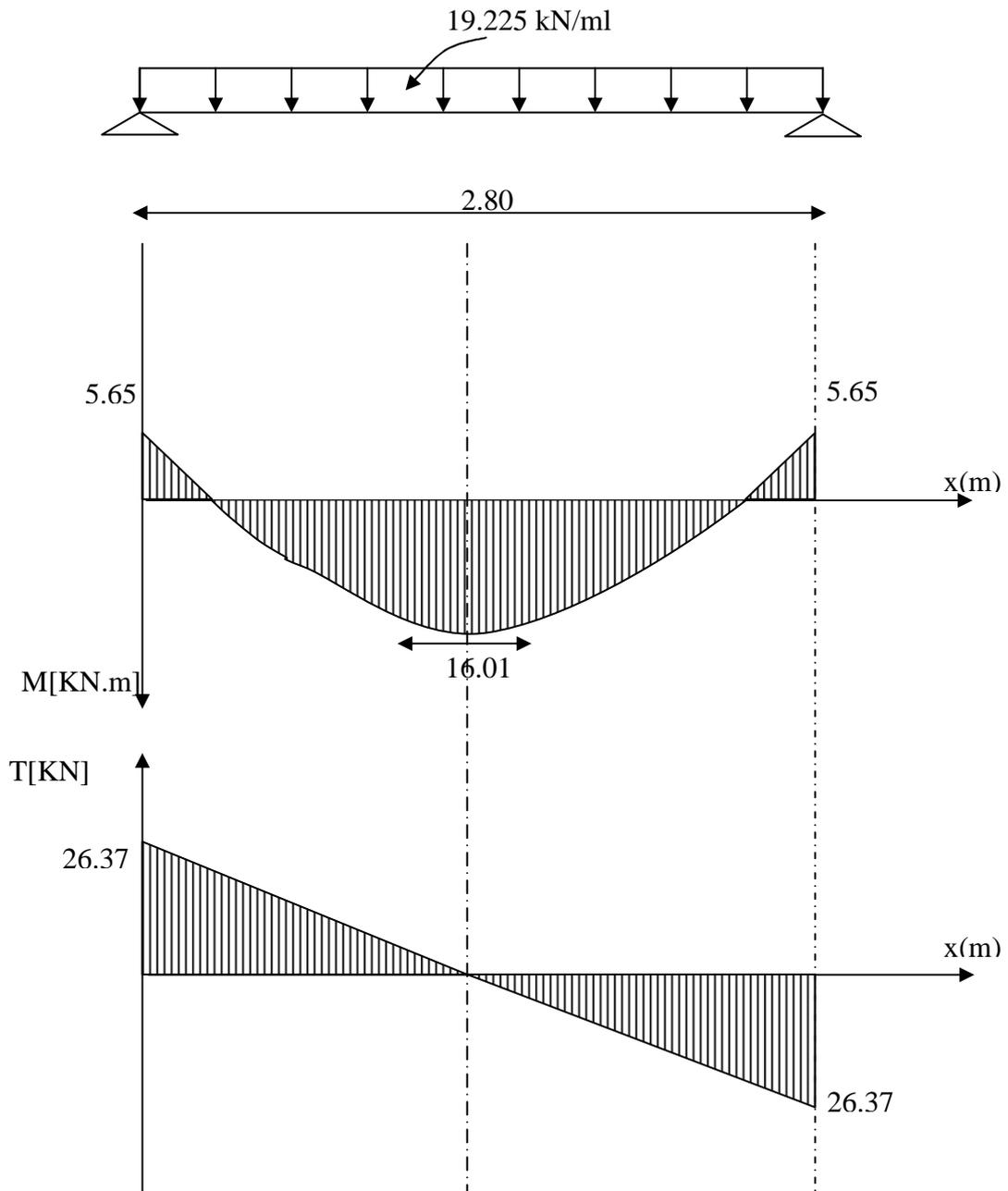
$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{18.84 \times 2.80}{2} = 26.37 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0,3.Mu = -5.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0,85.Mu = 16.01 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



c) Ferrailage :

En travées : $h = 30 \text{ cm} ; d = 27\text{cm} ; c = 3 \text{ cm} ; b = 20 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b.d.\sigma_{bc}} = \frac{16.01 \times 10^6}{200(270)^2 14,2} = 0.077$$

$\mu_t = 0.077 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$\mu_t = 0,077 \Rightarrow \beta_1 = 0,961$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1.d.\sigma_{st}} = \frac{16.01 \times 10^5}{0,961 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 1.77 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 4,62 \text{ cm}^2$ **

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d.\sigma_{bc}} = \frac{5.65 \times 10^6}{200(270)^2 14,2} = 0,027$$

$\mu_t = 0.027 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_t = 0,027 \Rightarrow \beta_1 = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1.d.\sigma_{st}} = \frac{5.65 \times 10^5}{0,987 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 0.61 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 3,39\text{cm}^2$

N.B :

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$\frac{0.5 \times b \times h}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 35}{100} = 4,37 \text{ cm}^2 .$$

$4.62 + 3,39 = 8,01\text{cm}^2 > 4,37 \dots \dots \dots$ **La condition est vérifiée.**

d) Vérification :

1. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 25 \times 32 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4,62\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,966\text{cm}^2 \dots \dots \dots$ **La condition est vérifiée.**

Aux appuis : $A_a = 3,39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,9,66\text{cm}^2 \dots \dots \dots$ **La condition est vérifiée.**

2. Condition de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{44,25 \times 10^3}{250 \times 320} = 0,553 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5\text{MPa}\right\} = 3.33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,553 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots$ **La Condition est vérifiée.**

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

Art. 5.1.3.2, BAEL 91

a) Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1,15} = \frac{44,25 \times 10^3 + \frac{12,28 \times 10^5}{0,9 \times 32}}{348 \times 10^4} = 0,013 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \geq A_u = 0,013 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

b) Influence sur le béton :

$$T_{u \max} \leq 0,4b,0,9.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9b.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 250 \times 0,9 \times 320 \frac{25}{1,5} = 480 \text{ KN} > T_u = 44,25 \text{ KN} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi.f_{t28} = 3,15$$

$\sum U_i$: Somme des paramètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{44,25 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 11,304 \times 10} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

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

4. Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12 ; 10 ; 25\} = 10 \text{ cm}$$

On choisit 4T8 = 2,01 cm²

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{28,8 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 28,8 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

5. Espacement des barres :

Article 7.5.2.2 RPA 99 :

a) En zone nodale :

$$A_t \geq 0,003.S.b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0,003.b} = \frac{1,13}{0,003 \times 25} = 15,07 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi ; 30 \right\} = 8,75$$

On prend: $S_t = 7 \text{ cm}$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

.4.4) Calcul à l'ELS :**a) Combinaison des charges :**

$$q_s = G + \frac{2T_u}{L} = ((2,19 + 6,39) + \frac{(2 \times 16,30)}{3,70}) = 17,39 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{17,39 \times 3,70^2}{8} = 29,76 \text{ KN}$$

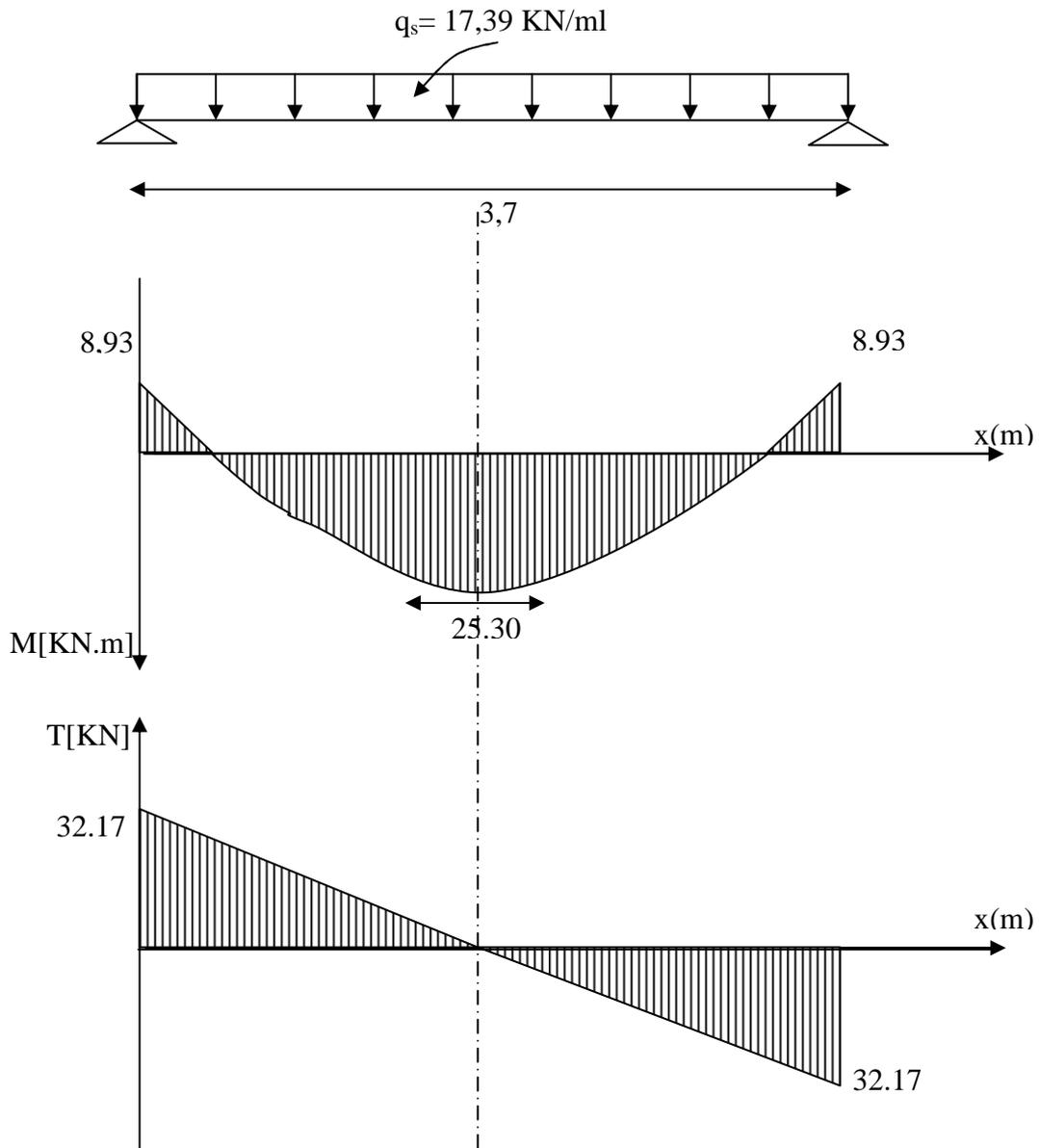
- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{17,39 \times 3,70}{2} = 32,17 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement :

$$M_{sa} = -0,3M_s = -8,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85M_s = 25,30 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

c) Vérification des contraintes :**1) Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 32} = 0,424$$

$$\rho_1 = 0,424 \Rightarrow \beta = 0,900 \Rightarrow \alpha = 0,300 \Rightarrow K = 0,028$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sap}}{\beta_1.d.A_{ap}} = \frac{8,93 \times 10^3}{0,900 \times 32 \times 3,39} = 91,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 91,47 \times 0,028 = 2,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 32} = 0,577$$

$$\Rightarrow \rho_1 = 0,577 \Rightarrow \beta = 0,887 \Rightarrow \alpha = 0,339 \Rightarrow K = 0,034$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{25,30 \times 10^3}{0,887 \times 32 \times 4,62} = 192,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,034 \times 192,93 = 6,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91 Art A5.3.4

La fissuration étant peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

d) Etat limite de déformation :**❖ Vérification de la flèche :**

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

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,35}{3,7} = 0,094 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,35}{3,7} = 0,094 > \frac{25,30}{10 \times 29,76} = 0,085 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 32} = 0,0057 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

3. Plan de ferrailage de la poutre palière :

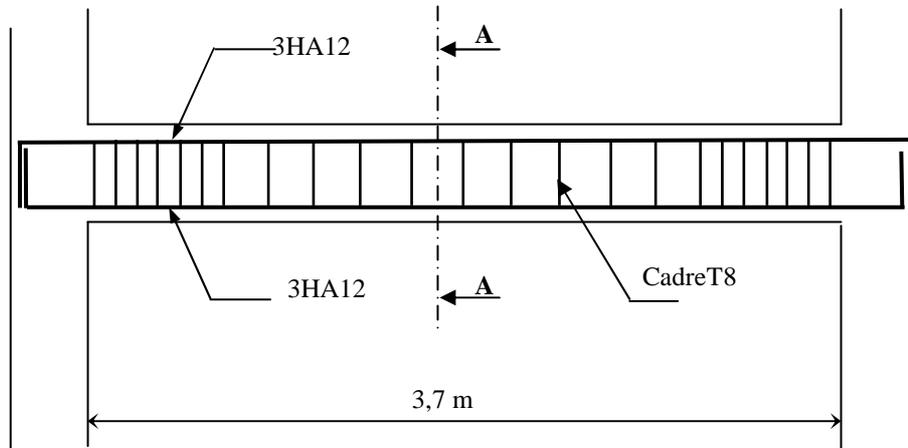
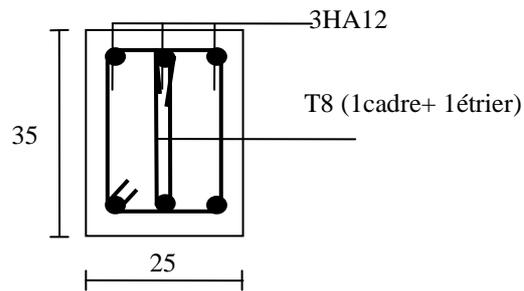
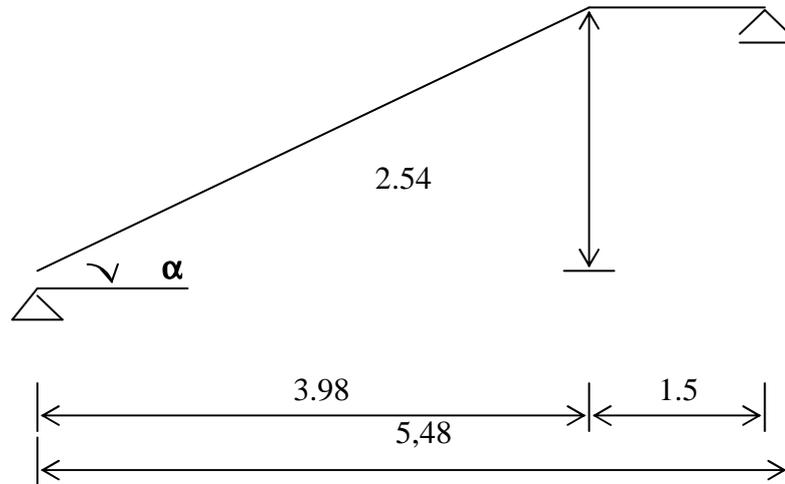


Fig III-17 : Ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A

III 4.1.5 Pré dimensionnement de l'escalier de rez-de-chaussée:**Schéma statique**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{254}{17} = 15$$

$$m = 15 - 1 = 14$$

.5.1.Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{254}{398} = 0,638 \Rightarrow \alpha = 32,5^\circ$$

$$L = \frac{398}{\cos \alpha} = 472 \text{ cm a} \quad \text{avec } L : \text{ la portée libre de la paillasse.}$$

$$\Rightarrow \frac{472}{30} \leq e_p \leq \frac{472}{20}$$

$$15.73 \text{ cm} \leq e_p \leq 23.6 \text{ cm}$$

On opte pour : $e_p = 20 \text{ cm}$, et on prend le même pour le palier ; $e_{\text{paillasse}} = e_{\text{palier}} = 20 \text{ cm}$

.5.2.Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

- **Charges permanentes :**

- **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0,2}{\cos(32,5)} = 5,93 \text{ kN/ml}$

- Poids la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} \times 1m. = 2,12 \text{ kN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 8.05 \text{ kN/ml}$$

- Poids des revêtements

- -Carrelage : $0,02 \times 20 \times 1m = 0.40 \text{ kN/ml}$
 - -Mortier : $0,02 \times 20 \times 1m = 0.40 \text{ kN/ml}$
 - -Poids du garde du corps +enduit = 1.3 kN/ml
 - -Couche de sable : $19 \times 0.02 \times 1m = 0.38 \text{ kN/ml}$
-
- 2.48 kN/ml

$$\text{Total } G_{ps} = 10.53 \text{ kN/ml}$$

- **Palier :**

-Poids propre du palier : $25 \times 0,2 \times 1m = 5 \text{ KN/ml}$

-Poids des revêtements

- -Carrelage : $0,02 \times 20 \times 1m = 0.40 \text{ kN/ml}$
- -Mortier : $0,02 \times 20 \times 1m = 0.40 \text{ kN/ml}$
- Couche de sable : $19 \times 0,02 \times 1m = 0.38 \text{ kN/ml}$
- Enduit : $20 \times 0.02 \times 1m = 0.40 \text{ kN/ml}$

$$\text{Total } G_{pl} = 7.48 \text{ kN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie a partir des descriptions du DTR. qui est la même pour la paillasse et le palier ;

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison des charges et surcharges :**

- Etat limite ultime : ELU

$$q_u \text{ paillasse} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10.53 + 1,5 \times 2,5 = 17.96 \text{ KN/ml}$$

$$q_u \text{ palier} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7.48 + 1,5 \times 2,5 = 13.85 \text{ KN/ml}$$

-Etat limite de service : ELS

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 10.53 + 2,5 = 13.03 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 7.48 + 2,5 = 9.98 \text{ KN/ml}$$

5.3. Efforts internes :

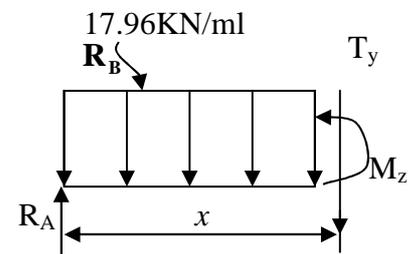
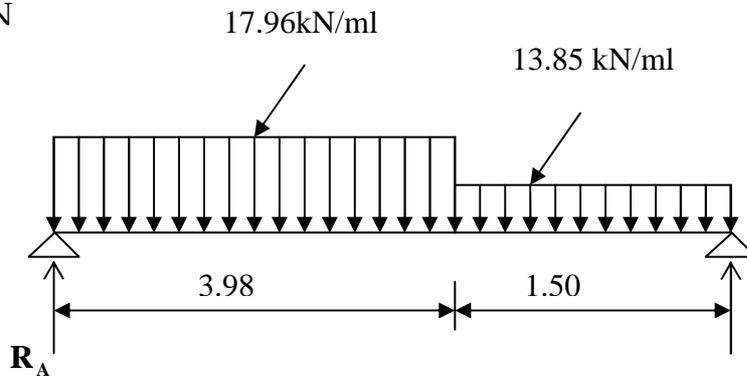
❖ Etat limite ultime :

- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 92.25 \text{ KN}$$

$$R_A = 48,36 \text{ KN}$$

$$R_B = 43.89 \text{ KN}$$



- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.98 \text{ m}$:

$$T_y = -17.96 x + 48.36 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +48.36 \text{ KN} & \longrightarrow x = 0 \\ T_y = -23.12 \text{ KN} & \longrightarrow x = 3,98 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -17.96 \frac{x^2}{2} + 48.36 x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 50.22 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 3,98 \text{ m} \end{cases}$$

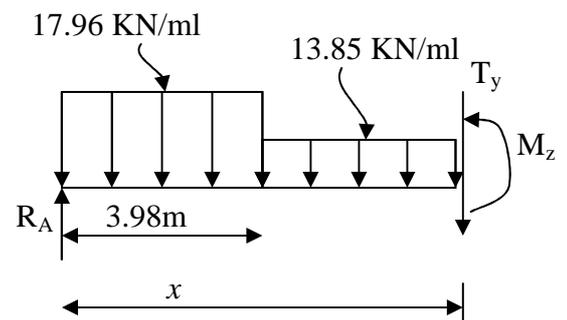
2^{ème} tronçon : $3.98 \text{ m} \leq x \leq 5.48 \text{ m}$:

$$T_y = -17,96(3,98) - 13.85(x - 3,98) + 48.36$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -23.12 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 3,98 \text{ m} \\ T_y = -43.89 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 5,48 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = 48.36x - (17.96 \times 3.98)(x - 1.99) - 13.85 \frac{(x - 3.98)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_z = 32,43 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 3,98 \text{ m} \\ M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 5,48 \text{ m} \end{cases}$$



$$\boxed{\frac{dM_u(x)}{dx} = 0} \Rightarrow -13.85x + 32,1 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,31 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2,31 \text{ m}$.

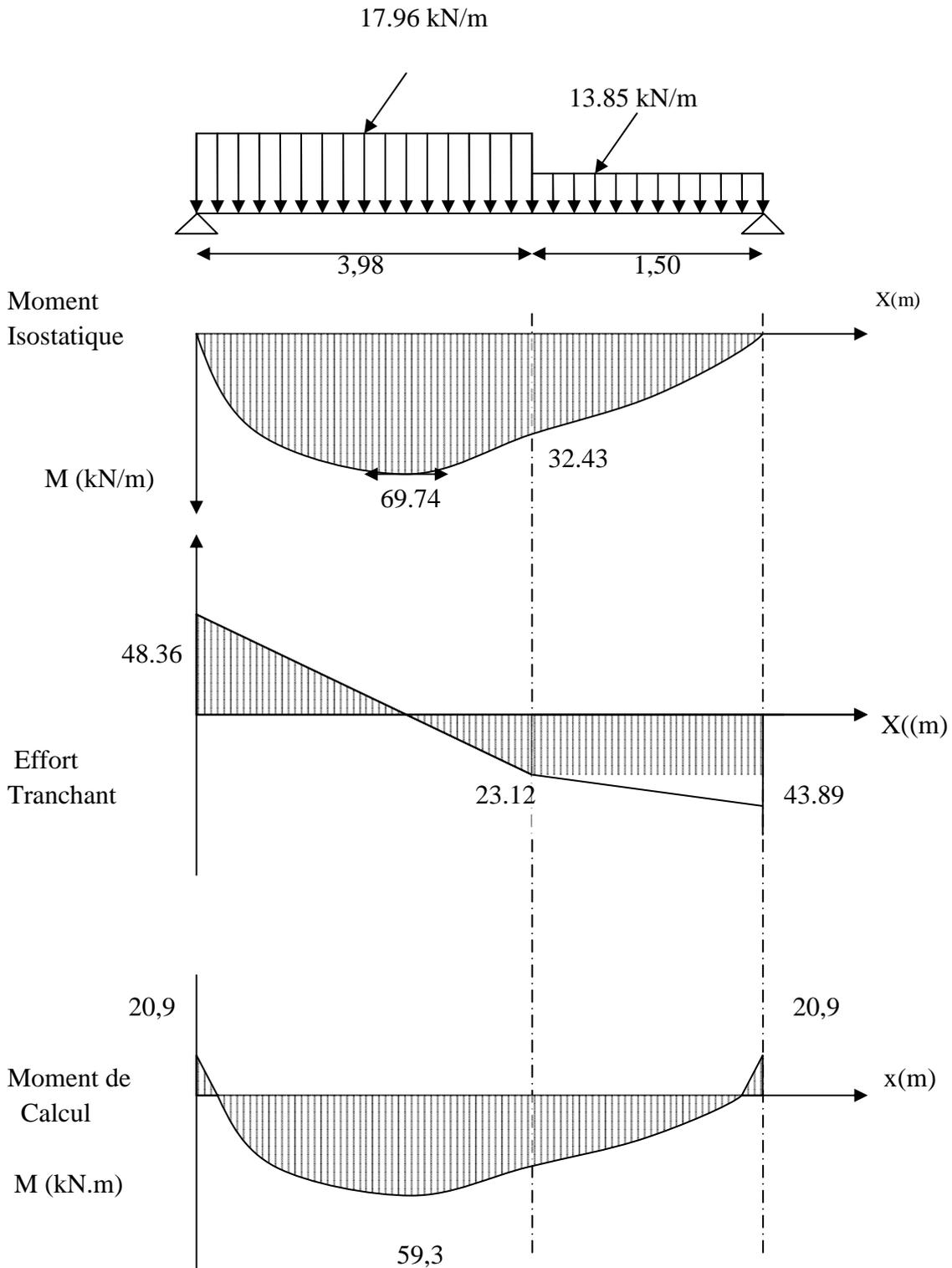
Donc :

$$M_z^{max} = 69.74 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = - 0,3 M_z^{max} = - 20.9 \text{ KN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 59.3 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



- Calcul des armatures:❖ **Aux appuis :**

$$M_u = 20,9 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,9 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,045 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,045 \Rightarrow \beta_u = 0,976$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20,9 \times 10^3}{0,976 \times 18 \times 348} = 3,41 \text{ Cm}^2$$

On opte pour : **4HA12/ml** ($A_a = 4,52 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8/ml** ($A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **En travées :**

$$M_t = 59,3 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{u_t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{59,3 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,128 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0,128 \Rightarrow \beta = 0,931$$

$$A_t = \frac{M_{u_t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{59,3 \times 10^3}{0,931 \times 18 \times 348} = 10,17 \text{ Cm}^2$$

On opte pour : **8HA14** ($A_t = 12,31 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 12,5 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{12,31}{4} = 3,077$$

On opte pour **4HA10/ml** ($A_{rt} = 3,14 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Vérification à l'ELU :**• **Condition de non fragilité : [BEAL 91, Art. A.4.2.1]**

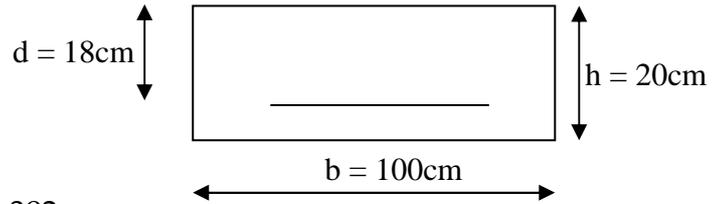
$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

- En travées : $A_t = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée



- **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ - \text{En travées : } e = 12,5\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ - \text{En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2) :**

$$T_{\text{umax}} = 48.36\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{48.36 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,32\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :(BAEL 91, Art A.6.1.3)**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\text{max}}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 8 \times 3,14 \times 1,4 = 35,168\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{48.36 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 351.68} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,02\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3, \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures aux appuis :**

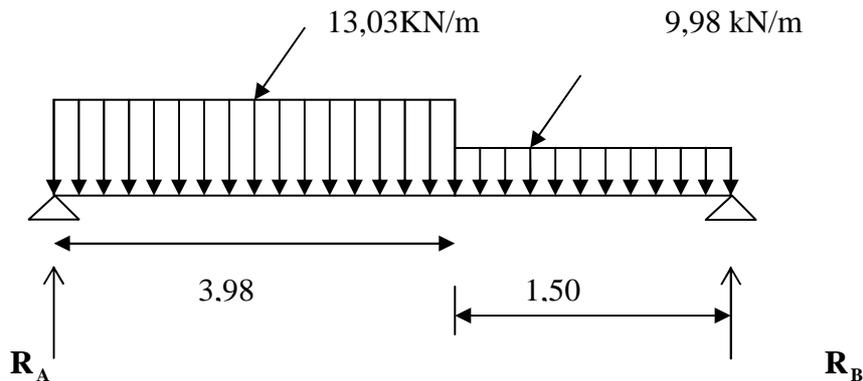
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38$$

cm . Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4 L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 49,38 \times 0,4 = 19,75 \text{ cm}$$

❖ Etat limite de service :



- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 66.83 \text{ KN}$$

$$R_A = 35.07 \text{ KN}$$

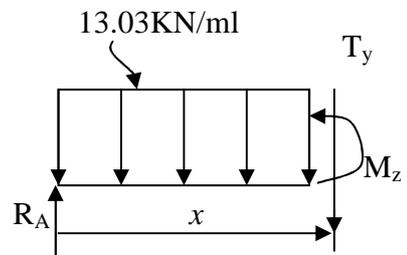
$$R_B = 31.76 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3,98\text{m}$:

$$T_y = -13,03x + 35,07 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 35,07 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ T_y = -16,8 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 3,98\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -13,03 \frac{x^2}{2} + 35,07x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 36,37 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 3,98\text{m} \end{cases}$$



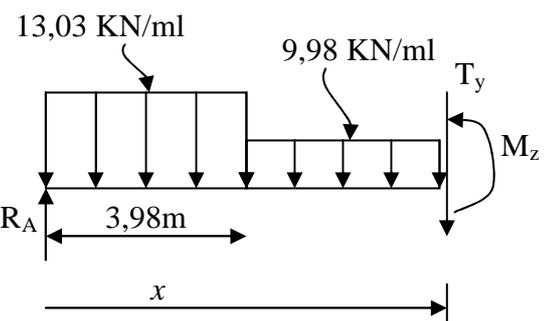
2^{ème} tronçon : $3,98\text{m} \leq x \leq 5,48\text{m}$:

$$T_y = -9,98(x-3,98) - 13,03 \times 3,98 + 35,07$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -16,8 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 3,98\text{m} \\ T_y = -31,76 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 5,48\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 35,07x - (13,03 \times 3,98)[x - (3,98/2)] - 9,98[(x-3,98)^2/2]$$

$$\begin{cases} M_z = 36,37 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 3,98\text{m} \\ M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 5,48\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -9,98x + 29,94 = 0 \Rightarrow \boxed{x = 3\text{m}}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 3 \text{ m}$.

