

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 de Master 2 en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation & commercial
Avec l'application du logiciel Etabs.*



Dirigé par :

M^{er} Mehaddene

Etudié par:

Abellache Fatma

Aliche Amel

Promotion 2018/2019

Remerciement

Nous remercions avant tout ALLAH, le tout Puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce Projet à terme.

Nous Remercions notre promoteur M^{er} mehaddene De nous avoir encadré, suivi et soutenu tout le long de ce travail.

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

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

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les Enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

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

Merci pour tout

Dédicace

Tout d'abord, je remercie dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail :

A ma très chère mère qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci maman.

- ❖ A mes frères.*
- ❖ A tous mes amis sans exception.*
- ❖ A mes camarades de la promotion.*
- ❖ A notre camarade de la promotion Tahar qui nous a énormément aidés.*
- ❖ A mon binôme Amel ainsi qu'à toute sa famille.*
- ❖ A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.*

Fatma

Dédicace

Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail :

- ❖ A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin ma mère qui a été à mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ❖ A mes sœurs et mes frères*
- ❖ A tous mes amis sans exception.*
- ❖ A mes camarades de la promotion.*
- ❖ A notre camarade de promo TAHAR qui nous a énormément aidé*
- ❖ A mon binôme FATMA ainsi que toute sa famille.*
- ❖ A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.*

AMEL

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage..... 1

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descentes de charges..... 13

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires 31

III.1 : L'Acrotère 31

III.2 : les Balcon 39

III.3 : l'escalier 47

III.4 : La poutre palière..... 71

III.5 : Les planchers 80

Chapitre IV : Présentation de l'ETABS..... 103

Chapitre V : Vérifications des exigences de RPA 99modifier 2003 117

V.1 : Vérification de la période empirique..... 117

V.2 : Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)..... 119

V.3 : Vérification de la participation de la masse modale 121

V.4 : Justifications du système de contreventement 121

V.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure 124

V.6 : Vérification des déplacements relatifs 127

V.7 : Vérifications du déplacement maximal de la structure 129

V.8 : Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P- Δ) 132

V.9 : Spécifications pour les poteaux..... 132

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux 134

VI.1 : Ferrailage des poteaux 134

VI.2 : Ferrailage des poutres 145

VI.3 : Ferrailage des voiles 157

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure 170

VII.1 : Étude de la dalle 178

VII.2 : Étude du débord 180

VII.3 : Étude de la nervure..... 196

➤ **Plan de ferrailage**

Conclusion générale

➤ **Bibliographie**

Introduction générale

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née des besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude de cas que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une tour à contreventé par voiles. Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants.

Autrefois l'ingénieur en génie civil faisait appel à des méthodes manuelles pour le calcul des structures. Il s'est avéré que cette manière de faire est lente, et pour cela l'ingénieur est obligé d'élaborer des méthodes nouvelles et des outils informatiques pour toucher l'excellence.

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes, rapides et efficaces, permettant le calcul automatique des diverses structures. Parmi ces logiciels on peut citer :

ETABS, ROBOT, SAP2000...etc.

L'ingénieur en génie civil est confronté aux exigences des maîtres d'œuvres. Et il est amené alors à maîtriser ces outils numériques pour le calcul et la justification précise des structures.

Dans notre projet, la modélisation et le calcul de la structure est faite à l'aide de logiciel **ETABS** pour ses divers avantages.

INTRODUCTION

Notre projet d'étude consiste à dimensionner et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation et commercial. Ce dernier est constitué de portiques et de voiles. Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude est implanté à TIZI OUZOU qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre projet comporte :

- Un RDC à usage commercial et habitation.
- Des étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une terrasse inaccessible.

2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet. Ces caractéristiques sont données comme suit :

En plan :

- Longueur totale : $L = 29.92m$

-Largeur totale : $L = 16.10$

En élévation :

- Hauteur totale : $H_t = 25.50m$

- Hauteur des étages courants : $H_e = 3.06m$

- Hauteur du RDC : $H_{rdc} = 4.08\text{m}$

3. OSSATURE DU BATIMENT

Le bâtiment a une ossature mixte composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poutres et poteaux)
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal)
- **Portiques** : sont des cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales et charges horizontales, et sont liés entre eux.
- **Voiles** : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

4. ELEMENTS DU BATIMENT

4.1- Planchers

Un plancher d'habitation est une aire plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol.

Dans notre cas, tous les étages seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposent sur des poutrelles, le Rez de chaussée avec une dalle coulée sur le sol.

Il existe deux types de planchers :

A- Planchers en corps creux

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles.

Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

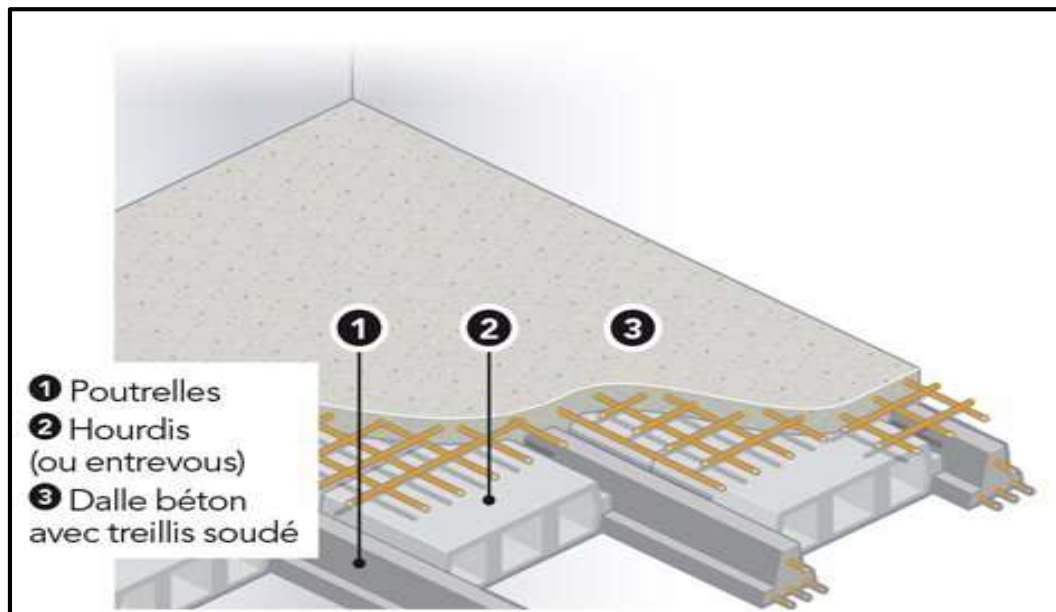


FIGURE I.1 : Plancher en corps creux

B- Dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle machine (cage d'ascenseur) et balcons.

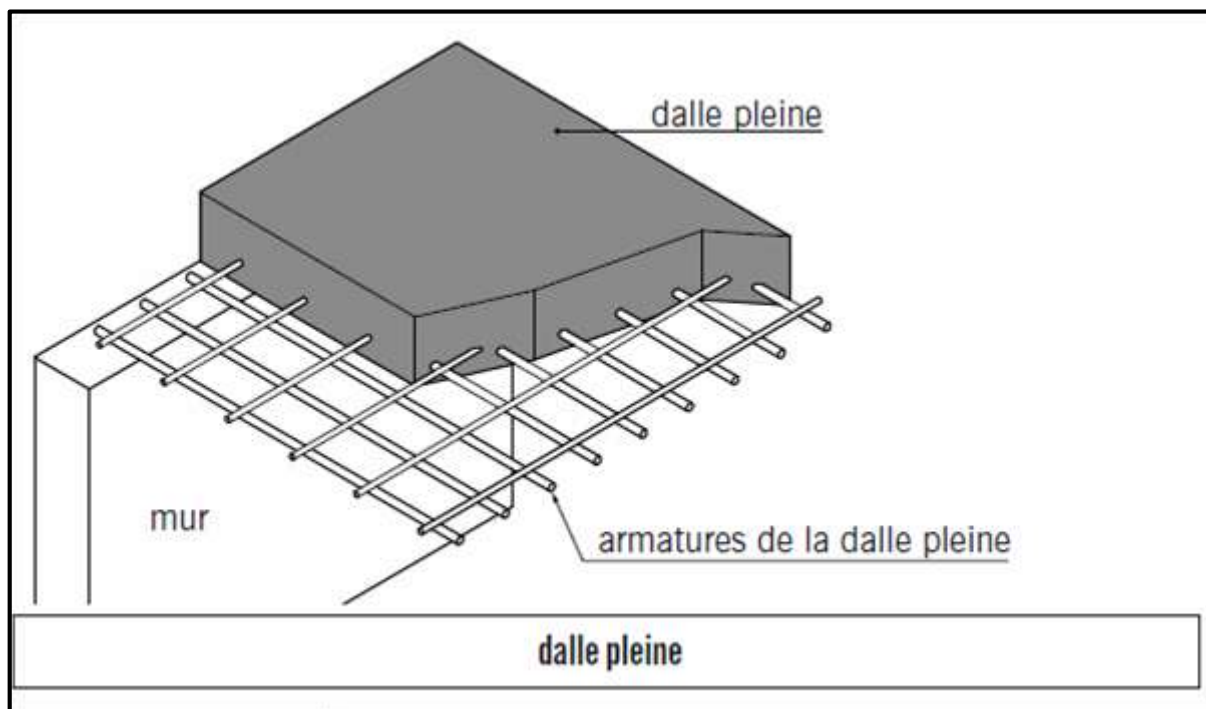


FIGURE I.2 : dalle pleine en béton armé

4.2- Maçonnerie

Murs extérieurs

Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 10 cm (10+10+10).

Murs intérieurs

Ils seront réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

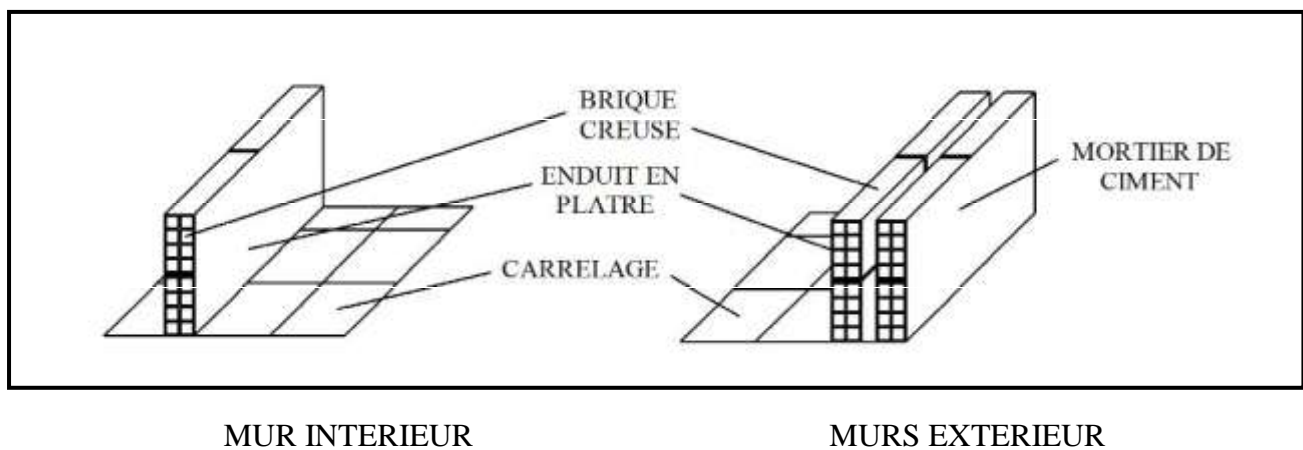


FIGURE I.3 : Murs intérieur et extérieur

4.3- Escalier

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

4.4- Revêtements

Le revêtement horizontal est réalisé en carrelage pour les sols et en plâtre pour les plafonds. Le revêtement vertical est en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramiques pour les cuisines et les salles d'eau.

4.5- Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

4.6- Fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol, d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

On distingue trois types de fondations : superficielles, semi profondes ainsi que profondes.

5. REGLEMENTATION

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles BAEL 91 [modifié en 99], conformément au règlement parasismique algérien RPA 99 [modifié en 2003] et le DTR (BC22)(charges et surcharges d'exploitation).

6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

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

6.1- Le béton

Le béton est un mélange de constituants minéraux actifs (comme le ciment portland) ou non actif (les granulats et sable), d'eau de gâchages, dont les proportions varient selon de nombreux paramètres, on cite : la résistance, la maniabilité, la consistance, la durabilité...

La matière de béton est aujourd'hui composée avec des adjuvants qui modifient les caractéristiques à l'état frais ou durci.

Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible.

a) Résistance caractéristique à la compression

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées. Elle est notée « f_{cj} ».

Dans notre cas on fixe : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

D'après le (BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1.11) on admet la résistance f_{cj} suivante :

-Pour $j < 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28} ; \text{ Pour des } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} \times f_{c28}; \text{ Pour des } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

-pour $j > 28$ jours :

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28}$$

b) Résistance caractéristique à la traction

(BAEL91 modifié99, Art2-1-12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

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

c) Contrainte limite du béton

➤ Les états limitent

On appelle l'état limite, un état particulier d'une structure pour lequel cette structure satisfait une condition exigée par le concepteur. On distingue deux types de l'état limite :

▪ L'état limite ultime (E.L.U.)

Correspondent à la perte d'équilibre statique et l'effort unitaire de stabilité de forme, surtout à la perte de résistance qui conduit à la ruine de la construction, et les contraintes limites dans le béton correspondant à cet état s'écrit :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{28}}{\gamma_b} \text{ (BAEL 91/ modifié99, Art. A.4.3.41)}$$

Avec :

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.15$ en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ pour une situation durable.

$f_{bu} = 21.74 \text{ MPa}$ pour une situation accidentelle.

Diagramme contraintes déformations du béton :

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton, un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle » comme le montre la figure I.4 suivante :

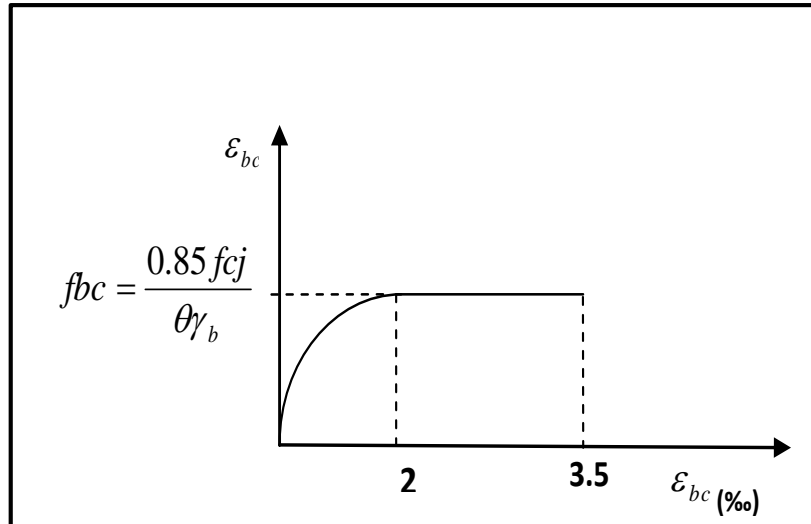


FIGURE I.4 : Diagramme de calcul contraintes-déformations du béton à l'ELU

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à **2‰** (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).

$$2‰ < \varepsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$$

D'où on aura :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \text{ pour } \gamma_b = 1,5, \theta = 1 \text{ (situation courante)}$$

$$\sigma_{bc} = 21,74 \text{ MPa} ; \text{ pour } \gamma_b = 1,15, \theta = 0,85 \text{ (situation accidentelle)}$$

▪ **État limite de service (ELS)**

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

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

La contrainte de compression du béton est limitée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91/ modifié99, Art.A.4.5.2})$$

○ **Diagramme contraintes déformations du béton :**

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire.

Comme le montre la figure suivante :

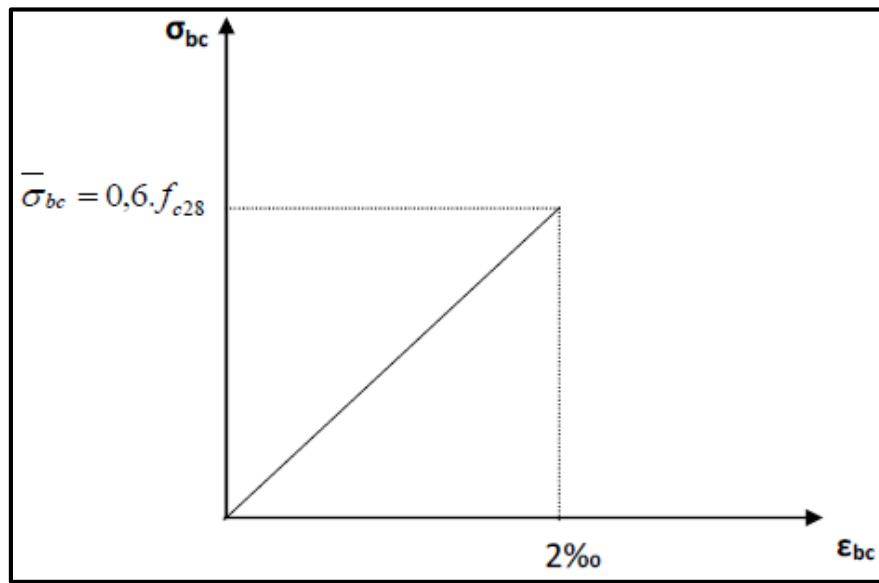


FIGURE I.5 : Diagramme contrainte déformation du béton (ELS)

▪ **Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule suivante : (BAEL.91/ modifié99, Art. A.5.1, 1)

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

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Cas de fissurations peu nuisibles :** $\overline{\tau}_u = \min (0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}),$
- **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :** $\overline{\tau}_u = \min (0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}).$

Avec : V_u : Effort tranchant dans la section étudiée(ELU).

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

▪ **Module d'élasticité du béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

Instantanée : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (Chargement de courte durée), en (MPa)
(BAEL91/ modifié99, Art A-2.1, 21)

Différée : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (chargement de longue durée), en (MPa)
(BAEL91/ modifié99, Art A-2.1, 22).

f_{cj} : La résistance de béton a la compression à (j) jours.

À $j=28$ jours $\rightarrow E_{ij}=32164,2 \text{ MPa}$

$\rightarrow E_{vj}=10818,86 \text{ MPa}$

▪ **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \vartheta)} \text{ (BAEL99/ modifié99, Art .A.2.1.3)}$$

Avec :

E : module de Young

ϑ : Coefficient de Poisson

▪ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de POISSON (ϑ) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

$$\vartheta = \frac{\Delta D/D}{\Delta L/L} \text{ (BAEL91/ modifié99, A.2.1, 3)}$$

$\vartheta = 0,20$ pour le calcul des déformations. (**ELS**)

$\vartheta = 0$ pour le calcul des sollicitations. (**ELU**)

6.2- Les aciers

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais malheureusement résiste très mal à la traction, c'est pour cela qu'on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction engendrés par le béton tendu.

Les aciers se distinguent suivant la nuance et leur état de surface (barres lisses ou haute adhérence).

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type d'acier	Nominalisation	Symbol	Limite d'élasticité	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture	Coef. de Fissuration	Coef. de scellement $[\psi]$
Acier en	Haute Adhérence	H.A	400	400	14	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé TL.520 ($\Phi < 6$)	T. S	520	520	8	1,3	1

a) Module d'élasticité longitudinale

Le module de déformation longitudinale E_s sera pris :

$$E_s = 2.10^5 \text{ (Mpa)} \text{ (BAEL91/ modifié99, A.2.2 ,1)}$$

a) Contrainte limite dans les aciers (BAEL91/ modifié99, Art A.4.3.1) :

• Etat limite ultime

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} \text{ (BAEL91/modifié99, Art A.2.1.2)}$$

Avec :

σ_{st} : La contrainte d'acier à l'ELU.

F_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ Situation courante.

(BAEL91/modifié99, Art.4.3.2)

$\gamma_s = 1,00$ Situation accidentelle.

○ Diagramme contraintes-déformations :

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul (σ_s) dans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ϵ_s) de l'acier définie par le diagramme suivant :

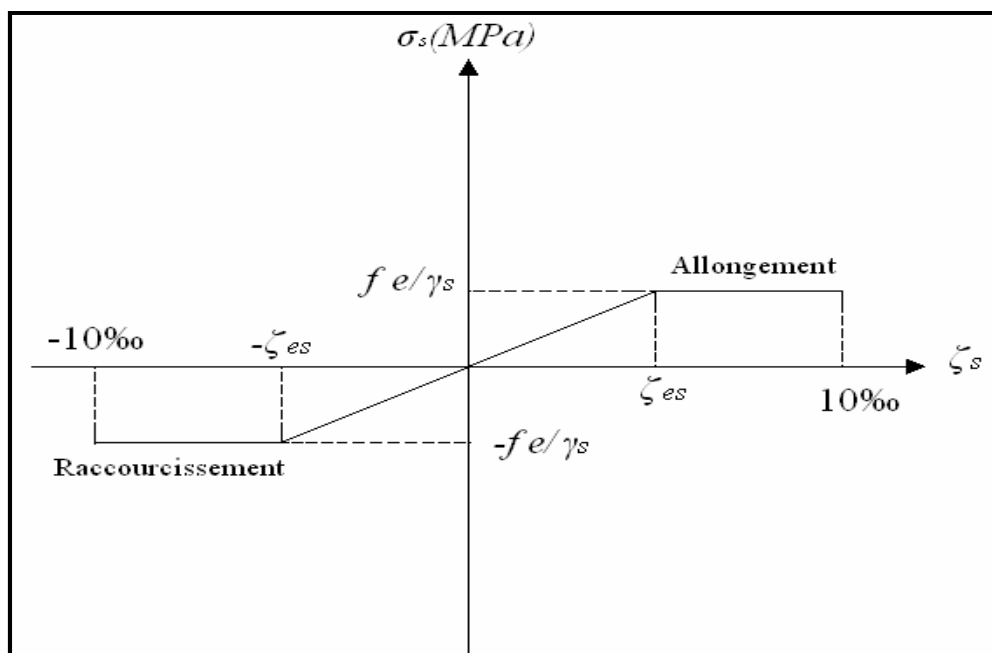


FIGURE I.6 : Diagramme contraintes – déformations

• Etat limite de service :

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration :

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

- **Fissuration peu préjudiciable :** (BAEL91modifié99, Art. A.4.5.3.2)

Aucune vérification n'est à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable :** (BAEL91modifié99, Art. A.4.5.3.3)

Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries ou à des condensations ils peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce, Il faut vérifier que :

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

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta= 1,3$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi < 6\text{mm}$).

$\eta= 1,6$ pour les aciers de moyenne adhérence ($\Phi > 6\text{mm}$).

- **Fissuration très préjudiciable :** (BAEL91modifié99, Art. A.4.5.3.4)

Lorsque les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Il faut vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ MPa}$$

b) Protection d'armatures : (BAEL91modifié99, Art A. 7.2.4)

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.

INTRODUCTION :

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure doivent être pré-dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- ❖ **Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher et portiques.**
- ❖ **Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent ou du séisme.**

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non-structuraux d'un bâtiment est une étape primordiale dans un projet de génie civil et cette dernière se fait conformément aux prescriptions apportées au : BAEL 91 modifié 99 et RPA99 version 2003.

La descente de charges a pour but l'évaluation des actions permanentes et des actions variables que peut supporter chaque élément porteur afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

1. Pré-dimensionnement des éléments**1.1- Les planchers****a) Plancher en corps creux**

Les planchers constituant le bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression. Les corps creux seront posés sur des poutrelles. Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{\min(L_{x\max}, L_{y\max})}{22,5} \text{ (BAEL91 modifié 99, Art B.6.8.424)}$$

L_{\max} , étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré et h_t : la hauteur totale du plancher.

$$\text{On a: } \min \begin{cases} L_{x\max} = 3.30m \\ L_{y\max} = 4.00m \end{cases} \rightarrow \text{on prend } h_t \geq \frac{3.30}{22.5} = 14.66\text{cm}$$

On opte pour : $h_t = 20\text{cm}$

On adoptera un plancher (16 + 4) en corps creux de 16cm et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur pour tous les étages comme l'indique la figure ci-dessous :

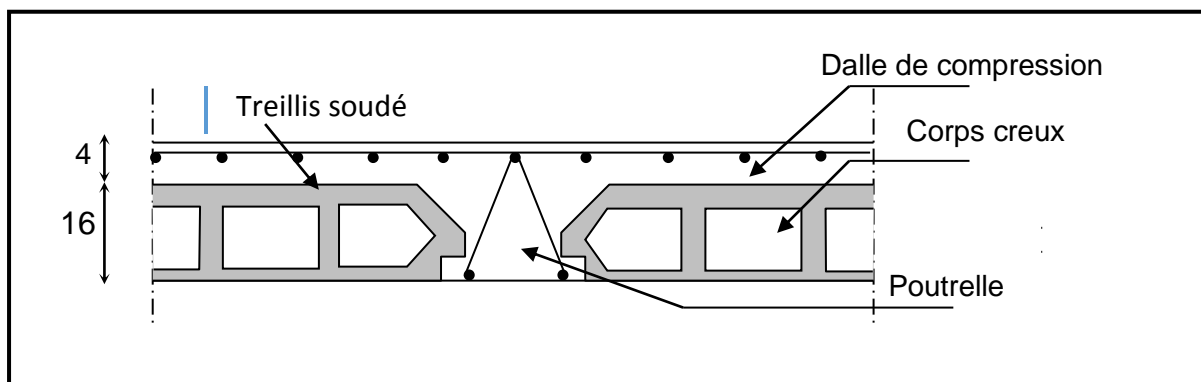


FIGURE II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

b) Plancher dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. La dalle peut reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Dans notre cas la dalle pleine concerne la salle machine ainsi que les balcons.