Donc :

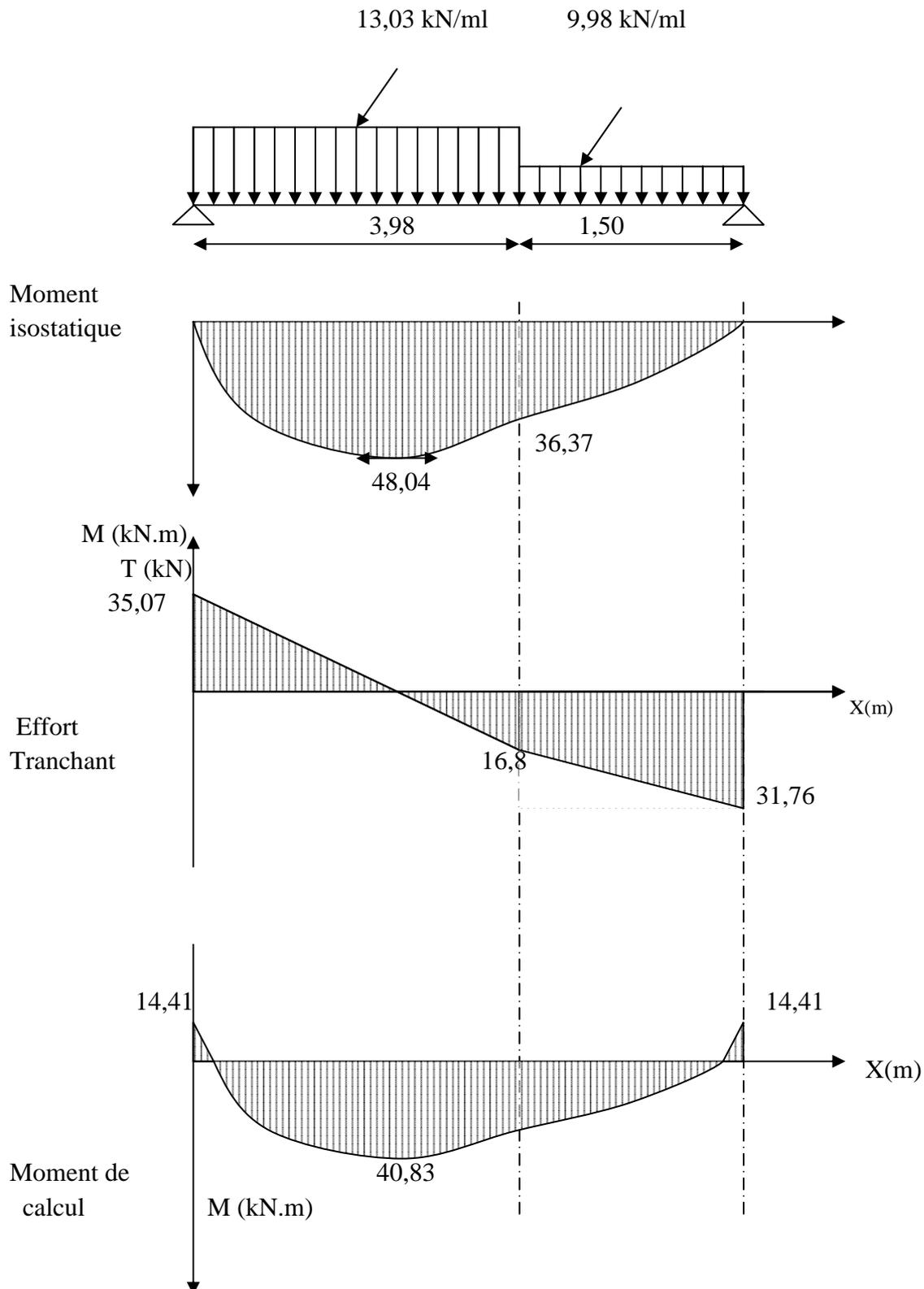
$M_z^{max} = 48,04 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -14,41 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 40,83 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



❖ Vérification à l'ELS :

• Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- En travées : $A_t = 12,31 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 12,31}{100 \times 18} = 0,683$$

$$\rho = 0,683 \Rightarrow \beta_1 = 0,879 \Rightarrow \alpha_1 = 0,363 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\Rightarrow K = 0,038$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{40,83 \times 10^3}{12,31 \times 0,879 \times 18} = 209,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,038 \times 209,63 = 7,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis : $A_a = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,251$$

$$\rho = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920, \alpha_1 = 0,240 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,240 \Rightarrow K = 0,021$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{14,41 \times 10^3}{4,52 \times 0,920 \times 18} = 192,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,021 \times 192,51 = 4,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la flèche :

•

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

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{5,48} = 0,036 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,20}{5,48} = 0,036 < \frac{40,83}{10 \times 48,04} = 0,085 \Rightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{12,31}{100 \times 18} = 0,0068 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

❖ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

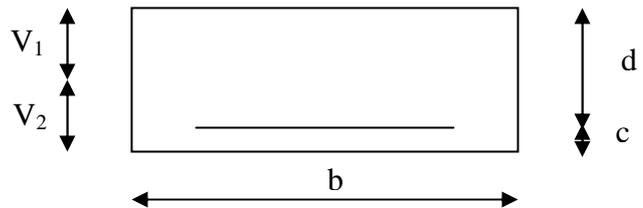
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{13,03 \text{ KN/ml} \text{ } 9,98 \text{ KN/ml}\} = 13,03 \text{ KN/ml.}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

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



$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \cdot h + 15 A_t$
cm

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,67 = 9,33 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} \left(10,67^3 + 9,33^3 \right) + 15 \times 12,31 (9,33 - 2)^2$$

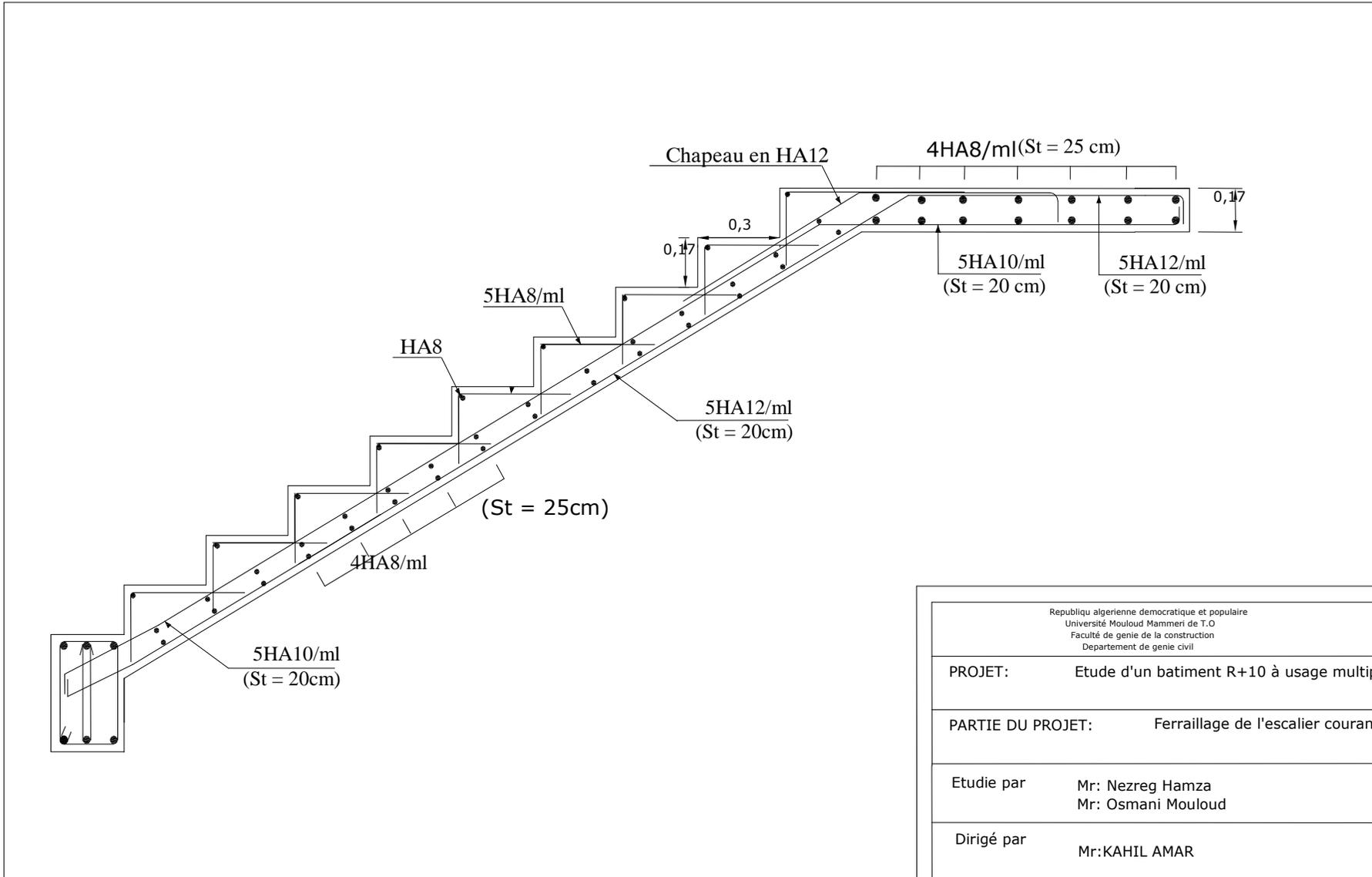
$$I = 77485,5 \text{ cm}^4$$

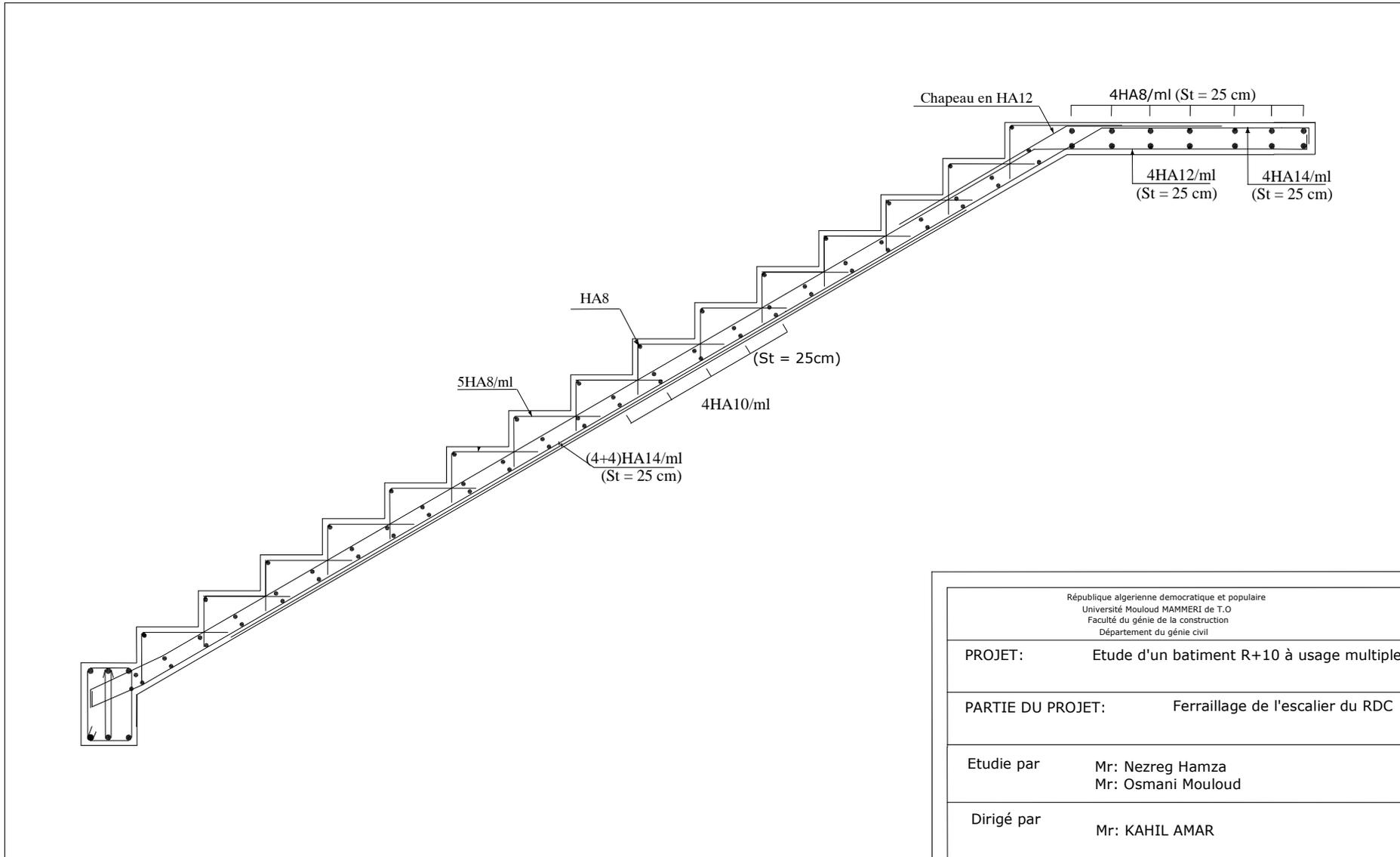
$$f = \frac{5 \times (13,03 \times 5,48^4)}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 77485,5 \times 10^{-8}} = 0,018$$

$$f < \bar{f} = 548/500 = 1,1 \text{ cm} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

• Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91, Art A.5.34)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.





République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud MAMMERI de T.O Faculté du génie de la construction Département du génie civil	
PROJET:	Etude d'un bâtiment R+10 à usage multiple
PARTIE DU PROJET:	Ferraillage de l'escalier du RDC
Etudie par	Mr: Nezreg Hamza Mr: Osmani Mouloud
Dirigé par	Mr: KAHIL AMAR

III 5. Calcul des planchers :

Introduction :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, constitué en corps creux et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

.5.1. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520)

La poutrelle est calculée comme une poutre en T donc, il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression, cette largeur définit la dimension b de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

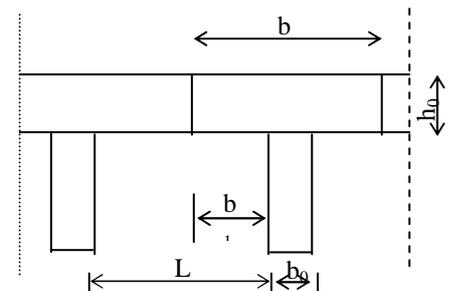
La largeur b_1 de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$- b_1 \leq L / 2 \quad (1)$$

$$- b_1 \leq L_1 / 10 \quad (2)$$

$$- b_1 \leq 2 / 3 X \quad (3)$$

Avec :



L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

L_1 : portée libre de la poutrelle

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$)

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

d : hauteur utile $d = 18\text{ cm}$

c : enrobage $C = 2\text{cm}$

Donc :

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5\text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq 300 / 10 = 30\text{ cm}$$

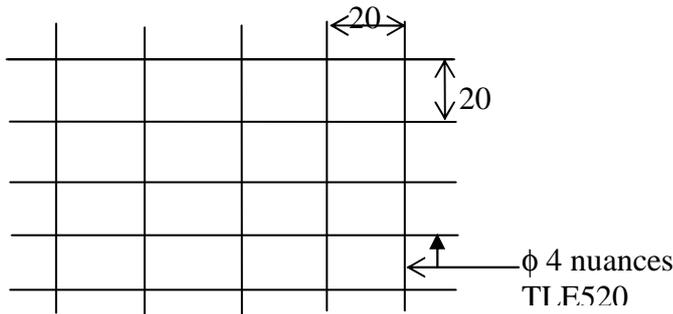
$$(3) \Rightarrow b_1 \leq 2 / 3 (300/2) = 100\text{ cm}$$

$$D' \text{ où : } b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65\text{ cm}$$

.5.1.1. Calcul d'armatures :

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = 4 L / f_e = 4 \cdot 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



L : distance entre axes des poutrelles

On adopte une section $A = 0,63 \text{ cm}^2$

Soit : $5\Phi 4 / \text{ml}$, $S_t = 20\text{cm}$: Treillis soudé de 20x20 cm

2) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

On adopte la même section que précédemment

Soit : $5\Phi 4 / \text{ml}$, $S_t = 20\text{cm}$

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (200x200) mm².

.5.1.2. Calcul de la poutrelle :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes.

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

Chargement :

$$\text{Poids propre} \dots\dots\dots G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids des corps creux} \dots\dots\dots G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de la main d'œuvre} \dots\dots\dots Q = 0,65 \text{ KN/ml}$$

❖ Ferrailage à l'ELU :

La combinaison de charge à considérer : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 0,65 = 1,98 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée :

$$M_t = q_u \times L^2 / 8 = 1,98 (3,60)^2 / 8 = 3,2 \text{ KN/ml}$$

L'effort tranchant :

$$T = q_u \times L / 2 = 1.98 (3,60) / 2 = 3,56 \text{ KN/ml}$$

Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_i}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.2 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 4.7 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée (SDA)}$$

❖ Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5,53 \times 0,65 = 3,6 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,32 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 4,57 \text{ KN/ml}$

.5.2.3. Choix de la méthode de calcul :**❖ Méthode forfaitaire :****a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Elle s'applique aux constructions dont :

- 1) - la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN

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

$$Q = 0,975 \text{ KN} < 2G = 7,2 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- 2) - le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées \Rightarrow *Condition vérifiée*

- 3) les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$L_i / L_{i+1} = 3,00 / 3,00 = 1$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,00 / 3,60 = 0,83$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,60 / 3,30 = 1,09$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,30 / 3,60 = 0,91$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,60 / 3,30 = 1,09$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,3 / 3,40 = 0,97$$

Condition vérifiée

4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. *Condition vérifiée*

❖ Conclusion :

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

b) Principe de la méthode ((BAEL91 modifié 99 J.P Mougine art 3III4) :

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

c) Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

- M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_W , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max\{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_W + M_e}{2}$

- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire

- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

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

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

travées

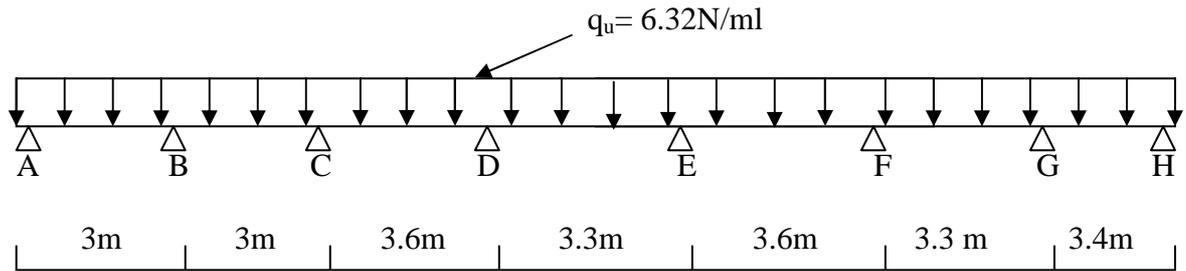
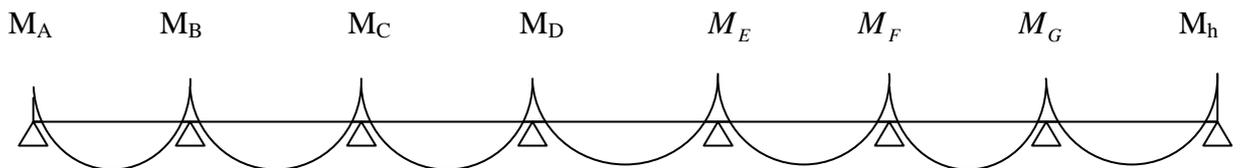


Fig.III-9 : Schéma statique de la poutre

d) Application de la méthodeCalcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,6} = 0,21$$

**Calcul de moment isostatique :**

$$M_{01} = 6,32 \times \frac{3^2}{8} = 7.11 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = 6,32 \times \frac{3^2}{8} = 7.11 \text{KN.m}$$

$$M_{03} = 6,32 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 10.23 \text{KN.m}$$

$$M_{04} = 6,32 \times \frac{(3,3)^2}{8} = 8.6 \text{KN.m}$$

$$M_{05} = 6,32 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 10.23 \text{KN.m}$$

$$M_{06} = 6,32 \times \frac{(3,3)^2}{8} = 8.6 \text{KN.m}$$

$$M_{07} = 6,32 \times \frac{(3,4)^2}{8} = 9.13 \text{KN.m}$$

Moments fléchissant sur appui :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 7.11 = \mathbf{2.13KNm}$$

$$M_B = 0,5\text{Max}(M_{01};M_{02}) = 0,5 \times 7.11 = \mathbf{3.55 KNm}$$

$$M_C = 0,4\text{Max}(M_{02};M_{03}) = 0,4 \times 10.23 = \mathbf{4.09KNm}$$

$$M_D = 0,4\text{Max}(M_{03};M_{04}) = 0,4 \times 10.23 = \mathbf{4.09 KNm}$$

$$M_E = 0.4\text{Max}(M_{04};M_{05}) = 0.4 \times 10.23 = \mathbf{4.09KNm}$$

$$M_F = 0.4\text{Max}(M_{05};M_{06}) = 0.4 \times 10.23 = \mathbf{4.09KNm}$$

$$M_G = 0.5\text{Max}(M_{06}, M_{07}) = 0.5 \times 9.13 = \mathbf{4.56KNm}$$

$$M_h = 0,3M_{07} = 0,3 \times 9.13 = \mathbf{2.74 KNm}$$

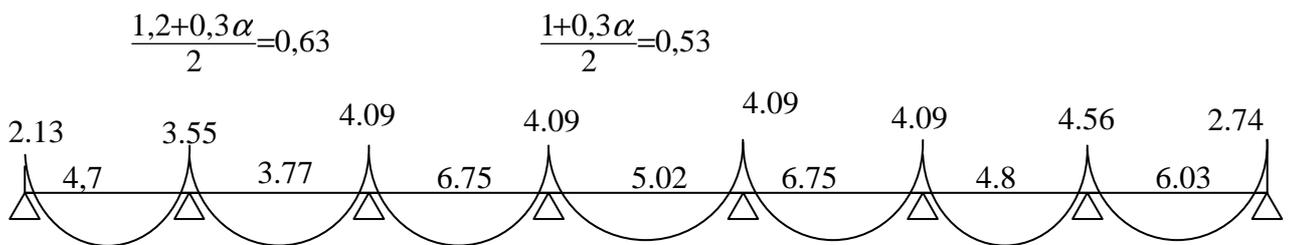


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

e) Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e - q_u L}{L} ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w	3.55	4.09	4.09	4.09	4.09	4.56	2.74
M_e	2.13	3.55	4.09	4.09	4.09	4.09	4.56
T_w	-9	-9.3	-11.37	-10.43	-11.37	-10.28	-11.28
T_e	9.96	9.66	11.38	10.42	11.38	10.57	10,21

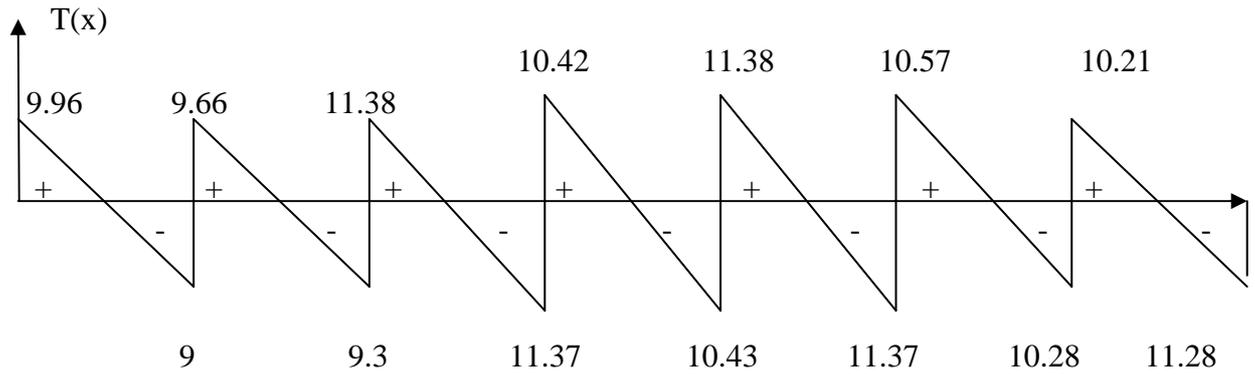


Diagramme des efforts tranchants

5.1.4 Calcul des armatures :

❖ Calcul à ELU :

Le calcul ce fait avec les moments max en travées et sur appuis

a) Armatures longitudinales :

➤ En travées :

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T, on considérant le moment maximum $M_{\max}^t = 6.75 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = bxh_0x \left(d - \frac{h_0}{2} \right) x f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 1000 = 59,07 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{\max}^t \leq M \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.75 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0.022 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée donc $A's = 0$

$$\mu_b = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6.75 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3 \text{ HA8} = 1,51 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérée pour le calcul est une section rectangulaire du hauteur utile $d=18$ cm et de largeur $b_0=12$ cm .

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 4,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.56 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,082 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0,082 \Rightarrow \beta = 0,957$$

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

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{4.56 \times 10^3}{0,957 \times 18 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A^a = 1 \text{ HA12} = 1,13 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

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

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

θ_l^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre $2\phi 6$ avec $A_t = 2RL6 = 0,67 \text{ cm}^2$

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

♦L'espacement des cadres :

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

$$S_t \leq \min\{16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

On prend $S_t = 15$ cm constant le long de la poutrelle , la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91modifie 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,67 \times 400}{12 \times 15} = 1,48 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

❖ Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

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

♦En travée :

$$A_t = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

♦ **Aux appuis :**

$$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot x d} = \frac{11.38 \times 10}{12 \times 18} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

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

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i} = \frac{11.38 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 12} = 1.86 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4) Ancrage des barres :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}, \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm}$$

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

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267 b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{KN}$$

♦ **Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 10,21 \text{ KN} < 129,76 \text{KN}$$

Condition vérifiée

♦ **Appuis intermédiaires :**

$$V_{\max} = 11,38 < 129,76 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

6) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0,9d$

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

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{11,38 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,585 < \bar{\sigma}_{bc}$$

Condition vérifiée

❖ **Calcul à L'ELS :**



♦ **Le chargement à l'ELS:**

$$q_s = 3,6 + 0,975 = 4,57 \text{ kN / ml}$$

Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = 4,57 \times \frac{3^2}{8} = 5,14 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = 4,57 \times \frac{3^2}{8} = 5,14 \text{KN.m}$$

$$M_{03} = 4,57 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 7,4 \text{KN.m}$$

$$M_{04} = 4,57 \times \frac{3,3^2}{8} = 6,22 \text{KN.m}$$

$$M_{05} = 4,57 \times \frac{3,6^2}{8} = 7,4 \text{KN.m}$$

$$M_{06} = 4,57 \times \frac{3,3^2}{8} = 6,22 \text{KN.m}$$

$$M_{07} = 4,57 \times \frac{3,4^2}{8} = 6,6 \text{KN.m}$$

Moments fléchissant sur appui :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 5.14 = \mathbf{1.54KNm}$$

$$M_B = 0,5\text{Max}(M_{01};M_{02}) = 0,5 \times 5.14 = \mathbf{2.57 KNm}$$

$$M_C = 0,4\text{Max}(M_{02};M_{03}) = 0,4 \times 7.4 = \mathbf{2.96KNm}$$

$$M_D = 0,4\text{Max}(M_{03};M_{04}) = 0,4 \times 7.4 = \mathbf{2.96 KNm}$$

$$M_E = 0,4\text{Max}(M_{04};M_{05}) = 0,4 \times 7.4 = \mathbf{2.96KNm}$$

$$M_F = 0,4\text{Max}(M_{05};M_{06}) = 0,4 \times 7.4 = \mathbf{2.96KNm}$$

$$M_G = 0,5\text{Max}(M_{06};M_{07}) = 0,5 \times 6.6 = \mathbf{3.3KNm}$$

$$M_H = 0,3M_{07} = 0,3 \times 6.6 = \mathbf{1.98 KNm}$$

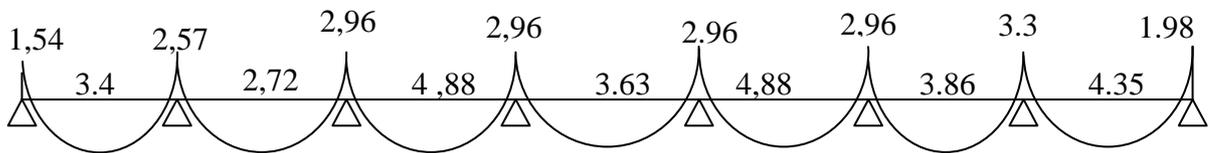


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

• **Les efforts tranchants**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w	2.57	2,96	2,96	2,96	2,96	3.3	1,98
M_e	1,54	2,57	2,96	2,96	2,96	2,96	3.3
T_w	-6.51	-6.72	-8.22	-7.54	-8.22	-7.43	-8.15
T_e	7,20	7	8.23	7.54	8.23	7.65	7.38

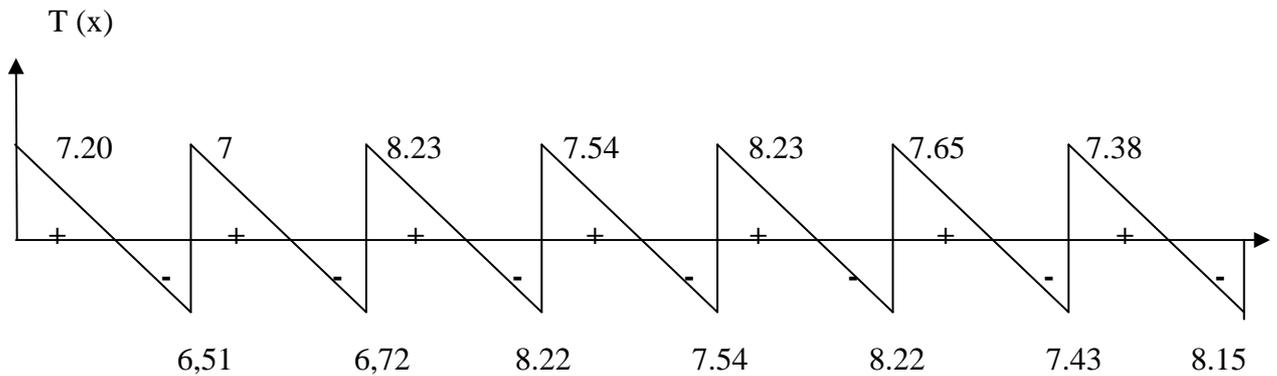


Diagramme des efforts tranchants

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

a) Etat limite de résistance du béton en compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6fc_{28} = 15 \text{ MPa}$

➤ En travées : $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,699$$

$$= 0,699 \Rightarrow \beta_1 = 0,879, \alpha_1 = 0,363 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,363 \Rightarrow K = 0,038$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{4,88 \times 10^3}{1,51 \times 0,879 \times 18} = 204,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,038 \times 204,26 = 7,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,661 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis : $A_a = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\rho = 0,523 \Rightarrow \beta_1 = 0,891 \quad \alpha_1 = 0,327 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,327 \Rightarrow K = 0,032$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{3,3 \times 10^3}{1,13 \times 0,891 \times 18} = 182,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,032 \times 182,1 = 5,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

◆Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible ; donc aucune vérification n'est à effectuer .