Ainsi, l'épaisseur de la dalle est déduite à partir des conditions suivantes :

- **Condition de résistance à la flexion :**

$$\text{Pour une dalle reposant sur 03 ou 04 appuis : } \frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \Rightarrow \frac{3.30}{50} \leq e \leq \frac{3.30}{40}$$

$$\Rightarrow 6.6 \leq e \leq 8.25$$

Donc on prend : $e=8\text{cm}$

- **Condition de résistance au feu :**

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

$e=7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu,

$e=11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu,

$e=17,5\text{ cm}$ pour un coupe de feu de quatre heures.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : $e=15\text{cm}$

- **Condition d'isolation phonique : (règles techniques CBA93)**

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350kg/m^2

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14\text{m} \quad \text{avec } \rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

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

1.2- Les poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon RPA99/V2003

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \end{cases} \quad (\text{BAEL91 modifié 99, Art 4.14})$$

Avec :

L_{max} : Longueur libre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre

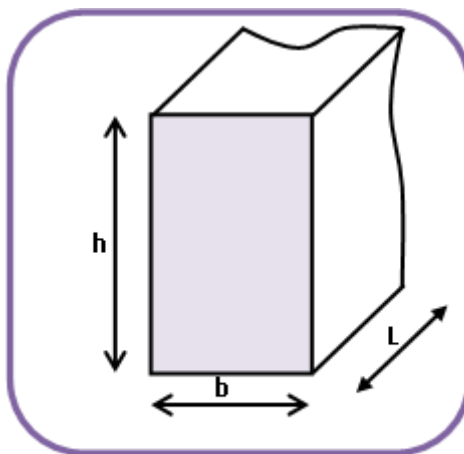


FIGURE II .2 : Dimensions d'une poutre

- **Poutres principales** : disposées perpendiculairement aux poutrelles suivant le sens longitudinal.

$$L_{max} = 425 - 25 = 400 \text{ cm}$$

- La hauteur de la poutre est: $\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 30\text{cm} \leq h_t \leq 40\text{cm}$, on prend :

$$h_t = 35\text{cm}$$

- La largeur de la poutre est : $0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$. on prend : $b=25\text{cm}$

Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article : (Art 7.5 .1 du RPA99version2003):

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \implies \text{condition Vérifiée.}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 > 30 \text{ cm} \implies \text{condition Vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots 35/20 = 1,75 < 4 \implies \text{condition Vérifiée.}$$

Donc on adopte : PP (20x35) cm²

Poutres secondaires : disposées parallèlement aux poutrelles suivant le sens transversal.

$$L_{max} = 355 - 25 = 330 \text{ cm}$$

$$\text{-La hauteur de la poutre est : } \frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \text{ cm} \leq h_t \leq 33 \text{ cm, on prend : } h_t = 30 \text{ cm}$$

$$\text{-La largeur de la poutre est : } 0,4(30) \leq b \leq 0,7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21, \text{ on prend : } b = 20 \text{ cm}$$

Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article : (7.5.1 du RPA99 version 2003) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20 \text{ cm} \implies \text{Pour des raisons de sécurité on adopte } b = 25 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30 \text{ cm} \implies \text{on adopte } h_t = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots 30/20 = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

Donc on adopte : PS (20x30) cm²

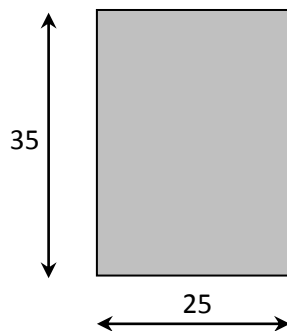


Figure. II .3. a : Dimensions de la poutre principale

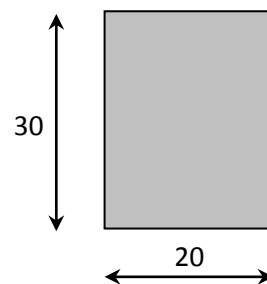


Figure. II .3.b : Dimensions de la poutre secondaire

1.3- Les voiles

Pré-dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (l'article 7.7.1 du RPA99/V2003) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

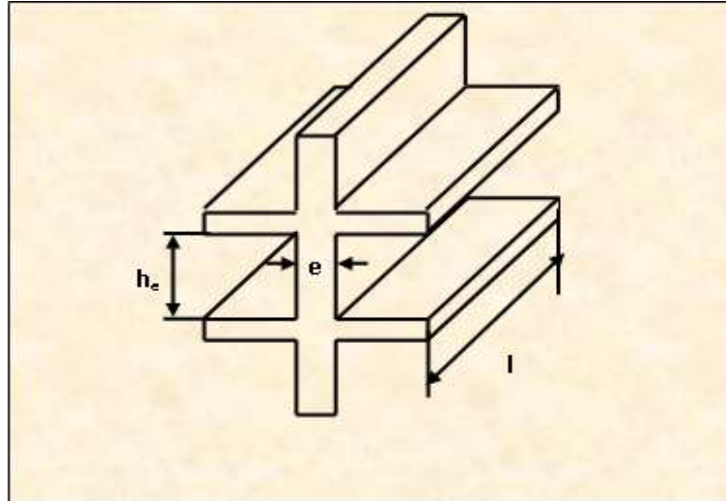


FIGURE II.4. : Coupe de voile en élévation

D'après le RPA99version2003 Article7.7.1⇒Les éléments satisfaisants la condition ($L_{min} \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

L_{min} : Longueur minimale du voile.

e : épaisseur du voile.

De plus l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage avec une valeur minimale exigée par le même article de 15cm, et de conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

- **Forme U** $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{25}$
- **Forme T et L** $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22}$
- **Forme rectangulaire** $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20}$

Dans notre cas : $h_{etage} = 3,06m$, et tous les étages sont identiques et les voiles simples rectangulaires.

Et : $h_{voile} = 306 - 20 = 286cm$, épaisseur du plancher $(16+4) = 20cm$

$$\Rightarrow e \geq \frac{h_{voile}}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

Donc on opte pour : **e=20cm**.

- Vérification des exigences du RPA99 modifié 2003(Art 7.7-1) : $L_{\min} \geq 4e$

$$\begin{cases} L_{\min} = 330 \text{ cm} \\ 4e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow * L_{\min} \geq 4e \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$* e = 20 \text{ cm}$$

1-4- Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la Superstructure.

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

La combinaison des charges et des surcharges sera exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

N_s : Effort normal de compression à la base du poteau,

- ✓ S : section transversale du poteau,
- ✓ G : charge permanente,
- ✓ Q : surcharge d'exploitation
- ✓ σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton tel que :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$$

Selon le (**RPA 99, A7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_l, h_l) \geq 25\text{cm}$ en zone I et IIa.
- $\text{Min}(b_l, h_l) \geq 30\text{cm}$ en zone III et IIb.
- $\text{Min}(b_l, h_l) \geq \frac{h_e}{20}$.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4$

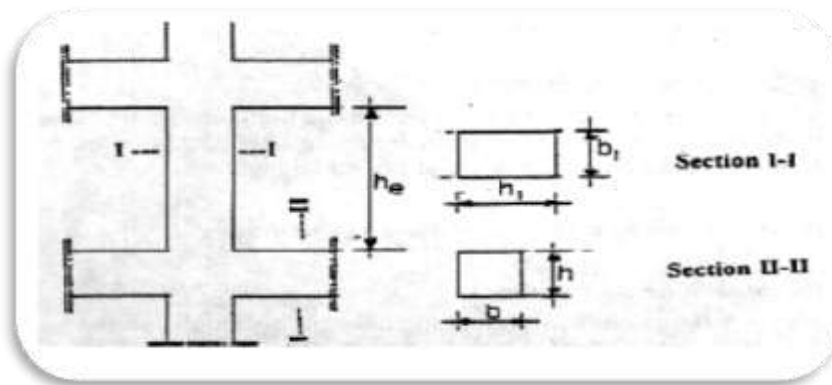


Figure. II.5. Nœuds

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

✓ Poids propre du poteau RDC :

$$G_{RDC} = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = \mathbf{6,375\text{KN}}.$$

✓ Poids propre du poteau de l'étage courant :

$$G_{EC} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{4.78\text{ KN}}.$$

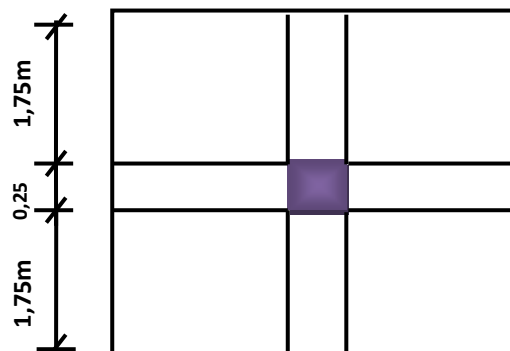
II-4-1-Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

Surface d' Influence:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1,4 \times 1,75 = 2,45\text{m}^2.$$

$$S_2 = 1,4 \times 1,75 = 2,45\text{m}^2.$$



$$S3=1,4 \times 1,75=2,45\text{m}^2.$$

$$S4=1,4 \times 1,75=2,45\text{m}^2.$$

$$\text{Donc : } S=2,45+2,45+2,45+2,45=9,8\text{m}^2.$$

II-4-2-Détermination des charges permanentes et surcharges :

A) Les charges permanentes :

❖ les planchers : Nous possédons deux types de planchers :

1. Plancher terrasse :

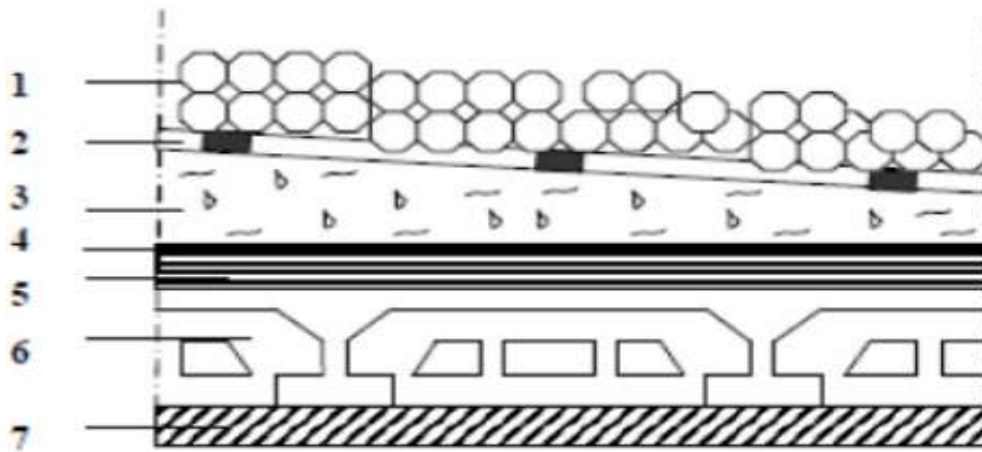


Figure II.6: Coupe verticale du plancher terrasse

Les charges permanentes sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau (II.1) : Charges permanentes (G) Plancher terrasse.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma(\text{KN/m}^3)$	Charges $G (\text{KN/m}^2)$ $G=e \times \gamma$
----	----------	------------------	---	---

1	Couches de gravillon	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	Plancher en corps creux	0.16+0.04	4	0.16
4	Forme de pente	0.07	0.01	0.01
5	Feuille depolyane	—	22	1.54
6	Isolation thermique en liège	0.04	13	2.6
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				5.63

b) Plancher étage courant :

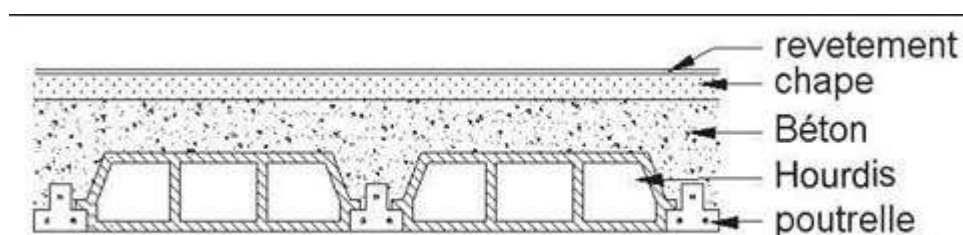


Figure. II.7: Coupe verticale du plancher d'étage courant

Les charges permanentes sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau (II.2) : Charges permanentes (G) étage courant.

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique	Charges G (KN/m²)
-----------	-----------------	----------------------	------------------------	--

			$\gamma(KN/m^3)$	G= epxp
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	22	0.66
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.16+0.04	13	2.6
5	Les cloisons intérieurs	0.1	09	0.90
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_c				5.12

❖ **Maçonnerie :**

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

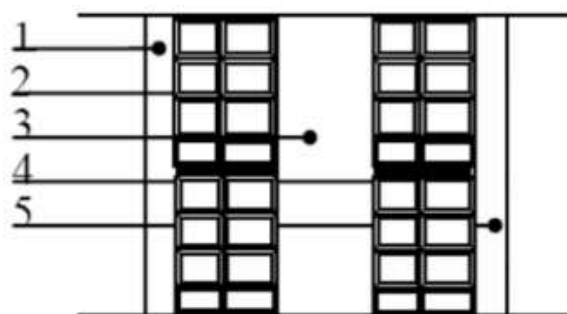
a) **Murs extérieurs :**

Figure. II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau (II.3) : Charges permanentes (G) aux murs extérieurs

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique	Charges G (KN/m^2)
----	----------	--------------	-----------------	--------------------------

			$\gamma(KN/m^3)$	
1	Enduit du ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_{mex}				2.36

Cette charge verticale de 2.36 kN/m² du mur extérieur s'applique sur les poutres périphériques (poutre principale et poutre secondaire) donc:

Exemple pour le RDC : $q = 2.36 \times h_e = 2.36 \times 4.50 = 10.62 \text{ KN/ml}$.

b) Murs intérieurs :

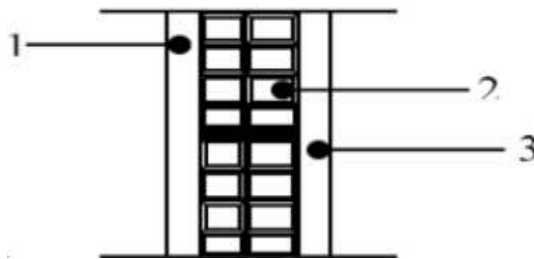


Figure. II.6: Coupe verticale d'un mur intérieur.

Tableau (II.4) : Charges permanentes (G) aux murs intérieurs.

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur(m)	$\rho \text{ KN/m}^2/\text{cm}$	Charges G (KN/m^2)
----	--------------------------	----------------	---------------------------------	---------------------------------

1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit du ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale G_{mint}				1.46

c) Charges d'exploitation :

Comme nous l'avons déjà fait pour les charges permanentes nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau (II.5) : Charges d'exploitation (Q).

Eléments	Surcharges $Q(KN/m^2)$
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher étage de service	2.5
Plancher RDC (commerce)	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

II-5-3) Détermination du poids propre des éléments :

Avec : $\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^2$

a) Poids propre des planchers :

Tableau II.6 : Charges permanentes des planchers

Plancher	Surface d'influence $S (m^2)$	Charges $G (KN/m^2)$	Charges permanente du plancher $P (KN)$
Terrasse	9.8	5.63	$P = G \times S$ $= 5.63 \times 9.8 = 55.174$
Etage courant	9.8	5.12	$P = G \times S$ $= 5.12 \times 9.8 = 50.176$

b) Poids propre des poutres :

Tableau II.7 : Charges permanentes des poutres

Plancher	Charge permanente des poutres $G (KN/m^2)$	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = GPP + GPS (KN)$
Poutres principales	$G_{pp} = 0.25 \times 0.35 \times 3.75 \times 25$ $= 6.56$	$P_{totale} = 6.56 + 4.57 = 11.13$
Poutres secondaire	$G_{ps} = 0.20 \times 0.30 \times 3.05 \times 25$ $= 4.57$	

c) Poids propres des poteaux :

Min (b, h) \geq 25 cm en zone IIa

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

Avec:

$$h_{libre} = h_{etage} - h_t$$

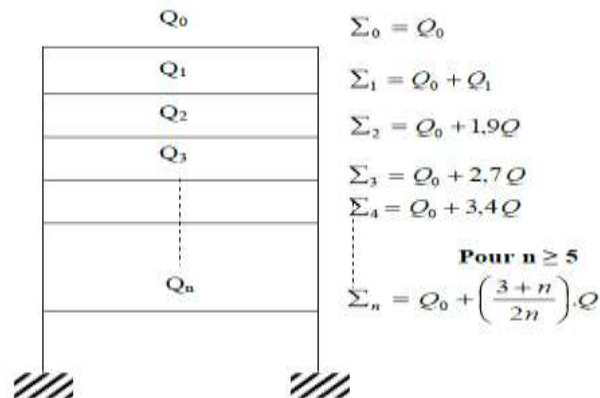
- h_{libre} (étage courant) = $3.06 - 0.25 = 2.81m$.
- h_{libre} (RDC) = $4.08 - 0.25 = 3.83m$.
- 1er à 7ème étage : $PP_e = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 2.81 = 4.39KN$.
- RDC : $PP_{RDC} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.83 = 5.98KN$.

II-4-3-Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

Le document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tout le plancher.

Cette loi s'applique aux bâtiments très élancés ; dont le nombre de niveau est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression est donc définie comme suit :



Avec :

- Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse,
- Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage (i),
- n : numéro de l'étage du haut vers le bas
- Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

Tableau II.8 : Coefficients de dégression de surcharges

Niveau	terrasse	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687

a) Surcharge d'exploitation :

- ✓ étage courants: $Q \times S = 1.5 \times 9.8 = 14.7 \text{ kN}$.
- ✓ Terrasse: $Q \times S = 1 \times 9.8 = 9.8 \text{ kN}$.
- ✓ RDC: $Q \times S = 4 \times 9.8 = 39.2 \text{ kN}$
- Les surcharges cumulées Q_n :

Niveaux	Opérations	Résultats
Terrasse	$Q0=1 \times 9.8$	9.8
Niveau7	$Q0+Q1=9.8+14.7$	24.5
Niveau6	$Q0+0.95(Q1+Q2)=9.8+0.95(2 \times 14.7)$	37.73
Niveau5	$Q0+0.9(Q1+Q2+Q3)=9.8+0.9(3 \times 14.7)$	49.49
Niveau4	$Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)=9.8+0.85(4 \times 14.7)$	59.78
Niveau3	$Q0+0.8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)=9.8+0.8(5 \times 14.7)$	68.6
Niveau2	$Q0+0.75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)=9.8+0.75(6 \times 14.7)$	75.95
Niveau1	$Q0+0.714(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)=9.8+0.714(7 \times 14.7)$	83.271
RDC	$Q0+0.687(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)=9.8+0.687(8 \times 14.7)$	90.591

Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitation

Charges permanentes (KN)						Surcharges d'exploitation (KN)		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ (KN)	Section du poteau (cm ²)	
	Plancher	Poutres	poteaux	G _{totale}	G _{cum}	Q _i	Q _{cum}	Ns=G _c +Q _c	S _{min} =Ns/ σ_{bc}	Section adoptée(cm ²)
Terrasse	55,174	11.13	0	66.304	66.304	9.8	9.8	76.104	50.736	30x35
6	50,176	11,13	4.39	65.696	197.696	37.73	72.03	269.726	179.817	30x35
5	50,176	11.13	4.39	65.696	263.392	49.49	121,52	384.912	256.608	35x40
4	50,176	11.13	4.39	65.696	329.088	59.78	181.3	510.388	340.258	35x40
3	50,176	11.13	4.39	65.696	394.784	68.6	249.9	652.784	435.189	35x40
2	50,176	11.13	4.39	65.696	460.48	75.95	325.85	786.33	524.22	45x50
1	50,176	11.13	4.39	65.696	526.176	83.271	409.121	935.297	623.531	45x40
RDC	50,176	11.13	5.98	67.286	593.462	90.591	499.712	1093.174	728.728	45x50

II-4-4- Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :**Du tableau II.10 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations RPA99 (Art**

Poteaux	Conditions exigées par (RPA)	Valeur calculée et vérification	Observation
30x35	$\min (b, h) \geq 25$	$\min (b, h) = 30\text{cm} = 25\text{cm.}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} = \frac{30}{35} = 0.857 < 4$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 25\text{cm.}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} = \frac{35}{40} = 0.875 < 4$	Condition vérifiée
35x40	$\min (b, h) \geq 25\text{cm}$	$\min (b, h) = 35\text{cm} > 25\text{cm.}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 30\text{cm.}$	Condition vérifiée
45x50	$\min (b, h) \geq 25\text{cm}$	$\min (b, h) = 45\text{cm} \geq 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 35\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{bl}{hl} = \frac{45}{50} = 0.9 < 4$	Condition vérifiée

7.4.1).**II-4-5-Vérification des poteaux au flambement :**

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

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

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

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

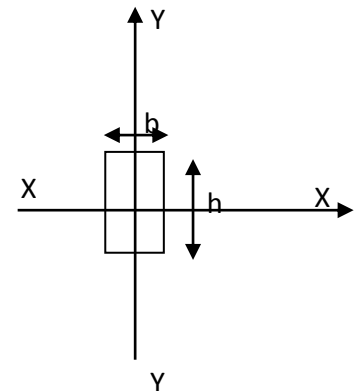
L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

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

D'où :

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{hb^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7 \cdot l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$



- **Poteaux du RDC (45X50) :**

$$L_0 = 408 - 25 = 383 \text{ cm}, b = 45 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = \frac{0.7 \times 383 \times 3.464}{45} = 20.63 \text{ cm} < 50$$

- **Poteaux du 1^{ère} étage et 2^{ème} étage (40X45) :**

$$L_0 = 306 - 25 = 281 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = \frac{0.7 \times 281 \times 3.464}{45} = 15.14 \text{ cm} < 50$$

- **Poteaux du 3^{ème} au 5^{ème} étage :**

$$L_0 = 306 - 25 = 281 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = \frac{0.7 \times 281 \times 3.464}{35} = 19.46 \text{ cm} < 50$$

- **Poteaux du 6^{ème} à la terrasse (30X35) :**

$$L_0 = 306 - 25 = 281 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = \frac{0.7 \times 281 \times 3.464}{30} = 22.71 \text{ cm} < 50$$

Toutes les valeurs λ de étant inférieurs à 50, il n'y a aucun risque de flambement.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a :

Présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les Pré-dimensionnements suivants :

➤ **Les planches :**

ht=20 cm

➤ **Les poutres :**

Poutres principales (20×35) cm²

Poutres secondaires (20×30) cm²

➤ **Les poteaux :**

RDC, 1^{re} étage (40X45) cm²

2^{eme} au 4^{eme} étage (35X40) cm²

5^{eme} au 7^{eme} étage et la terrasse (30X35) cm²

➤ **Les voiles :**

e =20 cm

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

INTRODUCTION

Les éléments secondaires, ou les éléments non-structuraux sont des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul de ces éléments de la structure qui sont : l'acrotère, les escaliers, la poutre palière, les balcons ainsi que les planchers en corps creux et les dalles pleines.

Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91 (modifié 99)** et le **RPA (version 2003)**.

1. L'acrotère

Introduction

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont elle forme un écran pour toute chute et de plus, il participe dans la mise hors d'eau de la structure.

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre **G** et la poussée **Q** due à la main courante provoquant ainsi un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables.

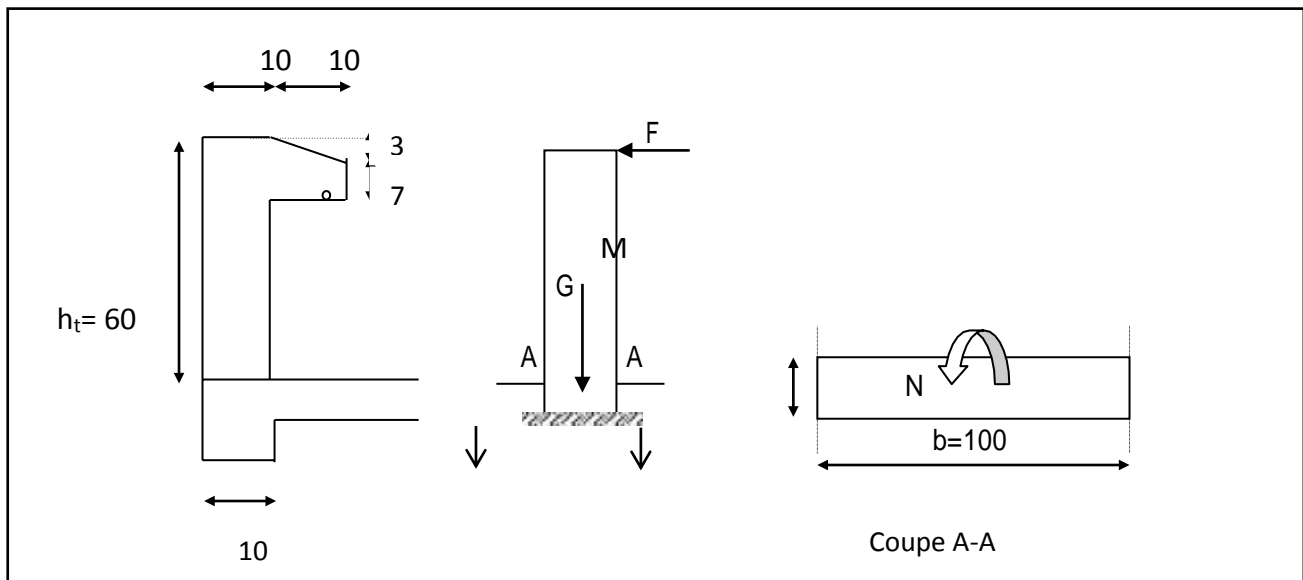


Figure III.1: Coupe de l'acrotère

1.1- Calcul des sollicitations

- Le chargement :

Poids propre : $G = \rho \times S$.

Avec :

ρ : masse volumique du béton, $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

S : section longitudinale de l'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right) = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0685 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

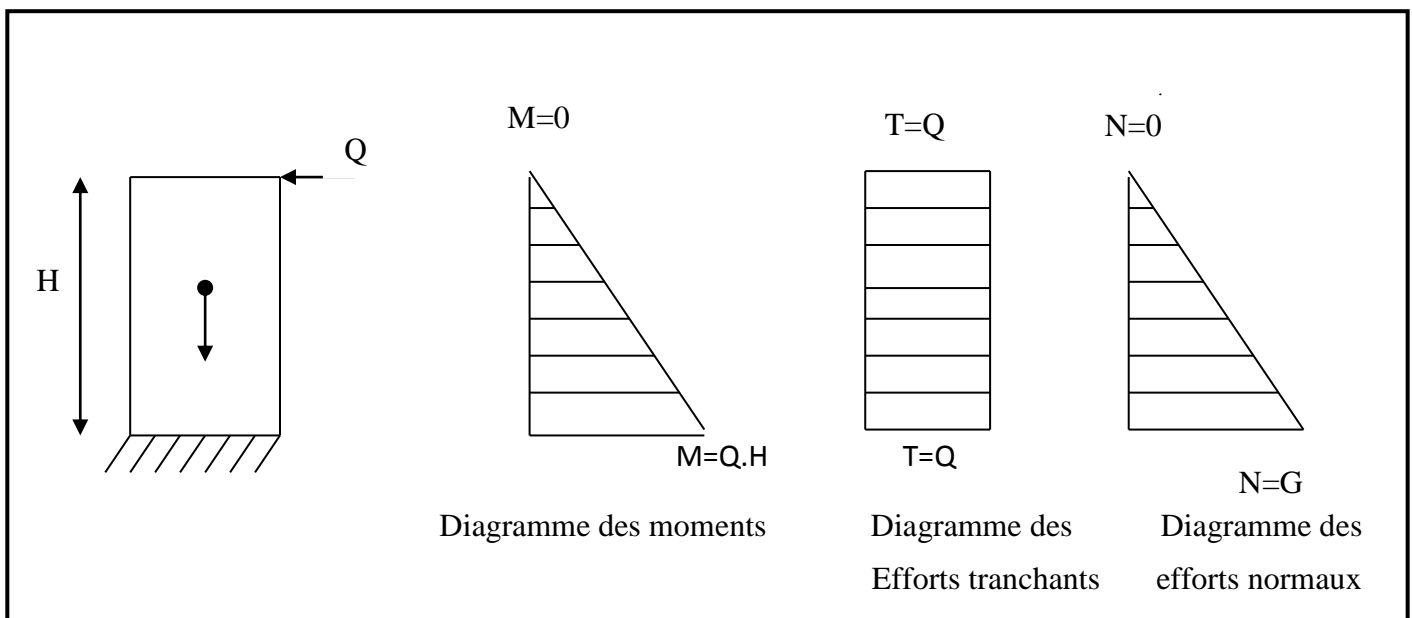


FIGURE III.2 : Schéma statique et diagramme des sollicitations.

- Les sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1,7125 \text{ KN}$

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

Moment de renversement M dû à Q pour une bande de 1m : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$

1.2- Les combinaisons de charges

A l'ELU :

-Effort normal de compression :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,7125 = 2,31 \text{ KN}$$

-Effort tranchant :

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

-Moment de flexion :

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

A l'ELS:

-Effort normal de compression :

$$N_s = G = 1,7125 \text{ KN}$$

-Effort tranchant :

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

-Moment de flexion :

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

1.3- Ferrailage de l'acrotère

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise le calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

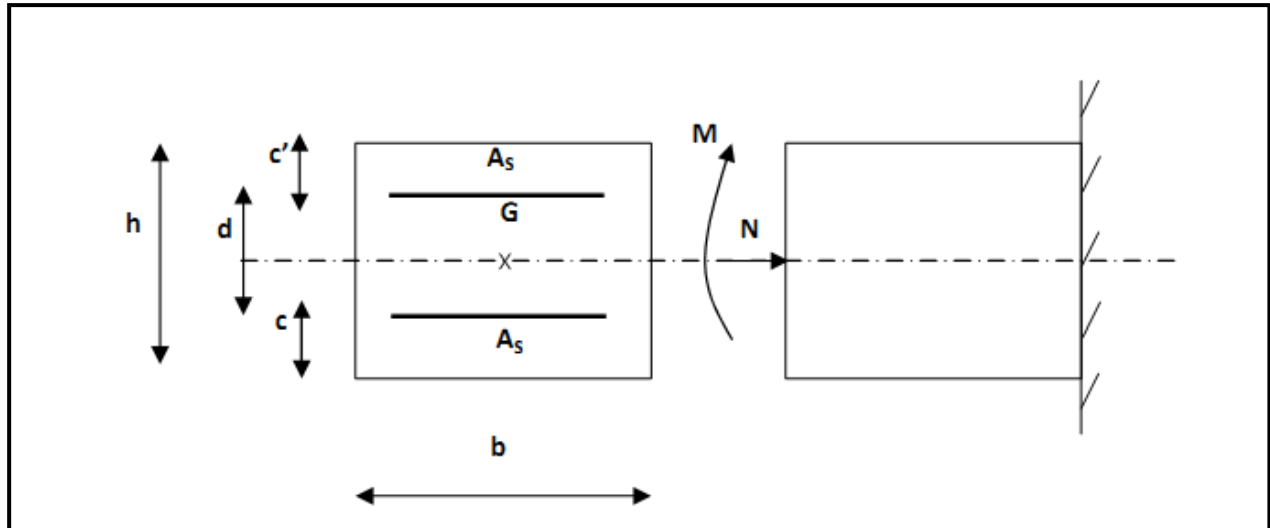


Figure.III.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion

Avec :**h** : épaisseur de la section = 10cm**c** : enrobage = 3cm**d=h-c** : hauteur utile = 10-3 = 7cm**M_f** : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues**1.4- Calcul à l'ELU****Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,3896\text{ m} = 38,96\text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 0,02\text{ m} = 2\text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et : **N** est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (**SPC**), elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

✓ **Etape fictive : (flexion simple)**

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2,31 \left(0,3896 + \frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 0,946 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment réduit:**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,946 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,946 \times 10^2}{0,993 \times 7 \times 348 \times 10^{-1}} = 0,391 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul en flexion composée :**

- **La section des armatures réelles :**

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_r = 0,391 - \frac{2,31}{384 \times 10^{-1}} = 0,325 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_r = 0,325 \text{ cm}^2$$

1.5- Vérifications à l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 91/Art A-4.21)

$$A_r \geq A_{\min}$$

$$\text{Avec : } A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right] = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 21}{400} \times 0,350$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0,325 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures : A_{\min} pour le ferrailage

$$A = A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.2.1)

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}; \quad V_u = 1,5 \times Q \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

c) Vérification de l'adhérence dans les barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,04} = 0,237 \text{ MPa.}$$

$$\sum u_i : \text{somme des périmètres des barres. } \sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,04 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Espacement des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.4.5.33)

$$\text{-Armatures principales : } S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{-Armatures de répartition : } S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

e) Ancrages des barres verticales :

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 3,15} = 253,9 \text{ mm} \quad \text{soit } l_s = 30 \text{ cm}$$

1.6- Vérifications à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable. Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures dans l'acier :**

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

$$\text{On a des aciers : } \left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \Phi \geq 6\text{mm} \\ F_e E400 \\ \eta = 1,6 : \text{Fissuration préjudiciable} \end{array} \right.$$

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

$$\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 7} = 0,45 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \beta_1 = 0,898 \longrightarrow k_1 = 34,02$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{0,6 \times 10^2}{0,898 \times 7 \times 3,14} = 30,4 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} : \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{30,4}{34,02} = 0,894 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,894 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le Ferrailage adopté est :

$$\text{Armatures principales : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 25\text{cm}$$

$$\text{Armatures de répartition : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 25\text{cm}$$

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA 99/Art 6.2.3) :**

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale F_p .

Si l'action de la main courante Q est supérieure à l'action sismique alors il n'y a pas de vérification à faire : $F_p = 4AC_p w_p$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A = 0,15$ (Zone II_a, groupe d'usage 2)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires : $C_p = 0,3$

w_p : poids de l'élément : $w_p = 1,7125 \text{ kN/ml}$

Donc : $F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1,7125 = 0,308 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$.

→ Pas de calculs supplémentaires à faire.

Conclusion

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique alors le calcul au séisme est inutile.

Toute fois comme le séisme agit dans les deux sens, il faut alors introduire une deuxième nappe d'armature.

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

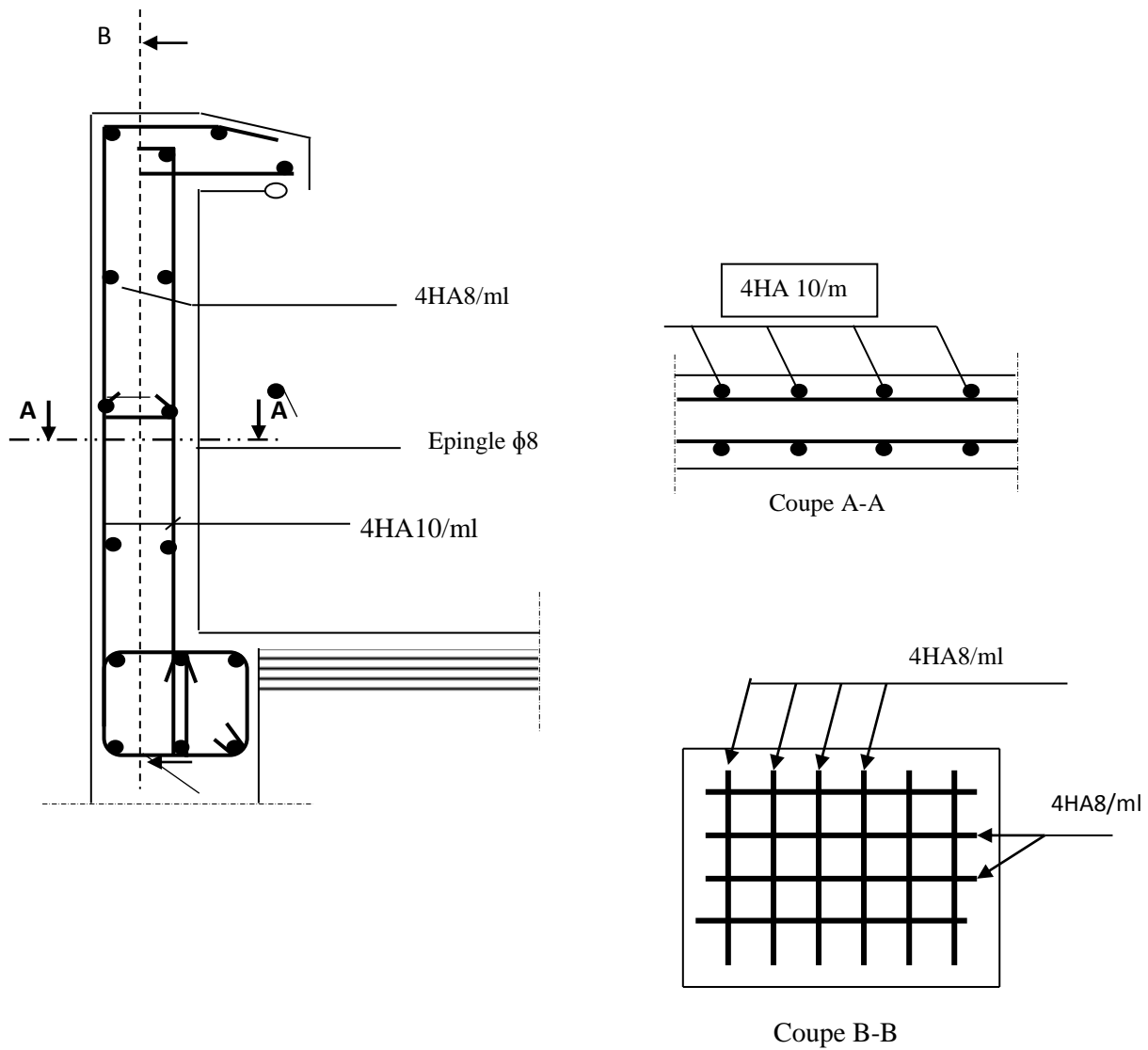


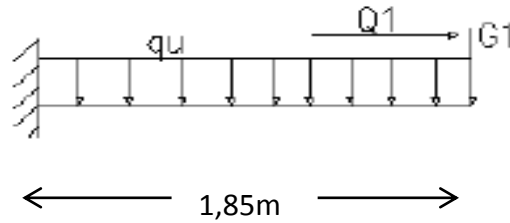
FIGURE.III.4. Ferrailage de l'acrotère

2. Les balcons :

2-1 Introduction :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à la poutre porteuse. Nous faisons le calcul pour une bande de 1m de largeur d'un élément de console soumis à la flexion simple en négligeant l'effort normal qui est dû à la main courante.

Dans notre structure, les balcons sont constitués de dalles pleines, leurs épaisseurs est déterminée par la condition de la résistance à la flexion (déjà calculée au chapitre 2) $\rightarrow e_p = 15\text{cm}$



a) Charges et surcharges

➤ Charge permanente :

Poids propre de la dalle plein :

$$P_p = \rho \times e = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

➤ Poids des revêtements

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur(m)	ρ KN/m ² /cm)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit du ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale G_{mint}				1.46

$$G = P_p + P_r = 3.75 + 1.46 = 5.21 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Surcharge due à la main courante : $F=1$

➤ Charge permanente du garde corps :

- Poids de la brique : $0,1 \times 9 = 0,9 \text{ KN/m}^2$
 - Poids de l'enduit ciment : $0,02 \times 18 \times 2 = 0,72 \text{ KN/m}^2$
- $G1 = 1,62 \text{ KN/m}^2$

➤ **Charges uniformément réparties :**

$$G = 5,21 \times 1\text{m} = 5,21 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3,5 \times 1\text{m} = 3,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charges concentrées :**

$$G = 1,62 \times 1\text{m} = 1,62 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 1\text{m} = 1 \text{ KN}$$

b) **Combinaisons de charges****ELU :**➤ **Charges uniformément réparties :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,21 + 1,5 \times 3,5$$

$$q_u = 12,2835 \text{ KN/ml}$$

Charges concentrées :

$$\left. \begin{array}{l} G = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN} \\ Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} \end{array} \right\} F_u = 3,687 \text{ KN}$$

D'où :

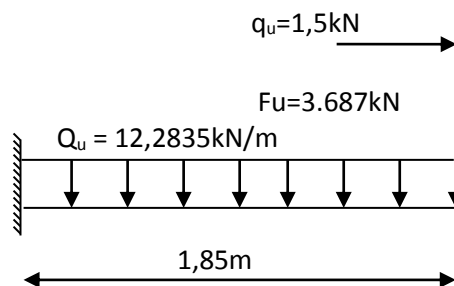
$$V_u = q_u \times L + F_u$$

$$= 12,2835 \times 1,85 + 3,687$$

$$V_u = 20,269 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{q_u L^2}{2} + F_u \times L \\ &= \frac{12,2835 \times 1,85^2}{2} + 3,687 \times 1,85 \end{aligned}$$

$$M_u = 27,841 \text{ KN.m}$$

**Schéma statique (ELU)**

ELS :➤ **Charges uniformément réparties :**

$$\left. \begin{array}{l} G = 5,21 \text{ KN/ml} \\ Q = 3,5 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} Q_s = 8,71 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charges concentrées :**

$$\left. \begin{array}{l} G = 1.62 \text{ KN} \\ Q = 1 \text{ KN} \end{array} \right\} F_s = 2.62 \text{ KN/ml}$$

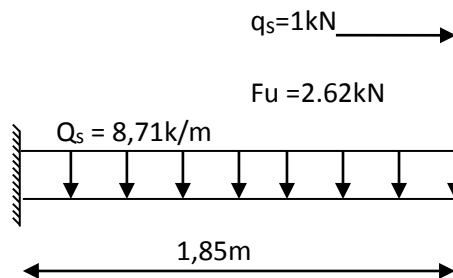
D'où :

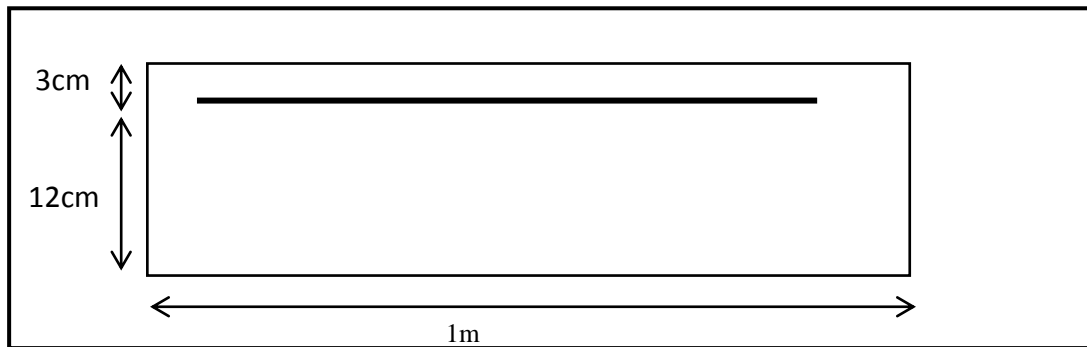
$$\begin{aligned} V_s &= Q_s \times L + F_s \\ &= 8,71 \times 1,85 + 2.62 \end{aligned}$$

$$V_s = 18.734 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} M_s &= \frac{Q_s L^2}{2} + F_s \times L \\ &= \frac{8,71 \times 1,85^2}{2} + 2.62 \times 1,85 \end{aligned}$$

$$M_s = 19.752 \text{ KN.m}$$

**Schéma statique (ELS)**

2-2 Ferrailage**Caractéristiques géométriques de la section :****FIGURE.III.5. Disposition des armatures principales du balcon****➤ Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{27.841.10^2}{100 \times 12^2 \times 14.2.10^{-1}}$$

$$= 0.136 < \mu = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (SSA)

Et à partir du tableau : $\mu=0,136 \Rightarrow \beta=0.927$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{27.841.10^2}{0.927 \times 12 \times 348.10^{-1}} = 7.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}14 = 7.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } St = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

➤ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.923 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } St = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

2-2 Vérifications à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.ft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 7,69 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad -$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sum u_i = n.\Phi.\pi = 5 \times 3,14 \times 14 = 219,8 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \tau_{se} = \frac{20.269 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 219,8} = 0,853 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Avec } \gamma_b : 1,5 ; f_{c28} : 25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 2,5 \text{ MPa} \implies (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{20.269 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,168 < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'espacement des barres :**

Armatures principales : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$. \longrightarrow **Condition vérifiée**

Armatures secondaires : $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$. \longrightarrow **Condition vérifiée**

2-3 Vérification à l'ELS :

• **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$= \text{Min} \left\{ 266,66 ; 201,63 \right\}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\begin{aligned} \text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} &\Longrightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 7.69}{100.12} = 0.640 &\Longrightarrow \beta_1 = 0,8825 \\ &&\Longrightarrow K_1 = 27.55 \\ &&\Longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.036 \end{aligned}$$

$$\text{Alors } \sigma_{st} = \frac{19.752 \times 10^6}{0,8825 \times 120 \times 7.69 \times 10^2} = 242,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Longrightarrow \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,036 \times 242.54 = 8.73 \text{ MPa} \Longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$1) \frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{7.69}{100 \times 12} = 0.0064 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{10} \times \frac{19.752}{19.752} = 0,10 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

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

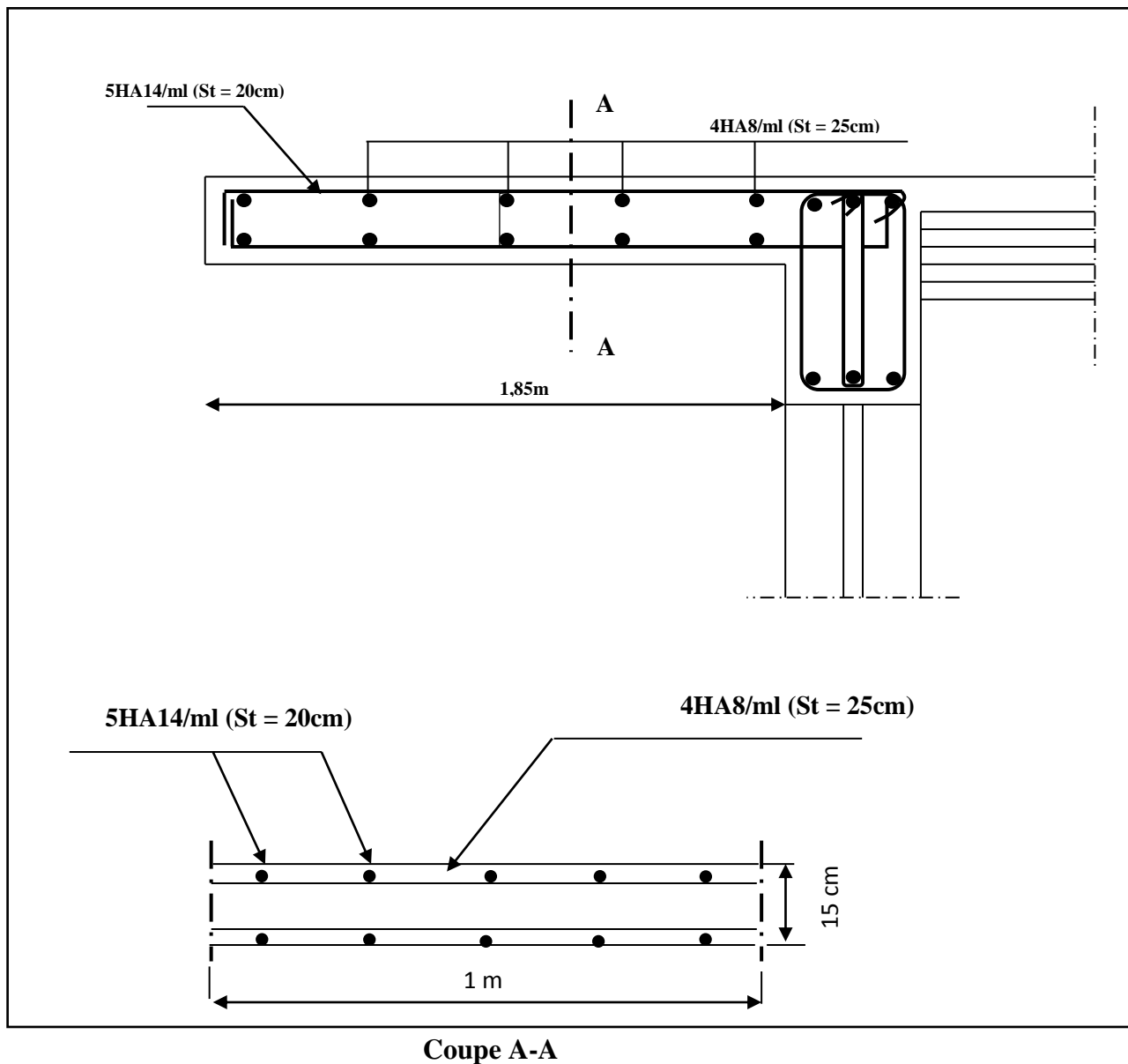


FIGURE.III.6. Schéma ferrailage du balcon

III.3- Calcul des escaliers :

Calcul de l'escalier de l'étage courant :

III.3.1-terminologie et définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment ; ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

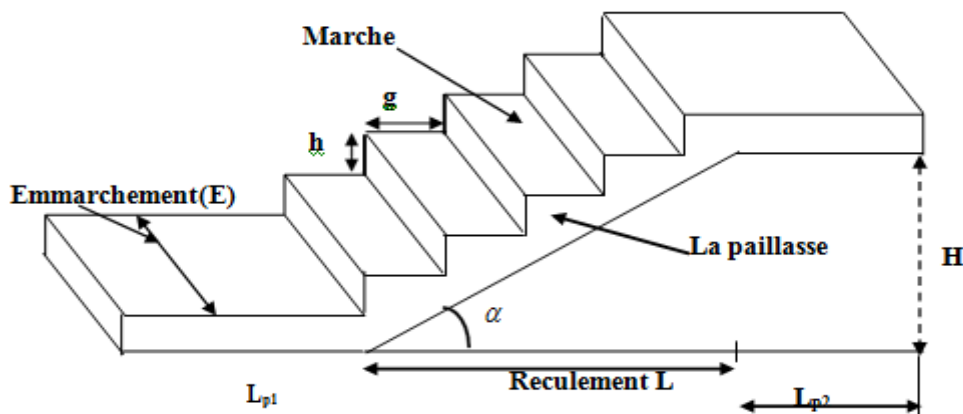


Fig.III.7 : Terminologie de l'escalier

Avec:

g : giron (largeur des marches).

h : Hauteur des marches.

E : Emmarchement.

H : hauteur de la volée.

Ep: Épaisseur de la paillasse et du palier.

L1 : longueur du palier de départ.

L2 : longueur projeté de la volée.

L3 : longueur du palier d'arrivée.

III.3.2-Pré dimensionnement :

La hauteur et le giron des marches et contre marches pour un bâtiment à usage d'habitation on prend :

h : Hauteur de la contre marche: $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : Giron de la marche : $26\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

La condition assurant le confort de l'escalier et donnée par la formule de BLONDEL :

$$56\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$$

n : nombre de contre marche.

m = n-1 : nombre de marche pour une volée.

$3.06/2 = 1.53\text{m} \rightarrow$ soit deux volées de 1.53 m de hauteur.