◆Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91

A.3.6.51) : La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

d) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 7,2 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

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

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

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \cdot h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$y_1 = \frac{S}{B_0}$; avec : B_0 la section homogénéisée

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A}$$

$y_1 = 6.8 \text{ cm}$

$y_2 = h - y_1$

$y_2 = 20 - 6.8 = 13,2 \text{ cm}$

On aura : $I_0 = 44782.93 \text{ cm}^4$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0,007$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,007} = 2,36$$

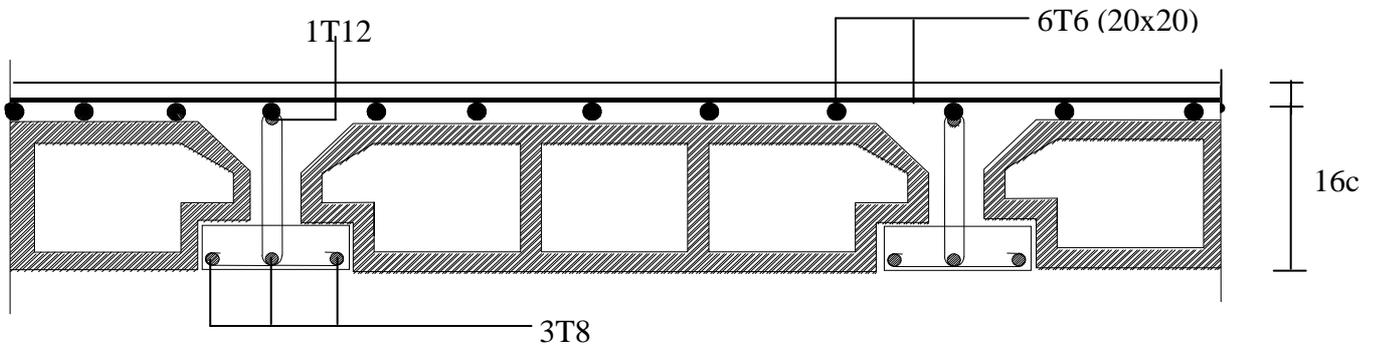
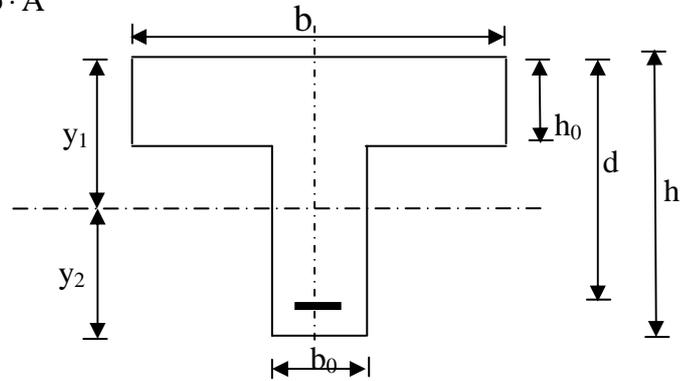
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,5 ; 0 \} = 0,5$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 44782.93}{1 + 2.36 \times 0,5} = 22596.9 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{4.88 \times 10^6 \times 3600^2}{10 \times 10818,87 \times 22596.9 \times 10^4} = 2,85 < \bar{f} = 7.2 \quad \text{Condition vérifié}$$



Plan de ferrailage du plancher

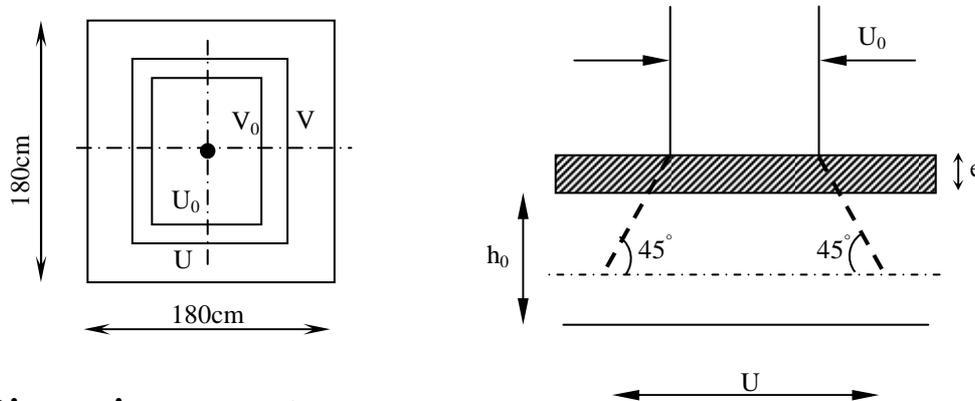
III-3- Etude de la salle machine :

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur de caractéristiques identiques, de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{m/s}$), la surface de la cabine est de $3,24\text{ m}^2$, la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

❖ Calcul de la dalle pleine du local :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1,80\text{ m}$ et $L_y = 1,80\text{ m}$



➤ Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{180}{30} = 6\text{ cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm, et pour nous on opte $e_p = 15\text{ cm}$

$$u = x_0 + k \cdot h_r + h_0$$

$$v = y_0 + k \cdot h_r + h_0$$

h_0 : épaisseur de la dalle

$h_r = 5\text{ cm}$, épaisseur du revêtement

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ cm}$$

1) Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = q \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

Avec :

ν : Coefficient de Poisson

$$M_y = q \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de Pigeaud

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{1,80} = 1$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,80} = 0,6$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,80} = 0,6 \quad ; \quad M_1 = 0,076, M_2 = 0,076 \quad (\text{Abaques de PIGEAUD})$$

A L'ELU : $v = 0$

$$q_u = 1,35Q = 1,35 \times 90 = 121,50 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 121,50 \times 0,076 = 9,234 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 121,50 \times 0,076 = 9,234 \text{ KNm}$$

2) Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN} / m^2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 4,85) + (1,5 \times 1) = 8,048 \text{ KN} / mL$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0368 \times 8,048 \times (1,8)^2 = 0,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0,95 = 0,95 \text{ KN.m}$$

3) superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,234 + 0,95 = 10,184 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,234 + 0,95 = 10,184 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

4) Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-après :

zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	3,055	0,013	0,994	0,68	2,01	4HA8	25
	Y-Y	3,055	0,013	0,994	0,68	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	8,657	0,036	0,982	1,94	3,14	4HA10	25
	Y-Y	8,657	0,036	0,982	1,94	3,14	4HA10	25

5) Vérification à L'ELU :**a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

- *Armatures inférieures :*

$$W = W_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$W = A_{\min} / S$$

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,20 \text{ cm}^2$$

- *Armatures supérieures :*

$$W_y = W_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

♦ *En travée :*

$$A_x = 3,14 > A_{\min}$$

$$A_y = 3,14 > A_{\min}$$

♦ *En appuis :*

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée

c) Ecartement des barres :

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

❖ Armatures $A_x // L_x$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

❖ Armatures $A_y // L_y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée

6). Vérification à l'ELS :**a) les moments engendrés par le système de levage :**

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

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

$$q_s = P \quad ; \quad \nu = 0,2$$

$$\text{à ELS : } M_{x1} = M_{y1} = 90 (0,076 + 0,2 \times 0,076)$$

$$\Rightarrow M_{x1} = 8,208 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 \quad \Rightarrow q_s = 5,85 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0368 \times 5,85 \times (1,8)^2 = 0,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0,69 = 0,69 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_y = 8,208 + 0,69 = 8,898$$

Remarque :

ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

En travées (0.85) :

$$M_x^t = M_y^t = 0,85 \times 8,898 = 7,56 \text{ [KN.m]}$$

Aux appuis (0.3) :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \times 8,898 = 2,67 \text{ [KN.m]}$$

d) Ferrailage :

Les moments calculés à l'ELS sont inférieurs à ceux calculés à l'ELU, nous garderons le même ferrailage.

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $u = v$, donc :

$$\text{Au milieu de } u, \text{ on a : } V_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{90}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

Au milieu de v on a : $V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,219 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,219 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

7) Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens (X-X) :

- *Aux Appuis :*

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3,055}{2,67} = 1,14$$

$$\mu_u = 0,013 \rightarrow \alpha = 0,0151$$

$$\alpha = 0,0151 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,07 + 0,25 = 0,32 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- *En travée :*

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{8,657}{7,56} = 1,14$$

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \alpha = 0,0459$$

$$\alpha = 0,0459 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,07 + 0,25 = 0,32 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Il en est de même pour le sens (Y-Y), donc on peut se passer de la vérification des contraintes.

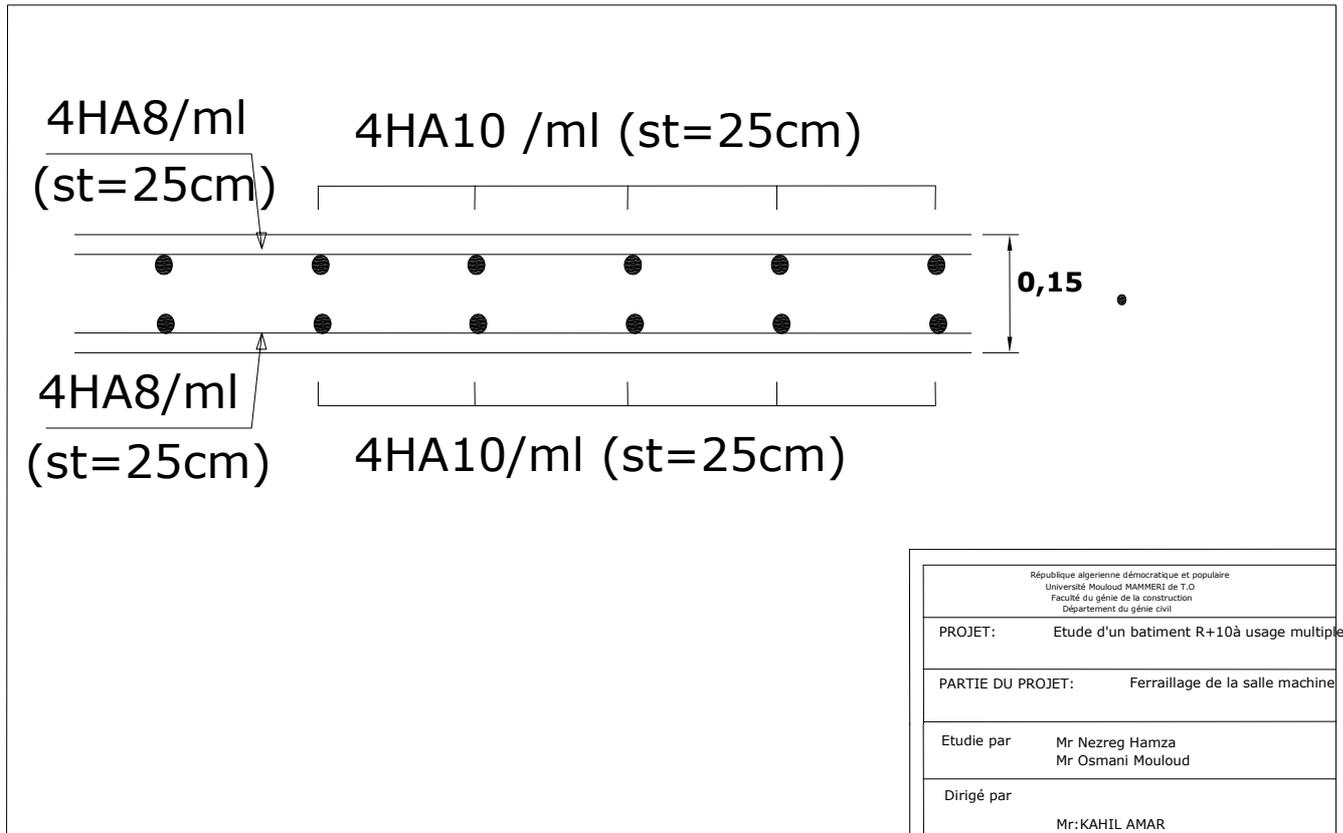
• Vérification au poinçonnement :

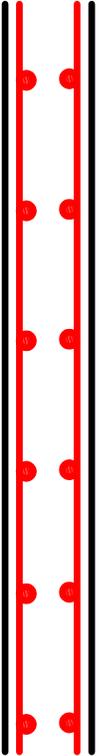
$$q_u \leq \frac{0,045 U_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2 \times 2 \times 1,05 = 4,2 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$q_u = 8,048 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 4,2 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 3150 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$





Société d'Etudes et de Travaux d'Architecture et de Génie
 Ingénierie et Travaux d'Architecture S.A. - S.T.A.
 Département de Génie Civil

PROJET: Etude d'une TOUR (R+10)

PARTIE DU PROJET: Ferrailage de la salle machine

Etude par: M^rOSMANI Mansour
 M^rNEZREG HAMZA
 Echelle: 1/50

Dirigé par: M^r DAHMOUS

IV. Présentation de l'ETABS :

1) : Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

2) : Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

3) : Description du logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une 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...)

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Shell : voile

Loads : charge

Define : définir

Steel : acier

Beam : poutre

Joints : noeuds

Elément : élément

Uniformed loads : point d'application de la charge

Materials : matériaux

Column : poteau

Frame : portique (cadre)

Restraints : degrés deliberté(D.D.L)

Concrete : béton

Frame section : coffrage

4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS

**5) : Etapes de modélisation :****5.1) : Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

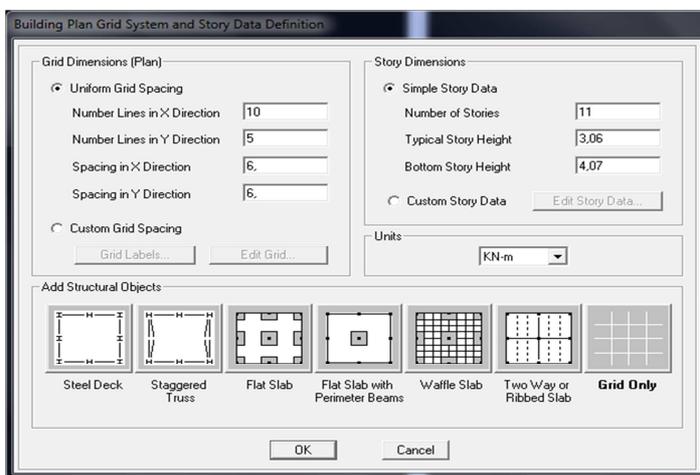
a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

**b) Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

c) Modélisation de la géométrie de base :

Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille: on double cliquant sur n'importe quelle grille: on aura une boîte de dialogue :

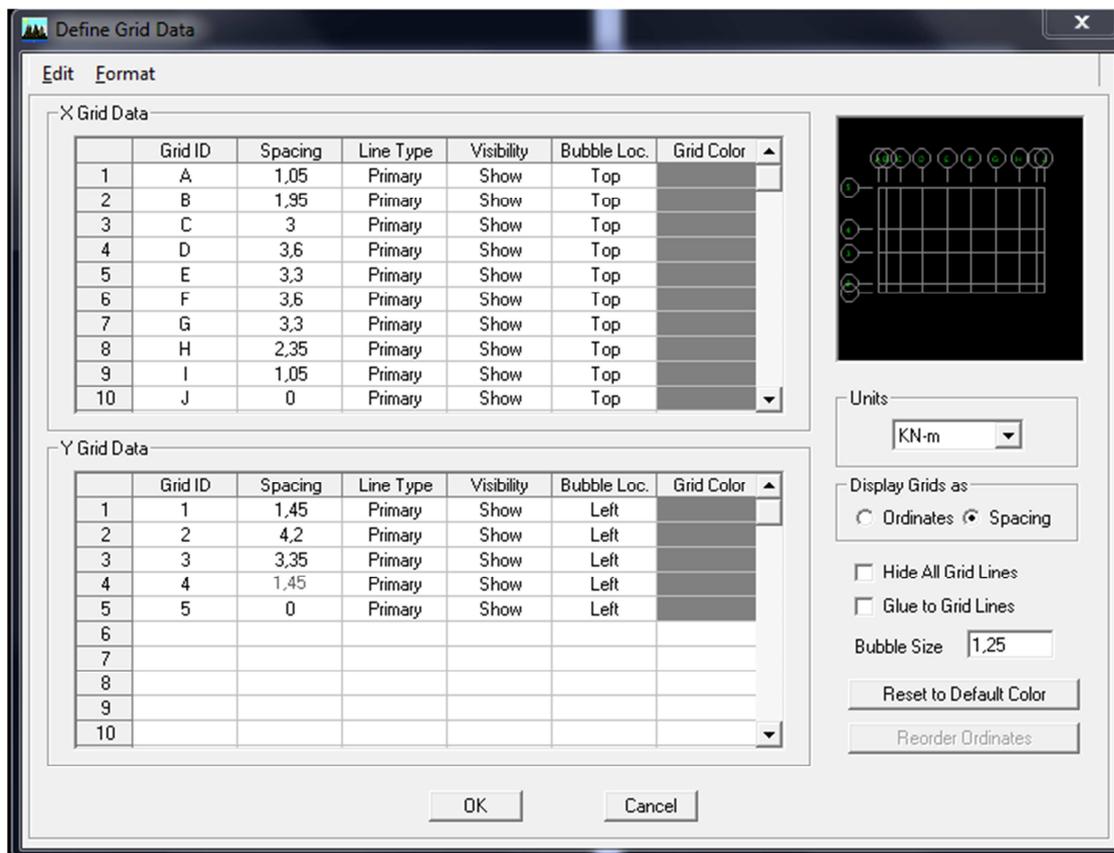
- Cocher la case **spacing** et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions.
- Enfin on valide avec OK
- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit**

Story Data :

Suivant x : 1,05-1,95-3-3,6-3,3-3,6-3,3-2,35-1,05,0

Suivant y : 1,45-4,2-3,35-1,45-0

Suivant z : 3,06.....4,07

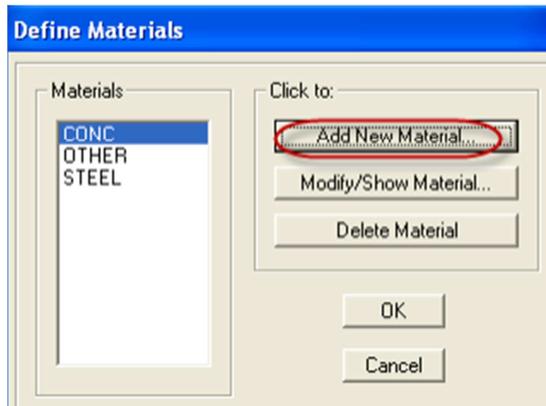


V-5.2 : Deuxième étape :

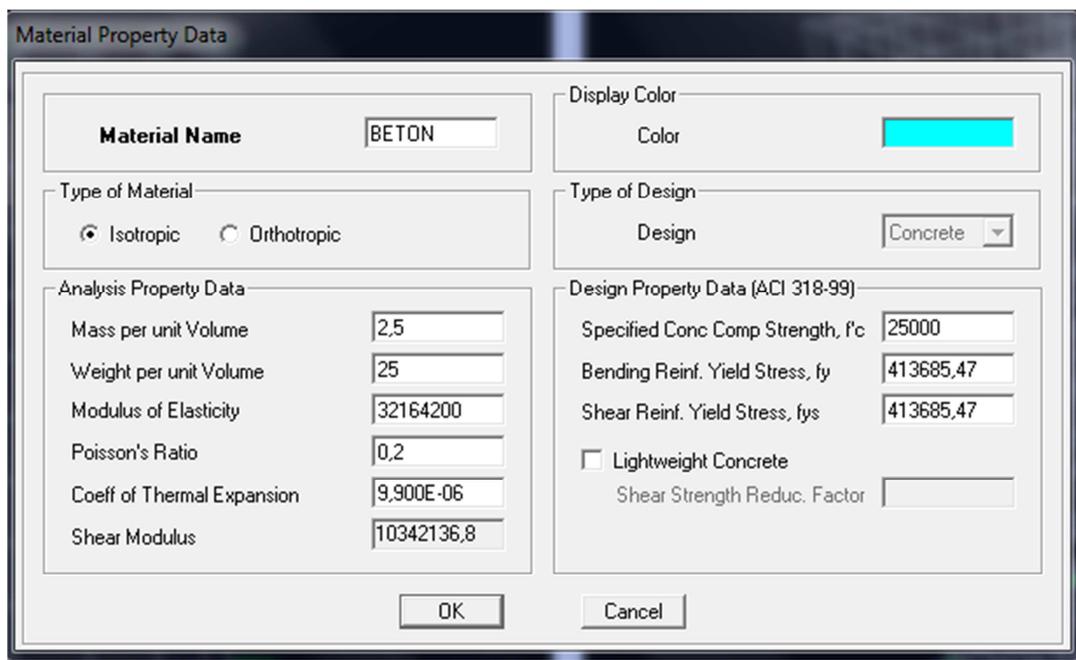
La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

Définition des matériaux :

- On clique sur l'icône  **Define – Material properties**
- Pour l'ajout d'un nouveau matériau : Cliquer sur **Add new Materia**



-Pour modifier les caractéristiques du béton : sélectionner **CONC** et cliquer sur **Modify/ShoMateria**.

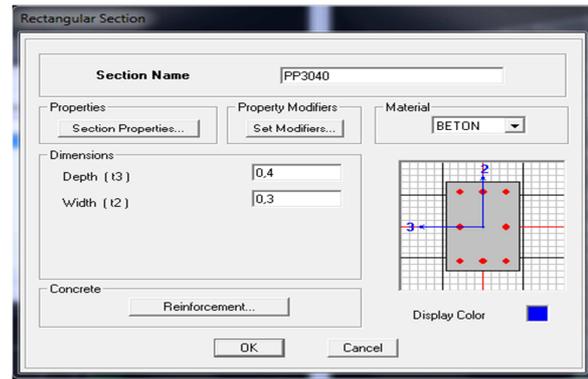
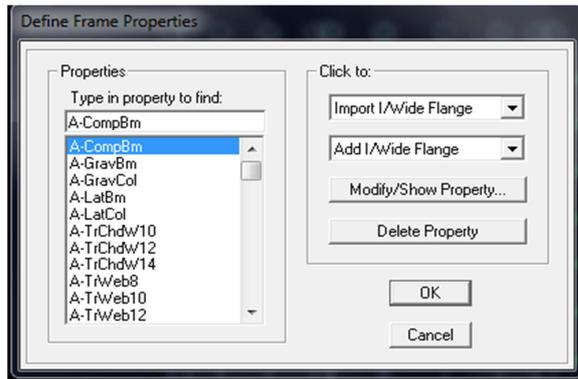


V-5.3: troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

◆ **Affectation des sections aux éléments des portiques :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

- Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant

l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs élément à la fois en traçant une droite avec la souris

- Dans la barre d'outils nous cliquons sur .

- On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame Sections** et dans la liste titré par **Frame section – Name** : on choisit la section approprié aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK** . On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clique suffira pour le tracer).

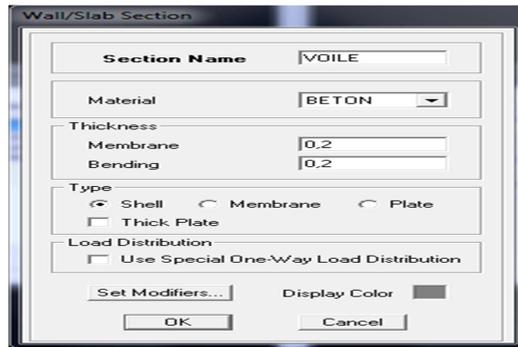
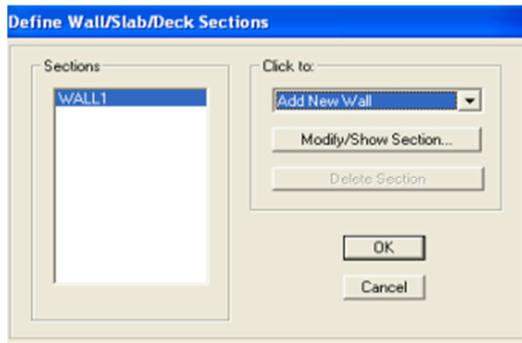
- Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

◆ **NB** : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

***Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments :**

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voiles).

On choisit le menu **Define** et **Wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

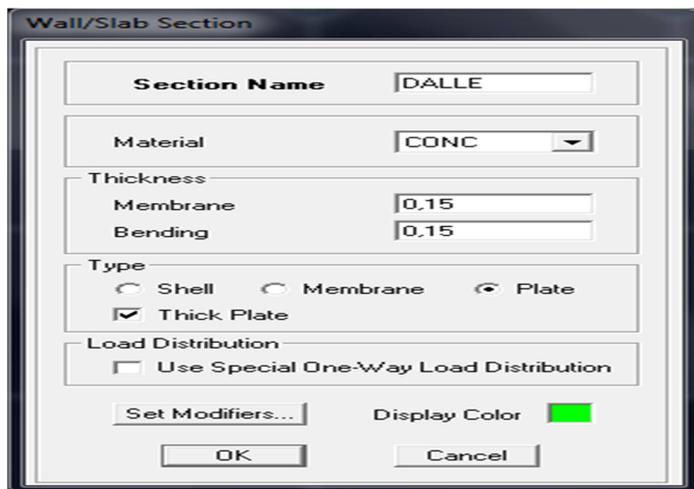


◆ **Pour ajouter des voiles :**

- Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontales dans la fenêtre de travail.
- Pour tracer le voile librement on choisit .

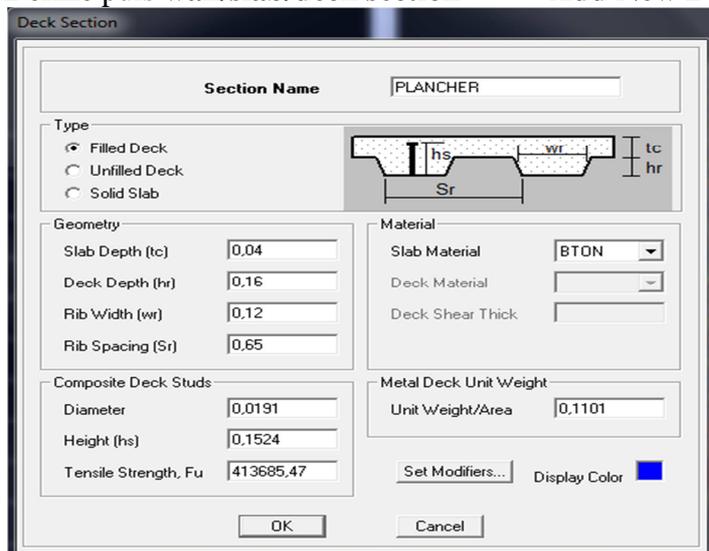
◆ **Pour définir les dalles pleines :**

Define puis wall/slab/deck section → Add New Slab



◆ **Pour définir les planchers :**

Define puis wall/slab/deck section → Add New Deck:



5.4):quatrième étape :

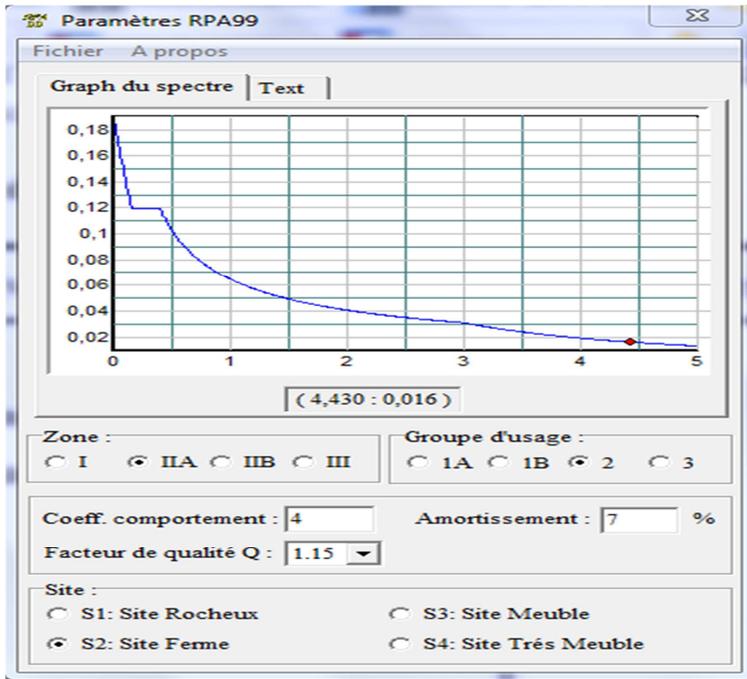
a)Charge Sismique :

i. Spectre de réponse :

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ($S a / g$) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .



Pour définir le spectre de repense cliquer sur la fenêtre suivante va apparaître :

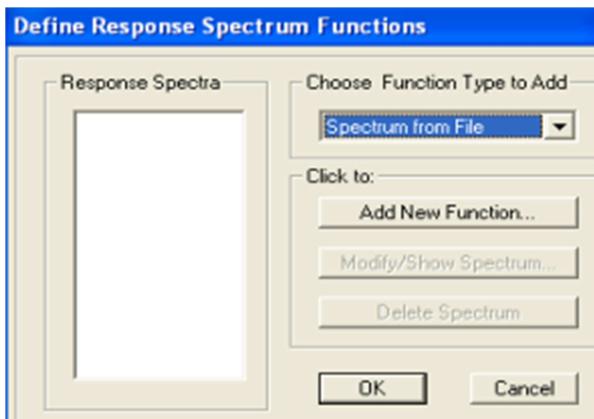


Pour injecter le spectre de réponse dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions**

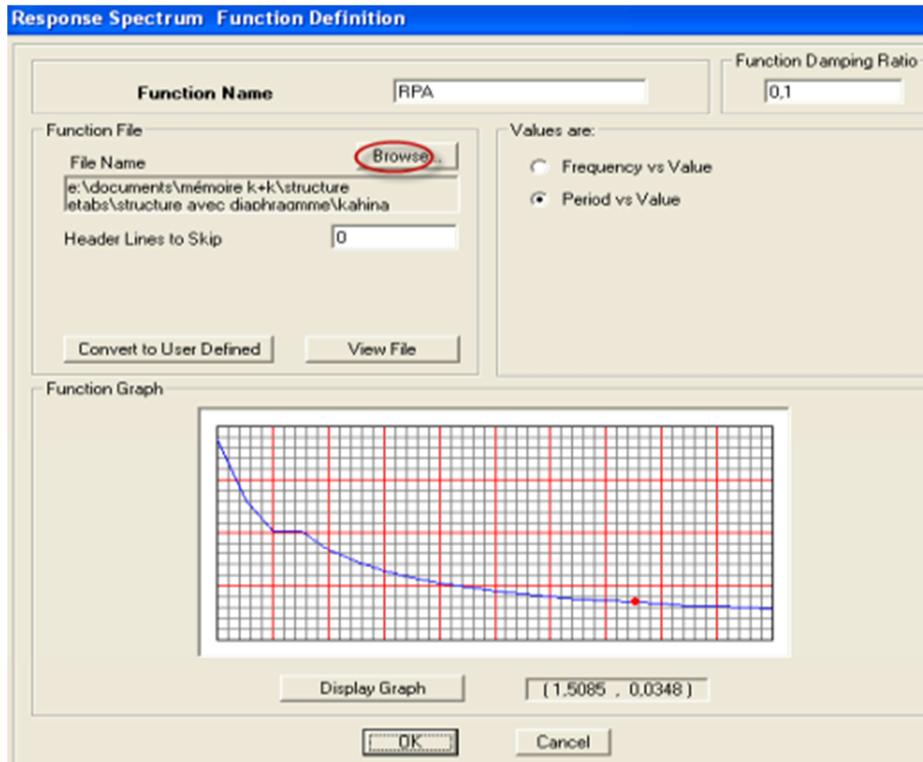


Cliquer sur **Add spectrum from file**



Cliquer sur **Add new spectrum from file**

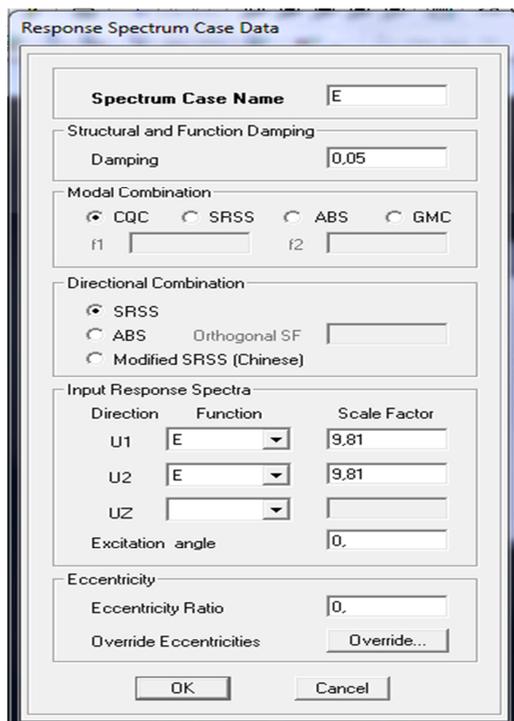
Cliquer sur **browse** et chercher le fichier texte qui contient le spectre qu'on a enregistré sous le nom spectre.



ii. Chargement :

Le spectre étant introduit, nous allons passer à l'étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define →  **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**



5-5) cinquième étape :

La cinquième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

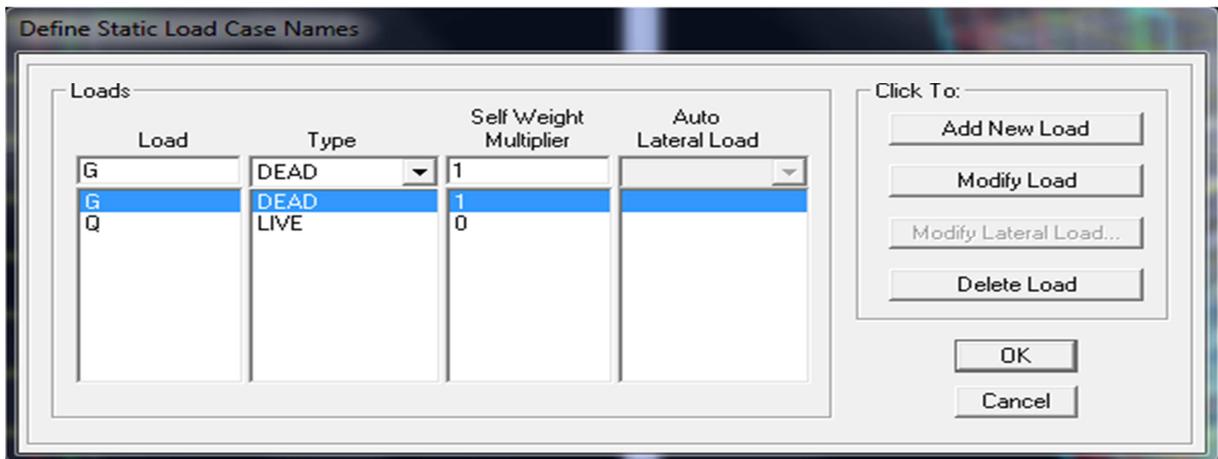
5.1 Charge Statiques :**i. Définition des charges Statiques :G et Q**

Choisir dans le menu déroulant : **Define** → **Static load Cases**



Pour les charges permanentes : entrer G comme nom(**Loads**) **DEAD** comme type et 1 comme multiplicateur interne (**Self weigth multiplier**) et cliquer **Add new load**.