- Nombre de contre marche:

Soit : $h = 17\text{cm}$

$$n = 153/17 = 9 \quad \text{soit } n = 9 \text{ contremarche.}$$

- Nombre de marche:

Soit : $n = 9$

$$m = (n-1) = 9-1 = 8 \quad \Rightarrow \quad m = 8 \text{ marche.}$$

Compte tenu de la portée horizontale de la paillasse (2.40 m) et des formules ci-dessus

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

$$2h + g = 17 \times 2 + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$56 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifié.}$$

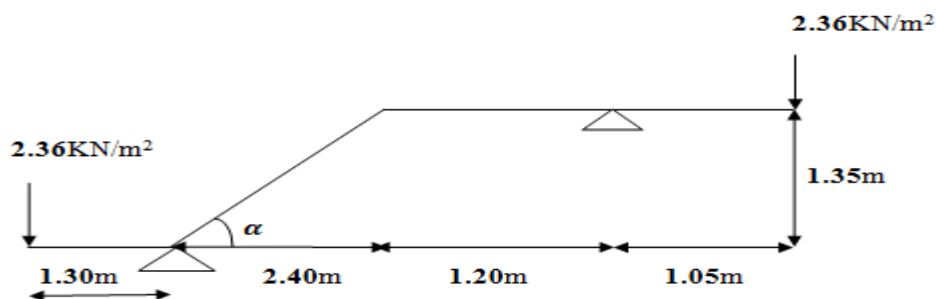


Fig.III.8 : Schéma statique de l'escalier

III.3.2.1-Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une simplement appuyée sur ces deux côtés.

✓ Epaisseur de la paillasse h_e :

he doit vérifier la condition suivante

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

$$\text{Avec : } L_0 = L + L_{\text{palier}}$$

L' : La portée de la paillasse

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha}$$

$$\text{Nous avons : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$\text{Donc : La portée : } L = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,843} = 284,7 \text{ cm}$$

$$\frac{(284,7 + 120)}{30} \leq h_e \leq \frac{(284,7 + 120)}{20}$$

$$13,49 \leq h_e \leq 18,43$$

Soit : h_e (paillasse) = 15 cm.

N.B : On prend la même épaisseur pour le palier

h_e (palier) = 15cm.

III.3.2.2-Détermination des sollicitations de calcul :

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

➤ **charges permanentes:**

a) **paillasse:**

Tableau. III.3.1 : Charge permanentes de la paillasse.

Eléments	Epaisseur (cm)	G
P _p de paillasse	15	$25 \times 0.15 / \cos 32.52 = 4.44$
P _p des marches	17	$25 \times 0.17 / 2 = 2.125$
Revêtements en carrelages	2	$2 \times (20 \times 0.02) = 0.80$
Mortier de pose	3	$22 \times 0.03 = 0.66$
Couche de sable	2	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit du ciment	2	$18 \times 0.02 = 0.36$
P _p de garde-corps		0.2

$$\longrightarrow G_{\text{pail}(\text{tot})} = 8.945 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow G_{\text{pail}(\text{tot})} = 8.945 \times 1 \text{ m} = 8.945 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\text{pail}(\text{tot})} = 8.945 \text{ KN/ml.}$$

b) **Palier:**

$$G_{\text{palier}} = G_{\text{pail}} + G_{(\text{revêtement})}$$

$$G_{\text{palier}} = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{(\text{revêtement})} = (0.40 + 0.66 + 0.36 + 0.36) \times 1 \text{ m} = 1.78 \text{ KN/ml.}$$

$$\longrightarrow G_{\text{palier}} = 3.75 + 1.78 \quad \longrightarrow G_{\text{palier}} = 5.53 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Combinaison des charges:**

Tableau III.3.2 : Combinaison des charges

	ELU : $1,35G + 1,5Q$ [KN/ml]	ELS : $G + Q$ [KN/ml]
PALIER	11.21	8.03
PAILLASSE	15.82	11.44

III.3.3-Calcul à l'ELU:

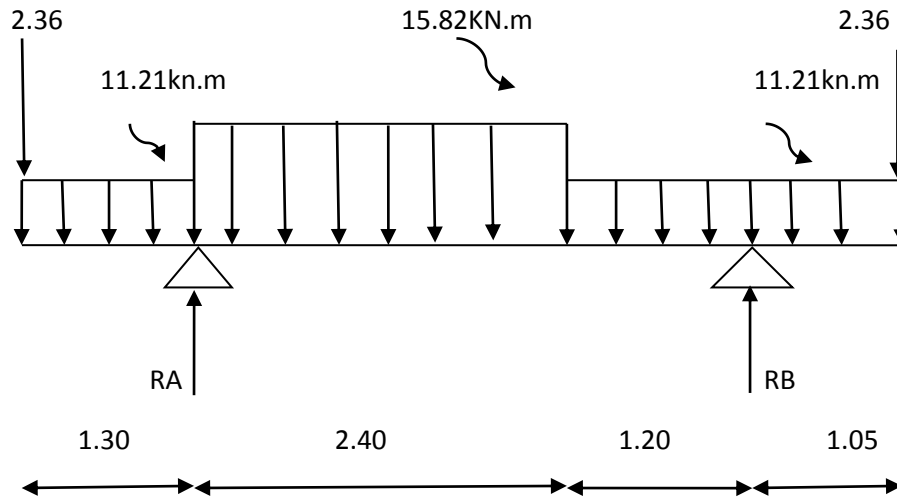


Figure III.9 : Schéma de chargement à L'ELU.4

✓ Calcule des réactions d'appui:

$$\sum F = 0 \rightarrow RB + RA = 4.72 + (15.82 \times 2.40) + (11.21 \times 2.25) + (11.21 \times 1.30) \cdot$$

$$RA + RB = 82.48 \text{ KN}$$

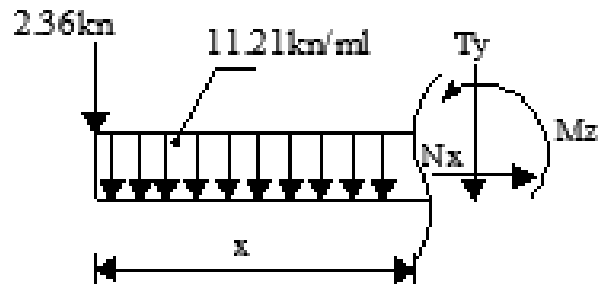
$$\sum M/A = 0 \rightarrow (2.36 \times 4.65) + (11.21 \times 2.25) \times (3.52) + (15.82 \times 2.40 \times \frac{2.40}{2}) - (11.21 \times 1.30) \times (\frac{1.30}{2}) - (2.36 \times 1.30) - (RB \times 3.6) = 0 \cdot$$

$$\rightarrow 3.6RB = 132.53 \rightarrow RB = 36.81 \text{ KN} \cdot$$

$$\rightarrow RA = 82.48 - RB \rightarrow RA = 45.67 \text{ KN} \cdot$$

✓ Calcule des efforts tranchants et des moments fléchissant :

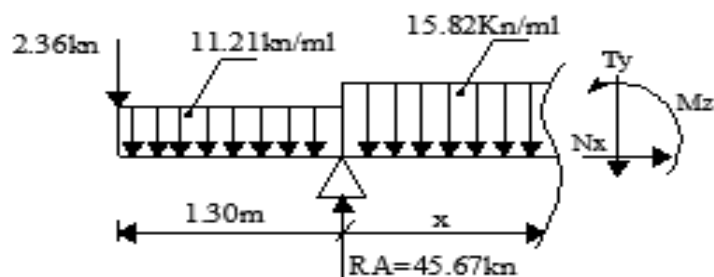
- 1^{er} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1.30\text{m}$



$$Ty = -11.21x - 2.36 \rightarrow \begin{cases} Ty = -2.36\text{KN} & \text{pour } x=0 \\ Ty = -16.93\text{KN} & \text{pour } x=1.30\text{m} \end{cases}$$

$$Mz = -\left(11.21 \times \frac{x^2}{2}\right) - 2.36x \rightarrow \begin{cases} Mz = 0 & \text{pour } x=0 \\ Mz = -12.54\text{KN.m} & \text{pour } x=1.30\text{m} \end{cases}$$

- 2^{ème} tronçon : $1.3\text{m} \leq x \leq 3.7\text{m}$

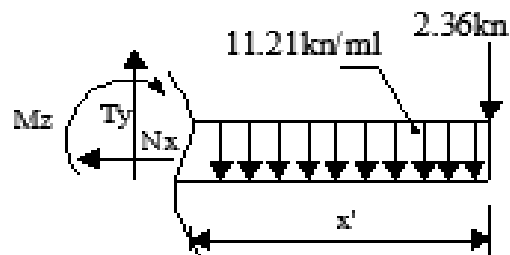


$$T_y = -15.82x + 49.30 \rightarrow \begin{cases} T_y = 28.73 \text{ KN} & \text{pour } x = 1.30 \text{ m} \\ T_y = -9.23 \text{ KN} & \text{pour } x = 3.7 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -15.82 \frac{(x-1.30)^2}{2} - 14.57(x - 0.65) - 2.36x + 45.67(x - 1.30) .$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_z = -12.54 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.30 \text{ m} \\ M_z = 10.86 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 3.7 \text{ m} \end{cases}$$

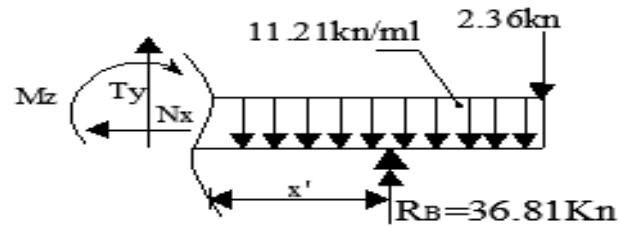
- 3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.05 \text{ m}$.



$$T_y = 11.21x + 2.36 \rightarrow \begin{cases} T_y = 2.36 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ T_y = 14.13 \text{ KN} & \text{pour } x = 1.05 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -11.21 \frac{x^2}{2} - 2.36x \rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 0 \\ M_z = -8.66 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.05 \text{ m} \end{cases}$$

- 4^{ème} tronçon : $1.05\text{m} \leq x \leq 2.25\text{m}$.



$$Ty = -36.81 + 2.36 + 11.21x \rightarrow \begin{cases} Ty = -22.68\text{KN} & \text{pour } x=1.05\text{m} \\ Ty = -9.23\text{KN} & \text{pour } x=2.25\text{m} \end{cases}$$

$$Mz = -11.21 \frac{x^2}{2} - 2.36x + 36.81(x - 1.05) \rightarrow \begin{cases} Mz = -8.66\text{KN.m} & \text{pour } x=1.05\text{m} \\ Mz = 10.86\text{KN.m} & \text{pour } x=2.25\text{m} \end{cases}$$

- Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$:

$$Ty=0 \rightarrow 11.21x - 34.45=0$$

$$x=3.07\text{m}.$$

le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x=3.07\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{\max} = -11.21\left(\frac{3.07^2}{2}\right) - 2.36(3.07) + 36.81(3.07 - 1.05)$$

$$M_z^{\max} = 14.28\text{KN.m}$$

En tenant compte de semi-encastrement on prend

$$\text{En appui(B)} : M_a = -0.3 M_z^{\max} = -4.28$$

$$\text{KN.m. En travée} : M_t = 0.85 M_z^{\max} = 12.14 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En appui(A)} : M_a = -12.54 \text{ KN.m.}$$

Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

Diagramme des efforts interne à l'ELU :

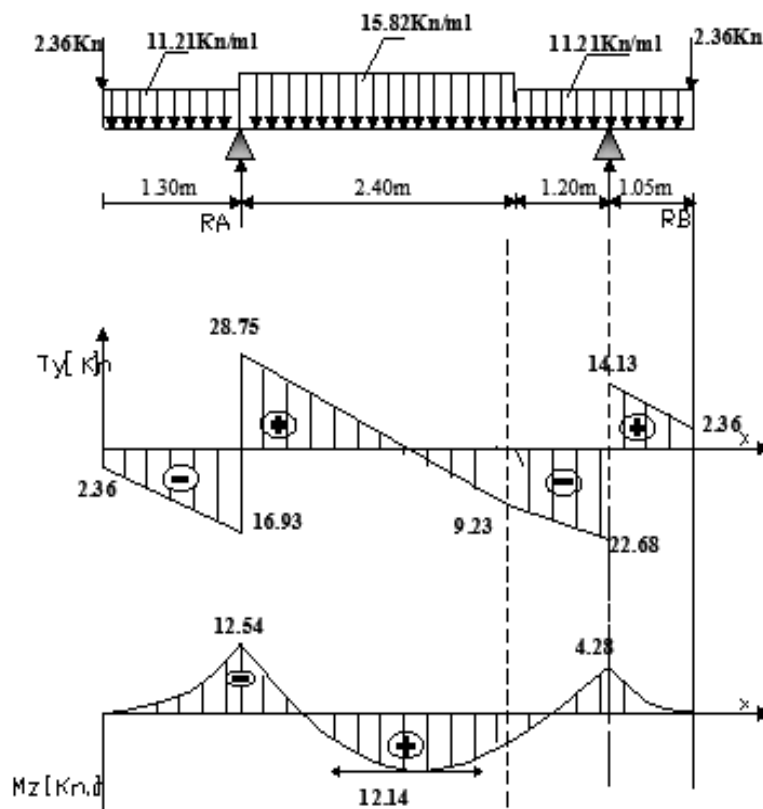


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

Calcul des armatures:**a) Aux appuis : EN appui(A)**

Avec: $M_a = 12.54 \text{ KN.m}$ $\Rightarrow \mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12.54 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.052$

$\Rightarrow \mu_a = 0.052 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A).

➤ Armatures principales :

Avec: $\mu_a = 0.052 \Rightarrow \beta = 0.973$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.54 \times 10^3}{0.973 \times 13 \times 348} = 2.85 \text{ cm}^2$$

5HA10 soit : $A_a = 3.92 \text{ cm}^2$ avec : $st = 20 \text{ cm}$

EN appui (B) :

Avec : $M_a = 4.28 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4.28 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.018$$

$\mu_a = 0.018 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A).

➤ Armatures principales:

Avec : $\mu_a = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$

$$A_a = \frac{4.28 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 0.95 \text{ cm}^2$$

5HA8 Soit : $A_a = 2.51 \text{ cm}^2$ avec : $st = 20 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition:**

En appui(A) :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte 5HA8 soit } A_r = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec : st}=20\text{cm.}$$

En appui(B) :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.51}{4}$$

$$A_r = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$5\text{HA8 } A_r = 2.51 \text{ cm}^2$$

a) En travées:

$$\text{Avec: } M_t = 12.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.14 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.050$$

$$\mu_t = 0.050 < \mu_R = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section est simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu_t = 0.050 \Rightarrow \beta = 0.974$$

➤ **Armatures principales:**

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.14 \times 10^3}{0.974 \times 13 \times 348} = 2.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte 5HA10 soit : } A_t = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : St} = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armature de réparation:**

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte 5HA8 soit : $A_r = 2.51 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Vérifications à L'ELU:**

Condition du non fragilité :(BAEL91.Art4.2.1)

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23(100 \times 13) \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En appui(A) : $A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$.

En appui(B) : $A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$.

Aux travées : $A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$.

❖ **Espacement des barres:**➤ **Armatures principales:**

Aux appuis : $e_p = 20 \text{ cm}$

Aux travées: $e_p = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$

➤ **Armatures de repartitions:**Aux appuis : $e_p = 20\text{cm}$ $< \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$ Aux travées : $e_p = 20\text{cm}$ ❖ **Effort tranchants:**

$$T_{\max} = 28.73 \text{ KN.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec: } \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \text{Et: } \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{t28}, 5 \text{ MPa}).$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{28.73 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.22 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{t28}, 5 \text{ MPa}) = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

□ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91, ArtA.6.1.3)**

Il faut vérifier que :


$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec: } \sum U_i : \text{sommes des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.73 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 1.56 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

 Ya pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Ancrage des armatures en appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 10}{4 \times 2,835} = 352,7 \text{ mm}$$

$$L_s = 35,27 \text{ cm.}$$

Vu que (l_s) d dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal. Dont la largeur d'ancrage est fixée à ($0.4l_s$).

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 (35.27) = 14.11 \text{ cm. On opte } L_c = 15 \text{ cm.}$$

• **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**➤ **Influence sur le béton:**

$$T_u^{\max} < T_u$$

$$T_u = \frac{0.4 \times f_c \times 28 \times a \times b}{\gamma b} \quad \text{Avec : } T_u^{\max} = 28.73 \text{ KN et } a = 0.9d$$

$$T_u = \frac{0.4(25 \times 10^{-1})(0.9 \times 13)(100)}{1.5} = 780 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 28.73 < T_u = 780 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \text{condition verifiée.}$$

➤ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times (T_{u\max} + \frac{M_a}{0.9 \times d})$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times (28.73 + \frac{(-4.28 \times 10^2)}{0.9 \times 13}) = -0.02 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.51 > -0.02 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{condition verifiée.}$$

III.3.4 Etats limite du service :

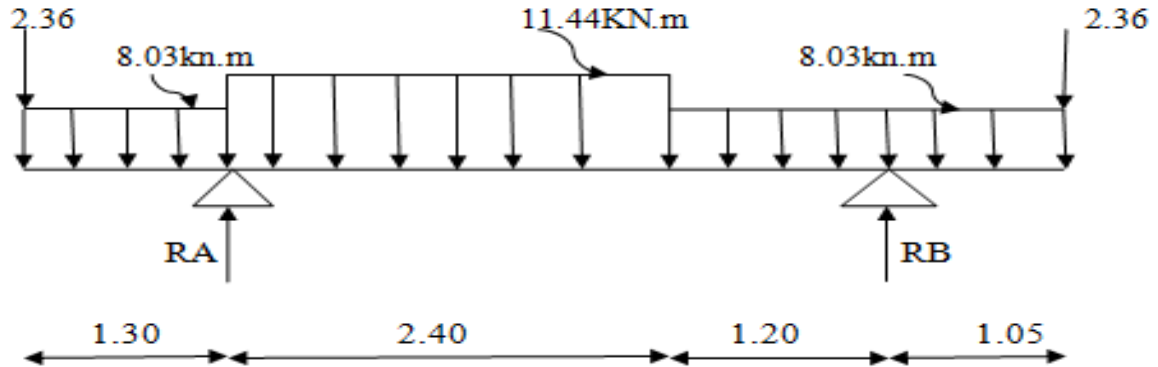


Figure III.11 : Schéma de chargements à L'ELS.

III.3.4.1 Calcule des réactions d'appuis:

$$\sum F = 0 \rightarrow RA + RB = 4.72 + (8.03 \times 1.30) + (8.03 \times 2.25) + (11.44 \times 2.40) = 60.68 \text{ kN}.$$

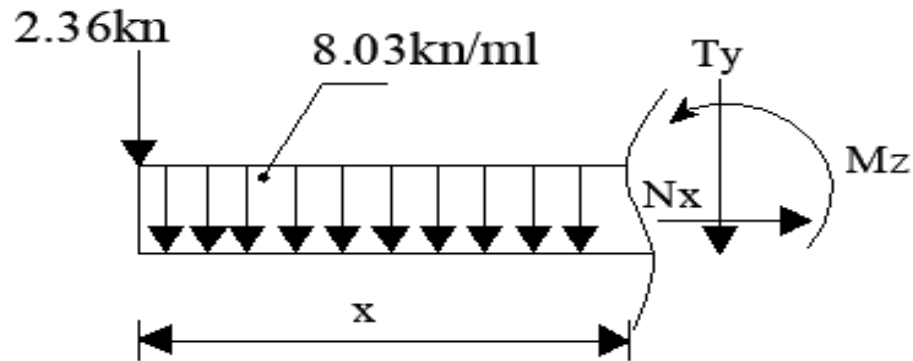
$$\sum M/A = 0 \rightarrow (2.36 \times 4.65) + (8.03 \times 2.25)(3.52) + (11.44 \times 2.40)(\frac{2.40}{2}) - (8.03 \times 1.30)(\frac{1.30}{2}) = 0.$$

$$\rightarrow 97.66 - 3.6RB = 0 \rightarrow RB = 27.13 \text{ kN}.$$

$$\rightarrow RA = 60.68 - RB = 60.68 - 27.13 \rightarrow RA = 33.55 \text{ kN}.$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

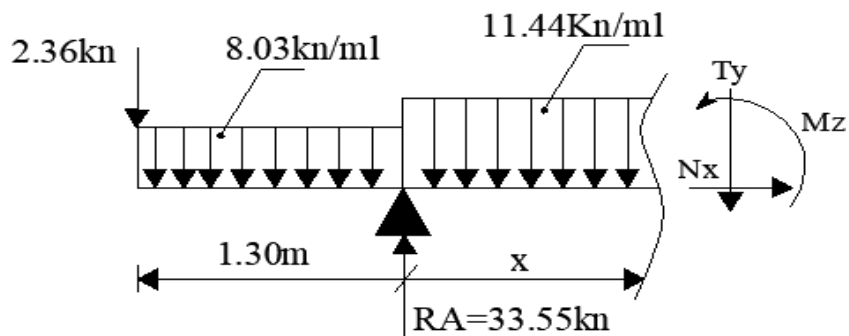
- 1^{er} tronçon: $0m \leq x \leq 1.30m$



$$Ty = -8.03x - 2.36 \rightarrow \begin{cases} Ty = -2.36 \text{ KN} & \text{pour } x=0m \\ Ty = -12.79 \text{ KN} & \text{pour } x=1.30m \end{cases}$$

$$Mz = -8.03\left(\frac{x^2}{2}\right) - 2.36x \rightarrow \begin{cases} Mz = 0 \text{ KN.m} & \text{pour } x=0m \\ Mz = -9.85 \text{ KN.m} & \text{pour } x=1.30m \end{cases}$$

- 2^{em} tronçon: $1.30m \leq x \leq 3.7m$

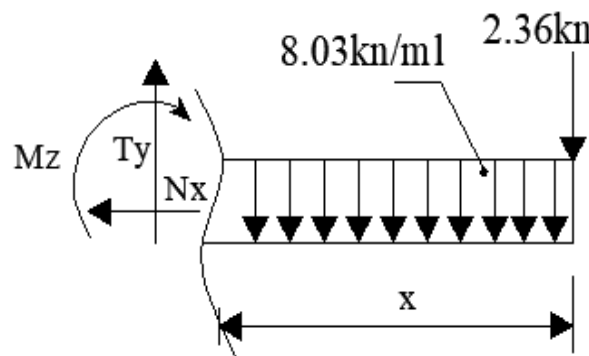


$$T_y = -11.44x + 35.62 \rightarrow \begin{cases} T_y = 20.75 \text{ KN} & \text{pour } x = 1.30 \text{ m} \\ T_y = -6.70 \text{ KN} & \text{pour } x = 3.7 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -11.44(x - 1.30)\left(\frac{x - 1.30}{2}\right) - (8.03 \times 1.30)(x - 0.65) - (2.36x) + 33.55(x - 1.30) \rightarrow$$

$$\begin{cases} M_z = -9.85 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.30 \text{ m} \\ M_z = 6.92 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 3.7 \text{ m} \end{cases}$$

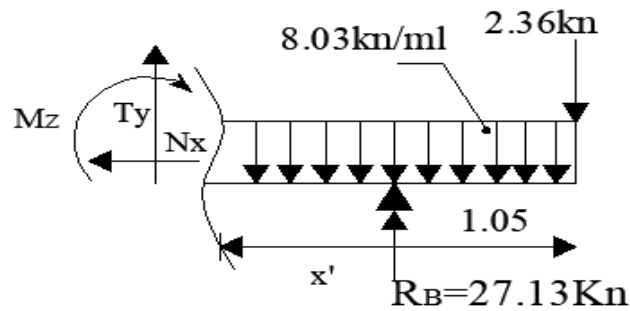
3^{em} tronçon: $0 \text{ m} \leq x \leq 1.05 \text{ m}$



$$T_y = 8.03x + 2.36 \rightarrow \begin{cases} T_y = 2.36 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ T_y = 10.79 \text{ KN} & \text{pour } x = 1.05 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -8.03\left(\frac{x^2}{2}\right) - 2.36x \rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ M_z = -6.90 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.05 \text{ m} \end{cases}$$

4^{em} tronçon: $1.05 \text{ m} \leq x \leq 2.25 \text{ m}$



$$T_y = -27.13 + 2.36 + 8.03x \rightarrow \begin{cases} T_y = -16.34 \text{ kN} & \text{pour } x=1.05 \text{ m} \\ T_y = -6.70 \text{ kN} & \text{pour } x=2.25 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -8.03\left(\frac{x^2}{2}\right) - (2.36x) + 27.13(x - 1.05) \rightarrow \begin{cases} M_z = -6.90 \text{ kN.m} & \text{pour } x=1.05 \text{ m} \\ M_z = 6.92 \text{ kN.m} & \text{pour } x=2.25 \text{ m} \end{cases}$$

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$:

$$T_y = 8.03x - 24.77 = 0 \rightarrow x = 3.07 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = -8.03\left(\frac{3.07^2}{2}\right) - (2.36 \times 3.07) + 27.13(3.07 - 1.05)$$

$$M_{\max} = 9.72 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de semi-encastrement on prend :

$$\text{En appui (A) : } M_a = -9.85 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui (B) : } M_b = -0.3 M^{\max} = -2.92 \text{ kN.m.}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85 M^{\max} = 8.26 \text{ kN.m.}$$

Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

Diagramme des efforts et des moments fléchissant à l'ELS :

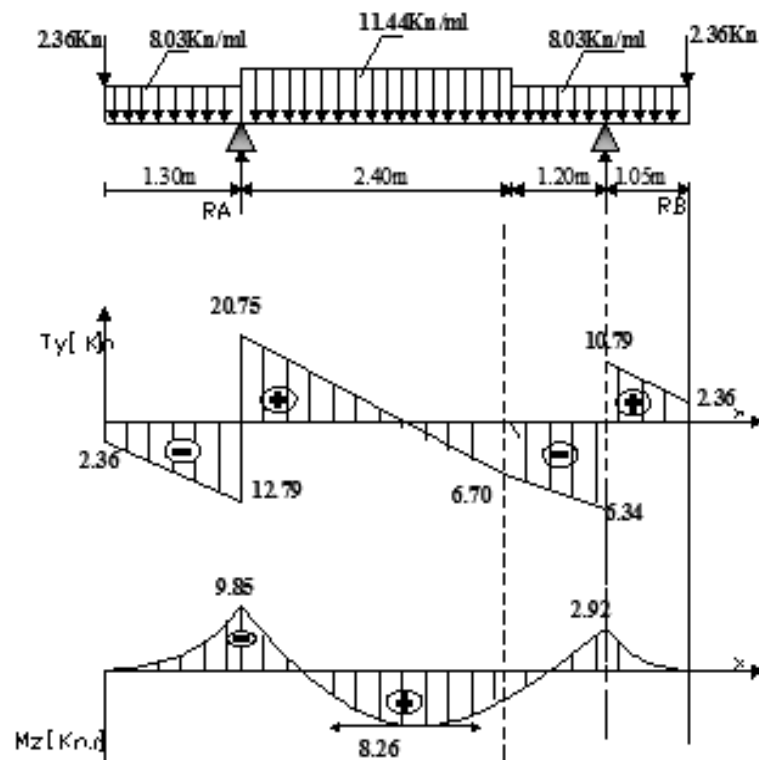


Figure III.12 : Diagramme des efforts et des moments fléchissant à l'ELS

III.3.4.2 Vérification à L'ELS:

a) Vérification des contraintes dans les aciers :

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0,301$$

$$\rho_1 = 0,301 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.913 ; \alpha_1 = 0.259$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,259}{15(1 - 0,259)} = 0,023$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8.26 \times 10^{-3}}{0,913 \times 0,13 \times 3.92 \times 10^{-4}} = 177.45 \text{ MPa}$$

$$177.45 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

.