-Pour la surcharge :Q comme nom , Live comme type et 0 comme coefficient interne → **(Add new load)** → **ok**

**ii. chargement :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

-Le nom de la charge (G ou Q)

-Son type (force ou moment)

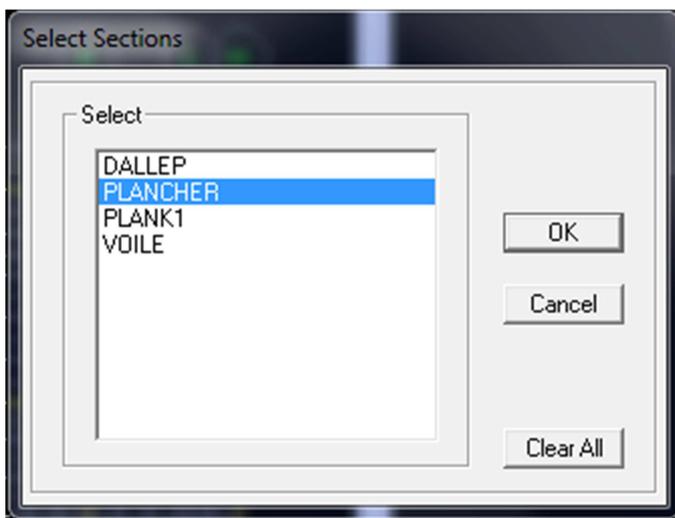
-Sa direction (gravitaire).

-La valeur et le point d'application pour les charges concentrées

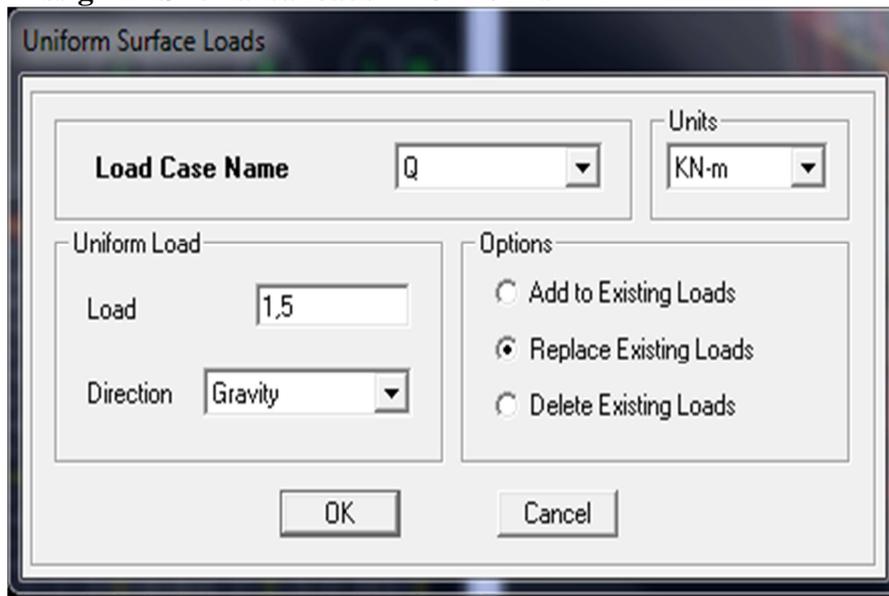
- La valeur de la charge uniformément répartie

***Attribution des charges aux planchers :**

Select → **by wall/slab/deck sections**



*Assign → Shell area loads → Uniforms

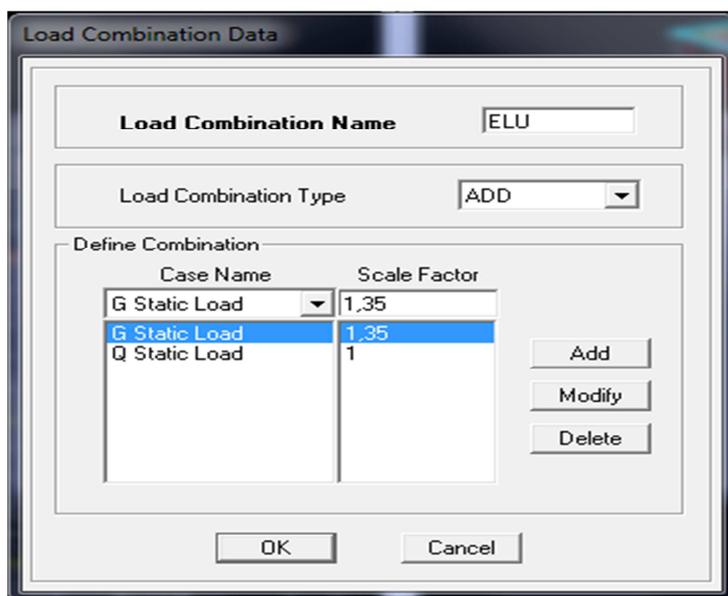


5-6) sixième étape : consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define  **Load combinations** → **Add new Comb.**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliquer sur **Add New Combo**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (**1.35G+1.5Q**) :

- Choisir G dans la Case Name et introduire 1.35 dans Scale Factor et cliquer sur **Add**
- Choisir Q dans Case Name et introduire 1.5 dans Scale Factor et Cliquer sur **Add**
- Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**



Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**.

5-7) septième étape :

Cette étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

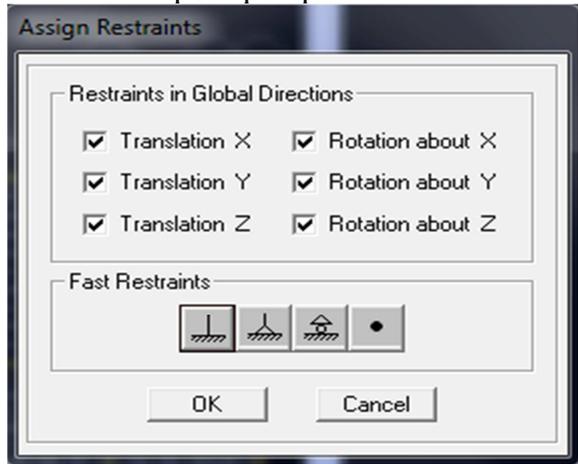
a. Appuis : (Restraints)

- Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y .en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

- On attribue des appuis (restraints) avec le menu **Assign joint/point**, puis

Restraints (support), ou en cliquant sur 

- Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparait (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

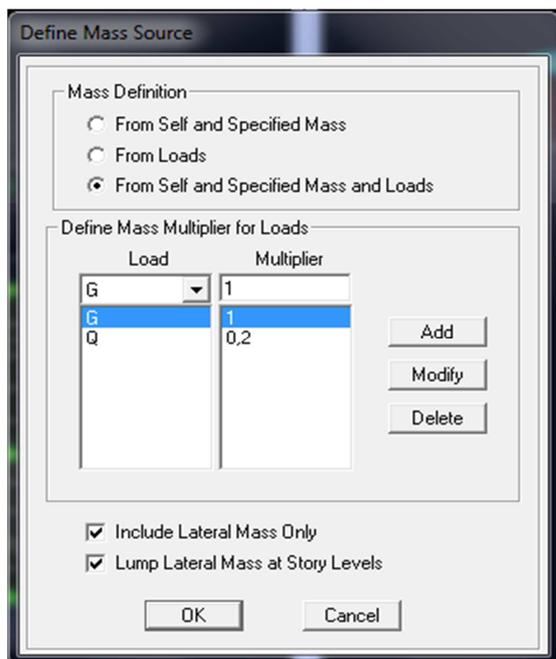
**b. Mass- Source (masse revenant à chaque plancher) :**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-Pour créer ces masses on passe par **Define mass source** une fenêtre sera apparaitre

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

-On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

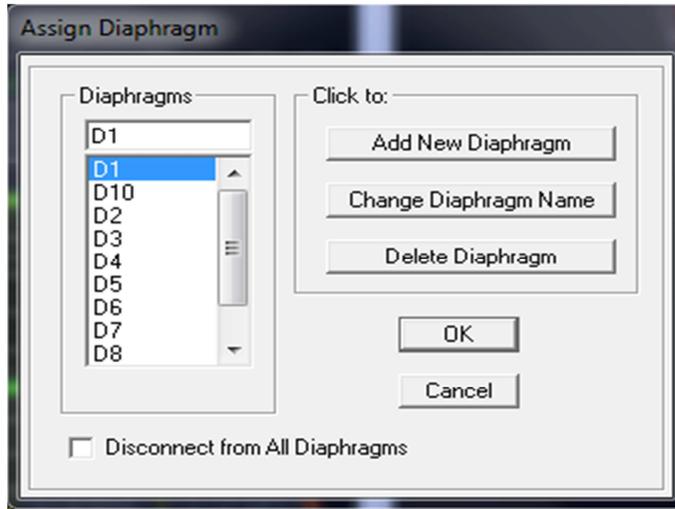


c. Diaphragmes:

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide; on doit relier tous les Nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela : Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y (plan). Dans le menu déroulant :

Assign/point-rigid diaphragm

-On choisit **Add New Diaphragm** → On va l'appeler **D1** puis **OK**

**5.8) Huitième étape :****Analyse et visualisation des résultats**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Visualisation des résultats :**i. Résultat sur fichier :**

S'il n'y a pas eu d'erreur lors de l'exécution du problème, les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyze** se retrouve dans un fichier out, généré par l'analyse. Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que Word pad ou bloc note de Windows, pour le faire :

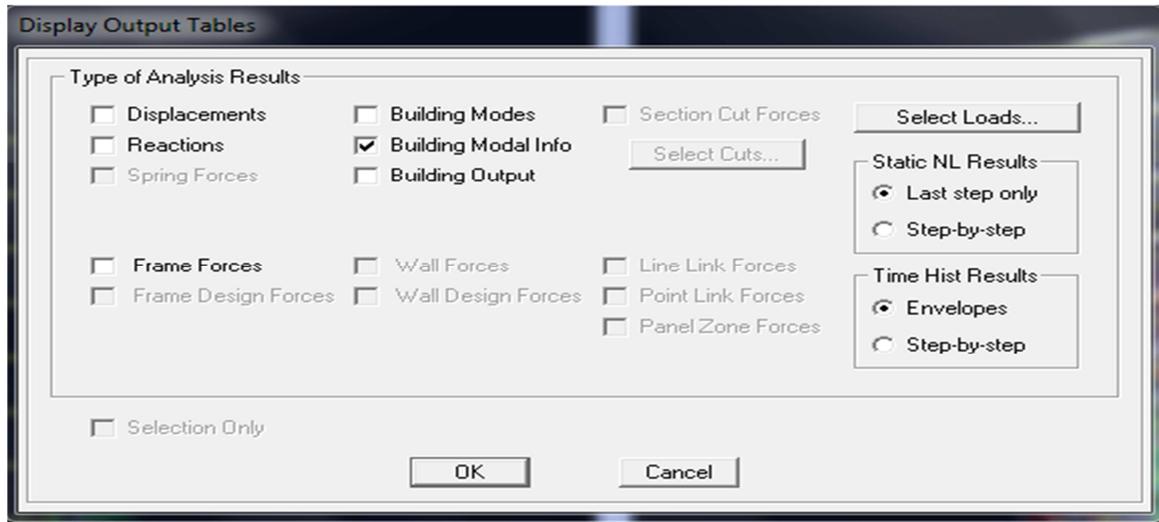
- Fermer L'etabs sans arrêter l'analyse.
- Chercher le fichier Out avec rechercher de Windows.

ii. visualisation des résultats à l'écran :

L'interface graphique d'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes formes.

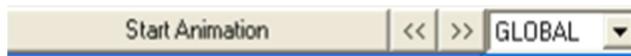
a)Période et participation modale :

Display → **Set output table mode** → **Building Modal Info**, et on sélectionne la combinaison « **Modal** » dans load cases.



b) Déplacements :

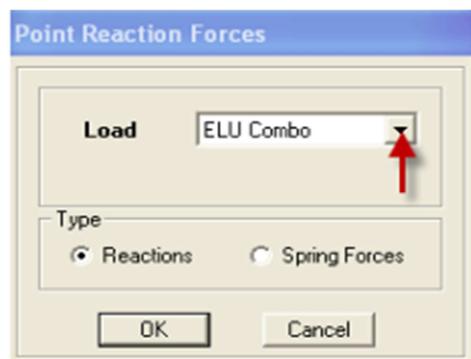
Avec le menu **Display**, il est possible de choisir  **Show Deformed Shape**, pour visualiser les déplacements. Il faut spécifier le cas de chargement G dans cet exemple .IL est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start Animation** :



c) Réactions : Le menu **Display** permet d'afficher les réactions avec Show **Memembr Forces**



/ **support/spring réaction**, on aura la boîte de dialogue suivante :



- Sélectionner le cas de chargement
- Cocher Réactions
- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.

d) Les efforts internes :

Pour afficher les efforts internes :

Display → **Show Member Forces**  → **Frame/pier/spandrel forces**

On aura la fenêtre suivante :



- Sélectionner le cas de chargement.
- L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux.
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants.
- L'option **Shear 3-3** permet d'afficher l'effort tranchant hors plan.
- L'option **Moment 3-3** permet d'afficher le diagramme de moments fléchissons.
- L'option **Torsion et Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes.
- L'option **Scale factor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.

Pour voir les valeurs dans les diagrammes on décoche **Fill Diagram** et on coche **Show Values on Diagram**.

Remarque :

- Tous les graphes peuvent être imprimés : **Fill-print Graphics** (c'est la fenêtre active qui va être imprimé et pour activer une fenêtre d'affichage on a qu'à cliquer dessus) .
- Lors de l'exécution, ETABS crée une multitude de fichiers avec différentes extensions
- Une fois qu'on a fermé le fichier, pour l'ouvrir une autre fois on passe par : **File** puis **Import** ensuite on va chercher le fichier qui a l'extension
- On peut même ferrailer avec **ETABS**, mais suivant les règlements Américains, Anglais, Australiens ou **l'eurocode** et non pas suivant BAEL.

1- Introduction :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferraillements sont imposées par le BAEL 99, et le RPA 2003.

• Combinaisons du BAEL 99 :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

• Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2) :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations, et des déformations de calcul sont :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

G: Charges permanentes.

Q: Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

a) Les portiques :**Les combinaisons de charges à prendre sont :**

• ELU : $1.35G + 1.5 Q$

• ELS : $G + Q$

b) Les voiles :

Les combinaisons de charges à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

• $G + Q \pm E$

• $0.8G \pm E$

• ELU

• ELS

2- Les efforts internes dans les éléments :**1) Les poutres :**

♦Poutres principales :

NIVEAUX	EFFORTS	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
				EX	EY	EX	EY
RDC	M3inf (max)	38,85	29,03	64,38	64,38	64,08	64,08
	M3sup (min)	-56,66	-41,27	-62,98	-62,98	-63,27	-63,27
	V2 (max)	72,35	52,73	86,63	86,63	81,88	81,88
1	M3inf (max)	39,51	28,78	90,85	90,85	90,38	90,38
	M3sup (min)	-61,15	-44,54	-88,72	-88,72	-89,18	-89,18
	V2 (max)	73,75	53,75	118,21	118,21	113,15	113,15
2	M3inf (max)	39,95	29,10	111,04	111,04	110,34	110,34
	M3sup (min)	-63,97	-46,60	-107,60	-107,60	-108,30	-108,30
	V2 (max)	75,01	54,66	141,23	141,23	135,84	135,84
3	M3inf (max)	40,99	29,86	122,84	122,84	121,86	121,86
	M3sup (min)	-64,07	-48,86	-117,7	-117,7	-118,67	-118,67
	V2 (max)	76,57	55,80	154,85	154,85	149,11	149,11
4	M3inf (max)	42,39	30,87	128,60	128,60	127,60	127,60
	M3sup (min)	-72,94	-53,14	-123,57	-123,57	-124,56	-124,56
	V2 (max)	78,88	57,49	161,53	161,53	155,72	155,72
5	M3inf (max)	42,50	30,96	129,92	129,92	128,82	128,82
	M3sup (min)	-75,18	-54,77	-124,45	-124,45	-125,54	-125,54
	V2 (max)	79,76	58,13	163,24	163,24	157,27	157,27
6	M3inf (max)	43,71	31,84	126,47	126,47	125,24	125,24
	M3sup (min)	-78,19	-56,97	-120,33	-120,33	-121,53	-121,53
	V2 (max)	81,34	59,28	159,49	159,49	153,4	153,4
7	M3inf (max)	45,15	32,89	122,87	122,87	121,66	121,6
	M3sup (min)	-83,79	-61,05	-116,81	-116,81	-118,02	-118,02
	V2 (max)	83,5	60,86	154,58	154,58	148,47	148,47
8	M3inf (max)	45,37	33,06	110,79	110,79	109,62	109,62
	M3sup (min)	-85,39	-62,22	-105,05	-105,05	-106,22	-106,22
	V2 (max)	84,15	61,33	142,64	142,64	136,54	136,54
9	M3inf (max)	45,09	32,84	112,94	112,94	111,53	111,53
	M3sup (min)	-86,28	-62,86	-105,87	-105,87	-107,27	-107,27
	V2 (max)	75,51	174,92	192,21	192,21	136,14	136,14
10	M3inf (max)	46,18	33,78	91,57	91,57	90,68	90,68
	M3sup (min)	-84,77	-61,99	-88,10	-88,10	-88,99	-88,99
	V2 (max)	65,24	100,55	120,2	120,2	115	115

Tableau 1 : Les efforts internes dans les poutres principales: M en (KN.m) et V en (KN).

♦Poutres secondaires :

NIVEAUX	EFFORTS	ELU	ELS	G+Q±E		0,8G±E	
				EX	EY	EX	EY
RDC	M3inf (max)	20,26	14,75	19,52	19,52	21,56	21,56
	M3sup (min)	-28,49	-20,7	-35,22	-35,22	-32,56	-32,56
	V2 (max)	50,78	36,98	44,12	44,12	38,53	38,53
1	M3inf (max)	15,8	21,70	35,85	35,85	37,83	37,83
	M3sup (min)	-28,10	-38,59	-54,01	-54,01	-59,17	-59,17
	V2 (max)	41,08	56,4	60,17	60,17	68,29	68,29
2	M3inf (max)	15,11	20,76	30,08	30,08	28,69	28,69
	M3sup (min)	-25,1	-34,47	-48,47	-48,47	-44,47	-44,47
	V2 (max)	39,17	53,78	57,6	57,6	50,65	50,65
3	M3inf (max)	16,39	22,51	41,74	41,74	38,88	38,88
	M3sup (min)	-30,53	-41,92	-65,84	-65,84	-59,79	-59,79
	V2 (max)	42,64	58,54	74,42	74,42	65,44	65,44
4	M3inf (max)	17,41	23,96	45,24	45,24	41,64	41,64
	M3sup (min)	-34,30	-47,09	-70,73	-70,73	-63,60	-63,60
	V2 (max)	44,399	60,95	78,45	78,45	68,46	68,46
5	M3inf (max)	29,23	21,23	48,79	48,79	44,41	44,41
	M3sup (min)	-52,46	-38,1	-74,95	-74,95	-66,84	-66,84
	V2 (max)	63,27	46,08	82,89	82,89	71,9	71,9
6	M3inf (max)	30,79	22,37	47,95	47,95	42,86	42,86
	M3sup (min)	-56,41	-41,01	-77	-77	-66,88	-66,88
	V2 (max)	65,25	47,45	82,56	82,56	71,03	71,03
7	M3inf (max)	32,74	23,80	47,84	47,84	41,06	41,06
	M3sup (min)	-60,40	-43,9	-78,32	-78,32	-65,46	-65,46
	V2 (max)	68,2	49,6	80,48	80,48	68,42	68,42
8	M3inf (max)	35,79	26,01	49,25	49,25	40,68	40,68
	M3sup (min)	-64,31	-46,7	-79,94	-79,94	-64,61	-64,61
	V2 (max)	72,25	52,54	80,34	80,34	67,7	67,7
9	M3inf (max)	39,89	28,99	51,62	51,62	42,10	42,10
	M3sup (min)	-68,19	-46,75	-81,62	-81,62	-64,99	-64,99
	V2 (max)	77,04	56,03	81,3	81,3	67,98	67,98
10	M3inf (max)	27,51	20,00	37,19	37,19	30,51	30,51
	M3sup (min)	-60,80	-44,2	-71,93	-71,93	57,35	57,35
	V2 (max)	64,56	47,02	66,23	66,23	54,99	54,99

Tableau 2: Les efforts internes dans les poutres secondaires : M en (KN.m) et V en (KN).

2) Poteaux :

étages	EFFORTS	ELU	ELS	0.8G+EX	0.8G+EY	G+Q+EX	G+Q+EY
1	P max Mcorr	2316,11 1,05	1690,91 0,56	1363,81 26,75	1363,81 26,75	1731,72 24,97	1731,72 24,97
1	P min Mcorr	486,77 0,77	357,01 0,76	606,3 4,19	606,3 4,19	454,45 4,46	454,45 4,46
1	M max P corr	12,64 525,4	9,20 385,87	30,62 818,47	30,62 818,47	32,18 951,04	32,18 951,04
2 3 4	P max Mcorr	2069,79 1,42	1510,58 1,03	1085,3 18,92	1085,3 18,92	1550,15 18,55	1550,15 18,55
2 3 4	P min Mcorr	298,67 1,05	218,93 0,85	362,24 3,69	362,24 3,69	285,75 3,52	285,75 3,52
2 3 4	M max P corr	29,96 1076,77	21,69 784,31	45,06 579,12	45,06 579,12	52,86 641,31	52,86 641,31
5 6 7	P max Mcorr	1401,05 4,14	1022,54 3,02	739,53 22,2	739,53 22,2	1053,98 23,17	1053,98 23,17
5 6 7	P min Mcorr	148,43 0,97	108,75 0,70	137,36 0,79	137,36 0,79	93,39 0,61	93,39 0,61
5 6 7	M max P corr	40,24 647,91	29,15 47,191	49,74 231,5	49,74 231,5	60,28 383,66	60,28 383,66
8 9 10	P max Mcorr	778,76 7,58	568,6 5,52	414,61 22,21	414,61 22,21	587,76 23,94	587,76 23,94
8 9 10	P min Mcorr	7,27 1,36	5,31 0,99	21,23 0,42	21,23 0,42	8,76 0,40	8,76 0,40
8 9 10	M max P corr	49,56 104,32	35,94 76,14	49,05 45,81	49,05 45,81	61,85 73,63	61,85 73,63

Tableau 3 :

Les efforts internes dans les poteaux M en (KN.m) et V en (KN).

3) Les Voiles :

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux :

Zone I ⇒ RDC.

ZoneII⇒ Etages (1,2,3).

Zone III ⇒ Etages (4,5,6).

Zone IV⇒ Etages (7,8,9,10).

V : Voile.

VT : Voile transversal

VL : Voile longitudinal

ZONE	Voile	σ_c (KN/m ²) Compression	σ_t (KN/m ²) Traction	L (m)
I	VT1, VT2, VT3, VT4	4125,42	-2122,06	4,2
	VT5, VT6	7242,75	-2357,45	4,8
	VT7	1645,33	-775,34	2,2
	VL1, VL3, VL4, VL5	8948,86	-3088,53	1,05
	VL2	7618,4	-5207,8	3,3
	VL6, VL7	4122,6	-2061,8	2,0

Tableau 4: Les résultats des contraintes des voiles selon la zone I.

ZONE	Voile	σ_c (KN/m ²) Compression	σ_t (KN/m ²) Traction	L (m)
II	VT1, VT2, VT3, VT4	3690,50	-1550,2	4,2
	VT5, VT6	5217,71	-1742,75	4,8
	VT7	1128,68	-643,82	2,2
	VL1, VL3, VL4, VL5	7032,29	-2564,31	1,05
	VL2	6443,8	-4414,7	3,3
	VL6, VL7	3007,8	1227,2	2,0

Tableau 5: Les résultats des contraintes des voiles selon la zone II.

ZONE	Voile	σ_c (KN/m ²) Compression	σ_t (KN/m ²) Traction	L (m)
III	VT1, VT2, VT3, VT4	2095,56	-766,94	4,2
	VT5, VT6	3418	-1320,09	4,8
	VT7	887,68	-485,14	2,2
	VL1, VL3, VL4, VL5	4300,62	-1020,33	1,05
	VL2	5728,6	-3556,4	3,3
	VL6, VL7	2589,6	-989,6	2,0

Tableau 6: Les résultats des contraintes des voiles selon la zone III.

ZONE	Voile	σ_c (KN/m ²) Compression	σ_t (KN/m ²) Traction	L (m)
IV	VT1, VT2, VT3, VT4	1193,15	-614,74	4,2
	VT5, VT6	2165,64	-704,12	4,8
	VT7	670,82	-426,58	2,2
	VL1, VL3, VL4, VL5	2187,25	-956,11	1,05
	VL2	4127,9	-2113,3	3,3
	VL6, VL7	1934,8	-854	2,0

Tableau 7: Les résultats des contraintes des voiles selon la zone IV.

Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions. Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

VI.1. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/ version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.2. Méthode statique équivalente :

VI.2.1. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

VI.2.2. Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$H \leq 65m \text{ en zones I, IIa , IIb.}$$

$$H \leq 30m \text{ en zone III.}$$

b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en **a**).

VI.3. Méthode dynamique modale spectrale :**VI.3.1. Principe de la méthode dynamique modale :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VI.3.2. Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- e nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

VI.4. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

VI.5. Vérification des conditions de la MSE :**a) Condition sur la hauteur :**

- Tizi-ouzou , zone II a .
- $34,67m < 65m$ Condition vérifiée

b) Régularité en plan :**- Forme du bâtiment :**

La forme du bâtiment est symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport

$$\frac{L}{l} = \frac{23,7}{11,4} = 2,07 < 4.$$

- Les excentricités :

$$e_x = | X_{CR} - X_{CM} | \leq 15\% L_x$$

$$e_y = | Y_{CR} - Y_{CM} | \leq 15\% L_y$$

X_{cr} : le centre de rigidité de plancher suivant l'axe xx

X_{cm} : le centre de torsion de plancher suivant l'axe xx

Y_{cr} : le centre de rigidité de plancher suivant l'axe yy

Y_{cm} : le centre de torsion de plancher suivant l'axe yy

SENS X-X				SENS Y-Y				observation
XCM	XCR	XCR-XCM	$\leq 0,15L_x$	YCR	YCM	YCR-YCM	$\leq 0,15L_y$	
11,531	11,355	0,176	3,55	4,567	5,575	1,008	1,425	Vérifiée
11,546	11,399	0,147	3,55	4,426	5,569	1,143	1,425	Vérifiée
11,546	11,378	0,168	3,55	4,846	5,569	0,723	1,425	Vérifiée
11,546	11,339	0,207	3,55	4,564	5,566	1,002	1,425	Vérifiée
11,546	11,295	0,251	3,55	4,434	5,562	1,128	1,425	Vérifiée
11,546	11,252	0,294	3,55	4,385	5,562	1,177	1,425	Vérifiée
11,547	11,212	0,335	3,55	4,375	5,558	1,183	1,425	Vérifiée
11,547	11,178	0,369	3,55	4,380	5,555	1,175	1,425	Vérifiée
11,547	11,150	0,397	3,55	4,390	5,555	1,165	1,425	Vérifiée
11,547	11,127	0,420	3,55	4,401	5,555	1,154	1,425	Vérifiée
11,531	11,111	0,420	3,55	4,401	5,602	1,200	1,425	Vérifiée

◆ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées.

-Décrochements du bâtiment :

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

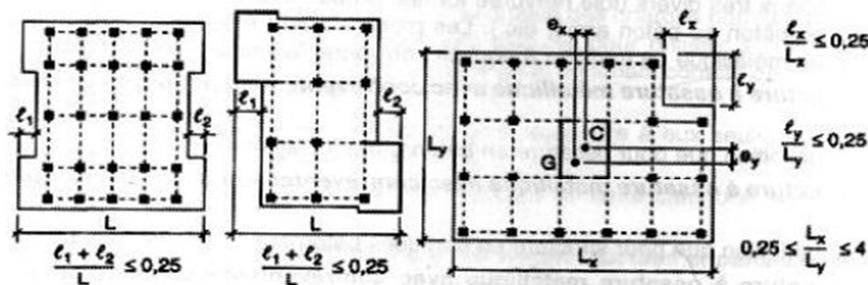


Figure VII.1 : Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

Dans notre cas :

• **Suivant le sens (x-x) :**

$$l_1 + l_2 = 1,2 + 0,7 = 1,9 \text{ m}$$

$$0,25 L_x = 0,25 \times 23,7 = 5,925$$

$$l_1 + l_2 < 0,25 L_x$$

$$1,9 \text{ m} < 5,925 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Suivant le sens (y-y) :**

$$l_1 + l_2 = 0+0 = 0 \text{ m.}$$

$$0.25 L_y = 0.25 \times 9,5 = 2,375$$

$$l_1 + l_2 < 0.25 L_y \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Ouvertures dans les planchers :

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher :

$$S_0 \leq 15\% ST$$

Avec :

S_0 : Surface totale des ouvertures.

ST : Surface totale du plancher.

$$S_0 = 17,1 \text{ m}^2. \quad ST = 225,15 \text{ m}^2 \rightarrow 15\% ST = 33,77 \text{ m}^2.$$

$$S_0 < 15\% ST \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion 1:

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en plan.

c) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.

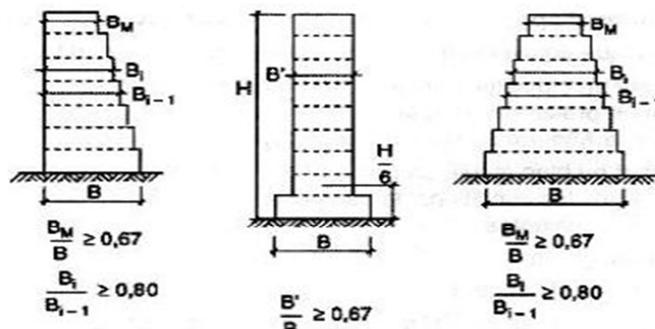


Figure V.2 : Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

Notre système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur discontinu.

- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.

- **Décrochement en élévation** : les étages sont identiques, pas de décrochements

→ la condition de décrochement en élévation est respectée.

Conclusion 2 :

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est classé régulier en élévation.

Conclusion 3 :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont toutes réunies, donc la MSE est applicable. Cependant dans notre cas on a appliqué la méthode d'analyse modale spectrale où on a utilisé le logiciel ETABS .

VI.6. Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3) :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens avec la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement de la structure.

W : poids total de la structure.

1) Coefficient d'accélération de zone « A » :

Le coefficient « A » est donné par le tableau (4.1. RPA 99/ version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{Groupe 3} \end{array} \right\} \quad A=0,15$$

2) Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le coefficient « R » est donné par le tableau (4.3. RPA 99/ version 2003) en fonction du système de contreventement. Portiques contreventés par des voiles → R = 4

3) Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

Avec :

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

❖ Sens longitudinal :

Critères	Observé (Oui ou Non)	p_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2- Redondance en plan	Oui	0.00
3- Régularité en plan	Oui	0.00
4- Régularité en élévation	Oui	0.00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal

❖ Sens transversal :

Critères	Observé (Oui ou Non)	p_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0.00
4- Régularité en élévation	Oui	0.00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau V.2 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal

On aura donc dans les deux sens :

$$Q_x = 1+0=1 \quad Q_y = 1 + 0,1=1,1$$

4) Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement (η).
- De la période fondamentale de la structure T.

5) Estimation de la période fondamentale :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

➤ Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la formule suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau
(N) : $h_N = 34,67m$.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003) : $C_T = 0.05$.

$$D'où : T = 0.05 \times (34,67)^{3/4} = 0,714 \text{ s}$$

La valeur de T doit être majorée de 30 % :

$$T = 1,3 \times 0,714 = 0,928 \text{ s} \quad T = 0.93 \text{ s} > T_{\text{etabs}} = 0,89\text{s} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5 & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5n \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5n \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7. RPA 99/ version 2003).