➤ En appui(A) :

$$M_{sa} = -9.85 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0,301$$

$$\rho_1 = 0,301 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.913 ; \alpha_1 = 0.259$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.023$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{9.85 \times 10^{-3}}{0,913 \times 0,13 \times 3.92 \times 10^{-4}} = 211.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sa} = 211.70 \text{ MPa} < 384 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appui(B) :**

$$M_{sa} = 0.3M^{\max}_Z = 2.92 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193$$

$$\rho_1 = 0.193 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.193 ; \quad \alpha_1 = 0.214$$

$$\kappa = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.018$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{2.92 \times 10^{-3}}{0.193 \times 0.13 \times 2.51 \times 10^{-4}} = 98.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sa} = 98.01 \text{ MPa} < 384 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton : (Article 4.5.2/ BAEL 91)

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

➤ **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} * k = 177.45 * 0.023 = 4.08 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appui(A) :**

$$\sigma_{bc} = \sigma_{sa} * k = 211.70 * 0.023 = 4.87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appui(B) :**

➤ $\sigma_{bc} = \sigma_{sa} * k = 98.01 * 0.018 = 1.76 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$

c) État limite de déformation (flèche) :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

Avec :

h : hauteur totale (15cm).

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

M₀ : valeur max du moment isostatique.

A : section des armatures.

d : hauteur utile de la section droite.

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{595} = 0.0252 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{Condition non vérifiée.}$

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies \frac{15}{595} = 0.0252 \leq \frac{8.26}{10 \times 9.72} = 0.0849 \implies \text{Condition non vérifiée.}$

3) $\frac{A_{trav}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{3.92}{100 \times 13} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \implies \text{Condition vérifiée.}$

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

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = (8.03 ; 11.44) = 11.44 \text{ KN ml}$

L = 595 cm.

- **E_v : Module de la déformation diffère.**

$$E_v = 3700^3 \cdot v_{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad \underline{I_{fv}} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

- **I₀ : Moment d'inertie de la section homogénéisée.**

$$I_0 = b/3 (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2.$$

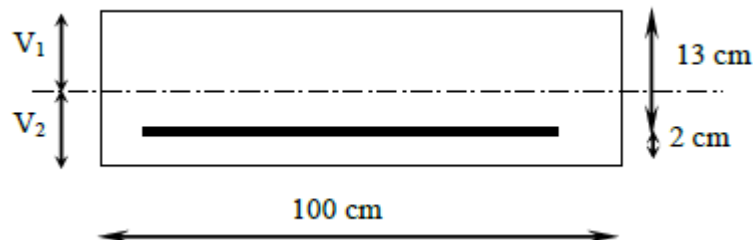
$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_o}$$

S_{xx} = moment statique.

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

- **B_o = air de la section homogénéisée.**

$$B_o = b \cdot h + 15 \cdot A_t.$$



➤ **Position de Centre de gravité :**

$$v_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{100 \cdot 15^2 / 2 + 15 \cdot 3.92 \cdot 13}{100 \cdot 15 + 15 \cdot 3.92} = 7.70 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - y_2 = 15 - 7.70 = 7.3 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (v_1^3 + v_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15 \cdot A_{st} (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = (7.70^3 + 7.3^3) \cdot \frac{100}{3} + 15 \cdot 3.92 (7.3 - 2)^2$$

$$I_0 = 29836.69 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.44(10^3) \times 5.95^4}{(10818.86 \times 10^6) \times (29836.69 \times 10^{-8})} = 0.058 \text{ cm}$$

$$\overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{595}{500} = 1.19 \text{ cm}$$

Donc : $f = 0.058 < \overline{f} = 1.19 \text{ cm} \implies$ **Condition vérifiée.**

✓ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Aux appuis :**

✓ Armatures principales : Appui(A) : **5HA10** espacement **st=20cm.**

Appui(B) : **5HA8** espacement **st=20 cm.**

✓ Armatures de répartition : **5HA8** espacement **st=20cm.**

➤ **En travée :**

✓ Armatures principales : **5HA10** espacement **st =20cm**

✓ Armatures de répartition : **5HA8** espacement **st =20cm**

4. La poutre palière

Introduction

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 2,30m.

4.1. Pré-dimensionnement

a) Hauteur :

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

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

Avec :

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 2,30\text{m} \quad \frac{230}{15} \leq h_t \leq \frac{230}{10}$$

$$\text{Donc : } 15.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 23 \text{ cm}$$

On opte : $h_t = 30 \text{ cm}$

a) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'où : } 10 \text{ cm} \leq b \leq 17.5 \text{ cm}$$

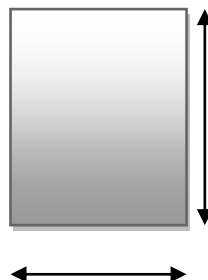
On opte : $b = 25 \text{ cm}$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)** :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4,0$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b$

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

Donc la poutre palière a pour dimensions :



$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2 \quad b = 25 \text{ cm}$$

Détermination des charges de la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ kN/ml}$

Poids propre du mur : $G = 2,36 \times (3,06 - 0,4) = 6,278 \text{ kN/ml} \Rightarrow G_t = 8.153 \text{ kN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre : ELU $R_u = 45.67 \text{ kN}$

ELS $R_s = 33.55 \text{ kN}$

➤ Combinaison des charges :

l'ELU : $q_u = 1,35 G + R_u = 1,35(8.153) + 45.67 = 56.68$

$$q_u = 56.68 \text{ kN/ml}$$

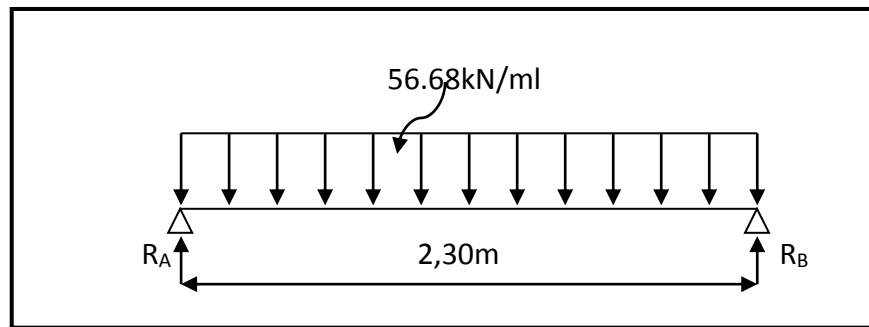


FIGURE III.13: Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

4.2. Calcul des efforts à l'ELU

a) Les réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{56.68 \times 2,30}{2} = 65.182 \text{ kN}$$

b) Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{56.68 \times 2,30^2}{8} = 43.10 \text{ kN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{56.68 \times 2,30}{2} = 74.95 \text{ kN}$$

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

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 43.10 = -12.93 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 43,10 = 36,64 \text{ KN.m}$,

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

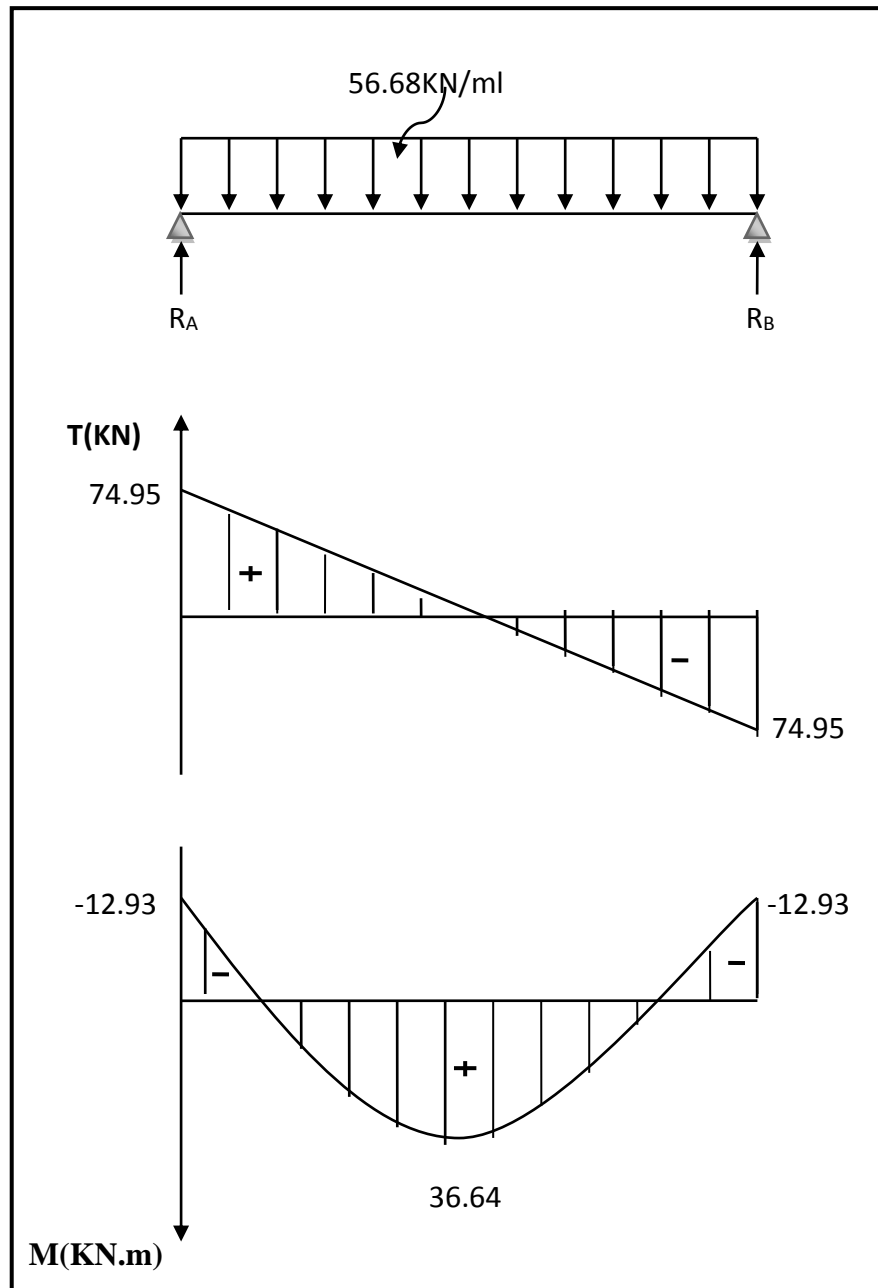


FIGURE III.14: Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissant.

4.3. Calcul des armatures

➤ Armature principale :

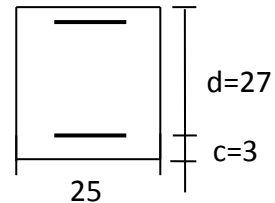
• En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{36.64 \cdot 10^2}{25 \times 27^2 \times 14.2 \cdot 10^{-1}} = 0.142$$

$$\mu_b = 0.142 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.923$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{36.64 \cdot 10^2}{0.923 \times 27 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 4.224 \text{ cm}^2$$



On opte pour : **3HA14 = 4.62 cm²**

• Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.93 \cdot 10^2}{25 \times 27^2 \times 14.2 \cdot 10^{-1}} = 0.050$$

$$\mu_b = 0.050 < \mu_l = 0.392 \text{ Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.974$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.93 \cdot 10^2}{0.974 \times 27 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA12 = 3.39 cm²**.

Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2 \\ A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{74.95 \cdot 10^3}{250 \times 270} = 1.110 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.110 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C) vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(BAEL91.Art. A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{74.95 \cdot 10^3}{0.9 \times 270 \times 3 \times 3.14 \times (12 + 14)} = 1.26$$

$\tau_{se} = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)

$$\tau_s = 0.6\psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = 1.89 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 1.89} = 63.5 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesuré hors crochets : $L_c = 0.4L_s$

$$L_c = 0.4 \times 63.5 = 25.4 \text{ cm}$$

En prend $L_c = 25 \text{ cm}$

➤ Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1.4 ; 0.857 ; 2.5\} = 0.857 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre : $\phi = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte **4HA8= 2,01cm²** \rightarrow (1 cadre +1 étrier) ϕ 8

➤ Espacement des armatures

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{24.3 ; 40 \text{ cm}\} = 24.3 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} ; \quad \frac{2.01 \times 400}{25 \times 25} = 1.3 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2) (figure dispositions constructives des portiques) ; l'espacement doit vérifier :

- **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L ; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

- **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

4.4. Calcul à L'ELS

Combinaison de charges :

L'ELS : $q_s = G + R_s = 8,153 + 33.55 = 41.703$

$$q_s = 41.703 \text{ KN/ml}$$

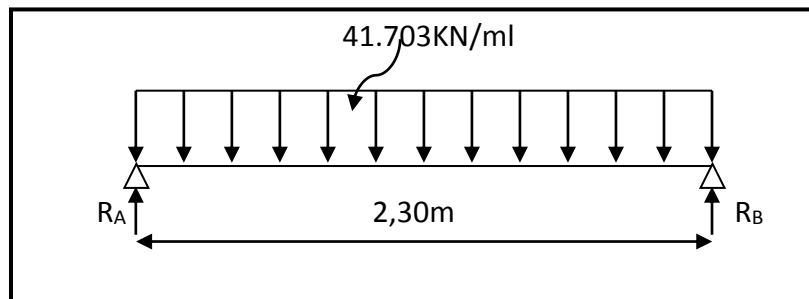


FIGURE III.15 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

- a) *Les réactions d'appuis :*

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{41.703 \times 2.30}{2} = 47.95 \text{ kN}$$

- a) *Moment isostatique*

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{41.703 \times (2.30)^2}{8} = 27.58 \text{ kN.m}$$

b) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{41.703 \times 2,30}{2} = 47.95 \text{ kN}$$

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

Aux appuis : $M_a = -0.3M_s = -0.3 \times 27.58 = -8.274 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0.85M_s = 0.85 \times 27.58 = 23.443 \text{ kN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont représentés dans le diagramme suivant :

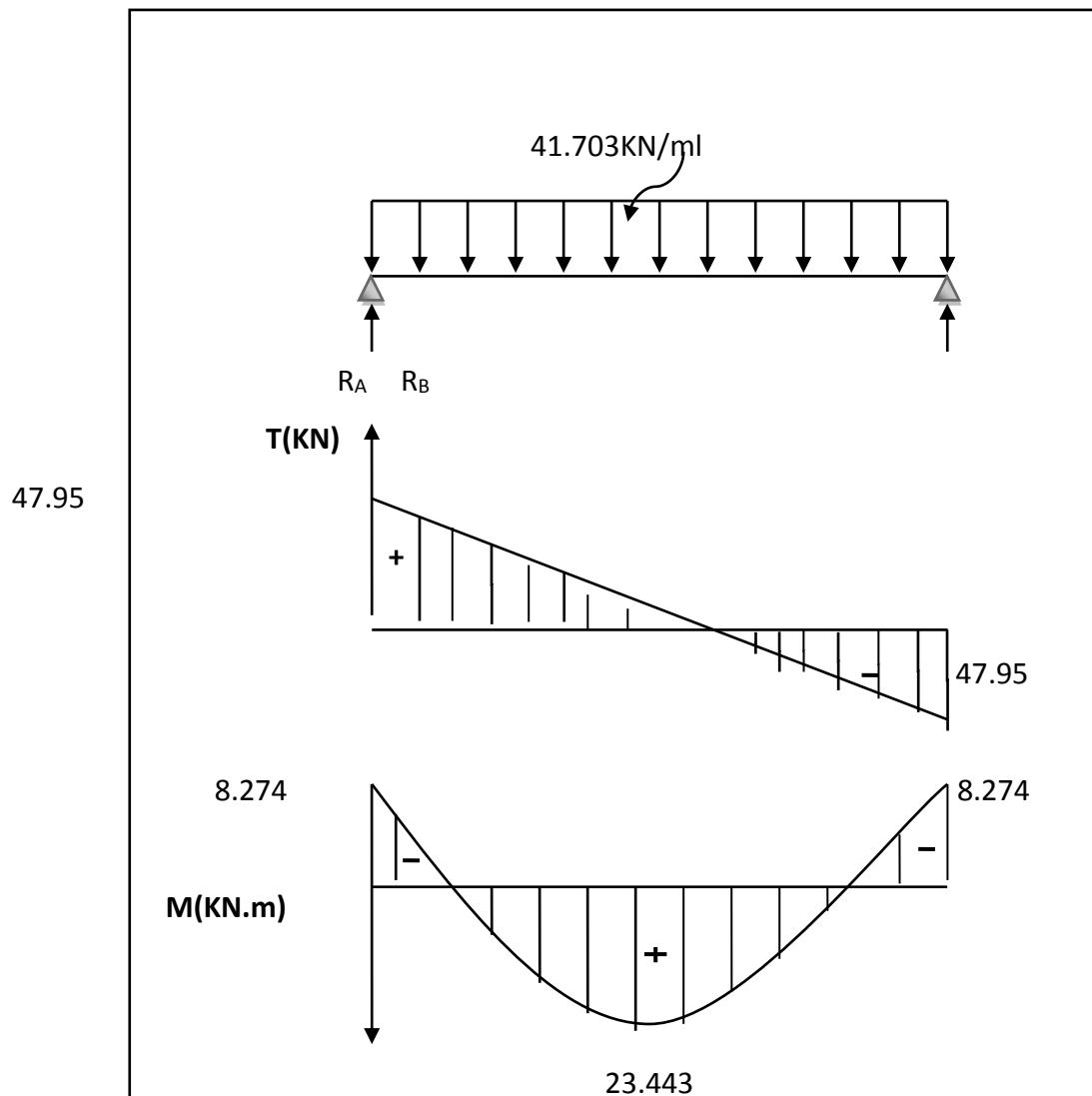


FIGURE III.16 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant.

4.5. Vérifications à l'ELS.

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

• En travée : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 27} = 0,684 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,8795 \quad \Rightarrow \quad K_1 = 26,49$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{23.443.10^3}{0,8795 \times 27 \times 4,62} = 213,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{213,68}{26,49} = 8,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Sur appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502 \quad \beta_1 = 0,8935 \quad \rightarrow \quad K_1 = 31,95$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{8,274.10^3}{0,8935 \times 27 \times 3,39} = 101,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{101,17}{31,95} = 3,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.6. Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{230} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,13 \geq \frac{M_{tr}}{10 M_0} = \frac{23.443}{10 \times 27.58} = 0,085 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4,62}{25 \times 27} = 0,0068 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

✚ Plan de ferrailage de la poutre palière :

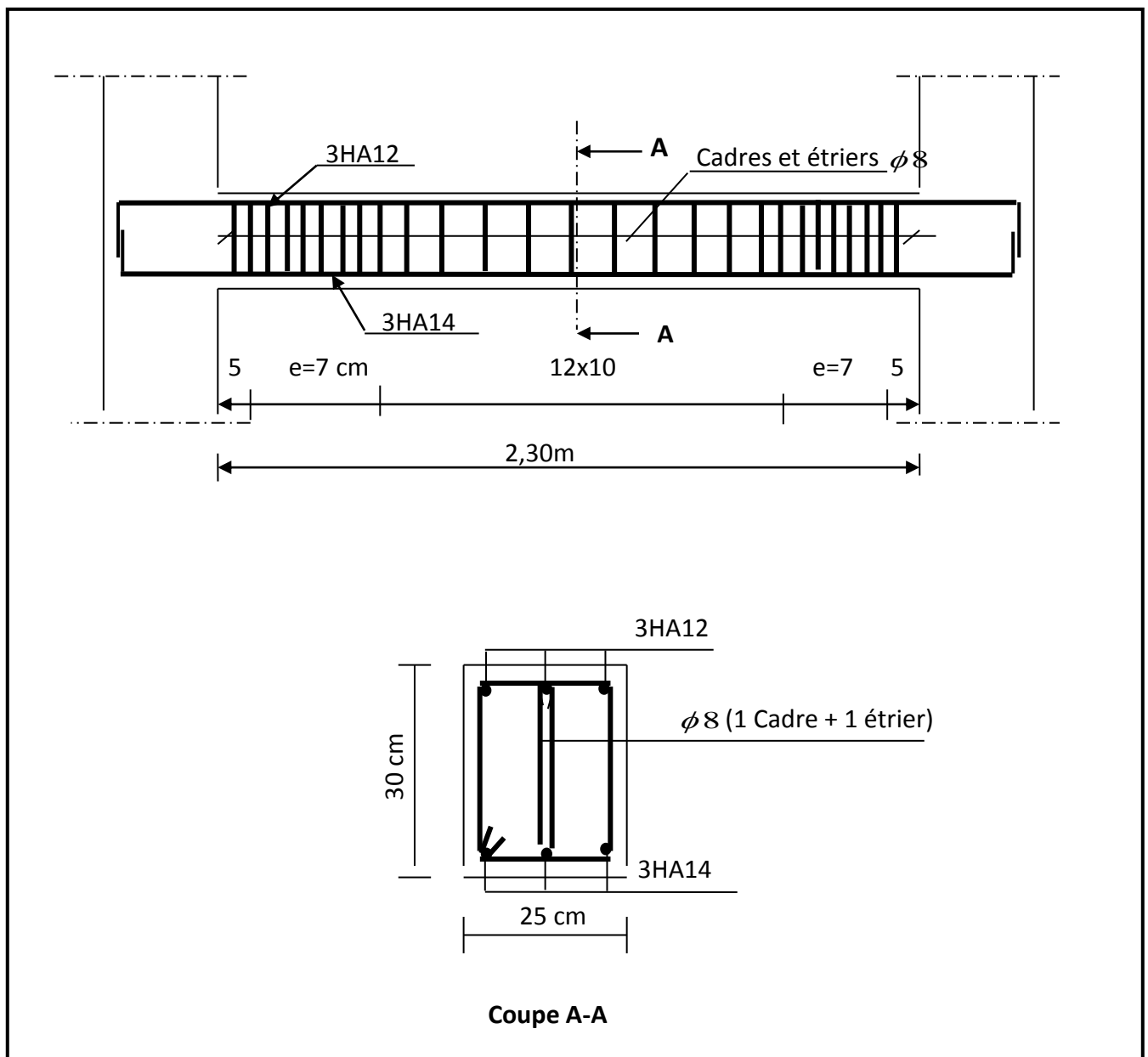


FIGURE III.17 Ferrailage de la poutre palière

5. Les planchers

Introduction

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux, ils sont constitués de : Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.

La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (**fe520**).

4.1. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression de 4 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont le but est de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égales à celles indiquées par le règlement (**BAEL 91/B.6.8,423**) qui sont :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Les armatures \perp aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :**

$$A_{\perp} = \frac{4l'}{f_e}$$

Avec : l' = distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm

$$AN : A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

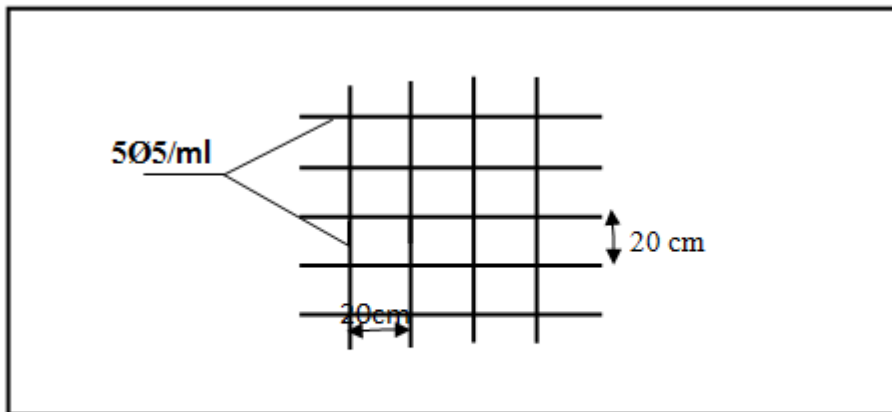
On adoptera $A_{\perp} = 5T5/\text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

- les armatures // aux poutrelles :

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

On adoptera $A_{//} = 5T5/\text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion : pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles $(5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.