La nature du sol : ferme (site S2) $\rightarrow T_2 = 0.40\text{s}$

n : Facteur de correction d'amortissement.

$$n = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

Avec :

ξ (%) : Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2. RPA

99/ version 2003).

$$\xi = 7\% = n \rightarrow 0,88$$

$$T_2 = 0.40 \text{ s} < T = 0.928 \text{ s} \quad D = 2.5 n \left(\frac{0,4}{0,93}\right)^{2/3} \rightarrow D = 1,25$$

Conclusion :

$$Q_x = 1 \text{ et } Q_y = 1,1$$

$$A = 0,15$$

$$R = 4$$

$W = 17650,116 \text{ KN}$ (poids total de la structure).

$D = 1,25$ (facteur d'amplification dynamique).

Application numérique :

$$V_x = 827,35 \text{ KN.}$$

$$V_y = 910,08 \text{ KN.}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 1778,91 \text{ KN} > 80\% V_x = 661,88 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 2675,35 \text{ KN} > 80\% V_y = 728,06 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié dans les deux sens.

VI.7. Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement ($R = 4$).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 1\% h_e$$

❖ **Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :**

❖ Sens longitudinal :

Niveau	R	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k (m)$	$\Delta k (m)$	$\bar{\Delta k}$	Condition
11	4	0,0200	0,0800	0,0076	0,0306	Vérifiée
10	4	0,0181	0,0724	0,0080	0,0306	Vérifiée
9	4	0,0161	0,0644	0,0080	0,0306	Vérifiée
8	4	0,0141	0,0564	0,0088	0,0306	Vérifiée
7	4	0,0119	0,0476	0,0084	0,0306	Vérifiée
6	4	0,0098	0,0392	0,0084	0,0306	Vérifiée
5	4	0,0077	0,0308	0,0084	0,0306	Vérifiée
4	4	0,0056	0,0224	0,0072	0,0306	Vérifiée
3	4	0,0038	0,0152	0,0068	0,0306	Vérifiée
2	4	0,0021	0,0084	0,0052	0,0306	Vérifiée
1	4	0,0008	0,0032	0,0032	0,0407	Vérifiée

❖ Sens
trasversal

Niveau	R	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k (m)$	$\Delta k (m)$	$\bar{\Delta k}$	Condition
11	4	0,0081	0,0324	0,0036	0,0306	Vérifiée
10	4	0,0072	0,0288	0,0036	0,0306	Vérifiée
9	4	0,0063	0,0252	0,0036	0,0306	Vérifiée
8	4	0,0054	0,0216	0,0036	0,0306	Vérifiée
7	4	0,0045	0,0180	0,0036	0,0306	Vérifiée
6	4	0,0036	0,0144	0,0036	0,0306	Vérifiée
5	4	0,0027	0,0108	0,0028	0,0306	Vérifiée
4	4	0,0020	0,0080	0,0028	0,0306	Vérifiée
3	4	0,0013	0,0052	0,0024	0,0306	Vérifiée
2	4	0,0007	0,0028	0,0016	0,0306	Vérifiée
1	4	0,0003	0,0012	0,0012	0,0407	Vérifiée

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements maximaux sont inférieurs aux déplacements admissibles recommandés par le RPA 99.

V.9 justification vis-à-vis de l'effet P-D : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K

Δ_k : effort tranchant d'étage au niveau K-1

H_k : la hauteur de l'étage K

	Sens X-X					Sens Y-Y			
	PK(KN)	Δ k(m)	VK × h k	pkxΔk	□x	Δk(m)	VK × h k	pkxΔk	□ y
11	4319,48	0,0076	1090,89	32,82	0,030	0,0036	1524,49	15,55	0,010
10	8760,62	0,0080	1975,47	70,08	0,035	0,0036	2935,02	31,54	0,010
9	13202,44	0,0080	2638,42	105,61	0,040	0,0036	4011,66	47,53	0,011
8	17644,26	0,0088	3167,74	141,15	0,044	0,0036	4868,58	63,52	0,013
7	22179,08	0,0084	3621,63	186,30	0,044	0,0036	5604,72	79,84	0,014
6	26714,33	0,0084	4028,76	224,40	0,055	0,0036	6252,31	96,17	0,015
5	31249,22	0,0084	4401,87	262,49	0,059	0,0028	6804,70	87,49	0,012
4	35889,94	0,0072	4743,27	258,40	0,054	0,0028	7278,45	100,49	0,013
3	40530,64	0,0068	5046,85	275,60	0,054	0,0024	7684,88	97,27	0,012
2	45171,43	0,0052	5285,56	234,89	0,044	0,0016	7997,92	72,27	0,009
1	50418,24	0,0032	7240,16	161,33	0,022	0,0012	10888,6	60,50	0,005

Conclusion :

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99 : les valeurs de $\Theta < 0.10$ et l'effet du second ordre est négligé.

V.10.Effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003)

On entend par effort normal réduit le rapport :

$$\gamma = \frac{N_d}{B_c F_{c28}} \leq 3$$

$$\gamma = \frac{2316,67}{0,5^2 \cdot 25000} = 0,37 \leq 3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Section brute du béton égale a 50x50

F_{c28} : La résistance caractéristique de béton.

II) Justification de l'interaction portiques-voiles :

❖ Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »

➤ **Charges sismiques reprise par les poteaux :**

Sens xx : 334.66KN (12.49%)

Sens yy : 230.86KN (8.19%)

➤ **Charges sismiques reprise par les voiles :**

Sens xx : 2346 KN (87%)

Sens yy : 2589.33 (91.71%)

◆ Les charges verticales revenants aux portiques et aux voiles sont calculées

Manuellement (**Descente de charge**).

◆ Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le système de contreventement est par voile.

-Conclusion :

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

VII.1) Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- a) $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- b) $G + Q$: à L'ELS.
- c) $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- d) $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

VII.2)Recommandations du RPA99 : (art 7.5.2)

1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
 - Poutre principales de (30x40): $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.
 - Poutre secondaire de (25x30): $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

-Poutres principales $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
de (30x40):

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

-Poutres secondaires

de (25x30): $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

2. Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \text{ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées}$$

sont nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

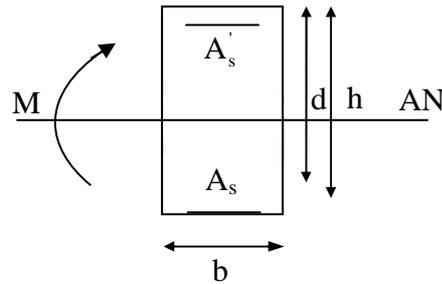
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

*Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



*Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

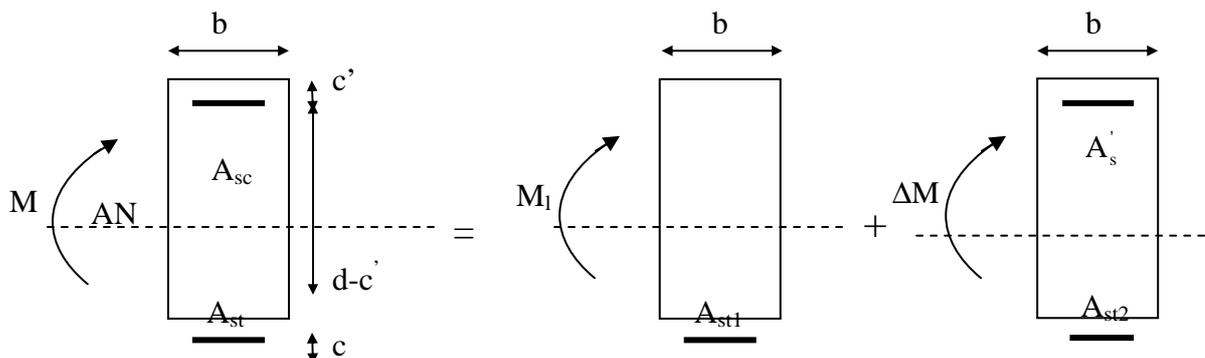
$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

- $\mu \leq \mu_l = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- $\mu_b \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée



$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_1$$

➤ **Finalement :**

$$- A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_l x d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$$

Armatures comprimées :
$$A_s' = \frac{\Delta M}{(d - c')x\sigma_s}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux ci-après :

❖ **Ferrailage aux appuis des poutres principales :**

Niveau	Mmax (Kn.m)	μ	Obs	β	As (cm ²)	ferrailage	As adoptée (cm ²)
11	88,99	0,144	SSA	0,922	7,29	3HA16+3HA16	12,06
10	107,27	0,174	SSA	0,904	8,97	3HA16+3HA16	12,06
9	106,22	0,172	SSA	0,905	8,87	3HA16+3HA16	12,06
8	118,02	0,191	SSA	0,892	10,00	3HA16+3HA16	12,06
7	121,53	0,197	SSA	0,889	10,33	3HA16+3HA16	12,06
6	125,54	0,204	SSA	0,885	10,72	3HA16+3HA16	12,06
5	124,56	0,202	SSA	0,886	10,63	3HA16+3HA16	12,06
4	118,67	0,192	SSA	0,892	10,06	3HA16+3HA16	12,06
3	108,30	0,176	SSA	0,902	9,07	3HA16+3HA16	12,06
2	89,18	0,144	SSA	0,922	7,31	3HA16+3HA16	12,06
1	63,27	0,102	SSA	0,946	5,05	3HA16+3HA16	12,06

❖ **Ferrailage aux appuis des poutres secondaires :**

Niveau	Mmax (kNm)	μ	Obs	β	As (cm ²)	ferrailage	As adoptée (cm ²)
11	71,93	0,258	SSA	0,848	8,70	3HA14+3HA16	10,65
10	81,62	0,293	SSA	0,821	10,20	3HA14+3HA16	10,65
9	79,94	0,239	SSA	0,862	9,51	3HA14+3HA16	10,65
8	78,32	0,234	SSA	0,865	9,29	3HA14+3HA16	10,65
7	77,00	0,224	SSA	0,872	9,06	3HA14+3HA16	10,65
6	74,95	0,218	SSA	0,876	8,78	3HA14+3HA16	10,65
5	70,73	0,204	SSA	0,885	8,20	3HA14+3HA16	10,65
4	65,84	0,182	SSA	0,899	7,51	3HA14+3HA16	10,65
3	48,47	0,166	SSA	0,909	5,47	3HA14+3HA16	10,65
2	59,17	0,142	SSA	0,923	6,57	3HA14+3HA16	10,65
1	35,22	0,108	SSA	0,943	3,83	3HA14+3HA16	10,65

❖ Ferrailage en travée des poutres principales :

Niveau	Mmax (kNm)	M	Obs	β	As (cm ²)	ferrailage	As adoptée (cm ²)
11	91,57	0,148	SSA	0,919	7,53	3HA16+3HA16	12,06
10	112,94	0,183	SSA	0,898	9,51	3HA16+3HA16	12,06
9	110,79	0,180	SSA	0,900	9,30	3HA16+3HA16	12,06
8	122,87	0,199	SSA	0,887	10,47	3HA16+3HA16	12,06
7	126,47	0,205	SSA	0,883	10,83	3HA16+3HA16	12,06
6	129,92	0,210	SSA	0,881	11,15	3HA16+3HA16	12,06
5	128,60	0,209	SSA	0,881	11,03	3HA16+3HA16	12,06
4	122,84	0,199	SSA	0,887	10,47	3HA16+3HA16	12,06
3	111,04	0,180	SSA	0,900	9,32	3HA16+3HA16	12,06
2	90,85	0,148	SSA	0,919	7,47	3HA16+3HA16	12,06
1	64,38	0,104	SSA	0,945	5,15	3HA16+3HA16	12,06

❖ Ferrailage en travée des poutres secondaires :

Niveau	Mmax (kN.m)	μ	Obs	β	As (cm ²)	ferrailage	As adoptée (cm ²)
11	37,19	0,140	SSA	0,924	4,13	3HA12+3HA14	8,01
10	51,62	0,185	SSA	0,896	5,91	3HA12+3HA14	8,01
9	49,25	0,112	SSA	0,940	5,37	3HA12+3HA14	8,01
8	47,84	0,108	SSA	0,943	5,20	3HA12+3HA14	8,01
7	47,95	0,108	SSA	0,943	5,21	3HA12+3HA14	8,01
6	48,79	0,106	SSA	0,944	5,30	3HA12+3HA14	8,01
5	45,24	0,092	SSA	0,952	4,87	3HA12+3HA14	8,01
4	41,74	0,080	SSA	0,958	4,47	3HA12+3HA14	8,01
3	30,08	0,078	SSA	0,959	3,21	3HA12+3HA14	8,01
2	37,83	0,074	SSA	0,962	4,03	3HA12+3HA14	8,01
1	21,56	0,073	SSA	0,963	2,29	3HA12+3HA14	8,01

VII.3. Vérifications à l'ELU :➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

-Poutres principales de (30x40): $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$.

-Poutres secondaires de (25x30): $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$.

La condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement

égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{effort tranchant max}$$

Poutres principales $\tau_u = \frac{84,15 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,38} = 0,73 \text{ MPa}$

Poutres secondaires $\tau_u = \frac{77,04 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28} = 1,1 \text{ MPa}$

➤ **Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres principales $\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ *Condition vérifiée.*

Poutres secondaires $\tau_u = 1,1 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ *Condition vérifiée.*

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :(BAEL91.art A.5.1.32)**

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 à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$\text{Poutres principales : } 84,15 - \frac{85,39}{0,9 \times 0,38} = -165,52 < 0$$

$$\text{Poutres secondaires : } 77,04 - \frac{67,68}{0,9 \times 0,28} = -191,53 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \cdot \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

$$\text{Poutres principales : } T_u = 84,15 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9 \cdot 0,38 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 684 \text{ kN} .$$

$$\text{Poutres secondaires : } T_u = 77,04 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9 \cdot 0,28 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 420 \text{ kN} .$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

Poutres principales :

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}16 \Rightarrow \sum U_i = 30,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{84,15 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 301,4} = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$3\text{HA}14 + 3\text{HA}16 \Rightarrow \sum U_i = 28,26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{77,04 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 282,6} = 1,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi_e f_c}{4 \cdot \tau_{su}} \quad \text{avec } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835$$

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49,38 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 56,44 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à « $0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19.75$ cm.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 22.58$ cm.

VII.4) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(10,85 ; 14 ; 25)$$

Soit $\Phi_t = 10,85$ mm

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit : $A_t = 4HA8 = 2.01$ cm²

❖ Calcul des espacements :

➤ Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

- Poutre principales de (30x40): $S_t = 10\text{cm}$ Soit : $S_t = 8\text{cm}$

- Poutre secondaire de (25x30): $S_t = 7,5\text{cm}$ Soit : $S_t = 6\text{cm}$

➤ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales de (30x40): $S_t = 20\text{cm}$ soit $S_t = 15\text{cm}$

- Poutre secondaire de (25x30): $S_t = 15\text{cm}$ soit $S_t = 15\text{cm}$

➤ Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

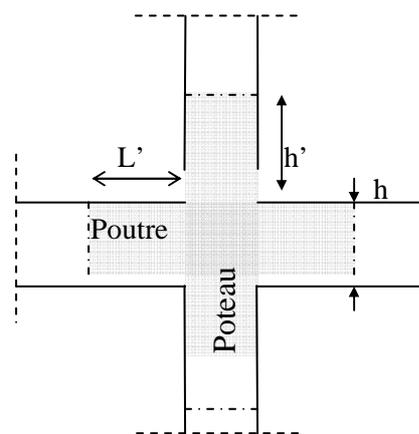
h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

- $h' = 60$ cm

- $L' = 2 \times 40 = 80$ cm : poutre principales de (30x40):

- $L' = 2 \times 30 = 60$ cm : poutre secondaire de (25x30):



Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

➤ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_l b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2$$

VII.5) Vérification à l'ELS :➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad (A : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}.$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

❖ **poutres principales en travée :**

Niveau	Ms (kNm ²)	As(cm ²)	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obse
11	33,78	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	85,90	3,09	15	Vérifiée
10	32,84	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	83,51	3,00	15	Vérifiée
9	33,06	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	84,05	3,02	15	Vérifiée
8	32,89	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	83,64	3,01	15	Vérifiée
7	31,84	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	80,97	2,91	15	Vérifiée
6	30,96	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	78,73	2,83	15	Vérifiée
5	30,87	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	78,50	2,82	15	Vérifiée
4	29,86	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	75,94	2,73	15	Vérifiée
3	29,10	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	74,00	2,66	15	Vérifiée
2	28,78	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	73,19	2,63	15	Vérifiée
1	29,03	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	73,83	2,65	15	Vérifiée

❖ des poutres secondaires en travée :

Niveau	Ms (kN.m)	As(cm ²)	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs.
11	20,00	8,01	1,144	0,854	19,25	0,040	104,42	4,17	15	Vérifiée
10	28,99	8,01	1,144	0,854	19,25	0,040	151,36	6,05	15	Vérifiée
9	26,01	8,01	1,144	0,854	19,25	0,040	135,80	5,43	15	Vérifiée
8	23,80	8,01	1,144	0,854	19,25	0,040	124,26	4,97	15	Vérifiée
7	22,37	8,01	1,144	0,854	19,25	0,040	116,79	4,67	15	Vérifiée
6	21,23	8,01	1,144	0,854	19,25	0,040	110,84	4,43	15	Vérifiée
5	23,86	8,01	1,144	0,854	19,25	0,040	124,57	4,98	15	Vérifiée
4	22,51	8,01	1,144	0,854	19,25	0,040	117,52	4,70	15	Vérifiée
3	20,76	8,01	1,144	0,854	19,25	0,040	108,39	4,33	15	Vérifiée
2	21,70	8,01	1,144	0,854	19,25	0,040	112,29	4,53	15	Vérifiée
1	20,26	8,01	1,144	0,854	19,25	0,040	105,77	4,23	15	Vérifiée

❖ poutres principales aux appuis :

Niveau	Ms (kN.m)	As(cm ²)	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
11	61,99	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	157,76	5,67	15	vérifiée
10	62,86	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	159,86	5,75	15	vérifiée
9	62,22	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	158,24	5,69	15	vérifiée
8	61,05	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	155,26	5,58	15	vérifiée
7	56,97	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	144,88	5,21	15	vérifiée
6	54,77	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	139,29	5,01	15	vérifiée
5	53,14	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	135,14	4,86	15	vérifiée
4	48,86	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	124,26	4,47	15	vérifiée
3	46,60	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	118,51	4,26	15	vérifiée
2	44,54	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	113,27	4,07	15	vérifiée
1	41,27	12,06	1,057	0,858	20,21	0,036	104,95	3,77	15	Vérifiée

❖ Poutres secondaires aux appuis :

Niveau	Ms (kN.m)	As	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
11	44,24	10,65	1,521	0,838	15,86	0,059	177,03	10,44	15	Vérifiée
10	44,58	10,65	1,521	0,838	15,86	0,059	178,39	10,52	15	Vérifiée
9	46,75	10,65	1,521	0,838	15,86	0,059	187,08	11,03	15	Vérifiée
8	43,92	10,65	1,521	0,838	15,86	0,059	175,75	10,96	15	Vérifiée
7	41,01	10,65	1,521	0,838	15,86	0,059	164,11	9,68	15	Vérifiée
6	38,13	10,65	1,521	0,838	15,86	0,059	152,58	9,00	15	Vérifiée
5	47,09	10,65	1,521	0,838	15,86	0,059	188,44	11,11	15	Vérifiée
4	41,92	10,65	1,521	0,838	15,86	0,059	167,75	9,89	15	Vérifiée
3	34,47	10,65	1,521	0,838	15,86	0,059	137,94	8,13	15	Vérifiée
2	38,59	10,65	1,521	0,838	15,86	0,059	154,42	9,11	15	Vérifiée
1	28,49	10,65	1,521	0,838	15,86	0,059	114,01	6,72	15	Vérifiée

➤ Etat limite de déformation :

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

➤ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 7,2 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

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

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

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

On aura : $I_0 = 44782.93 \text{ cm}^4$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures). $\rho = \frac{a}{b_0 \cdot d}$ $\rho = 0,01$

➤ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,0072}{\rho} = 0,72$$

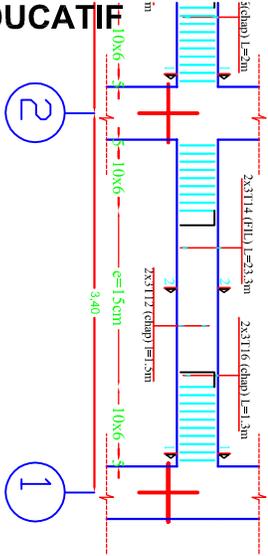
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,55 ; 0 \} = 0,55$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 240931,26 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{28,99 \times 10^6 \times 3600^2}{10 \times 10818,87 \times 320219,55 \times 10^4} = 1,44 < \bar{f} = 7.2 \quad \text{Condition vérifié}$$

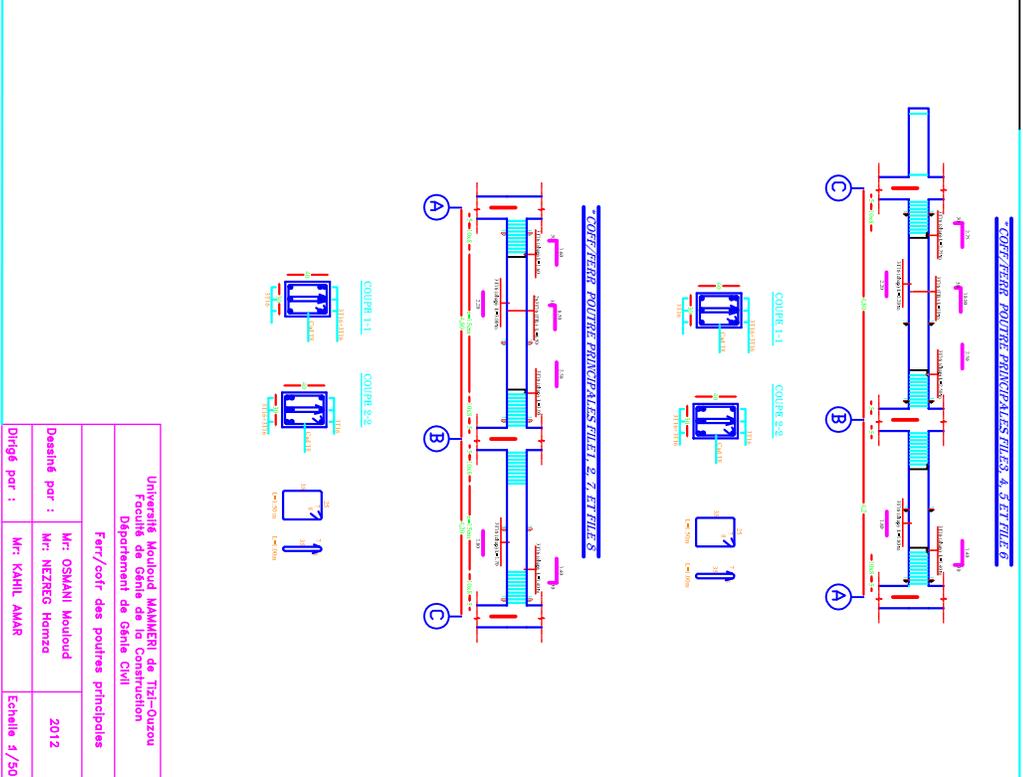


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Ferr/cofr des poutres secondaires

par :	Mr: OSMANI Mouloud Mr: NEZREG Hamza	2011-2012
Mr :	Mr: KAHIL AMAR	Echelle :1/50



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Fait/coûr des poutres principales	
Dessiné par :	Mr: OSMANI Mouloud
2012	
Dirigé par :	Mr: KAHIL AMAR
Echelle	1/50

VIII-1) Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

- | | | |
|----|----------------|----------|
| a- | 1.35 G + 1.5 Q | ELU |
| | G + Q | ELS |
| b- | G + Q ± E | RPA 2003 |
| | 0.8 G ± E | RPA 2003 |

En procédant à des vérifications à l'ELS.

VIII.2) Les recommandations du RPA 2003 :**2.a) les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être

- En haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal des aciers est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau est inférieure à 25 cm.

Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- Du RDC : $A_{\min} = 0.008 \cdot (50 \times 50) = 20 \text{ cm}^2$;
- Du 1^{er} au 3^{eme} étage : $A_{\min} = 0.008 \cdot (45 \times 45) = 16,2 \text{ cm}^2$;
- Du 4^{eme} au 6^{eme} étage : $A_{\min} = 0.008 \cdot (40 \times 40) = 12,8 \text{ cm}^2$;
- Du 7^{eme} au 10^{eme} étage : $A_{\min} = 0.008 \cdot (35 \times 35) = 9,8 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage max en zone courante et en zone de recouvrement sera de 3% et 6% :

- **RDC (50x50)**

En zone courante : $A_{\max} = 3\% = 75 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% = 150 \text{ cm}^2$

- **Du 1^{er} au 3^{eme} étage (45x45)**

En zone courante : $A_{\max} = 3\% = 60,75 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% = 121,5 \text{ cm}^2$

- **Du 4^{eme} au 6^{eme} étage (40x40)**

En zone courante : $A_{\max} = 3\% = 48 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% = 96 \text{ cm}^2$

- **Du 7^{eme} au 10^{eme} étage (35x35)**

En zone courante : $A_{\max} = 3\% = 36,75 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% = 73,5 \text{ cm}^2$

2.b) Les armatures transversales :

1) Les armatures transversales des sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_1^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_1^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

2) La quantité minimales d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

-Les cadres et les étriers doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

2-c) Calcul du ferrailage :**➤ Etape de calcul en flexion composée:**

-Calcul du centre de pression

$$e_u = \frac{Mu}{Nu}$$

-Deux cas peuvent se présenter :

a) Section partiellement comprimée

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

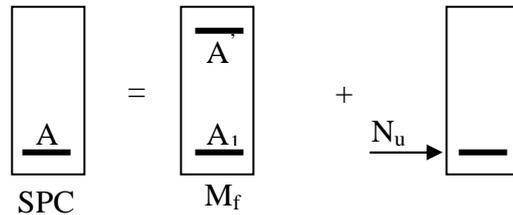
Avec :

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

M_f : Moment fictif.

- Calcul des armatures

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



Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

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

et on calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

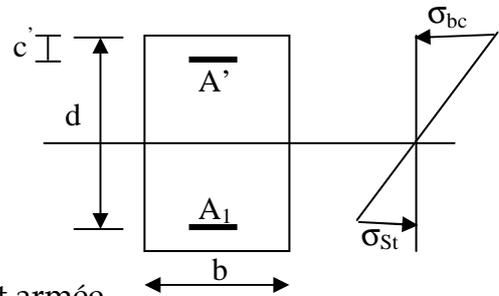
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$



b) Section entièrement comprimée

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \cdot (d - c') - M_f > (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1) \text{ Si } (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} ; \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

$$2) \text{ Si } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{(d - c') \sigma_s} ; \quad A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : aire de la section du béton seul

σ_s : contrainte de l'acier

2.d) Vérification à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y' a lieu de vérifiée :

-Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

-Contrainte dans le béton :

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

On a deux cas à vérifiée, en flexion composée et à l'ELS :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → est entièrement comprimée.

➤ **Vérification des contraintes :**

- **La section homogène est :**

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 (A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \quad \rightarrow \quad V_2 = h - V_1$$

- **Le moment d'inertie de la section total homogène :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v2}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l' ELS

M_s : Moment fléchissant à l' ELS

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_s$$

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{avec} \quad I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$c = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

VIII-3) Ferrailage des poteaux :

Niveau	Section	Sollicitation	N(kN)	M(kNm)	eu	h/2-c	Mf	N(d-c')-Mf	(*)	obser	u	β	A	Amin	A ad	Armatures
zone IV	35x35	Nmax-Mcor	778,76	7,58	0,009	0,15	124,39	117,02	61,94	SEC			0,00	9,8	10,67	4HA14+4HA12
		Nmin-Mcor	21,23	0,42	0,019	0,15	3,60	2,98	61,94	SPC	0,006	0,997	0,00	9,8	10,67	
		Ncor- Mmax	73,63	61,85	0,84	0,15	72,89	-50,06	61,94	SPC	0,134	0,928	4,72	9,8	10,67	
zone III	40x40	Nmax-Mcor	1401,05	4,14	0,002	0,18	256,32	248,05	107,78	SEC			0,00	12,8	15,2	4HA14+8HA12
		Nmin-Mcor	148,43	0,97	0,006	0,18	27,68	25,75	107,78	SPC	0,034	0,983	3,81	12,8	15,2	
		Ncor- Mmax	383,66	60,28	0,15	0,18	129,33	8,78	107,78	SPC	0,157	0,914	0,00	12,8	15,2	
zone II	45x45	Nmax-Mcor	2069,79	1,42	0,0006	0,20	415,37	433,24	175,26	SEC			0,00	16,2	17,09	4HA16+8HA12
		Nmin-Mcor	362,24	3,69	0,01	0,20	76,13	72,38	175,26	SPC	0,064	0,967	0,00	16,2	17,09	
		Ncor- Mmax	641,31	52,86	0,08	0,20	181,22	81,71	175,26	SPC	0,153	0,916	0,00	16,2	17,09	
zone I	50x50	Nmax-Mcor	2316,11	1,05	0,0004	0,23	533,75	531,66	270,33	SEC			4,42	20	20,35	4HA16+8HA14
		Nmin-Mcor	606,3	4,19	0,006	0,23	143,63	135,26	270,33	SPC	0,088	0,954	8,89	20	20,35	
		Ncor- Mmax	951,04	32,18	0,03	0,23	250,92	186,55	270,33	SPC	0,153	0,916	0,00	20	20,35	

$$* (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

VIII.4) Vérification à l'ELS :

Niv	N (KN .m)	M (KN .m)	Sect (cm2)	Obs	ob sup (MPa)	ob inf (MPa)	σ_b (MP)	os sup (MPa)	os inf (MPa)	σ_s (MPa)	observation
RDC	N _{max} =1690,91	M _{cor} = 0,568	50	SEC	5,5	5,4	15	81,8	81,3	400	vérifiée
	N _{min} = 357,01	M _{cor} =0,76	χ	SEC	1,2	1,1		17,5	16,9		vérifiée
	N _{cor} = 385,87	M _{max} =9,20	50	SEC	1,5	1,0		22,4	14,8		vérifiée
1 2 3	N _{max} = 1510,58	M _{cor} = 1,03	45	SEC	6,0	5,9	15	89,9	88,7	400	vérifiée
	N _{min} = 218,93	M _{cor} =0,85	χ	SEC	0,9	0,8		13,4	12,5		vérifiée
	N _{cor} =784,31	M _{max} =21,69	45	SEC	4,0	2,2		58,3	34,4		vérifiée
4 5 6	N _{max} =1022,54	M _{cor} = 3,02	40	SEC	5,1	4,8	15	76,9	72,3	400	vérifiée
	N _{min} = 108,75	M _{cor} =0,70	χ	SEC	0,6	0,5		8,5	7,4		vérifiée
	N _{cor} = 471,91	M _{max} =29,15		SPC	2,7	00		35,6	-47,2		vérifiée
7 8 9 10	N _{max} = 568,6	M _{cor} = 5,52	35	SEC	4,2	3,2	15	61,6	48,8	400	vérifiée
	N _{min} = 5,31	M _{cor} = 0,99	χ	SPC	0,1	00		1,8	-1,2		vérifiée
	N _{cor} = 76,14	M _{max} =35,94	35	SPC	4,2	00		54,3	-81,9		vérifiée

VI-5) Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$2 \text{ cadres } \Phi 8 = 4 \text{ brins} \quad \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

1- Diamètre des aciers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}, \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

2- Espacement des armatures

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 1.2 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

3- Longueurs de recouvrement

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

4-Vérification de la quantité d'armatures transversales :

la quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad A_t^{\min} = 0.3\% \text{ s t.b}$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad A_t^{\min} = 0.8\% \text{ s t.b}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec :} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Tel que : $l_f = 0.7.l_0$

l_0 : Longueur libre du poteau

- Poteau de 35x35 : $I_0=3,06.....\lambda g=6.12$
- Poteau de 40x40 : $I_0=3,06.....\lambda g=5.53$
- Poteau de 45x45 : $I_0=3,06.....\lambda g=5.35$
- Poteau de 50x50 : $I_0=3,06.....\lambda g=5.712$

on remarque que $\lambda g > 5$: alors la quantité minimale d'armatures est : **4HA8=2.01cm**

❖ **En zone nodale : $St = 10$ cm**

- Poteau de 35x35 : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{cm}^2$
- Poteau de 40x40 : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{cm}^2$
- Poteau de 45x45 : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{cm}^2$
- Poteau de 50x50 : $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{cm}^2$

❖ **En zone courante : $St = 15$ cm**

- Poteau de 30x30 : $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{cm}^2$
- Poteau de 35x35 : $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{cm}^2$
- Poteau de 40x40 : $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2,02 \text{cm}^2$
- Poteau de 45x45 : $A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{cm}^2$

Conclusion : les armatures transversales des poteaux seront composées de :
2 cadres T8 soit $A_t = 2.01 \text{cm}^2 > 1.8 \text{cm}^2$

5-Délimitation de la zone nodale

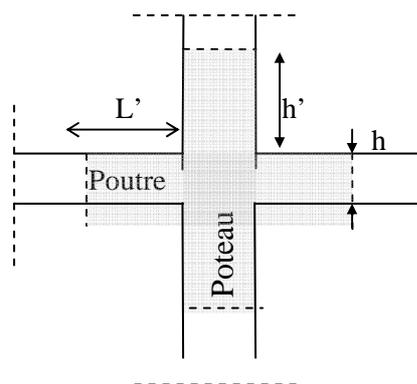
$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{cm} \right\}$$

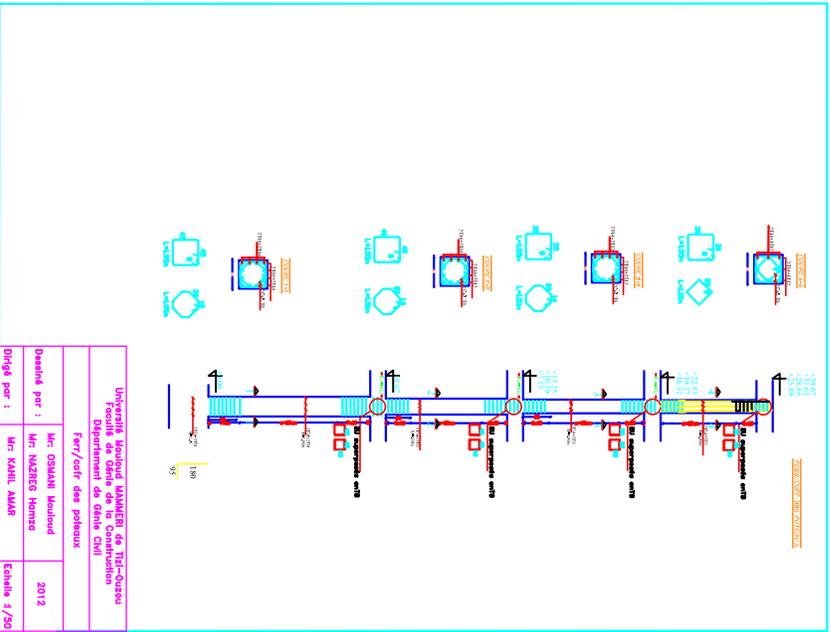
b_1 et h_1 : dimensions du poteau .

h_e : hauteur libre du poteau.