1.11- FIGURE III.18 : ferrailage de la dalle de compression

1.12- Calcul des poutrelles à l'ELU

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

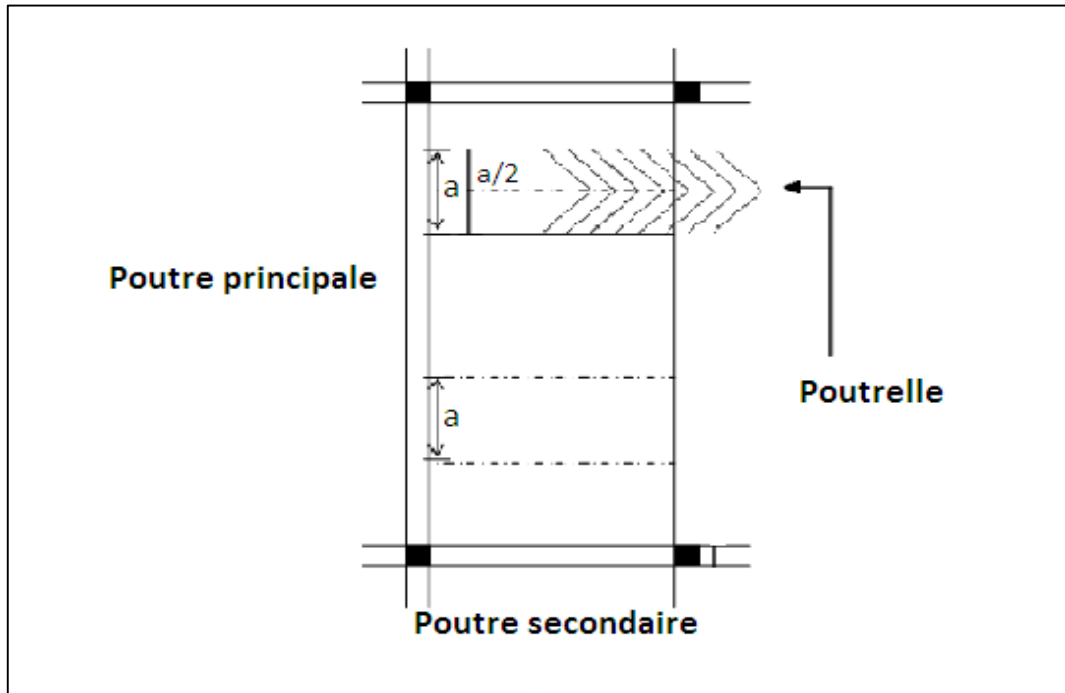


FIGURE III.19 : Surfaces revenant aux poutrelles.

A/ Calcul avant le coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités.

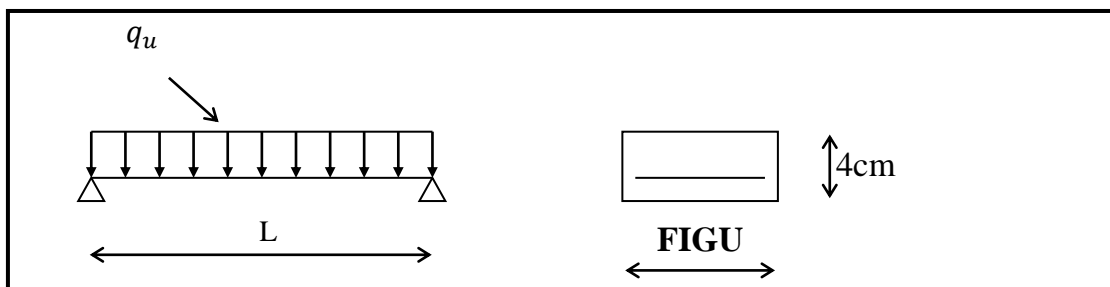
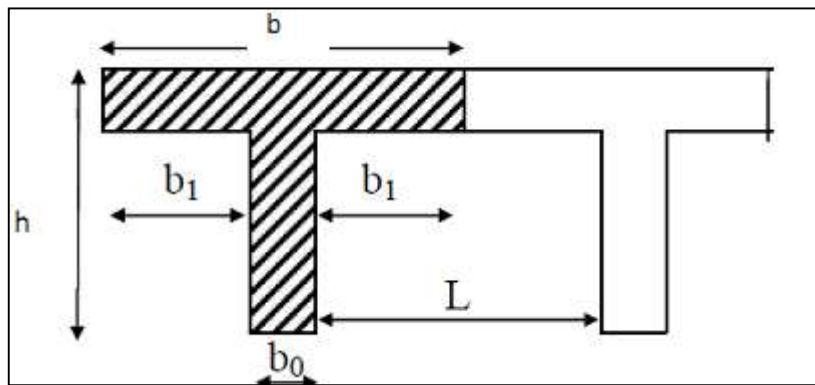


FIGURE III.20 : Schéma statique de la poutrelle.

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite (4cm de hauteur) il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

B/Calcul après coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis ; les appuis de rives sont considérés comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simples.

➤ Détermination des dimensions de la section en T :**FIGURE III.21 : Les dimensions de la section en T.**

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

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

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures

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

✓ Calcul des chargements :

- Poids propre du plancher (étage terrasse): $G = 5,63 \times 0,65 = 3,66$ kN/ml.

Poids propre du plancher étage courant : $G = 5,16 \times 0,65 = 3,35$ kN/ml.

Poids propre du plancher(RDC) : $G = 5,16 \times 0,65 = 3,35$ kN/ml.

- Charge d'exploitation :(plancher terrasse) : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65$ kN/ml.

Charge d'exploitation plancher étage courant : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975$ kN/ml

Charge d'exploitation : (étage RDC – usage service) $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/ml}$.

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable.
Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher étage courant.

La combinaison à l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,985 \text{ KN/ml}$

La combinaison à l'ELS : $q_s = G + Q = 4,325 \text{ KN/ml}$.

- Nous avons trois types de poutrelles :

Le premier comporte un plancher sur 3 appuis et le deuxième sur 6 appuis.

-Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

1^{er} cas : On a une poutre sur quatre appuis :

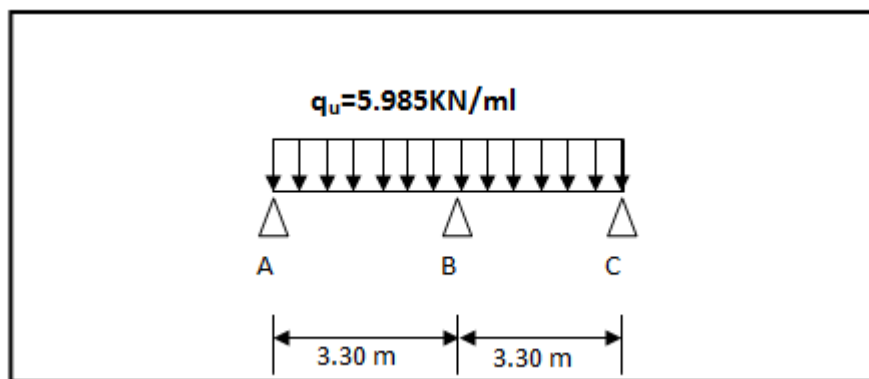


FIGURE III.22 : Schéma statique.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

(ART B.6.2, 210/BAEL91 modifié99) :

1. $Q = 1,5 \leq \max \{2G; 5 \text{ kN}\} = \{2 \times 3,35; 5 \text{ kN}\} = 6,7 \text{ kN} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \longrightarrow Condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$(0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25)$$

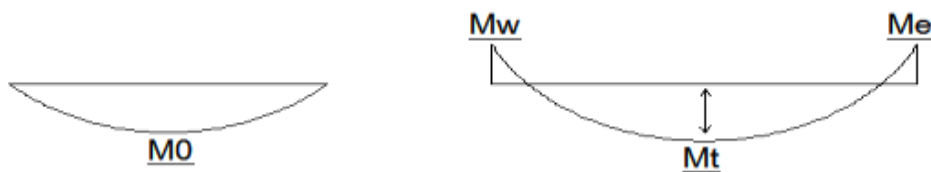
$$\frac{3,30}{3,30} = 1 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow Condition vérifiée.

Conclusion : Les 4 conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

-Rappel sur la méthode forfaitaire :

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



-Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et

d'exploitation, $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

- 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 :

- $M_t \geq \max\{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ 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.
- ♦ $0,3 M_0$ pour les appuis de rives.

Pour notre cas :

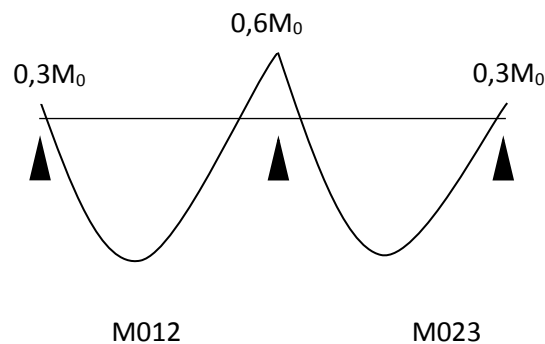


FIGURE III.23 : diagramme des moments d'une poutre continue.

- Calcul du rapport de charge α :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{1,5+3,35} = 0,309 \\ 1 + 0,3\alpha = 1,0927 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,546 \end{array} \right.$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0,646$$

-Calcul des moments fléchissant :

✓ **Calcul des moments isostatiques M_{oi} à l'ELU :**

$$M_{01-2} = M_{02-3} = M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.985 \times 3,30^2}{8} = 8.147 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = M_3 = 0,3M_0 = 0,3 \times 8.147 = 2.444 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,6M_0 = 0,6 \times 8.147 = 4.888 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul moments en travées :**

$$\text{Travée 1.2 : } \begin{cases} M_t \geq \max(1,05 \times 8.147 ; 1,0927 \times 8.147) - \frac{2.444 + 4.888}{2} = 5.236 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0,664 \times 8.147 = 5.263 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{1.2} = 5.263 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée 2.3 : } \begin{cases} M_t \geq \max(1,05 \times 8.147 ; 1,0927 \times 8.147) - \frac{4.888 + 2.444}{2} = 5,236 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0,664 \times 8.147 = 5,263 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{2.3} = 5,263 \text{ KN.m}$

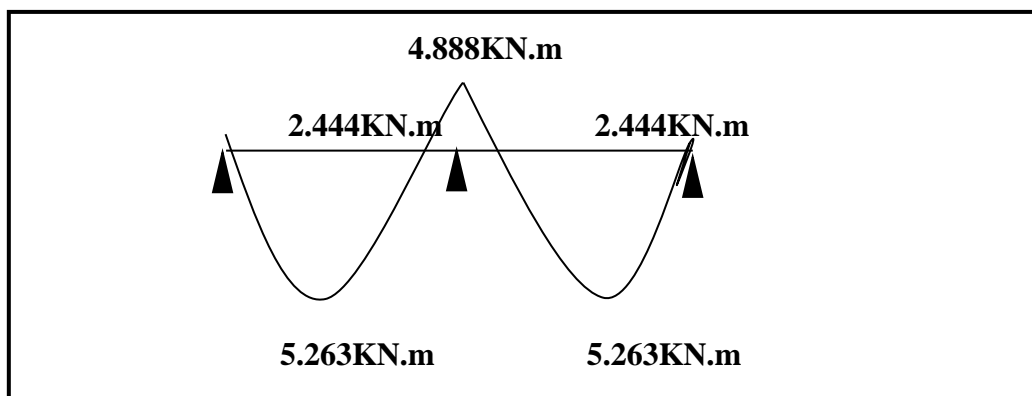


FIGURE III.24 : Diagramme des moments fléchissant

-Calcul des efforts tranchants :

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

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

Avec : $\theta(x=0) = \frac{qu \times l}{2}$

$$\theta(x=L) = -\frac{qu \times l}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

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

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

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée

- Application :**

$$\text{Travée 1.2 : } \begin{cases} T_w = \frac{5.985 \times 3.30}{2} + \frac{4.888 - 2.444}{3.30} = 10.62 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{5.985 \times 3.30}{2} + \frac{4.888 - 2.444}{3.30} = -9.135 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée 2.3 : } \begin{cases} T_w = \frac{5.985 \times 3.30}{2} + \frac{2.444 - 4.888}{3.30} = 9.135 \text{ KN} \\ T_e = -\frac{5.985 \times 3.30}{2} + \frac{2.444 - 4.888}{3.30} = -10.62 \text{ KN} \end{cases}$$

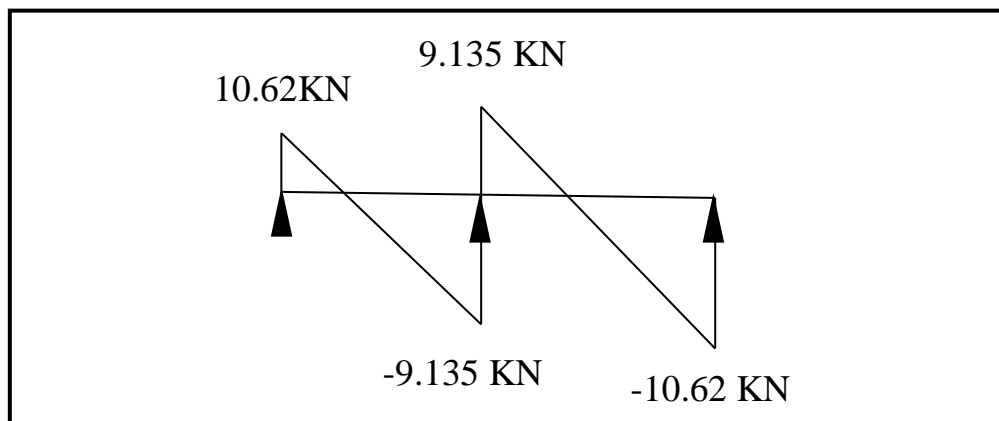


FIGURE III.25 : Diagramme des efforts tranchants

2^{ème} cas :

On a une poutre sur six appuis ; on aura donc :

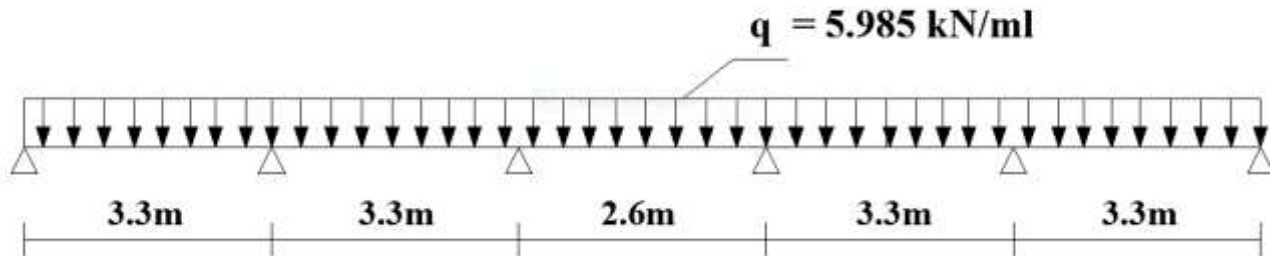


FIGURE III.26 : Schéma statique.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

(ART B.6.2, 210/BAEL91 modifié99)

1. $Q = 1,5 \leq \max \{2G; 5 \text{ kN}\} = \{2 \times 3,35 ; 5 \text{ kN}\} = 6,64 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \longrightarrow Condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$(0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25)$$

$$\frac{3,30}{3,30} = 1; \frac{3,30}{2,60} = 1,26; \frac{2,60}{3,30} = 0,78; \frac{3,30}{3,30} = 1 \text{ Condition non vérifiée}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable. \longrightarrow Condition vérifiée.

Conclusion : La troisième condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Donc le calcul se fera à l'aide de la méthode des trois moments.

La méthode des trois moments :

▪ **Exposition de la méthode :**

C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis

intermédiaires pour obtenir une succession de poutre isostatique de longueurs respectives $\ll L_i \gg; \ll L_{i+1} \gg$. Chaque travée est étudiée indépendamment.

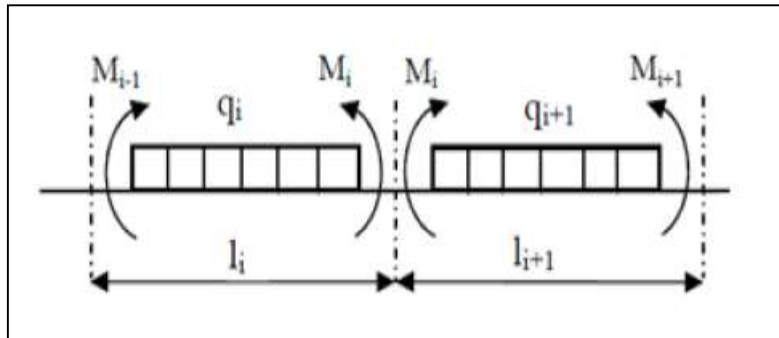


FIGURE III.27: Méthode des trois moments

a) Rappel

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{i-1} * l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} * l_{i+1} = -\left(\frac{q_i * l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} * l_{i+1}^3}{4}\right).$$

➤ **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

M_{i-1} ; M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « $i - 1$ », « i » et « $i + 1$ ».

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui « i ».

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui « i ».

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui « i ».

b) Calcul à l'ELU

• Calcul des moments fléchissant :

La charge et surcharge revenant à un mètre linéaire de poutrelle :

- $G = 3,35 \text{ KN/ml}$.
- $Q = 0.975 \text{ KN/ml}$.

$$q_u = (1,35 \times 3.35 + 1,5 \times 0.975) = 5.985 \text{ KN/ml}.$$

➤ Les moments aux appuis :

$$\text{Avec : } M_0 = M_7 = 0 \text{ et } l_0 = l_7 = 0$$

$$:M_1 = M_6 ; M_2 = M_5 ; M_3 = M_4 ;$$

$$q_i = q_{i+1} = q_u = 5.985 \text{ KN/ml}$$

Tableau III.3 : Les moments aux appuis.

Appuis	$l_i(m)$	$l_{i+1}(m)$	$q_i = q_{i+1}$ KN/ml	$M_{i-1} * l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} * l_{i+1}$ $= - \left(\frac{q_i * l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} * l_{i+1}^3}{4} \right).$
01	0	3.3	5.985	$2M_1 + M_2 = -16.29$
02	3.3	3.3	5.985	$M_1 + 4M_2 + M_3 = -32.58$
03	3.3	2.6	5.985	$M_2 + 3.58M_3 + 0.78M_4 = -24.26$
04	2.6	3.3	5.985	$M_3 + 4.54M_4 + 1.27M_5 = -30.79$
05	3.3	3.3	5.985	$M_4 + 4M_5 + M_6 = -32.58$
06	3.3	0	5.985	$M_5 + 2M_6 = -16.29$

$$M_1 = M_6 = -5.40 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = -5.48 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = -5.25 \text{ KN.m} :$$

➤ Les moments en travées :

Le moment en travée à distance « x » de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

- Injectant (2) dans (1) on aura :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\text{La position du moment max : } \frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \Rightarrow \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

Tableau III.4 : Les moments en travées.

Travée	$l_i(m)$	$q_i = q_{i+1}$ (KN/ml)	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	$x(m)$	M (KN.ml)
1-2	3.3	5.985	-5.40	-5.48	1.65	2.71
2-3	3,3	5.985	-5.48	-5.25	1,66	2.78
3-4	2.6	5.985	-5.25	-5.25	1,65	0.15
4-5	3.3	5.985	-5.25	-5.48	1,63	2.78
5-6	3.3	5.985	-5.48	-5.40	1,65	2.71

Remarque:

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendue, nous allons effectuer la correction suivante :

- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.
-
- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.

On aura donc les résultats suivants :

- Aux appuis :

$$M_1 = M_6 = -5.40 - \frac{1}{3}(-5.40) = -3.6 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = -5.48 - \frac{1}{3}(-5.48) = -3.65 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = -5.25 - \frac{1}{3}(-5.25) = -3.5 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_{(1-2)} = M_{(5-6)} = 2.71 + \frac{1}{3}(2.71) = 3.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{(2-3)} = M_{(4-5)} = 2.78 + \frac{1}{3}(2.78) = 3.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{(3-4)} = 0.15 + \frac{1}{3}(0.15) = 0.2 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants :

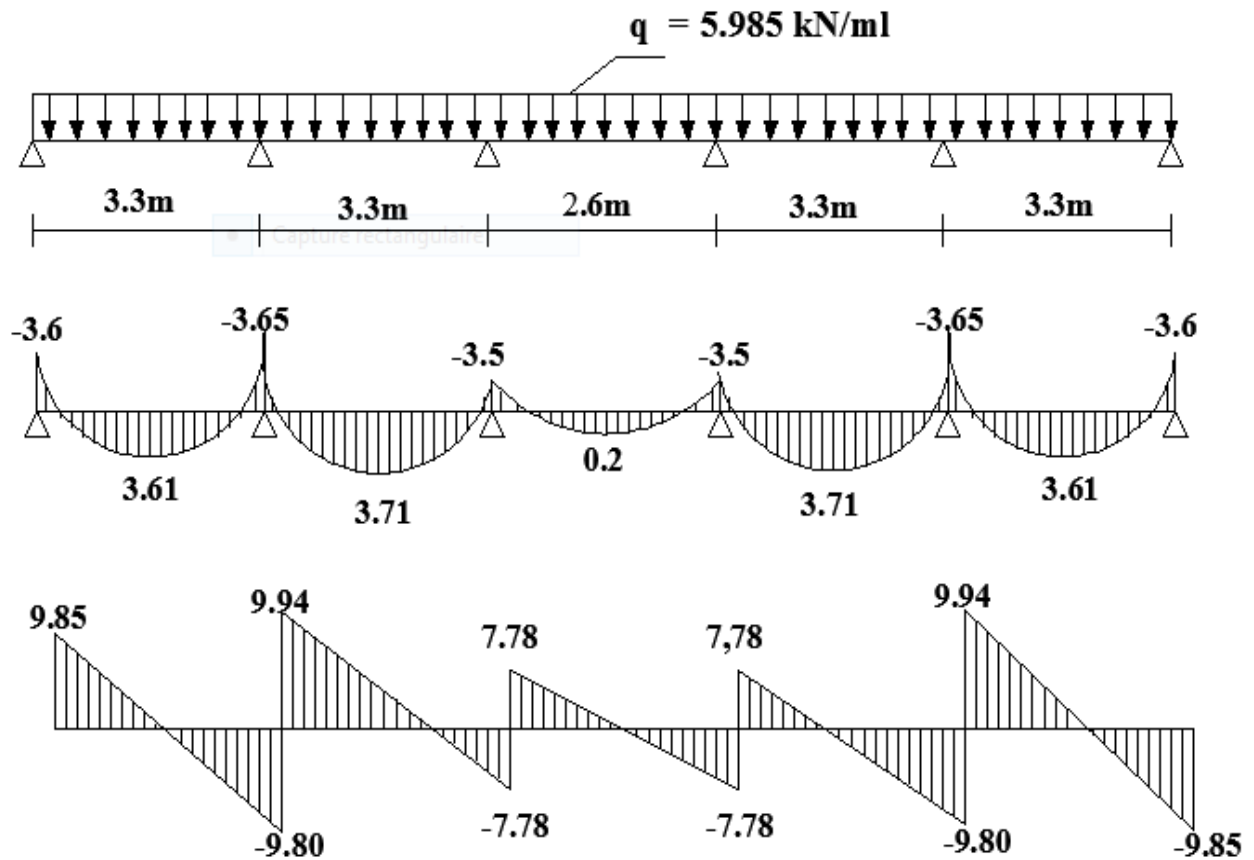
$$\left. \begin{array}{l} \text{Au niveau d'un appui « i », } V(x) = \frac{q.L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ \text{Au niveau d'un appui « i+1 », } V(x) = - \frac{q.L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right\}$$

Les moments seront pris en valeur absolue

Tableau.III.5 : Calcul des efforts tranchants :

Travée	Longueur	x(m)	T _i en KN	T _{i+1} en KN
Travée 1-2(5-6)	3.3	1.65	9.85	-9.90
Travée 2-3(4-5)	3.3	1.66	9.94	-9.80
Travée 3-4	2.6	1.65	7.78	-7.78

Les résultats des moments aux appuis, en travées et les efforts tranchants sont représentés sur les diagrammes ci-après.



C/ Ferrailage

NB :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t \max} = 5.263 \text{ KN.m et } M_{a \max} = -4.888 \text{ KN.m}$$

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

b = 65cm (largeur de la table de compression)

h = 20cm (hauteur total de plancher)

b₀ = 12cm (largeur de la nervure)

h₀ = 4cm (épaisseur de la table de compression)

c = 2cm (enrobage des armatures inférieures)

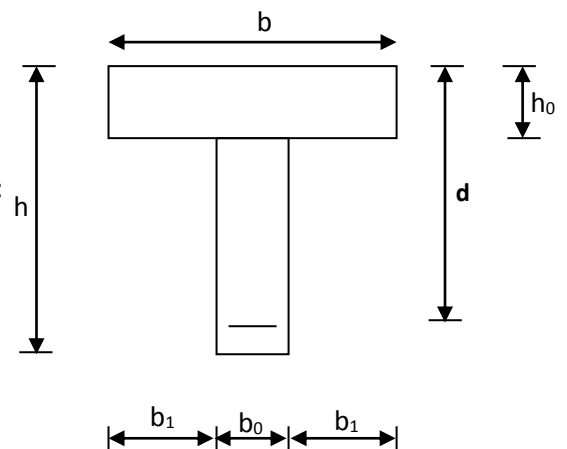


FIGURE III.28: Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

-moment résistant

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_f = 5,263 < M_0 = 59,07 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

\rightarrow La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

1. Calcul des armatures longitudinales

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,263 \cdot 10^2}{65 \times 18^2 \times 14,2 \cdot 10^{-1}} = 0,017 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,017 \rightarrow \beta = 0,9915$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

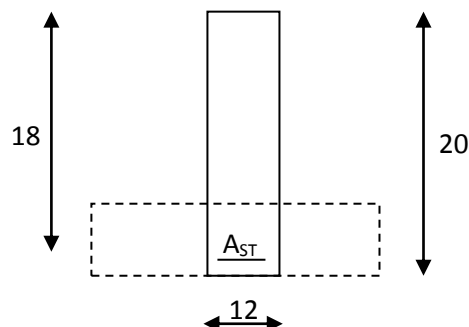
$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,263 \cdot 10^2}{0,9915 \times 18 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 0,847 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$$b_0 = 12\text{cm}, c = 2\text{cm}, h = 20\text{cm}, d = 18\text{cm}$$



-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{4.888.10^2}{12 \times 18^2 \times 14.2.10^{-1}} = 0.088 \quad \mu = 0.088 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.088 \rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.888.10^2}{0.954 \times 18 \times 348.10^{-1}} = 0.817$$

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

2. Vérifications à L'E.L.U:**➤ Vérification à la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

➤ Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme, de déterminer les armatures transversales, et l'arrêt des armatures longitudinales.

➤ Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 9.94 \text{ KN}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.3 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{9.94 \cdot 10^3}{120 \times 180} = 0.460 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.460 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- Aux travées :

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 2b} = \frac{9.94 \cdot 10^3 (650-120)}{40.2 \cdot 650 \cdot 162} = 0.623 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.623 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 9.94 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.02 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{9.94 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 2 \times 10} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.97 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres : (BAEL91. Art. A-6-1-2)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_{te}}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1,0 = 40 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_s$

$$L_a = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm.}$$

3. Calcul des armatures transversales :

➤ Le diamètre minimal des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 12 ; 0,6 ; 10 \} = 6 \text{ mm}$$

On prend: $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

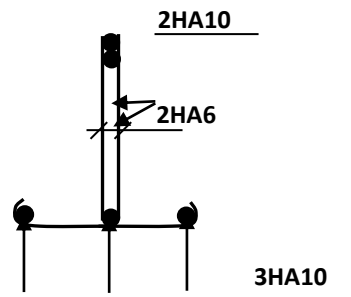


FIGURE III.29 : Plan de ferrailage de poutrelle

➤ La section des armatures transversales :

$$St_1 \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = 16,2 \text{ cm}$$

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

4. Vérification à l'ELS :

• Combinaison de charge à l'ELS :

- $q_s = G + Q = 4.325 \text{ KN/ml.}$

$$q_s = 4.325 \text{ KN/ml}$$

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge q_u . Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.325}{5.985} = 0.723$$

$$M_{ts}^{\max} = M_{tu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 5.263 \times 0,723 = \mathbf{3.81 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ap s}^{\max} = M_{apu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 4.888 \times 0,723 = \mathbf{3.53 \text{ KN.m}}$$

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

a/-Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \cdot K$

➤ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \phi_{10} = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,0879 \rightarrow \beta_1 = 0,8565 \rightarrow \alpha_1 = 0,431$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,431}{15(1 - 0,431)} = 0,050$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{3.81 \cdot 10^6}{0,8565 \times 180 \times 235} = 105.16 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,050 \times 105.16 = 5.258 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi_{10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \cdot 18} = 0,719 \rightarrow \beta_1 = 0,877 \rightarrow \alpha_1 = 0,369$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,369}{15(1 - 0,369)} = 0,039$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{3.53 \cdot 10^6}{0.877 \times 180 \times 157} = 142.43 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.039 \times 142.43 = 5.56 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

b/ Etat limite d'ouverture des fissures :

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

c/ Etat limite de déformation :

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 de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L = 330 \text{ cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{3.30} = 0.061 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.20}{3.30} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{4.325}{59.07} \Rightarrow 0.06 > 0.007 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{12.18} = 1.93 \rightarrow \beta_1 = 0.8565$$

$$A_{st} = \frac{M_s^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.325 \cdot 10^2}{0.8565 \cdot 180 \cdot 348 \cdot 10^{-1}} = 0.081 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{1.10}{12 \times 18} = 0.0003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} < \overline{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3300}{500} = 6.6mm$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,88MPa$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \nu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n=15)

$$\nu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01088.$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0)h_0/2 + (h - h_0)b_0[(h - h_0)/2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + nA_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times \frac{4}{2} + (20 - 4) \times 12 \left[\frac{(20 - 4)}{2} + 4 \right] + 15 \times 2.35 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.35} = 3.420cm$$

$$Y_2 = h - y_1 = 16.58cm$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [3.420^3 + 16.58^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(3.420 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 2.35 \cdot (16.58 - 2)^2$$

$$I_0 = 26594.53cm^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left[2 + \frac{3b_0}{b}\right] \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left[2 + \frac{3 \times 12}{65}\right] 0,0108} = 1,52.$$

$$\vartheta = \text{Max} \left[0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0108 \times 142,43 + 2,1} \right] = 0,554.$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 26594,53}{1 + 0,554 \times 1,52} = 15880,95 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{3,81 \times 3,30^2}{10 \times 10818,88 \times 10^3 \times 15880,95 \times 10^{-8}} = 0,0024 \text{ m} = 2,4 \text{ mm}.$$

$$f = 2,4 \text{ mm} \leq \bar{f} = 6,6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition v\`s s\'erifi\'ee}.$$

Toutes les conditions sont v\'erifi\'ees ; alors les poutrelles seront ferraill\'ees comme suit :

En trav\'ee : 3HA10.

Aux appuis : 2HA10.

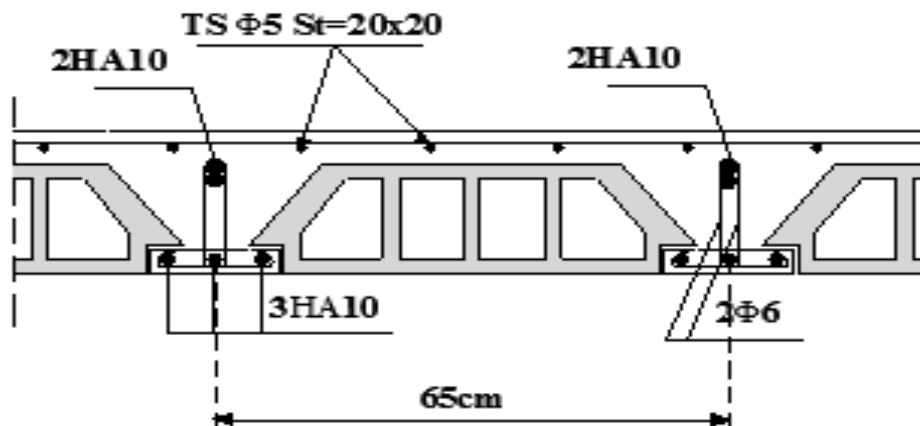


Figure III.30. Plan de ferraillage de plancher à corps creux.

INTRODUCTION

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

1. Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS** (*ExtendedThree Dimensions Analysis Building Systems*) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Dans notre projet on a utilisé la version ETABS v9.0.6.

2. Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, California', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Non linear 9.6.0. réf [1]. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

3. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.

- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

Rappel :(terminologie):

- ⇒ Grid line : ligne de grille
- ⇒ Joints : nœuds
- ⇒ Frame : portique (cadre)
- ⇒ Shell : voile
- ⇒ Elément : élément
- ⇒ Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
- ⇒ Loads : charge
- ⇒ UniformedLoads : point d'application de la charge
- ⇒ Define : définir
- ⇒ Materials : matériaux
- ⇒ Concrete : béton
- ⇒ Steel : acier
- ⇒ Frame section : coffrage
- ⇒ Column : poteau
- ⇒ Beam : poutre

4. Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- a) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- b) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- c) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- d) Définition des charges statiques (G, Q).
- e) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- f) Définition de la charge sismique E.
- g) Chargement des éléments.
- h) Introduction des combinaisons d'actions.
- i) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

a. Introduction de la géométrie de l'ouvrage

- ✓ **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après le lancement ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

b. Géométrie de base :

On clique sur :

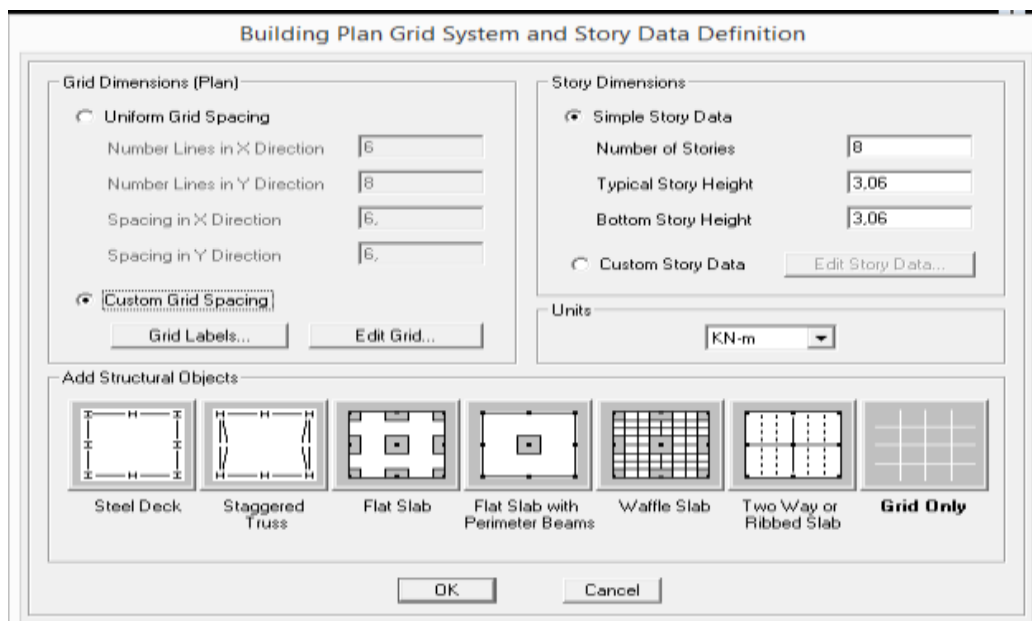
File ⇒ new model ⇒ No ⇒ Custom grid spacing ⇒ STORY DATA

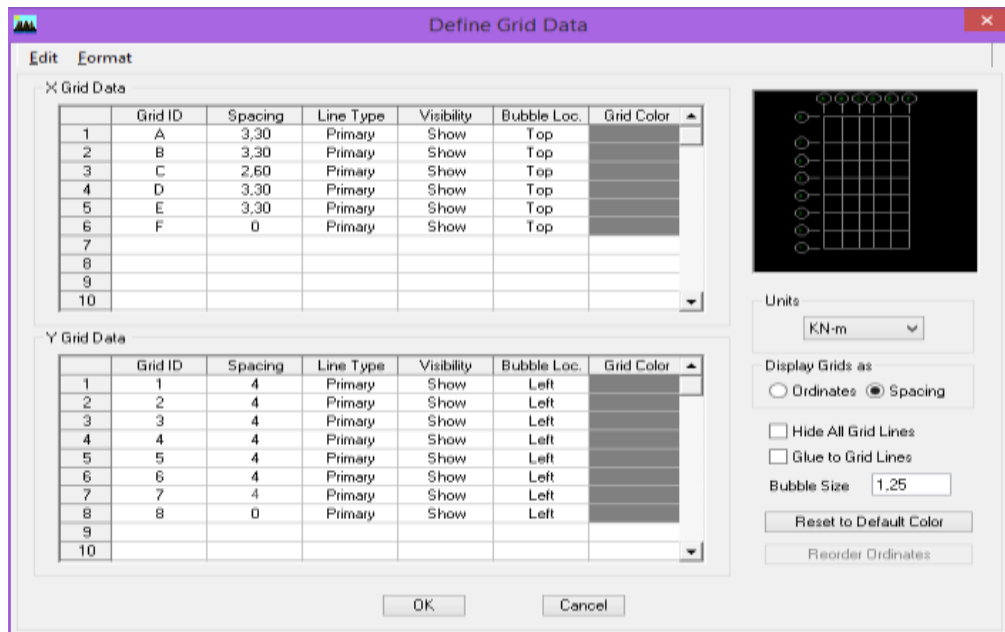
Cette opération permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ Les hauteurs de différents étages.
- ✓ Les longueurs de travées.

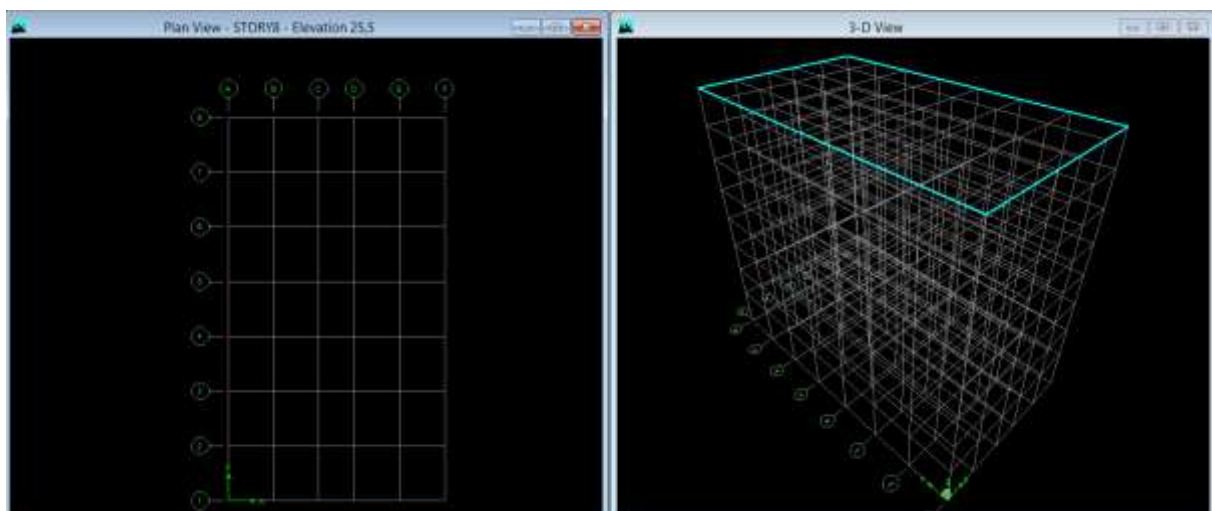
NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.





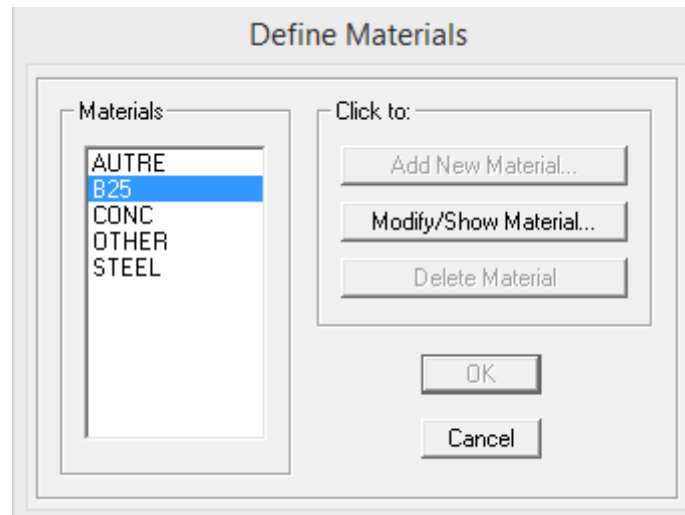
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



c. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

Define ⇒ Material Properties ⇒ Conc ⇒ Modify/Show Material

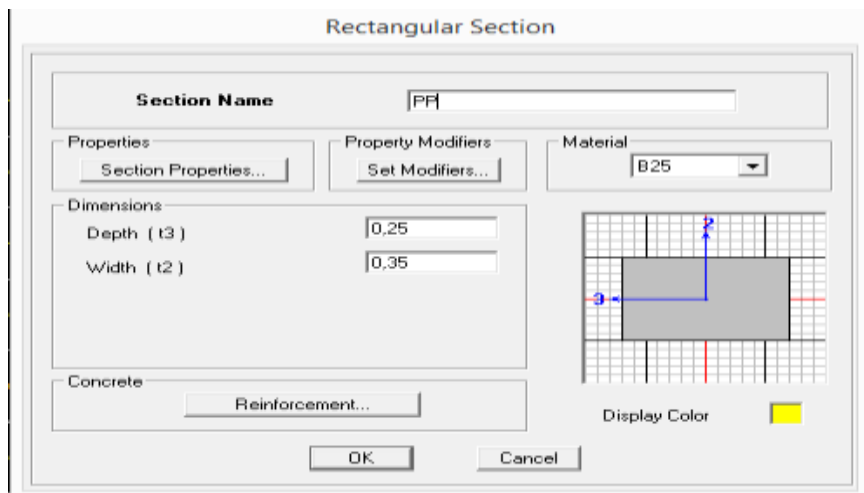


Dans la boîte dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

d) Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define⇒ Frame Sections ⇒ADD Rectangular



On procède de la même manière pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define ⇒ Area Sections ⇒ Add New Section

Puis on définit leurs propriétés :

➤ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :



◆ Pour les poteaux :

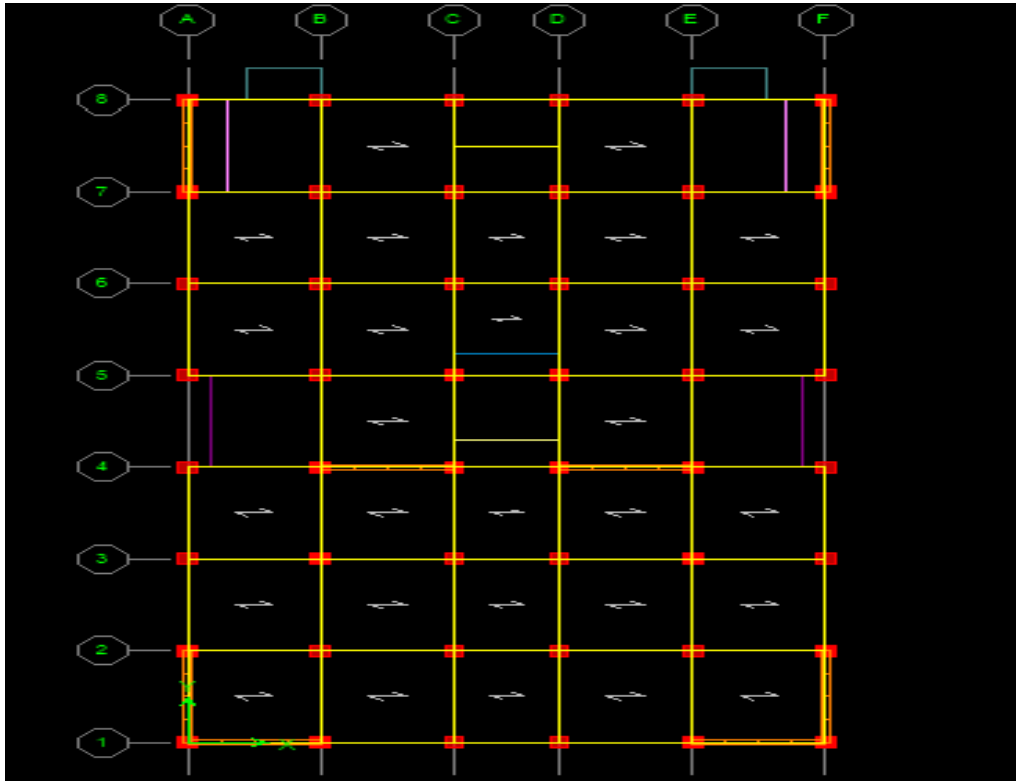
On clique sur le bouton




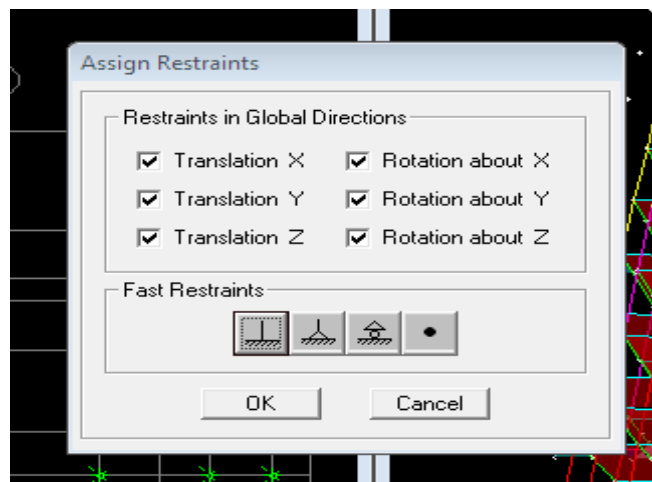
Une fenêtre s'affiche (*properties of Object*) ⇒ *None* on choisit le nom de la section (pot 45x50 par exemple) on valide.

◆ Pour les poutres et les voiles :

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles ; on obtient la structure suivantes :



Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

♦ **Masse source** $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (**formule 4-5 RPA 99**).

W_i : poids total de la structure.

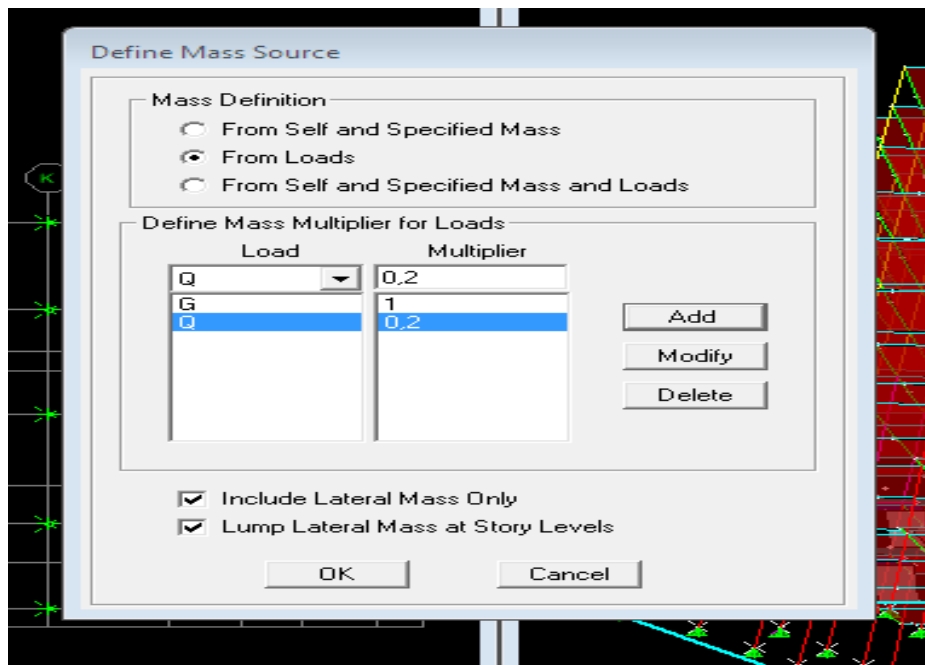
W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau du 4.5 RPA99 modifier 2003 (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation)).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

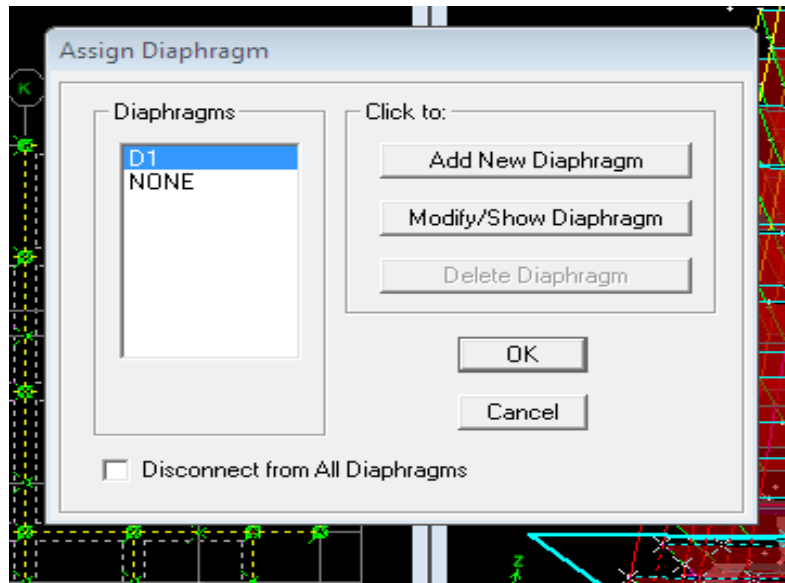
Define⇒Masse Source⇒From Loads.



- ♦ **Diaphragme** : les masses des planchers sont supposées concertées en leurs centres de masse. Eux qui sont désignées par la notation de <<Nœuds Maître>>.

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le premier étage : **Assign** ⇒ **Joint/Point** ⇒ **Diaphragmas** ⇒ **D1** ⇒ **OK**.