RDC : $h' = 68 \text{cm}$ On prend $h' = 70 \text{cm}$

Etage courant : $h' = 60 \text{cm}$





IX.1) Ferrailage des voiles :**IX.1) Introduction :**

Les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons des efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Pour cela, nous avons divisé notre structure en quatre zones de calcul :

Zone I : RDC

Zone II : du 1^{er} au 3^{ème} étage

Zone III : du 4^{ème} au 6^{ème} étage

Zone IV : du 7^{ème} au 10^{ème} étage

IX.2) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

♦Selon le BAEL 91 : $1.35 G + 1.5 Q$
 $G + Q$

♦Selon le RPA version 2003 : $G + Q \pm E$
 $0.8 G \pm E$

Le calcul se fera en par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande largeur (d).

IX.3) Ferrailage des Voiles :**3-a) 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 :

$$\sigma_{comp} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{trac} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « 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

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

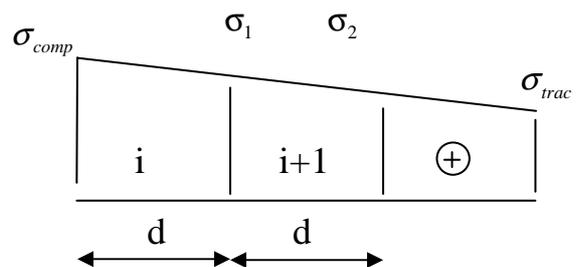
3-b) Armatures verticales :

◆Section entièrement comprimée et entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{comp} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile



◆Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et $\sigma_s = 348$ MPa

*Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

◆Pour une Section entièrement tendue :

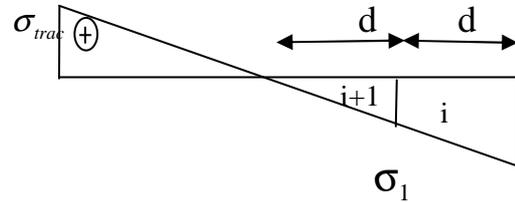
$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Armatures minimales :*◆Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{trac} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

***Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.002 B \right\}$$

3-c) Armatures verticales :**◆Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

◆Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

◆Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

3-d) Armatures minimales :**◆Compression du béton :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée

◆ Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

◆ Exigences de RPA 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donnée comme suit :

Globalement dans la section du voile 15 %

En zone courantes 0.10 %

3-d-1) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

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.

3-d-2) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

3-d-3) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_c}$$

Avec : $T = 1.4 LV_u$

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.

3-d-4) Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

3-d-5) Longueur de recouvrement :

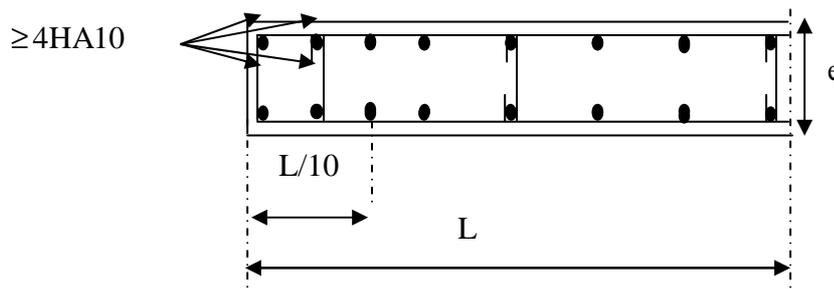
Elles doivent être égales à :

40 Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

3-d-6) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.



IX 4) Vérification :**a) Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :**◆Selon le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

◆Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

IX.5) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile (VT1, VT2,VT3,VT4) de la zone I :

$$L = 4,2 \text{ m} , e = 20 \text{ cm} , V=L/2= 2,1 \text{ m}$$

$$B= e \times L=0,2 \times 4,2= 0,84 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 4125,42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = - 2122,06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{4125,42}{4125,42 - 2122,06} \cdot 4,2 = 2,77$$

$$L_t = L - L_c = 4,2 - 2,77 = 1,42$$

Le découpage de diagramme est en quatre bandes de longueur (d)

Avec :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 1,8m$$

Soit un tronçon $d = 1,8$ m

a) 1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = 567,87$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 484,18 \text{ KN}$$

- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 13,91 \text{ cm}^2$$

b) 2^{ème} tronçon :

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 102,21 \text{ KN}$$

- Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 2,93 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales :

$$\begin{aligned} A_{\min} &= \max\left(0,2 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \\ &= \max(7,2 \text{ cm}^2, 18,9 \text{ cm}^2) \\ A_{\min} &= 18,89 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 5,02 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0,15 \% \cdot B = 3,71 \text{ cm}^2$

Soit : **5 HA12 = 5,65 cm²/ nappe**

- Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

- Vérification des contraintes :

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{650,22 \times 10}{20 \times 0,9 \times 388} = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 650,22 \times 10}{20 \times 0,9 \times 388} = 1,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,3 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

- Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{83,08 \times 10}{0,84 + 15 \times 40,22} = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux suivants :

Ferrailages des voiles : VT1, VT2, VI3VT4						
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	IV
	L	(m)	4,2	4,2	4,2	4,2
	e	(m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0,84	0,84	0,84	0,84
	I	(m ⁴)	1,23	1,23	1,23	1,23
	V=V'=L/2	(m)	2,1	2,1	2,1	2,1
	omax	(kN/m ²)	4125,42	3690,50	2095,56	1193,15
	omin	(kN/m ²)	-2122,06	-1550,2	-766,94	-414,74
	VU	(KN)	650,22	612,4	467,35	443,71
	Lc	(m)	2,77	2,95	3,07	3,11
	Lt	(m)	1,42	1,24	1,12	1,08
	nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	d	(m)	1,8	1,3	1,12	1,08
	σ1	(kN/m ²)	567,87	1625,2	00	00
	N1	(kN)	484,18	412,8	86,30	44,93
	N2	(kN)	102,21	211,2	86,30	44,93
	Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	18,89	13,65	11,76
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	13,91	11,86	2,48	1,29
	Av2	(cm ²)	2,93	6,35	2,48	1,29
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	25,03	23,57	17,99	17,08
Armatures verticales	A1=Av1/2+Avj/	(cm ²)	13,21	11,82	5,73	4,91
	A2=Av2/2+Avj/	(cm ²)	7,72	9,06	5,73	4,91
	Choix de section	(cm ²)	10HA16	8HA16	8HA14	8HA14
	A1 (adoptée)	(cm ²)	20,11	16,09	12,31	12,31
	Choix de section	(cm ²)	10HA16	8HA16	8HA14	8HA14
	A2 (adoptée)	(cm ²)	20,11	16,09	12,31	12,31
	Sv1	(cm)	10	13	13	13
Sv2	(cm)	10	13	13	13	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	5,02	4,02	1,78	1,22
	Choix de	(cm ²)	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
	Ah (adoptée)	(cm ²)	5,65	5,65	5,65	5,65
Armatures transversales	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 / m ²			
Vérifications	τb=5	MPa	1,3	0,74	0,53	0,49
	τu=2.5	MPa	0,93	0,53	0,38	0,25
	σbc=15	MPa	1,37	5,94	4,84	1,45

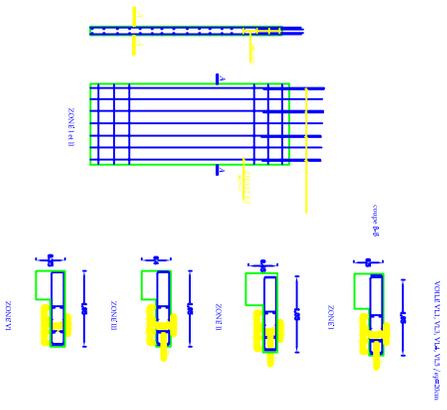
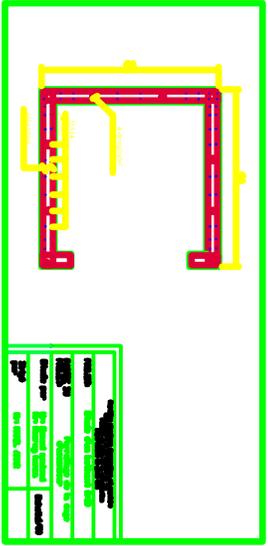
Ferrailages des voiles : VT5, VT6						
Caractéristiques géométrique	ZONE	Unité	I	II	III	IV
	L	(m)	4,8	4,8	4,8	4,8
	e	(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,96	0,96	0,96	0,96
	I	(m ⁴)	1,84	1,84	1,84	1,84
	V=V'=L/2	(m)	2,4	2,4	2,4	2,4
	omax	(kN/m ²)	7242,75	5217,71	3418	2165,64
	omin	(kN/m ²)	-2357,45	-1742,75	-1320,09	-704,12
	VU	(KN)	619,44	554,37	528,24	366,66
	Lc	(m)	3,62	3,59	3,69	3,62
	Lt	(m)	1,17	1,2	1,1	1,17
	nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	d	(m)	1,17	1,2	1,1	1,17
	σ1	(kN/m ²)	00	00	00	00
	N1	(kN)	277,87	209,46	145,77	82,92
	N2	(kN)	277,87	209,46	145,77	82,92
	Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	12,28	12,6	11,55
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	7,98	6,01	4,18	2,38
	Av2	(cm ²)	7,98	6,01	4,18	2,38
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	21,34	21,34	20,33	14,11
Armatures verticale adop	A1=Av1/2+Avj/	(cm ²)	9,95	8,34	7,17	4,72
	A2=Av2/2+Avj/	(cm ²)	9,95	8,34	7,17	4,72
	Choix de section	(cm ²)	8HA16	8HA16	8HA14	8HA14
	A1 (adoptée)	(cm ²)	16,09	16,09	12,31	12,31
	Choix de section	(cm ²)	8HA16	8HA16	8HA14	8HA14
	A2 (adoptée)	(cm ²)	16,09	16,09	12,31	12,31
	Sv1	(cm)	12	12	12	12
Sv2	(cm)	12	12	12	12	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	2,48	2,08	1,79	1,18
	Choix de	(cm ²)	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
	Ah (adoptée)	(cm ²)	4,71	4,71	4,71	4,71
Armatures transversales	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 / m ²			
Vérifications	τb=5	MPa	1,03	1,00	0,47	0,30
	τu=2.5	MPa	0,73	0,72	0,23	0,19
	σbc=15	MPa	1,4	0,95	0,23	1,01

Ferrailages des voiles longitudinaux : VL2						
	ZONE	Unité	I	II	III	IV
Caractéristiques géométrique	L	(m)	3,3	3,3	3,3	3,3
	e	(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,66	0,66	0,66	0,66
	I	(m ⁴)	0,59	0,59	0,59	0,59
	V=V'=L/2	(m)	1,65	1,65	1,65	1,65
	omax	(kN/m ²)	7618,4	6443,8	5728,6	4127,9
omin	(kN/m ²)	-5207,8	-4414,7	-3556,4	-2113,3	
VU	(KN)	856,2	753	651,74	544,44	
Lc	(m)	1,96	1,95	2,03	2,18	
Lt	(m)	1,33	1,34	1,26	1,11	
nature de la section			SPC	SPC	SPC	SPC
d	(m)	1,33	1,34	1,26	1,11	
σ1	(kN/m ²)	00	00	00	00	
N1	(kN)	697,78	592,30	449,52	236,13	
N2	(kN)	697,78	592,30	449,52	236,13	
Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	13,96	14,07	13,23	11,65
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	20,05	17,02	12,91	6,78
	Av2	(cm ²)	20,05	17,02	12,91	6,78
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	32,96	28,99	25,09	20,96
Armatures verticales doptées	A1=Av1/2+Avj/4	(cm ²)	18,26	15,75	12,73	8,63
	A2=Av2/2+Avj/4	(cm ²)	18,26	15,75	12,73	8,63
	Choix de section	(cm ²)	10HA16	10HA16	10HA14	10HA12
	A1 (adoptée)	(cm ²)	20,11	20,11	15,39	11,31
	Choix de section	(cm ²)	10HA16	10HA16	10HA14	10HA12
	A2 (adoptée)	(cm ²)	20,11	20,11	15,39	11,31
	Sv1	(cm)				
Sv2	(cm)					
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	4,56	3,94	3,18	2,15
	Choix de section	(cm ²)	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
	Ah (adoptée)	(cm ²)	4,71	4,71	4,71	4,71
Armatures transversales	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 / m ²			
Vérifications	τb=5	MPa	1,4	1,25	0,9	0,59
	τu=2.5	MPa	0,75	0,89	0,65	0,42
	σbc=15	MPa	1,45	1,84	1,017	1,08

Ferrailages des voiles : VL1, VL3, VL4, VL5						
	ZONE	Unité	I	II	III	IV
Caractéristiques géométrique	L	(m)	1,05	1,05	1,05	1,05
	e	(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,21	0,21	0,21	0,21
	I	(m ⁴)	0,019	0,019	0,019	0,019
	V=V'=L/2	(m)	0,52	0,52	0,52	0,52
	omax	(kN/m ²)	8948,86	7032,29	4300,62	2187,25
omin	(kN/m ²)	-3088,53	-2564,31	-1020,33	-956,11	
VU	(KN)	82,1	60,52	50,80	36,78	
Lc	(m)	0,78	0,76	0,84	0,73	
Lt	(m)	0,2	0,28	0,20	0,31	
nature de la section			SPC	SPC	SPC	SPC
d	(m)	0,2	0,28	0,20	0,31	
σ1	(kN/m ²)	00	00	00	00	
N1	(kN)	83,20	71,94	20,54	30,53	
N2	(kN)	83,20	71,94	20,54	30,53	
Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	2,1	2,94	2,1	3,25
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	2,39	2,06	0,59	0,87
	Av2	(cm ²)	2,39	2,06	0,59	0,87
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	3,16	2,33	1,95	1,41
Armatures verticales	A1=Av1/2+Avj/4	(cm ²)	1,98	1,61	0,78	0,79
	A2=Av2/2+Avj/4	(cm ²)	1,98	1,61	0,78	0,79
	Choix de section	(cm ²)	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
	A1 (adoptée)	(cm ²)	5,65	5,65	3,93	3,93
	Choix de section	(cm ²)	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
	A2 (adoptée)	(cm ²)	5,65	5,65	3,93	3,93
	Sv1	(cm)	20	20	20	20
Sv2	(cm)	20	20	20	20	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	0,49	0,4	0,19	0,19
	Choix de section	(cm ²)	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	Ah (adoptée)	(cm ²)	3,14	3,14	3,14	3,14
Armatures transversales	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²			
Vérifications	τb=5	MPa	1,4	1,25	0,9	0,89
	τu=2.5	MPa	0,75	0,89	0,65	0,46
	σbc=15	MPa	1,45	1,84	1,017	0,98

Ferrailages des voiles : VT7						
	ZONE	Unité	I	II	III	IV
Caractéristiques géométrique	L	(m)	2,2	2,2	2,2	2,2
	e	(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,44	0,44	0,44	0,44
	I	(m ⁴)	0,17	0,17	0,17	0,17
	V=V'=L/2	(m)	1,1	1,1	1,1	1,1
	omax	(kN/m ²)	1645,33	1128,68	887,68	670,82
omin	(kN/m ²)	-775,34	-643,82	-485,14	-426,58	
VU	(KN)	110,79	109,21	106,48	104,81	
Lc	(m)	1,49	1,4	1,42	1,34	
Lt	(m)	0,7	0,79	0,7	0,85	
nature de la section			SPC	SPC	SPC	SPC
d	(m)	0,7	0,79	0,7	0,85	
σ1	(kN/m ²)	00	00	00	00	
N1	(kN)	54,63	51,44	37,77	36,48	
N2	(kN)	54,63	51,44	37,77	36,48	
Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	7,35	8,29	7,35	8,92
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	1,56	1,47	1,08	1,53
	Av2	(cm ²)	1,56	1,47	1,08	1,53
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	4,26	4,2	4,09	4,03
Armatures verticales	A1=Av1/2+Avj/4	(cm ²)	1,85	1,79	1,56	1,53
	A2=Av2/2+Avj/4	(cm ²)	1,85	1,79	1,56	1,53
	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	A1 (adoptée)	(cm ²)	9,23	9,23	9,23	9,23
	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	A2 (adoptée)	(cm ²)	9,23	9,23	9,23	9,23
	Sv1	(cm)	18	18	18	18
Sv2	(cm)	18	18	18	18	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	0,46	0,44	0,39	0,38
	Choix de section	(cm ²)	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	Ah (adoptée)	(cm ²)	3,14	3,14	3,14	3,14
Armatures transversales	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²			
Vérifications	τb=5	MPa	1,4	1,25	0,9	0,6
	τu=2.5	MPa	0,75	0,89	0,65	0,49
	σbc=15	MPa	1,45	1,84	1,017	0,9

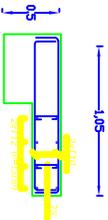
Ferrailages des voiles longitudinaux : VL6,VL7						
	ZONE	Unité	I	II	III	IV
Caractéristiques géométrique	L	(m)	2	2	2	2
	e	(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,4	0,4	0,4	0,4
	I	(m ⁴)	0,17	0,17	0,17	0,17
	V=V'=L/2	(m)	1	1	1	1
	omax	(kN/m ²)	4122,6	3007,8	2589,6	1934,8
omin	(kN/m ²)	-2061,8	1227,2	-989,6	-854	
VU	(KN)	499,8	303,8	341,2	267,7	
Lc	(m)	1,33	1,42	1,44	1,38	
Lt	(m)	0,66	0,59	0,55	0,61	
nature de la section			SPC	SPC	SPC	SPC
d	(m)	0,66	0,59	0,55	0,61	
σ1	(kN/m ²)	00	00	00	00	
N1	(kN)	137,47	71,12	54,72	52,30	
N2	(kN)	137,47	71,12	54,72	52,30	
Armatures minimales	Av min/bande	(cm ²)	6,93	6,19	5,77	6,40
Armatures verticales	Av1	(cm ²)	3,95	2,04	1,57	1,50
	Av2	(cm ²)	3,95	2,04	1,57	1,50
Armatures de coutures	Avj/bande	(cm ²)	19,42	11,69	13,13	10,30
Armatures verticales	A1=Av1/2+Avj/4	(cm ²)	6,78	3,94	4,07	3,32
	A2=Av2/2+Avj/4	(cm ²)	6,78	3,94	4,07	3,32
	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	A1 (adoptée)	(cm ²)	9,23	9,23	6,78	6,78
	Choix de section	(cm ²)	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	A2 (adoptée)	(cm ²)	9,23	9,23	9,23	9,23
	Sv1	(cm)	18	18	18	18
Sv2	(cm)	18	18	18	18	
Armatures horizontales	Ah	(cm ²)	1,69	0,98	1,01	0,83
	Choix de section	(cm ²)	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	Ah (adoptée)	(cm ²)	3,14	3,14	3,14	3,14
Armatures transversales	At (adoptée)	(cm ²)	4 épingles HA 8 /m ²			
Vérifications	τb=5	MPa	1,3	0,98	0,87	0,5
	τu=2.5	MPa	0,65	0,53	0,38	0,29
	σbc=15	MPa	7,19	5,94	0,45	0,22



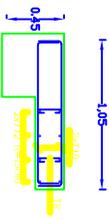
WIRTSCHAFTS UNIVERSITÄT WIEN

VOILE VI.1, VI.3, VI.4, VI.5 / ep=20cm

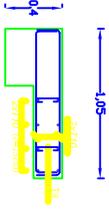
coupe A-A



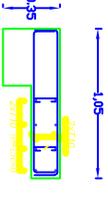
ZONE I



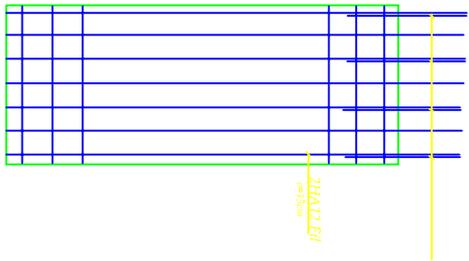
ZONE II



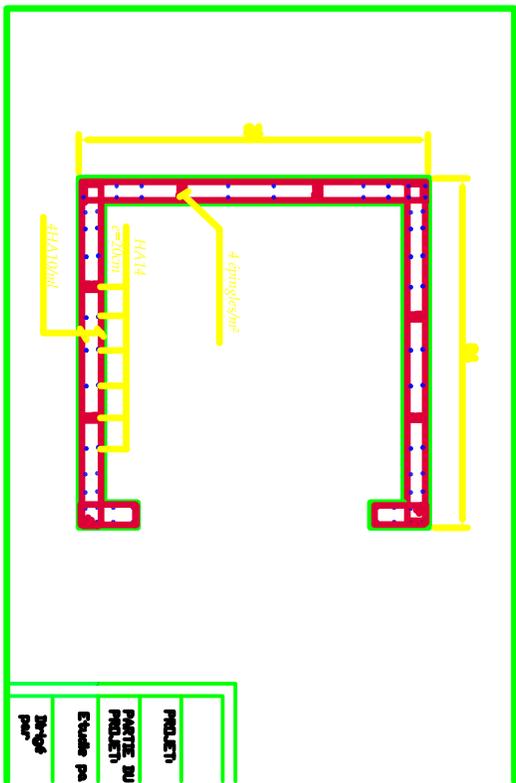
ZONE III

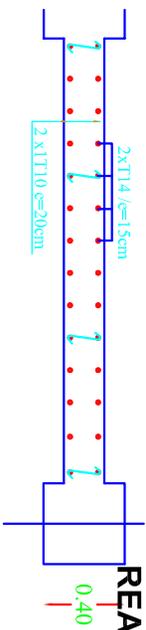


ZONE VI



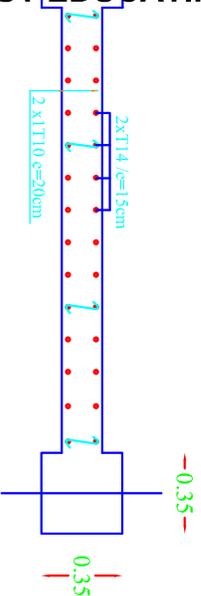
ZONE I et II





3,3

ZONE III



3,3

ZONE VI

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Ferr/cofr des voiles

Mr: OSMANI Mouloud
 Mr: NEZREG Hamza

2011–2012

Mr: KAHIL AMAR

Echelle :1/50

X- Etude des fondations :

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

On distingue deux types de fondation :

a)Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol (semelles filantes et les radiers).

b) Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante ou lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

➤ Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X-1 Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- la résistance du sol
- le tassement du sol
- La facilité d'exécution.
- L'économie.

On aura à choisir entre les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

X-2 Dimensionnement :**X-2-1 Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

<i>voile</i>	<i>Ns(KN)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>S(m²)</i>
VL1	749,43	1,05	3,56	3,73
VL2	2651,47	3,30	4,01	13,23
VL3	713,74	1,05	3,39	3,55
VL4	740,43	1,05	3,52	3,69
VL5	371,21	1,05	1,76	1,84
VL6	1451,91	2,00	3,62	7,24
VL7	1024,62	2,00	2,56	5,12
				38,4

Tableau 2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

<i>voile</i>	<i>Ns(KN)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>S(m²)</i>
VT1	1395,34	4,20	1,66	6,97
VT2	2334,7	4,20	2,77	11,63
VT3	2546,47	4,20	3,03	12,72
VT4	1378,55	4,20	1,64	6,88
VT5	2067,61	4,80	2,15	10,32
VT6	1988,74	4,80	2,07	9,93
VT7	970,53	2,20	2,20	4,84
				63,29

$$S = \sum S_i = 101,69 \text{ m}^2$$

X-2-2 Semelles filantes sous poteaux :**Etape de calcul :**

a) Déterminer de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$

b) Déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

❖ Application :

a) Déterminer la résultante des charges

Le calcul se fera pour le portique transversal.

Poteau	N	ei	N.ei	M
A	1108,91	-4,5	-4990,09	0,87
B	1690,91	0,3	507,27	0,76
C	1524,46	4,5	6860,07	0,60
somme	4324,46		2377,25	2,23

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,55 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{9,5}{6} = 1,58 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4324,46}{9,5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,55}{9,5}\right) = 297,08 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4324,46}{9,5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,55}{9,5}\right) = 613,33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4324,46}{9,5} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,55}{9,5}\right) = 534,26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{534,26}{200} = 2,67 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 2,67 \times 9,5 = 25,36 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 25,36 \times 4 + 101,69 = 203,13 \text{ m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Remarque :

Etant donné que les résultats obtenus des semelles de largeur importante, impliquant directement le chevauchement entre elles, et qu'elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- **La surface totale du bâtiment :** $S_{bat} = 23,7 \times 9,5 = 225,15 \text{ m}^2$
- **La surface totale des semelles filantes :** $S_t = 203,13 \text{ m}^2$

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

On opte pour un radier général.

X.3 Etude du 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.

X.3.1 Pré dimensionnement du radier :

1. Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale instantané $E = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,8\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164,19}} = 0,68 \text{ m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,6 \leq h \leq 0,96$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **$h = 70$ cm**

• Dalle

Epaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{4,8}{20} = 0,24 \text{ m} \text{ Soit } \mathbf{h_d = 30 \text{ cm}}$$

• Nervure

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4,80}{10} = 0,48 \text{ m} \text{ Soit } \mathbf{h_n = 70 \text{ cm}}$$

Et **$b = 50$ (Largeur de la nervure)**

2) Détermination des efforts :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{70}{2}; 30\text{cm}\right) = 35\text{cm}$$

On opte pour un débord de $h_{deb} = 50\text{cm}$

Donc la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 259,35\text{m}^2$

Charges permanente :

Poids du bâtiment : 32951,11kN

Poids du radier : $[(259,35) \times 25 \times 0,30] + [(0,70 - 0,30) \times 0,5 \times 25 \times 85,47] = 2287\text{ kN}$

Poids du remblais en TVO : $[(7 - 0,30) \times (259,35 - 85,47) \times 17] = 1182,4\text{ kN}$

Poids de la dalle flottante : $[(259,35) \times 0,1 \times 25] = 648,4\text{ kN}$

$$G_{tot} = 37068,9\text{ kN}$$

Surcharge d'exploitation :

Surcharges du bâtiment $Q_{bat} = 3956,16\text{ kN}$

Surcharges du radier $Q_{rad} = 4 \times 259,35 = 1037,4\text{ kN}$

$$Q_{tot} = 4993,56\text{ kN}$$

3) Combinaisons d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 57533,35\text{ kN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 42062,46\text{ kN}$

4) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{A l'ELU : } S_1 \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{57533,35}{1,33 \times 200} = 216,29\text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{42062,46}{200} = 210,31\text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_1; S_2) = 216,29\text{ m}^2$$

$S_{rad} > S_{nrad}$ **Condition vérifiée.**

Vérifications :**a) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{57533,35 \times 1}{259,35} \times \frac{4,8}{2} = 532,4 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{532,4}{1 \times 0,27} = 1971,85 \text{ kN/m}^2 = 1,9 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :**◆ Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

$X_G = 11,85 \text{ m}$ et $Y_G = 4,75 \text{ m}$

◆ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{23,7 \times 9,5^3}{12} = 1693,3 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{9,5 \times 23,5^3}{12} = 10274,15 \text{ m}^4$$

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 ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

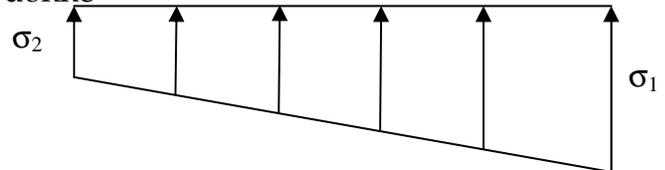


Figure XI.1 Diagramme des contraintes

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

❖ **Sens longitudinal :**

A l'ELU:

$$M_x = 40353,58 + 1778,91 \times 0,7 = 41598,81 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57533,35}{259,35} + \frac{41598,81}{10274,15} \times 11,85 = 269,81 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57533,35}{259,35} - \frac{41598,81}{10274,15} \times 11,85 = 217,04 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 269,81 + 217,04}{4} = 256,61 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{SOL} = 2 \times 200 = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS

$$M_x = 41598,81 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42062,46}{259,35} + \frac{41598,81}{10274,15} \times 11,85 = 209,07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42062,46}{259,35} - \frac{41598,81}{10274,15} \times 11,85 = 114,20 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 209,07 + 114,20}{4} = 185,35 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sens transversal :

A l'ELU:

$$M_y = 31072,70 + 2223,76 \times 0,7 = 32629,33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57533,35}{259,35} + \frac{32629,33}{1693,3} \times 4,75 = 313,36 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57533,35}{259,35} - \frac{32629,33}{1693,3} \times 4,75 = 130,30 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 313,36 + 130,30}{4} = 267,59 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{SOL} = 2 \times 200 = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$M_y = 32629,33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42062,46}{259,35} + \frac{32629,33}{1693,3} \times 4,75 = 162,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42062,46}{259,35} - \frac{32629,33}{1693,3} \times 4,75 = 70,65 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 162,18 + 70,65}{4} = 139,29 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c). Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

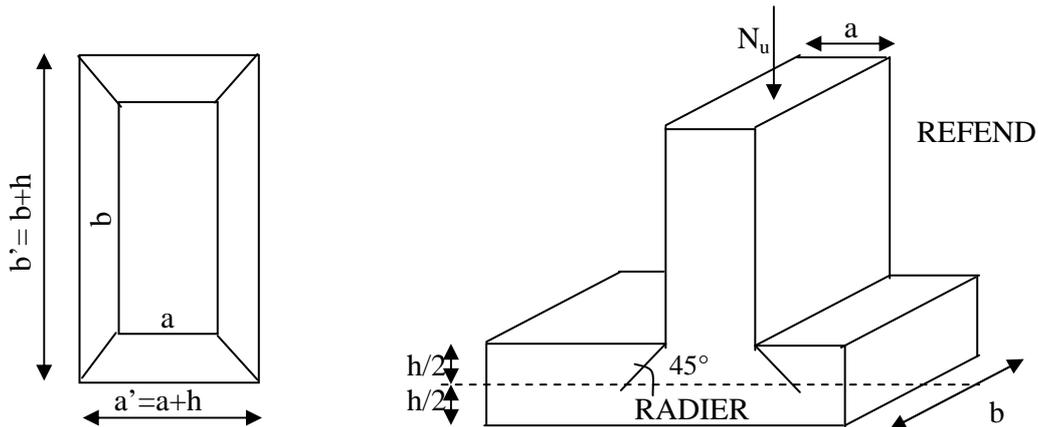
Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).



Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c

• Poteaux

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,5 + 0,4 + 2 \times 0,70) = 4,6m$$

$$N_u = 1690,91 \text{ kN}$$

$$N_u < 0,045 \times 4,6 \times 0,70 \times 25000 = 3622,5 \text{ kN}$$

• Voile

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,20 + 4,8 + 2 \times 0,70) = 12,8 \text{ m}$$

$$N_u = 2651,47 \text{ kN}$$

$$N_u < 0,045 \times 0,70 \times 12,8 \times 25000 = 10080 \text{ kN}$$

5) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

a) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

b) Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

♦A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 256,61 - \frac{2287}{259,35} = 247,79 \text{ kN/m}^2$$

♦A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 185,35 - \frac{2287}{259,35} = 176,53 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,6}{4,8} = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,067 \\ \mu_y = 0,612 \end{cases}$$

***Remarque :**

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
 - moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75M_{oy}$
 - moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel
 - moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$
 - moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$
 - moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

Après calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 1 est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrailage de ce dernier pour les autres panneaux.

1) Ferraillage du panneau dans le sens x-x :

1. Evaluation des moments M_x, M_y

On obtient : $M_{ux} = 0,067 \times 245,79 \times 3,6^2 = 213,42 \text{ KN.m}$
 $M_{uy} = 0,612 \times 213,42 = 130,61 \text{ KN.m}$

◆ Moments aux appuis :

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 213,42$$

$$M_{ua} = 106,71 \text{ kN.m}$$

◆ Moments en travée :

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 213,42$$

$$M_{ut} = 160,06 \text{ KN.m}$$

❖ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{106,71 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,096 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,096 \rightarrow \beta_u = 0,949$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{106,71 \times 10^3}{0,949 \times 28 \times 348} = 11,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 11,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6HA16 / ml = 12,06 cm² / ml avec un espacement de 17 cm

❖ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{160,06 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,143 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,143 \rightarrow \beta_u = 0,923$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{160,06 \times 10^3}{0,923 \times 28 \times 348} = 17,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 17,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6HA 20 / ml = 18,85 cm² / ml avec un espacement de 17 cm

2) Ferraillage du panneau (1) dans le sens y-y :

◆ Moments aux appuis :

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 130,61$$

$$M_{ua} = 65,30 \text{ kNm}$$

◆ Moments en travée :

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 130,61$$

$$M_{ut} = 97,95 \text{ kNm}$$

❖ Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{65,30 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta_u = 0,970$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{65,30 \times 10^3}{0,970 \times 28 \times 348} = 6,90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 5,3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5 HA14 / ml = 7,70 cm² / ml avec un espacement de 20 cm

❖ En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{97,95 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,087 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,087 \rightarrow \beta_u = 0,955$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{97,95 \times 10^3}{0,955 \times 28 \times 348} = 10,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 10,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6 HA16 / ml = 12,06 cm² / ml avec un espacement de 17 cm

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - L_x / L_y}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 3,6 / 4,8}{2} = 2,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua}^x = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,7 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{❖ Aux appuis : } A_{ua}^y = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,7 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{ua}^x = 18,85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,7 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_{ut}^y = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,7 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖

-Calcul à l'ELS :**➤ Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0,067 \times 176,53 \times 3,6^2 = 153,28 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,612 \times 153,28 = 93,80 \text{ kN.m}$$

◆ Sens xx :**Moments aux appuis**

$$M_{sa} = 0,5 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,5 \times 153,28$$

$$M_{sa} = 76,64 \text{ kN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = 0,75 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0,75 \times 153,28$$

$$M_{st} = 114,96 \text{ kN.m}$$

◆ Sens yy :**Moments aux appuis**

$$M_{sa} = 0,5 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,5 \times 93,80$$

$$M_{sa} = 46,9 \text{ kN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = 0,75 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0,75 \times 93,80$$

$$M_{st} = 70,35 \text{ kN.m}$$

➤ Vérification des contraintes dans le béton

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

◆ Sens x-x :**❖ Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{106,71}{76,64} = 1,39 \quad \text{et} \quad \mu = 0,096 \rightarrow \alpha = 0,1264$$

$$\alpha = 0,1264 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

❖ En travée :

$$\gamma = \frac{160,06}{114,96} = 1,39 \quad \text{et} \quad \mu = 0,143 \rightarrow \alpha = 0,19$$

$$\alpha = 0,19 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

◆ Sens y-y :**❖ Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{65,3}{46,9} = 1,39 \quad \text{et } \mu = 0,058 \rightarrow \alpha = 0,0747$$

$$\alpha = 0,0747 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

❖ **En travée :**

$$\gamma = \frac{97,95}{70,35} = 1,39 \quad \text{et } \mu = 0,087 \rightarrow \alpha = 0,11$$

$$\alpha = 0,11 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

c) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

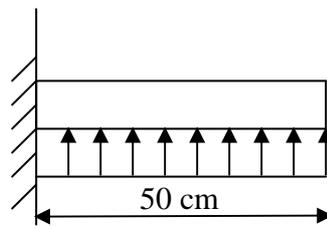


Schéma statique du débord

1- Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$q_u = 247,79 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-247,79 \times 0,5^2}{2} = -30,97 \text{ kN.m}$$

A l'ELS

$$q_s = 176,53 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-176,53 \times 0,5^2}{2} = -22,06 \text{ kN.m}$$

2-Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 28 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{30,97 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,20} = 0,027 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_u = 0,027 \rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30,97 \times 10^3}{0,986 \times 28 \times 348} = 3,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 3,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

◆ Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 28 \times 2,1}{400} = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,22 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 4 HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

◆ Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

◆ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 4 HA 10 / ml}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

◆ Vérification à l'ELS : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{30,97}{22,06} = 1,4$

$$\alpha = 0,0355 < \frac{1,4-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

\Rightarrow il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

d) Ferrailage des nervures:

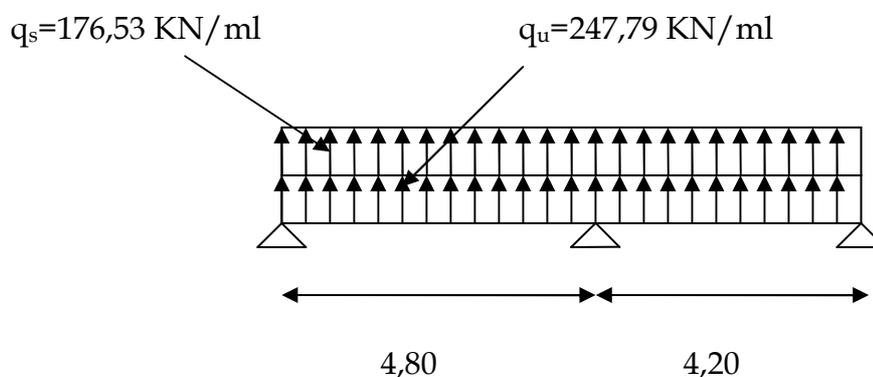
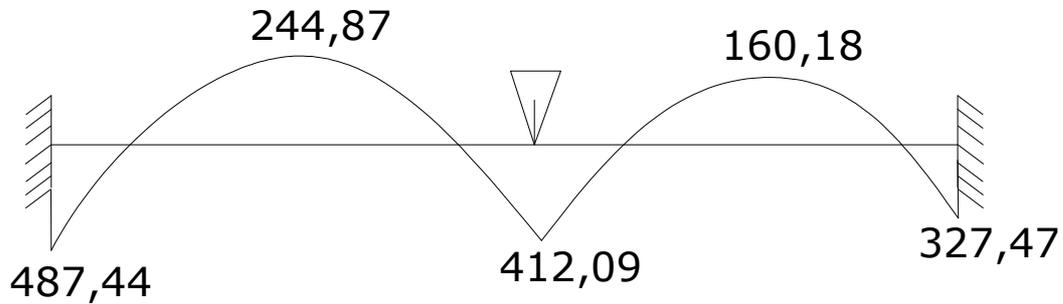
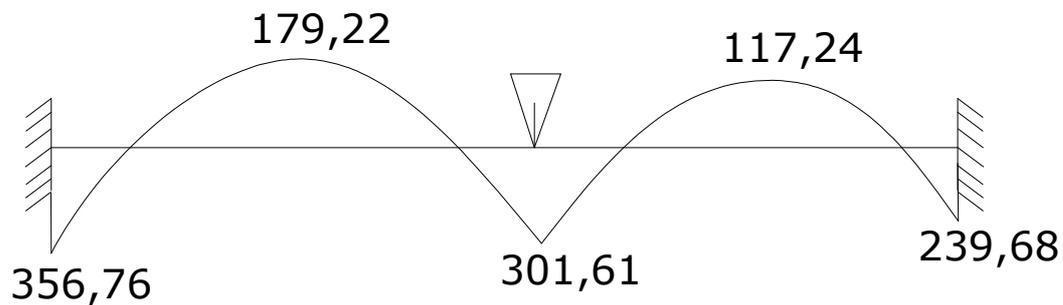
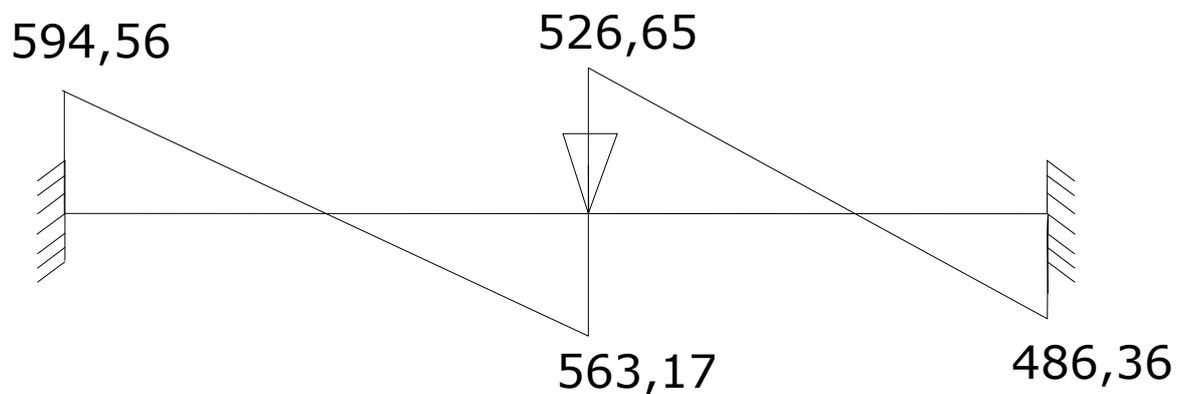
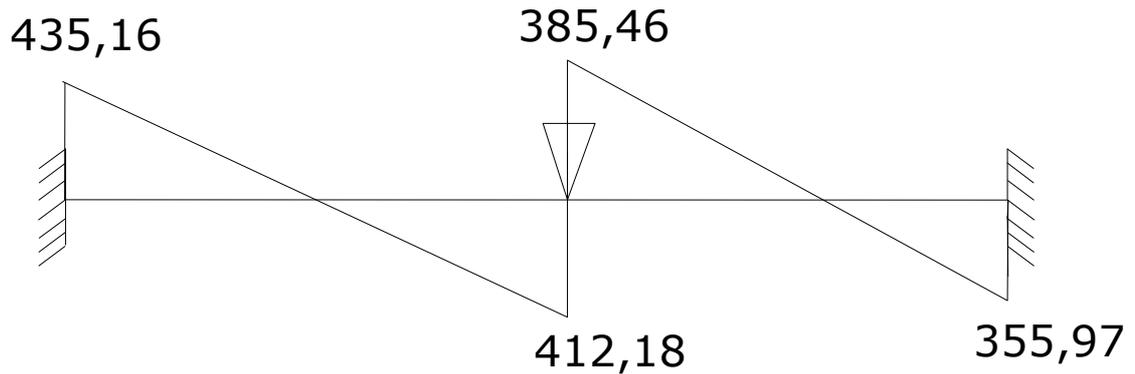


Schéma statique de la nervure

1) Détermination des efforts :**◆ Moments à l'ELU :****◆ Moments à l'ELS :****◆ Efforts tranchants à l'ELU :**

◆ **Efforts tranchants à l'ELS :**



❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 244,87 \text{ kN.m} \quad M_a^{\max} = 487,44 \text{ kN.m}$$

$$b = 40 \text{ cm} ; \quad d = 68 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures longitudinal:**

◆ **Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{487,44 \cdot 10^3}{40 \times 68^2 \times 14,2} = 0,185 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,185 \rightarrow \beta_u = 0,896$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{487,44 \cdot 10^3}{0,896 \times 68 \times 348} = 22,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 22,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 4HA20 + 4HA20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

◆ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{244,87 \times 10^3}{40 \times 68^2 \times 14,2} = 0,093 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,093 \rightarrow \beta_u = 0,952$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{244,87 \times 10^3}{0,952 \times 68 \times 348} = 10,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 10,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 4HA14 + 4HA16 = 14,19 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

➤ **Espacement des armatures :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

◆ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{ 17,50 ; 24 \} = 17,50 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm ;}$$

◆ **En zone courante :**

$$S_t < \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 S_t b = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 2 \text{ HA } 8 = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres)}$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 3,64 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 25,13 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 14,19 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 594,56 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{594,56 \times 10^3}{400 \times 680} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,1 < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification à l'ELS :**◆ Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{487,44}{356,76} = 1,36$$

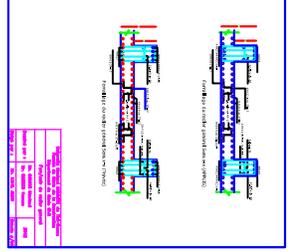
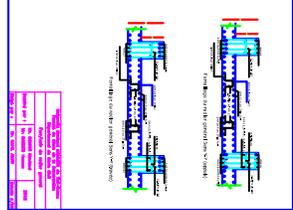
$$\alpha = 0,259 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

◆ En travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{244,87}{179,22} = 1,36$$

$$\alpha = 0,12 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.



BIENVENUE

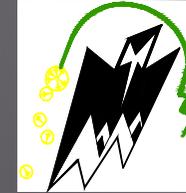


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur
et de la recherche scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master professionnel en génie civil.
Option : Construction Civile et Industrielle

THEME

**Étude d'un Bâtiment (R+10) à usage multiple
avec l'application du logiciel ETABS**

Exposé par : Mr OSMANI Mouloud
Mr NEZREG Hamza

Dirigé par : Mr KAHIL Amar

Plan de travail

INTRODUCTION

I :Présentation et description de l'ouvrage

II :Pré dimensionnement des éléments

III :Calcul des éléments

IV :Présentation de l'ETABS

V : vérification aux exigences du RPA

VI :Ferrailage des poutres

VII :Ferrailage des poteaux

VIII :Ferrailage des voiles

IX: Étude de l'infrastructure

CONCLUSION

Introduction

Le cycle de formation Master en génie civil étant arrivé à son terme et dans le but de concrétiser les connaissances acquises, nous avons choisis l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour (R+10) à ossature mixte.

Il doit être calculé pour assurer la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec le moindre coût.

Pour cela nous allons nous conformer dans nos calculs aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 modifié 2003), et les règles techniques de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 99).

CHAPITRE - I

Présentation et description de l'ouvrage

Notre projet consiste en l'étude d'un Bâtiment (R+10) a usage commercial et habitation à ossature mixte, qui sera implantée à TIZI-OUZOU classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) dans la catégorie d'ouvrage d'importance moyenne (groupe 2), qui est situé en zone de moyenne sismicité (zone IIa).

1. Caractéristiques géométriques :

L'ouvrage à étudier est constitué d'un seul bloc de dimensions suivantes:

- Longueur totale : $L = 23.70 \text{ m.}$
- Largeur totale : $B = 9.50 \text{ m}$
- Hauteur totale : $H = 34.67 \text{ m.}$
- Hauteur du RDC : $4,07 \text{ m.}$
- Hauteur d'étage courant : $3,06 \text{ m.}$

2. Les matériaux

Le béton et l'acier sont des matériaux très importants pour la réalisation de cet ouvrage; ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et la résistance à la traction pour les aciers.

2.1.Béton

Pour notre structure on a utilisé un béton de résistance à la compression à l'âge de 28j de 25 Mpa, et sa résistance à la traction est de 2,1 Mpa.

2.2.Acier

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Les aciers utilisés sont :

- Aciers de haute adhérence (HA) : de type Fe E 400
- Treillis soudé TLE520

CHAPITRE - II

Pré dimensionnement des éléments

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure tels que poteaux, poutres et voiles passent impérativement par un pré dimensionnement préliminaire.

1- Planchers:

Dans notre bâtiment, on distingue deux types de planchers :

- a) Plancher en corps creux d'épaisseur (16+4) cm.
- b) Dalle pleine d'épaisseur 15 cm.

2- Poutres:

En respectant les sections minimales exigées par le RPA 99 version 2003 et le BAEL 99, nous avons opté pour :

- des poutres principales PP de section $(40 \times 30) \text{cm}^2$
- des poutres secondaires PS de section $(30 \times 25) \text{cm}^2$.

3 -Poteaux:

Ils sont pré dimensionnés à ELS en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure, en utilisant un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des surcharges, la section prise est :

RDC: (50X50) cm²

Du 1^{er} au 3^{ème} étages: (45x45)cm²

Du 4^{ème} au 7^{ème} étages: (40x40)cm²

Du 8^{ème} au 10^{ème} étages: (35x35)cm²

4- Voiles:

Les voiles sont pré dimensionnés selon l'article 7-7-1 du RPA 99 version 2003 ,

Le calcul de l'épaisseur est donnée par la formule :

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

La longueur est telle que :

$$L \geq 4e$$

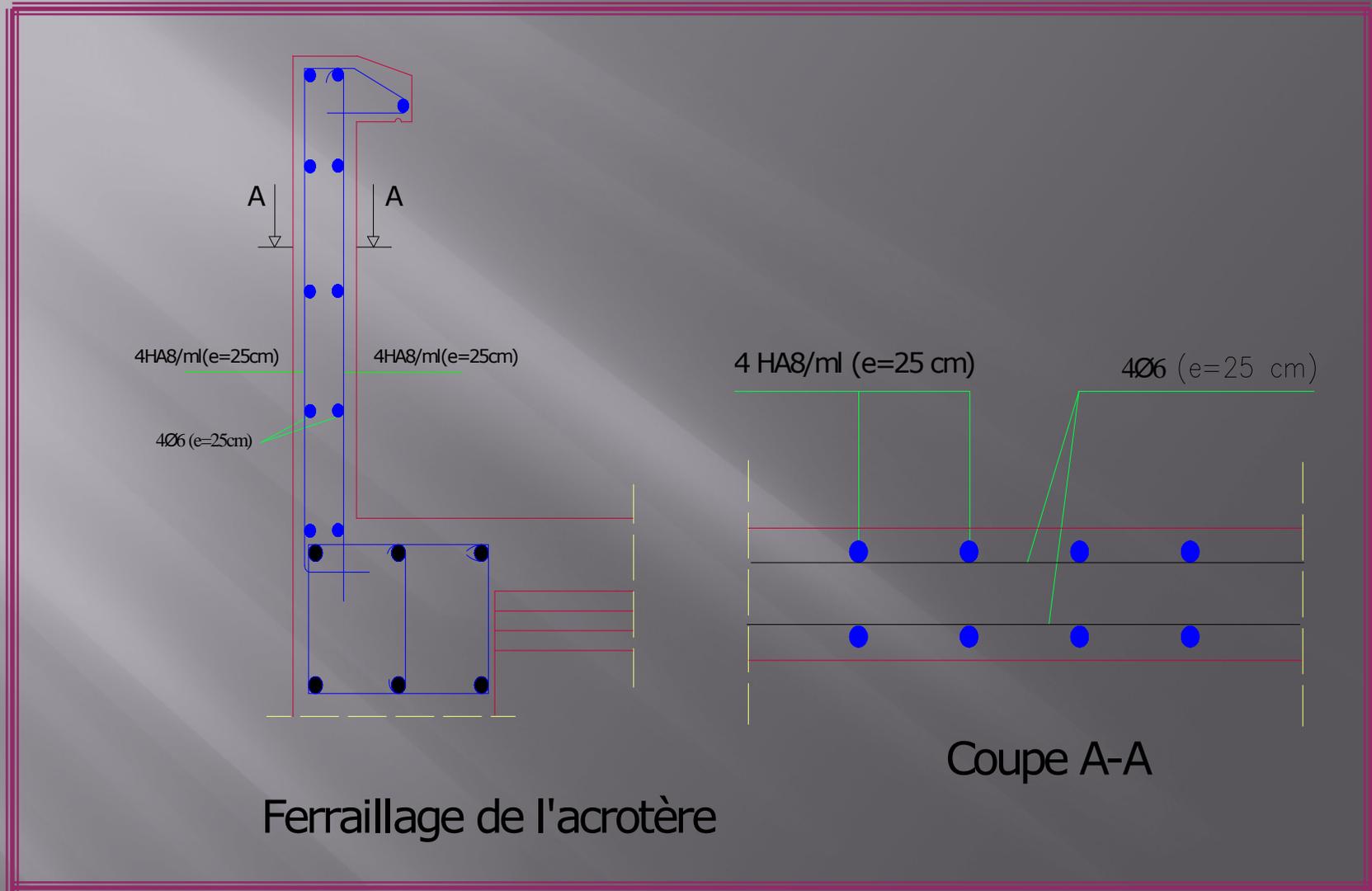
Dans notre cas ,on a opté pour une épaisseur des voiles de 20 cm

CHAPITRE -III

Calcul des éléments

1. Acrotère:

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, son ferrailage est déterminé en flexion composée et son schéma est donné dans la figure suivante :



(Figure 3-1)

2. Plancher:

Ferraillage de la poutrelle :

La poutrelle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis .

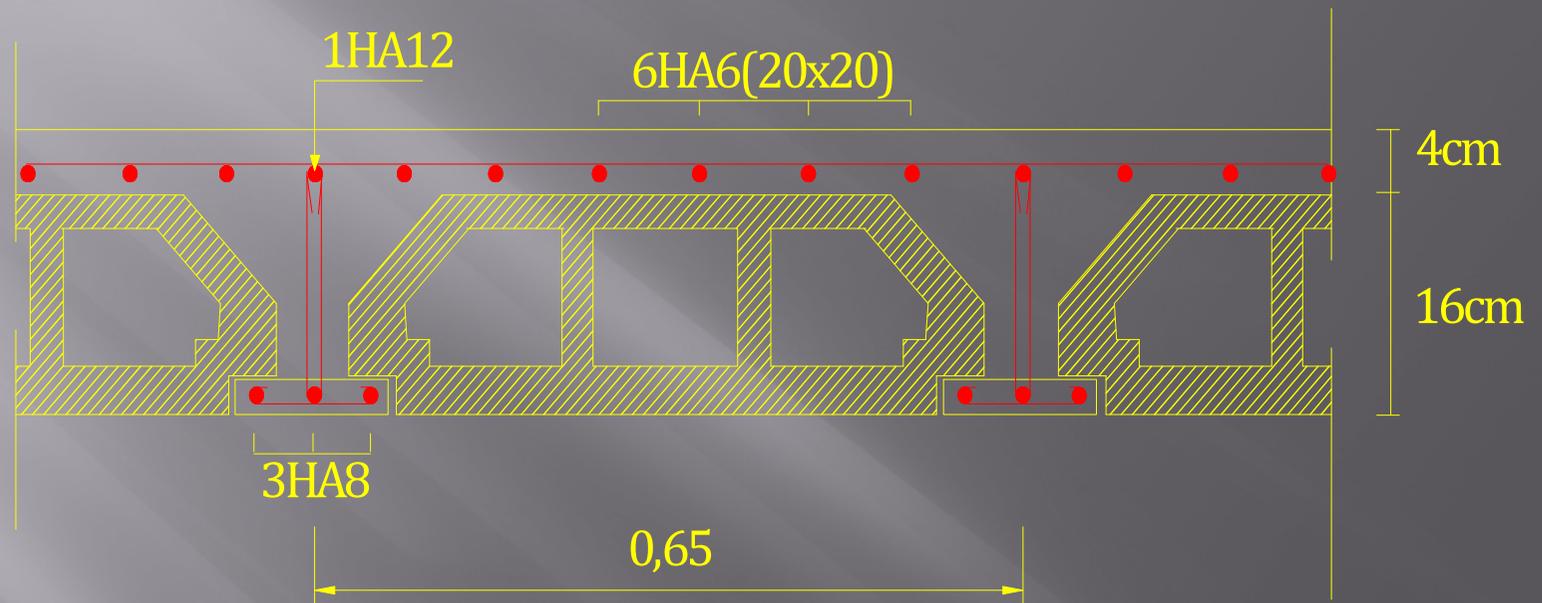
Le ferraillage se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle comporte des :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

Armatures parallèles aux poutrelles.



Ferrailage du plancher

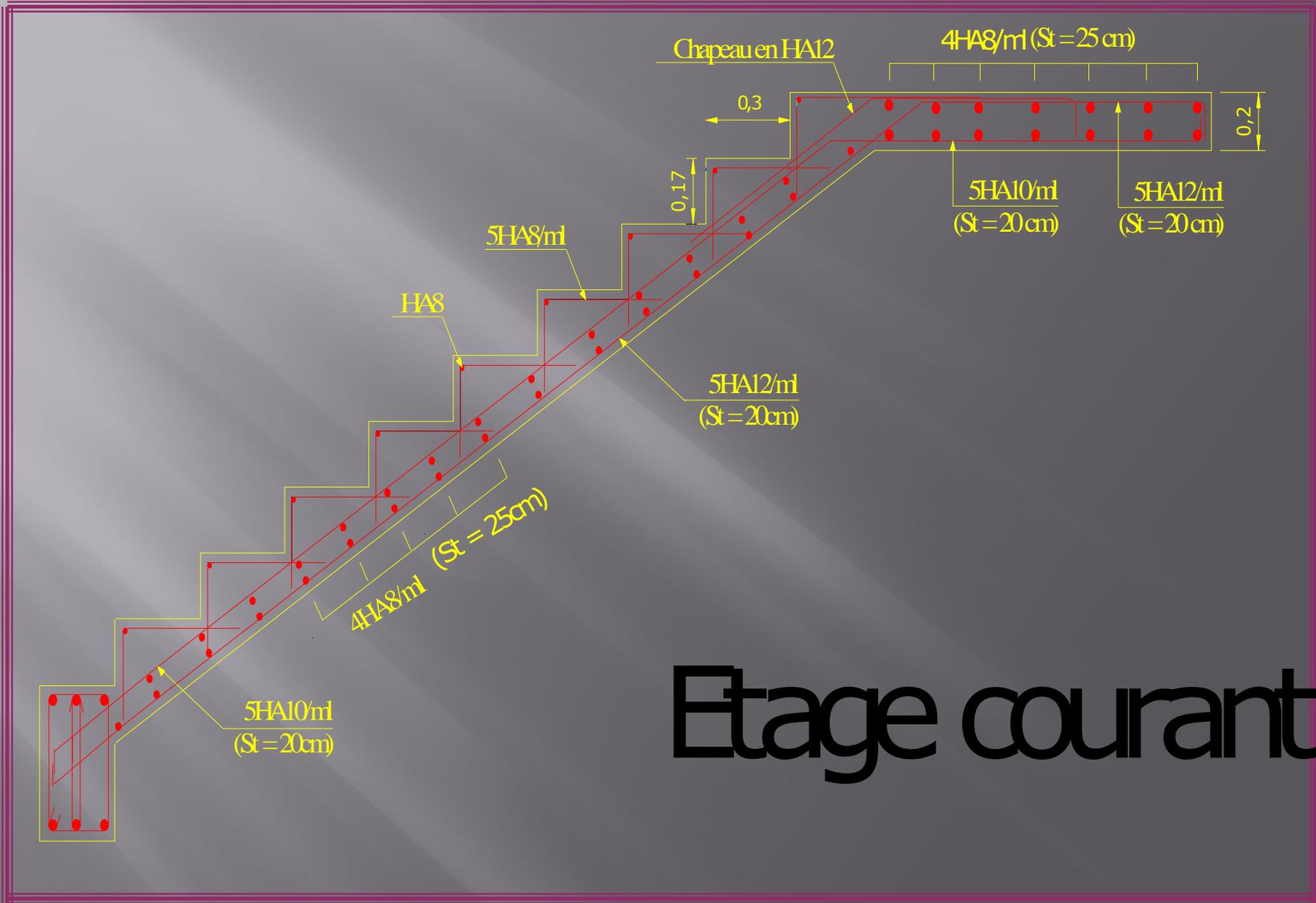
(Figure 3-2)

3. Escaliers :

La relation empirique qui permet de concevoir un escalier pour se déplacer de façon confortable est la relation de BLONDEL. L'épaisseur de la paillasse est déterminée selon la loi :

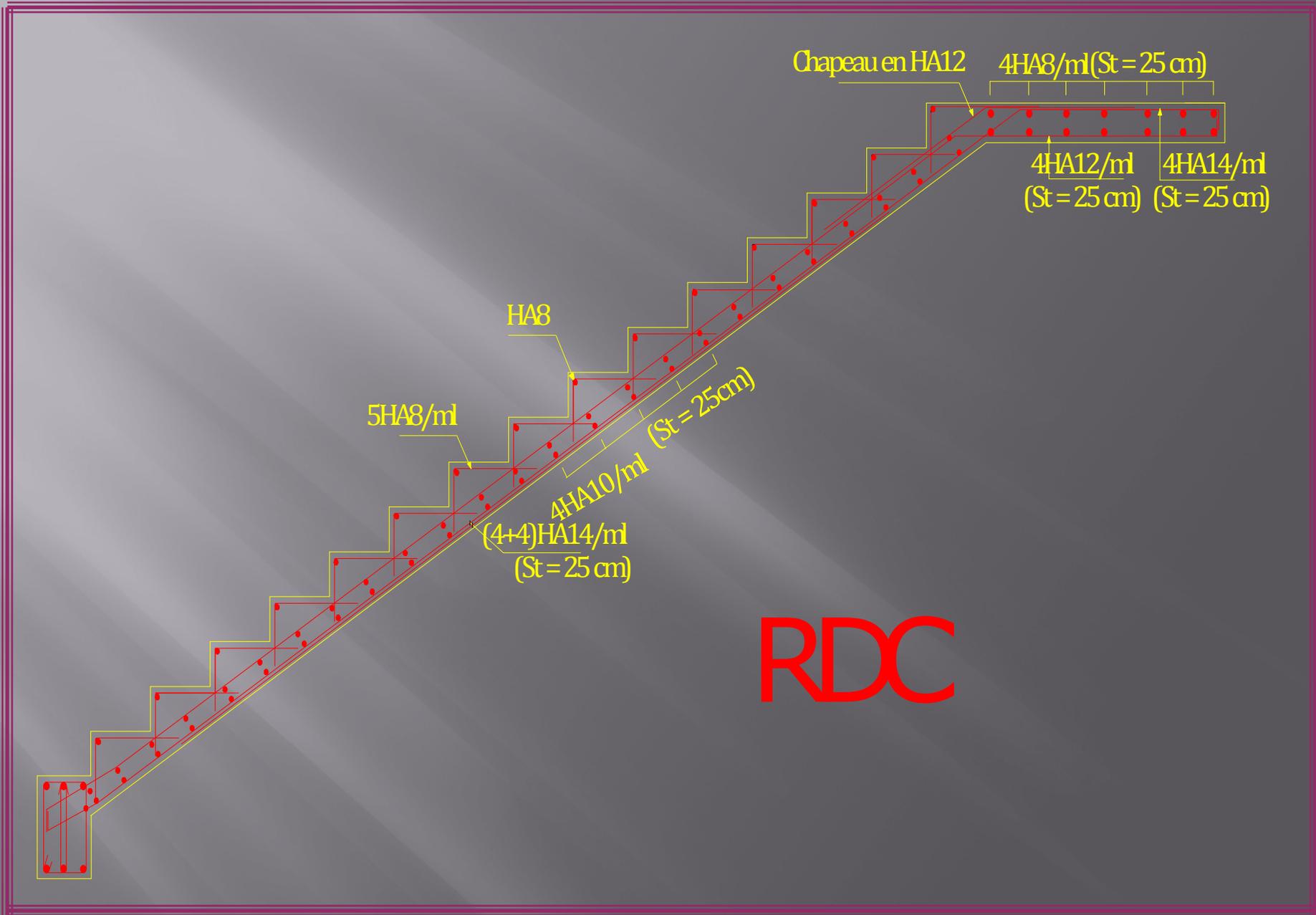
$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

Dans notre cas l'épaisseur de la paillasse d'étage courant est de 17 cm , et pour le RDC est de 20 cm.



Etage courant

(Figure 3-3)



(Figure 3-4)

4. Poutre palière:

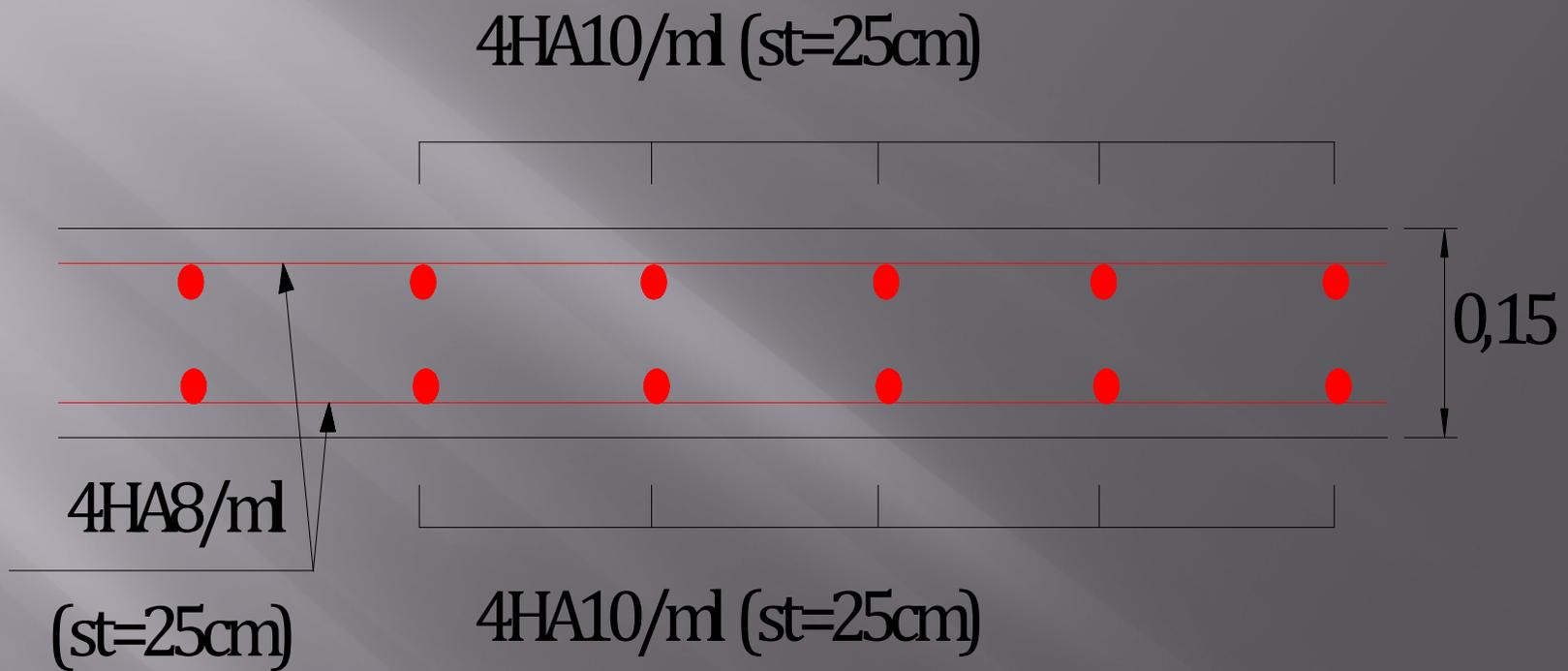
La poutre palière se trouve au niveau du palier de repos, son dimensionnement est donné par les formules suivantes:

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \qquad 0,4ht \leq b \leq 0,7ht$$

D'où la section de la poutre palière est de : $(30 \times 20) \text{ cm}^2$

5. La dalle de la salle machine:

La dalle de la salle machine repose sur 4 appuis, elle est soumise à une charge concentrique et à une charge uniformément répartie , son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD .



La dalle de la salle machine

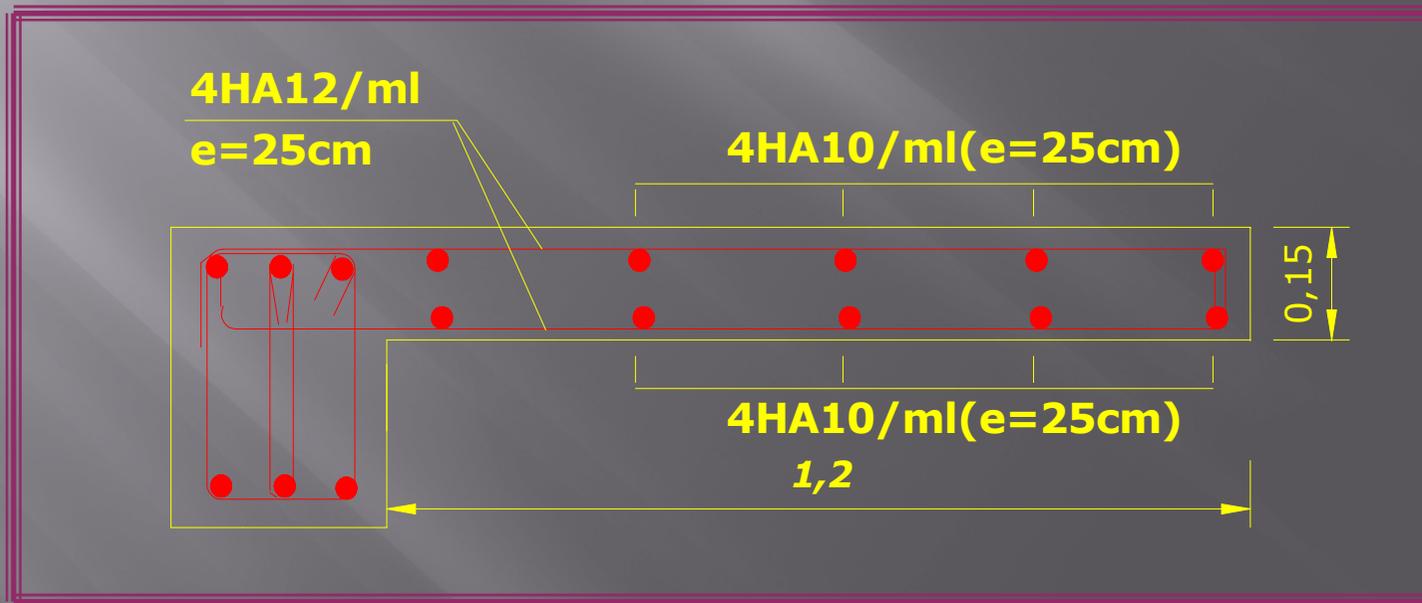
(Figure 3-5)

6. Les Balcons:

Notre bâtiment comprend des balcons en dalles pleines, ils sont de type console (dalle pleine encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher) .

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion .

$$e_p \geq \frac{L}{10} \Rightarrow e_p = 15cm$$



(Figure 3-6)

CHAPITRE - IV

Présentation

ETABS

L'ETABS est un logiciel de conception, de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

La modélisation de la structure se fait par 07 étapes qui consiste en :

1. Spécifier la géométrie de la structure.
2. **Définition des propriétés mécaniques des matériaux.**
3. **Affectation des propriétés géométriques des éléments: (poutres, poteaux, dalle et voile).**
4. **Définir les charges appliquées sur la structure.**
5. **Définir les forces sismiques représentées par un spectre de réponse et Spécifier les combinaisons de charges.**
6. **Spécifier les conditions limites pour la structure.**
7. **Démarrer l'exécution du programme et visualisation Des résultats:**

CHAPITRE - VI

Vérification au RPA

I- Vérification des résultats selon le RPA 2003 :

1- La période fondamentale

-La période donnée par l'ETABS est :

$$T(\text{ETABS}) = 0.89 \text{ s}$$

-La période donnée par les formules empiriques est :

$$T = \left\{ C_t (h_n)^{3/4} \right\}$$

$$T = 0.714 \text{ s}$$

-la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 2003 majorée de 30%

$$T(\text{ETABS}) = 0,89 \text{ s} < T = 0,714 \times 1.3 = 0.93 \text{ s} .$$

2- vérification vis-à-vis des déformation

D'après le RPA 99 version 2003 (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.

Déplacement relatif de niveau

$$\Delta_{k \max} = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_{k \max} = 5.64 - 4.76 = 0.88 \text{ cm}$$

Conclusion:

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible qui est égal à :

Etage courant : $1/100 \times 306 \text{ cm} = 3.06 \text{ cm}$

RDC : $1/100 \times 407 \text{ cm} = 4.07 \text{ cm}$

3- Résultante de la force sismique totale (RPA 99 art 4-2-3) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,25 \times 1,00}{4} \times 17650.116 = 827.35 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,25 \times 1,1}{4} \times 17650.116 = 910.08 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn xx}} = 1778.91 \text{ KN} > 0,8 V_{\text{stat xx}} = 661.88 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn yy}} = 2675.35 \text{ KN} > 0,8 V_{\text{stat yy}} = 728.06 \text{ KN}$$

$$V_{\text{dyn}} > 0,8 V_{\text{stat}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE - VII

Ferraillage des poutres

-Les poutres sont ferrillées à l'**ELU** en flexion simple sous l'effet de la combinaison la plus défavorable parmi

- | | |
|---------------------|----------------------------|
| - 1.35G+1.5Q | BAEL |
| - 0,8G +Ex | RPA99 version 2003 |
| - 0.8G+Ey | RPA 99 version 2003 |
| - G+Q+Ex | RPA99 version 2003 |
| - G+Q+Ey | RPA99 version 2003 |

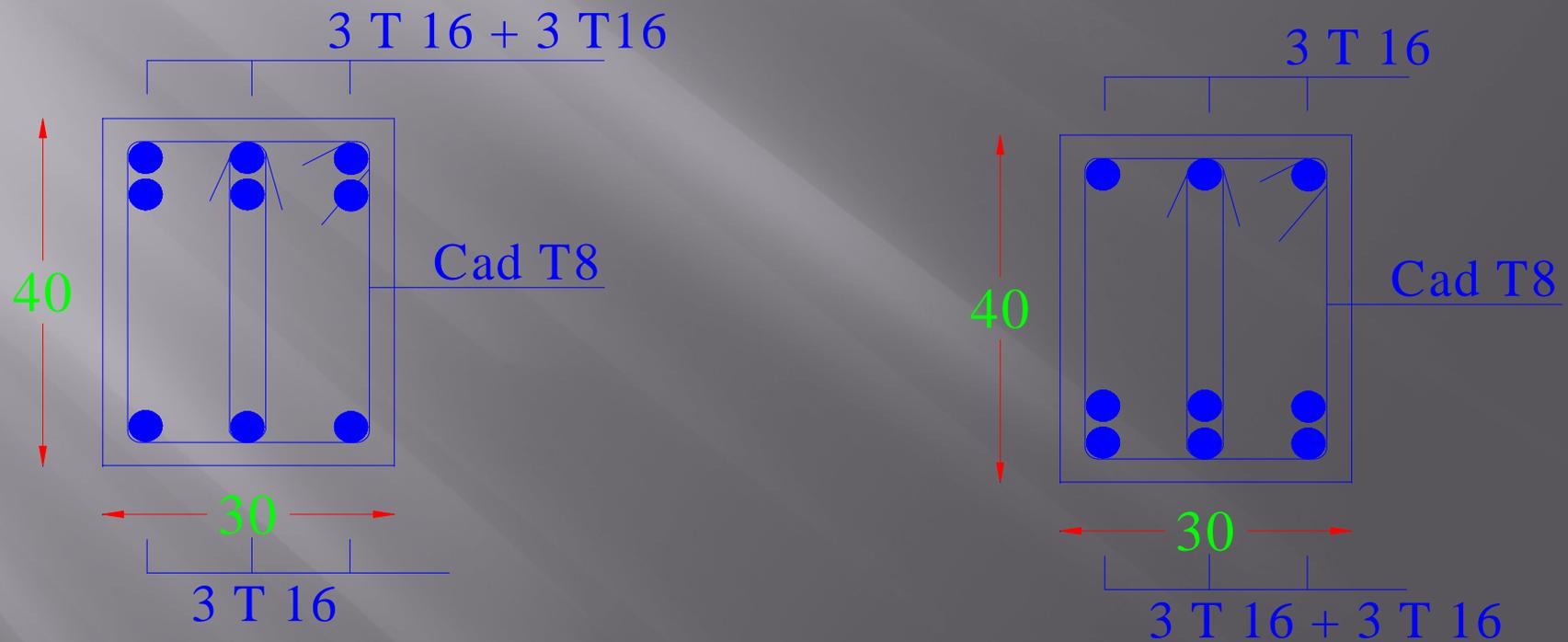
Et leurs vérifications ont été effectuées à l'**ELS**.

Les schémas de ferrailage sont donnés par les figures suivantes:

** COFF/FERR POUTRE PRINCIPALES FILE 1, 2, 7, ET FILE 8*

AUX APPUIS

EN TRAVÉE

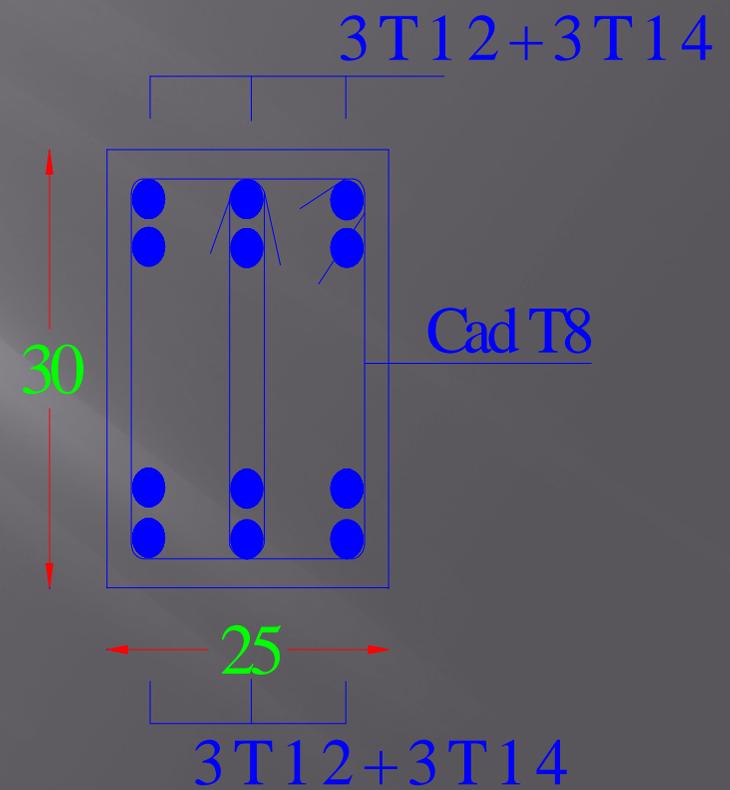
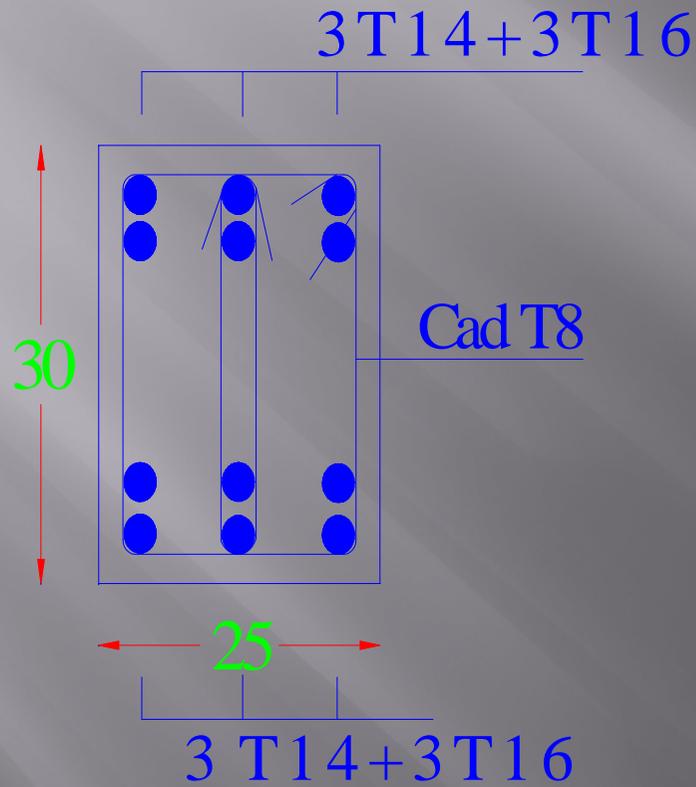


Figures (7-1)

** COFF/FERR POUTRE SECONDAIRES*

AUX APPUIS

EN TRAVÉE



Figures (7.2)

CHAPITRE - VIII

Ferraillage des poteaux

-Le calcul du ferrailage des poteaux est effectué en flexion composée à l'**ELU** dans les deux sens, sous l'effet de la combinaison la plus défavorable, en tenant compte de la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003, et pour se faire on doit tenir compte des trois types de sollicitations qui sont :

- L'effort normal maximal et son moment correspondant ;
- L'effort normal minimal et son moment correspondant ;
- Le moment fléchissant maximal et son effort correspondant.

Leurs vérifications ont été effectuées à l'**ELS**

Les schémas de ferrailage sont donnés par la figure (8-1)

FERR/COFF DES POTEAUX



Figures (8-1)

CHAPITRE - IX

Ferraillage des voiles

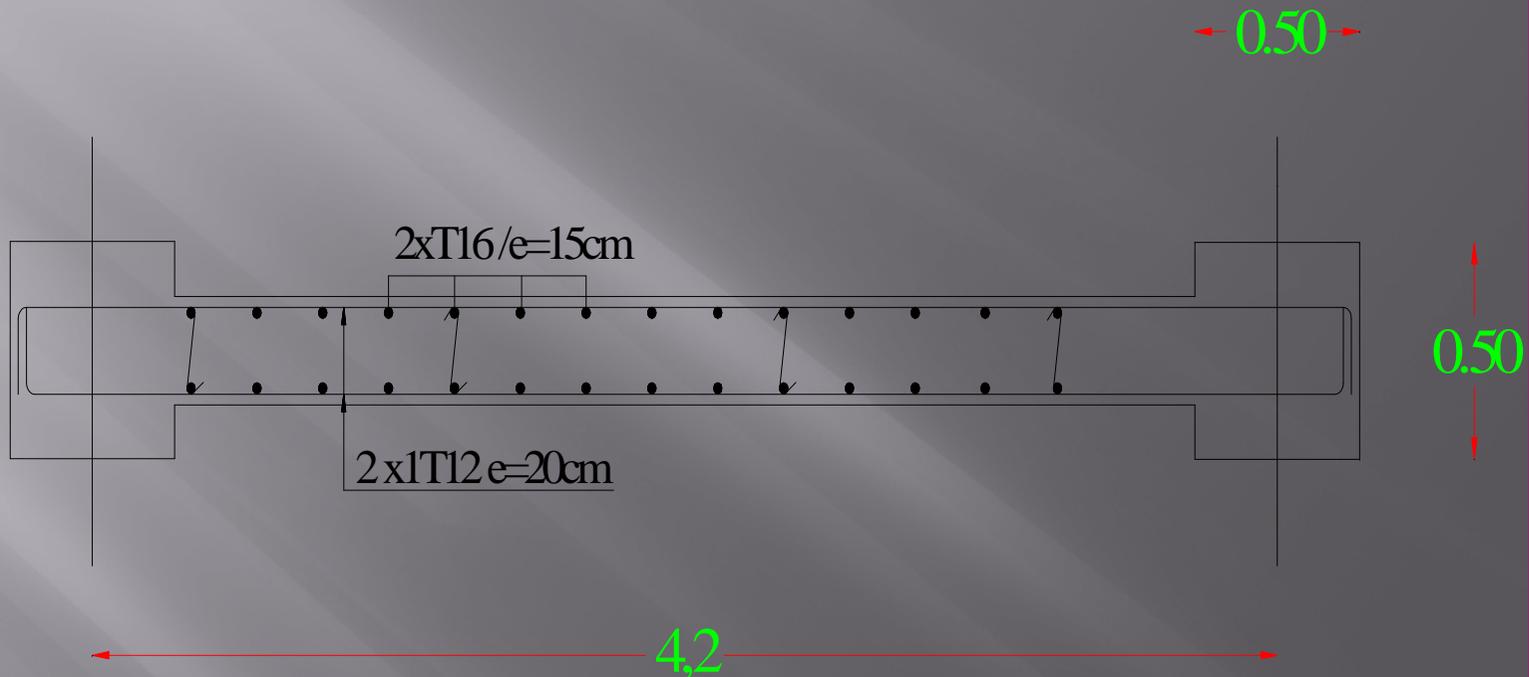
- Le voile est un élément de contreventement qui est soumis à des forces horizontales due au séisme et à des forces verticales.
-Leurs ferrailages sont déterminés en flexion composée à l'**ELU** sous l'effet de la combinaison la plus défavorable tout en tenant compte de la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003.

- Dans le but de faire face aux différentes sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- ♦ Armatures horizontales
- ♦ Armatures verticales
- ♦ Armatures transversales

les schémas de ferrailage sont donnés par les figures (9-1 et 9-2).

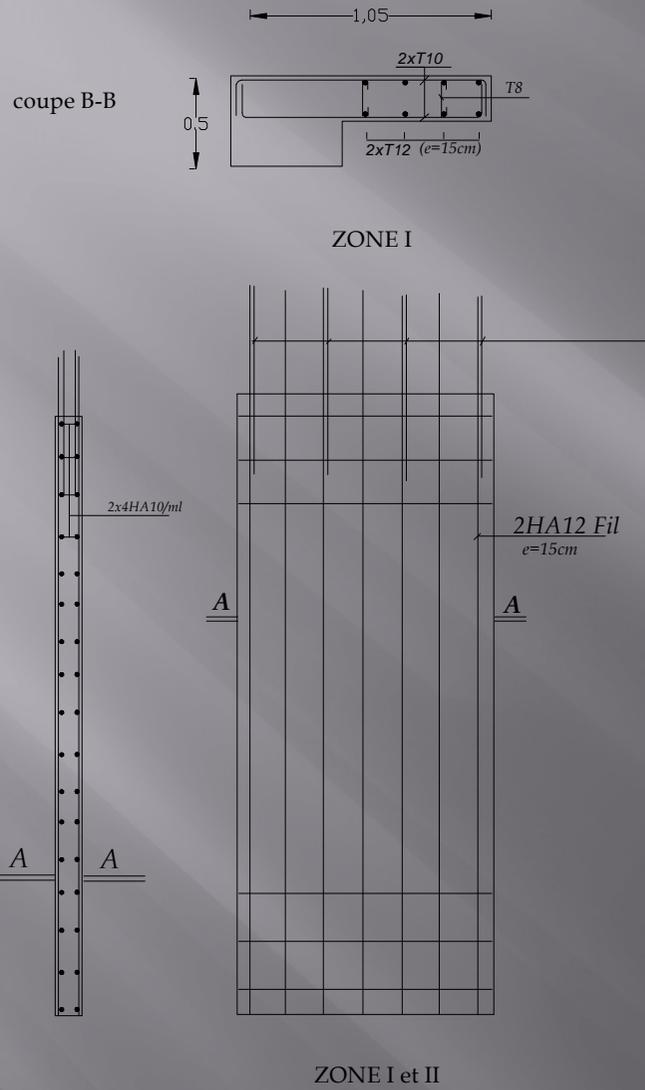
VOILE VT1, VT2, VT3 et VT4 ép = 20 cm



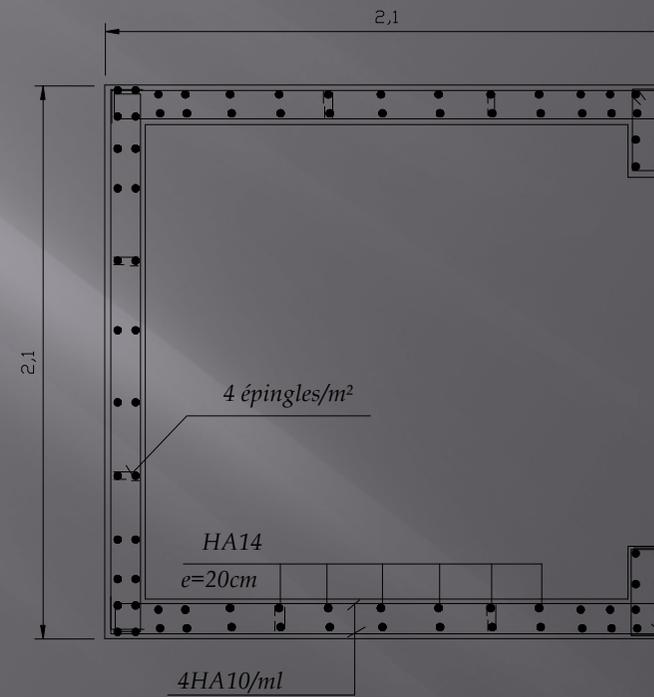
ZONE I

Figures (9-1)

VOILE VL1, VL3, VL4, VL5 /ep=20cm



VOILES DE L'ACENSEUR /Ep=20cm



Figures (9-2)

CHAPITRE -X

Étude de l'infrastructure

1- Étude de la fondation:

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, murs, voiles...).

Les charges peuvent être transmises soit par :
Les fondations superficielles ou les fondations profondes.

Étant donné que les résultats obtenus des semelles de largeurs importantes, impliquant directement le chevauchement entre elles, et qu'elles occupent plus de la moitié de l'assise.

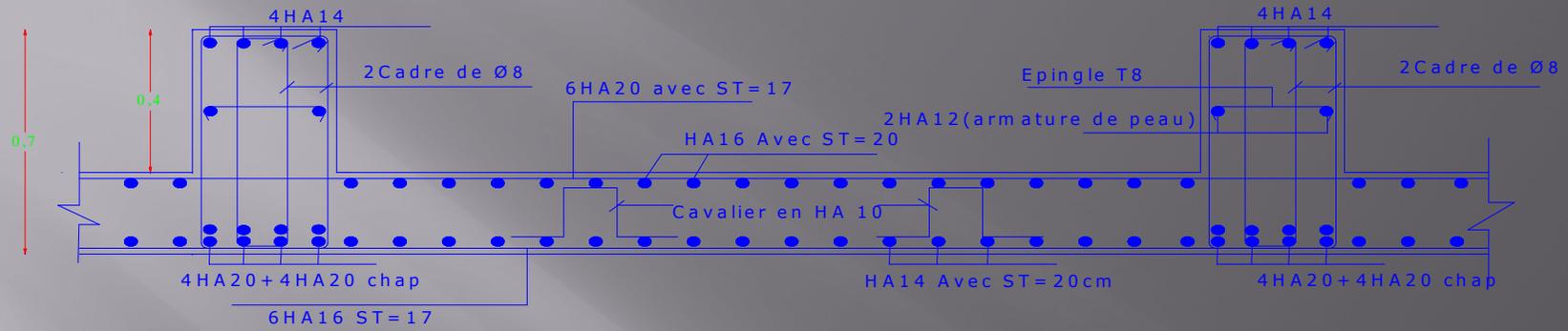
$$S_{semelle} > 50 \% S_{batiment}$$

On opte définitivement au choix du radier général.

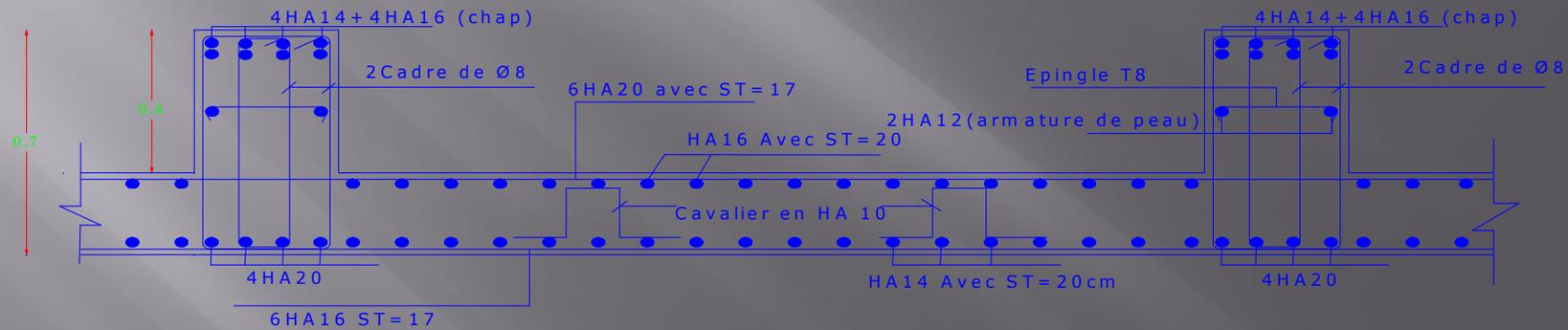
2- Étude de radier :

Un radier est défini comme étant un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier

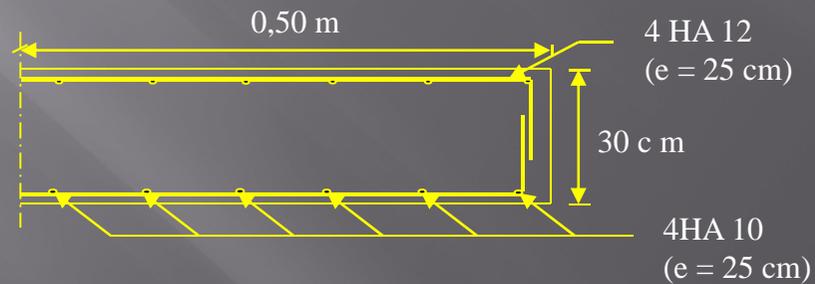
Le schéma de ferrailage est donné par la figure suivante:



Ferrailage du radier général Sens x-x (APPUIS)



Ferrailage du radier général Sens x-x (Travée)



Ferrailage du débord

CONCLUSION

Le calcul de cet ouvrage est notre première épreuve avant de s'insérer dans la vie active .

Les difficultés rencontrées lors de l'élaboration de ce travail nous ont permis une consultation d'une manière continue de plusieurs ouvrages thèses et règlements en vigueur. Par conséquent , elles nous ont permis d'approfondir nos connaissances acquises durant notre cursus universitaire .

Merci pour votre attention