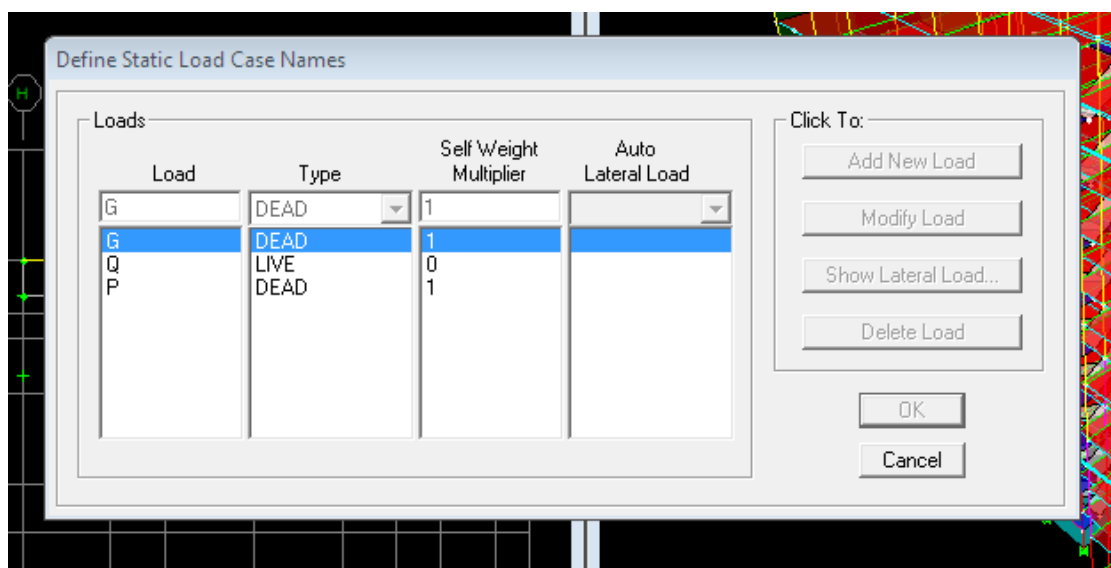
Le deuxième étage **Assign** ⇒ **Joint/Point** ⇒ **Diaphragmas** ⇒ **Add**

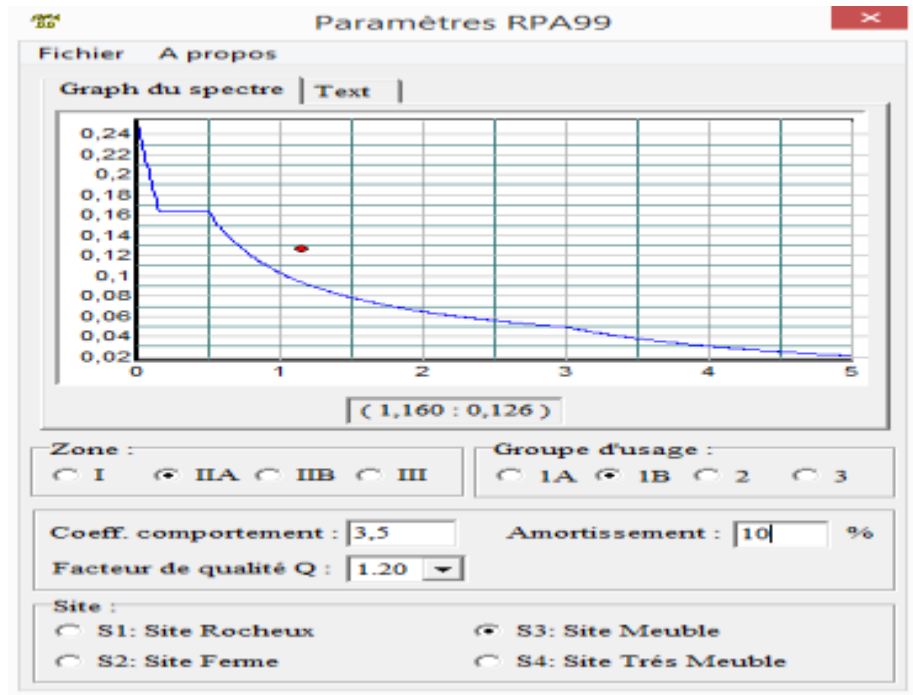
New Diaphragm ⇒ **D2** ⇒ **OK**.

On suit la même procédure pour les autres étages.

e-Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charge permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) pour les définir on clique sur : **Define**⇒ **Static Load Cases**.



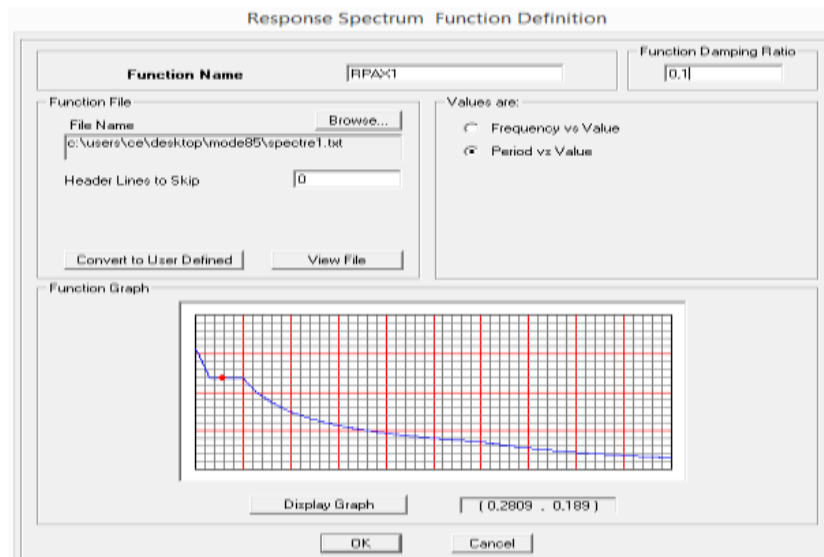
Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003 :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T .

On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text** \Rightarrow **Enregistrer**

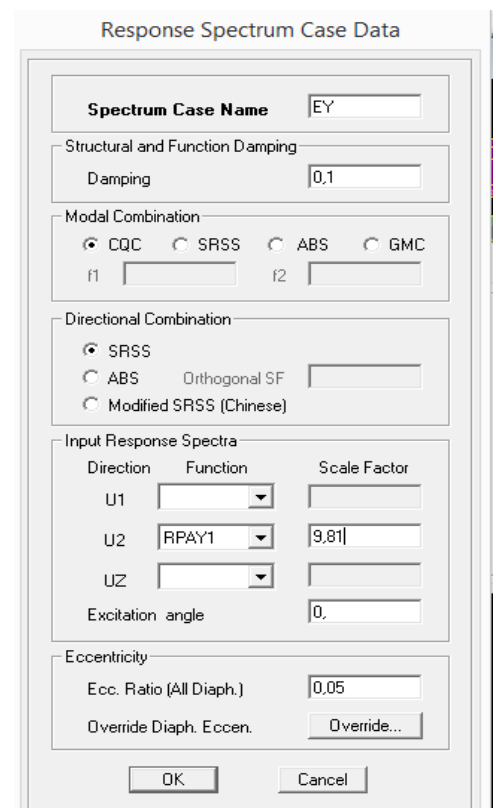
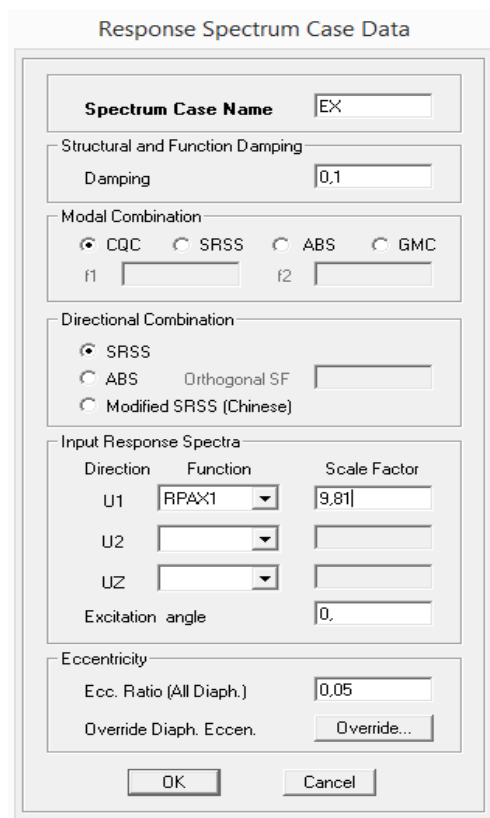
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

define \Rightarrow response spectrum \Rightarrow function spectre from file.



d. Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** \Rightarrow **Response Spectrum Cases** \Rightarrow **Add New Spectrum**.



e. Chargement des éléments

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign** \Rightarrow **areas load** \Rightarrow **uniform**.

f. Introduction des combinaisons d'actions

❖ Combinaisons aux états limites

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

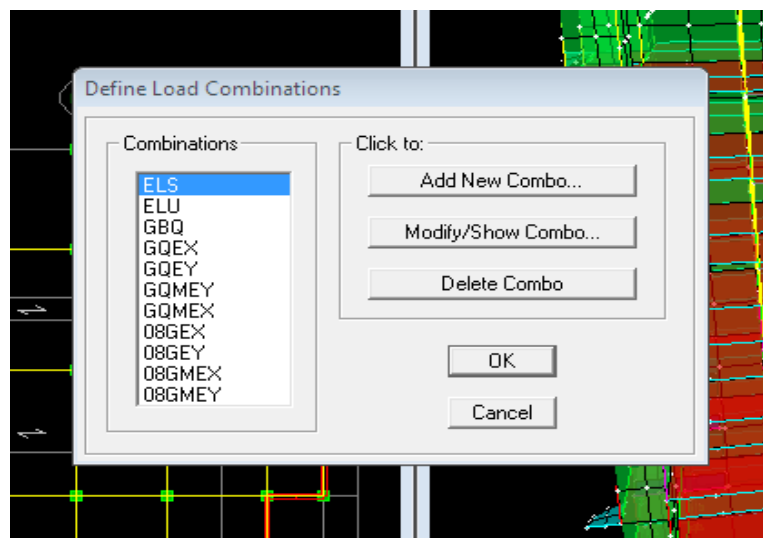
ELS $G+Q$.

❖ Combinaisons accidentelle du RPA

GQE : $G+Q \pm E$.

08 GE : $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** \Rightarrow **Loads**



Combinaisons \Rightarrow Add New Combo.

g. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

❖ Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyze** \Rightarrow **RunAnalysis**

❖ Visualisation des résultats

Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagramme**

Déplacement : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré on appuis sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.

Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base

Show Tables ⇒ Base Reactions ⇒ Select Cases/Comb ⇒ E.

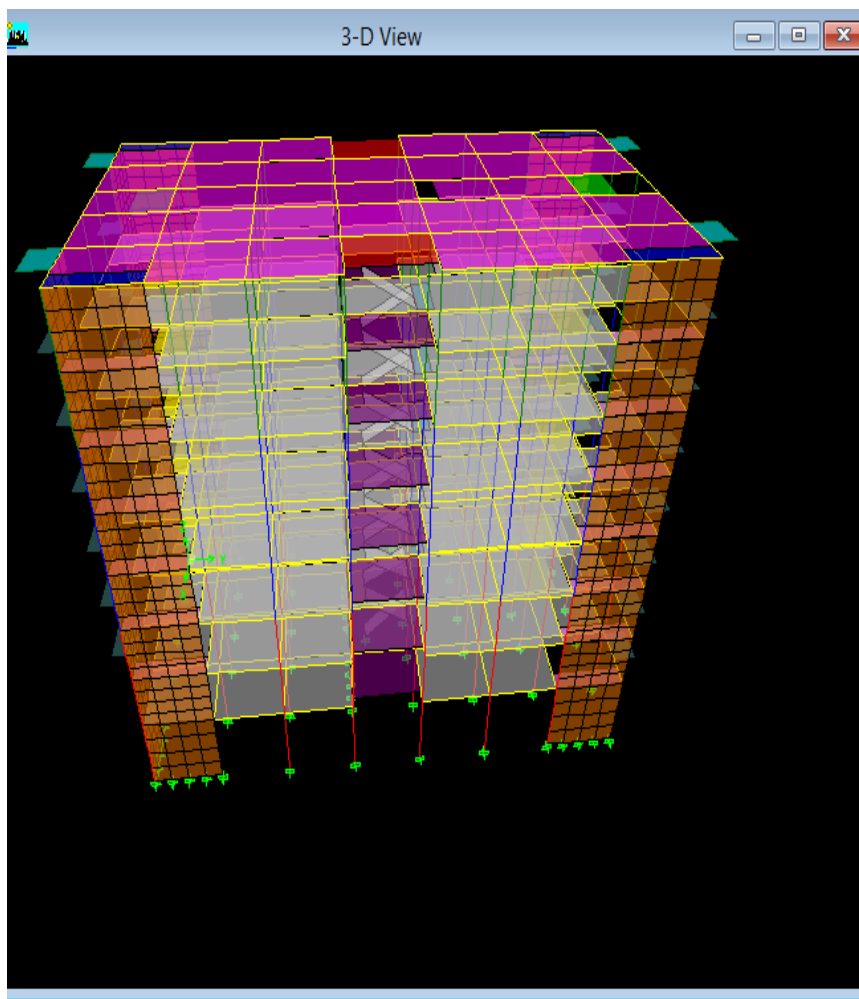


FIGURE IV.1 : Vue en 3D de la structure

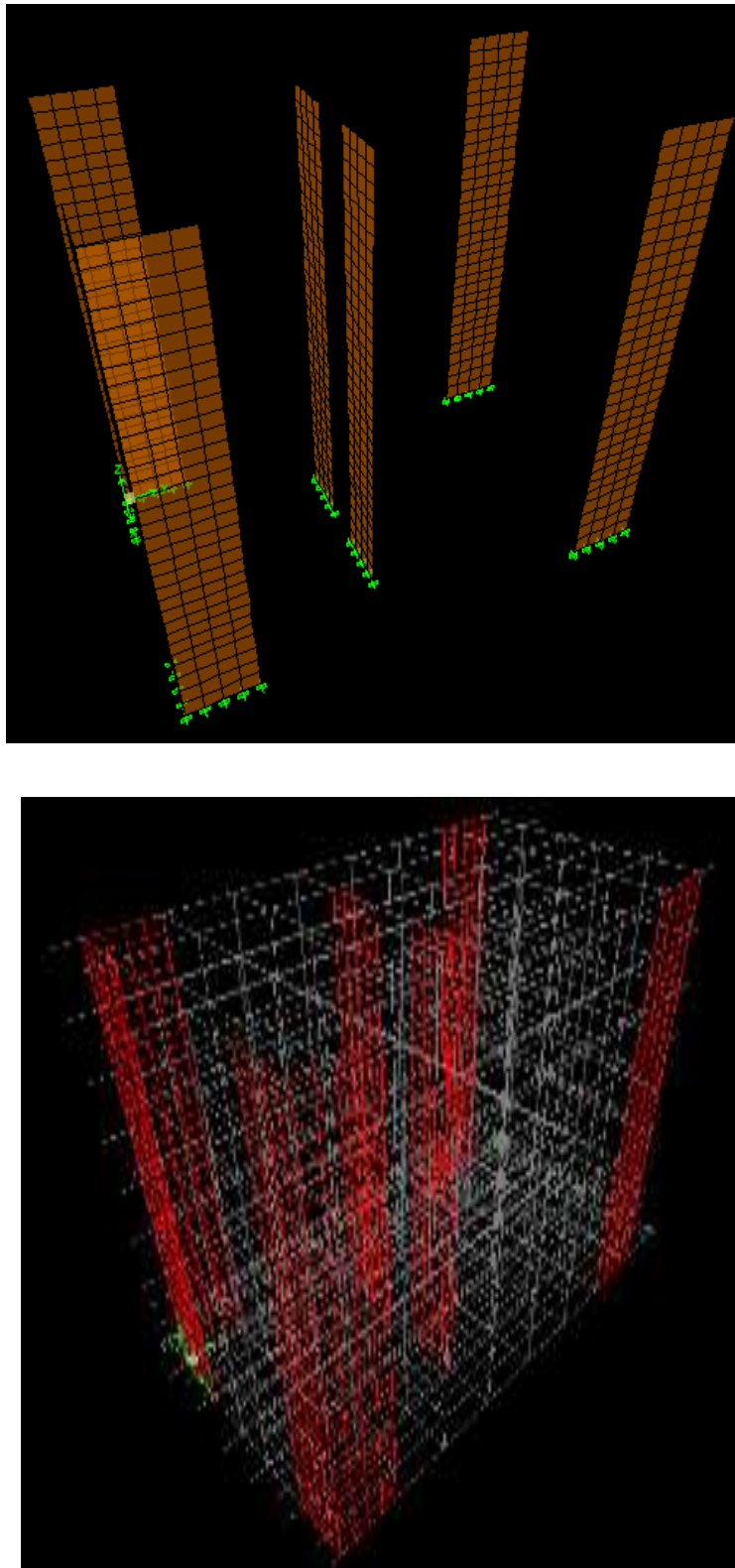


FIGURE IV.2 : Disposition des voiles

INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. Déplacement maximal de la structure.
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
9. Spécification pour les poteaux.

1. Vérification de la période empirique T

1.1- Calcul de la période empirique

$$T = C_{Tx}(h_N)^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/V2003)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 0,05 \times (25,5)^{3/4} = 0,56 \text{ s}$$

On doit vérifier si : $T_{\text{etabs}} < 1.3 T_{\text{RPA}} = 0.56 \times 1.3 = 0.74$

1.2- Détermination de la période par le logiciel ETABS :

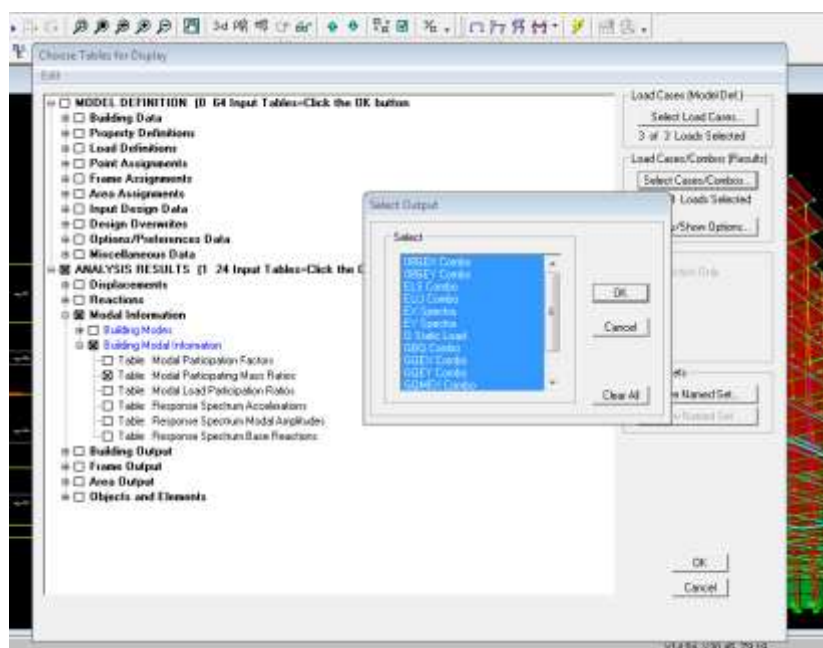
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display → show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → modal information → Building Modal Information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :



Select cases/combos... → OK → OK

Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal Participating Mass Ratios** »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
1	0,556397	51,3639	0,0044	0,0000	51,3639	0,0044	16,7128
2	0,355142	0,0018	67,2253	0,0000	51,3657	67,2297	0,0053
3	0,286889	16,0640	0,0018	0,0000	67,4297	67,2315	51,3646
4	0,140677	15,3223	0,0013	0,0000	82,7520	67,2328	5,0437
5	0,083803	0,0002	22,2891	0,0000	82,7522	89,5219	0,0006
6	0,065559	1,6946	0,0002	0,0000	84,4467	89,5221	19,0124
7	0,062326	9,5233	0,0001	0,0000	93,9701	89,5222	0,1124
8	0,038200	1,8178	0,0005	0,0000	95,7879	89,5227	1,0312
9	0,037888	0,0001	6,9388	0,0000	95,7880	96,4616	0,0000

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles qu'elles sont dans le tableau suivant :

On remarque que : $T_{etabs} = 0,55s < 1,3T_{RPA} = 0,74 \Rightarrow$ condition vérifiée.

2. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

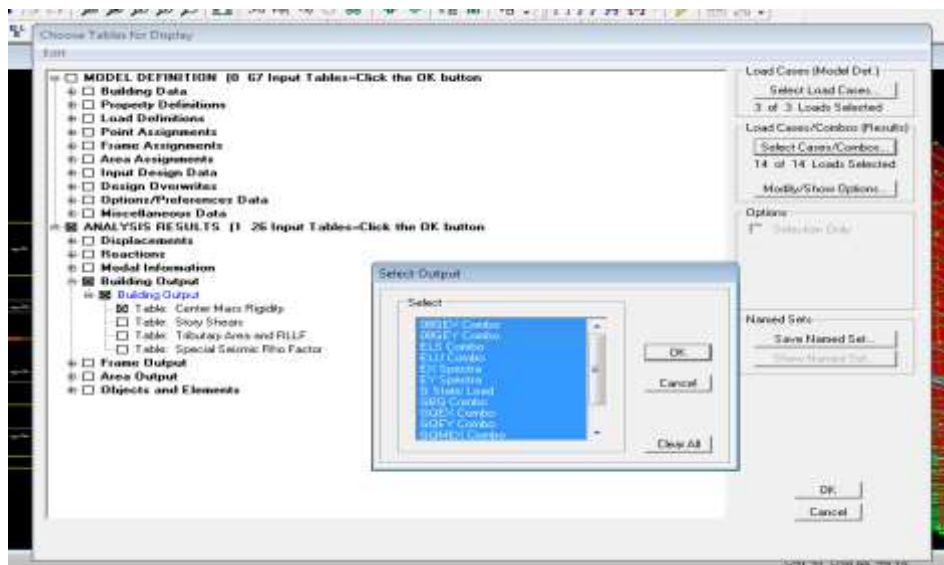
Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour

Cela, on procède de la manière suivante :

Display→show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS→building output

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos...→ OK→OK

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
RDC	DA1	7,901	14,260	7,901	14,260	7,899	13,473
ET1	DA2	7,901	13,925	7,901	13,925	7,899	13,500
ET2	DA3	7,901	13,916	7,901	13,916	7,900	13,529
ET3	DA4	7,901	13,905	7,901	13,905	7,900	13,550
ET4	DA5	7,901	13,905	7,901	13,905	7,900	13,566
ET5	DA6	7,901	13,902	7,901	13,902	7,900	13,577
ET6	DA7	7,903	13,888	7,903	13,888	7,900	13,585
TERRASSE	DA8	7,900	13,915	7,900	13,915	7,900	13,589

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion)

puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	e _x	e _y
STORY1	7.901	14.260	7.899	13.473	0.002	0.787
STORY2	7.901	13.925	7.899	13.500	0.002	0.425
STORY3	7.901	13.916	7.900	13.529	0.001	0.387
STORY4	7.901	13.905	7.900	13.550	0.001	0.355
STORY5	7.901	13.905	7.900	13.566	0.001	0.339
STORY6	7.901	13.902	7.900	13.577	0.001	0.325
STORY7	7.903	13.888	7.900	13.585	0.003	0.303
STORY8	7.900	13.915	7.900	13.589	0.00	0.326

Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité

Avec : $e_x = |XCM - XCR|$

$e_y = |YCM - YCR|$

❖ **Comparaison des résultats :**

• **Sens longitudinal**

$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0,05 \times 16.10 = 0.805 > 0,003 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

- **Sens transversal**

$$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0,05 \times 29,92 = 1,496 > 0,787 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Tableau V.3 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,556397	51,3639	0,0044	51,3639	0,0044	16,7128
2	0,355142	0,0018	67,2253	51,3657	67,2297	0,0053
3	0,286889	16,0640	0,0018	67,4297	67,2315	51,3646
4	0,140677	15,3223	0,0013	82,7520	67,2328	5,0437
5	0,083803	0,0002	22,2890	82,7522	89,5218	0,0006
6	0,065559	1,6946	0,0002	84,4467	89,5220	19,0124
7	0,062326	9,5233	0,0001	93,9701	89,5221	0,1124
8	0,038200	1,8178	0,0005	95,7879	89,5226	1,0312
9	0,037888	0,0001	6,9388	95,7880	96,4614	0,0000

La somme des masses modales dans le 9^{ème} mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

4. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:

Display → show Deformed shape → Load: Ex spectra

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:

Draw → Draw Section Cut

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image Suivante:

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

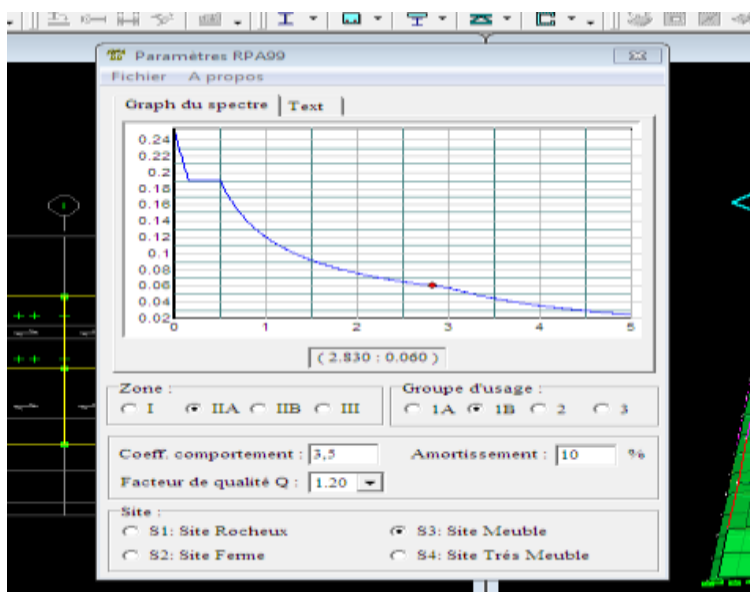
❖ Récapitulatif des résultats :

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	2567.918	100	1915.272	74
Sens Ey	2520.021	100	2068.122	82
ELU	49819.08	100	11294.58	22

Tableau V.4. : Justification du système de contreventement

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=3,5** ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS , puis refaire l'analyse.



5. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues 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.

$$V = \frac{A_x D_x Q}{R} W_t \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

-Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique IIa
- } $\rightarrow A = 0,15$ (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la formule :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2,5\eta \leq T \leq T_2 & \\ D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \leq 3s \end{array} \right.$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0,5s < T_{etabs}=0,556s < 3s$ donc : $D=2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

➤ le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7$$

$\zeta(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

Dans notre cas: $\zeta=10\%$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'où $\eta = 0,76 > 0,7 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Alors : $D = 2,5 \times 0,76 \times (0,5 / 0,556)^{2/3} = 1,77$

W_t : poids de la structure donné par le

logiciel ETABS $W_t = 40225.25$ kN

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,77
Facteur de qualité Q	1,05
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure W_t [kN]	40225.25

Tableau récapitulatif des résultats

$$\longrightarrow V = \frac{0,15 \times 1,77 \times 1,05}{3,5} (40225.25) = 3203.94 \text{ KN}$$

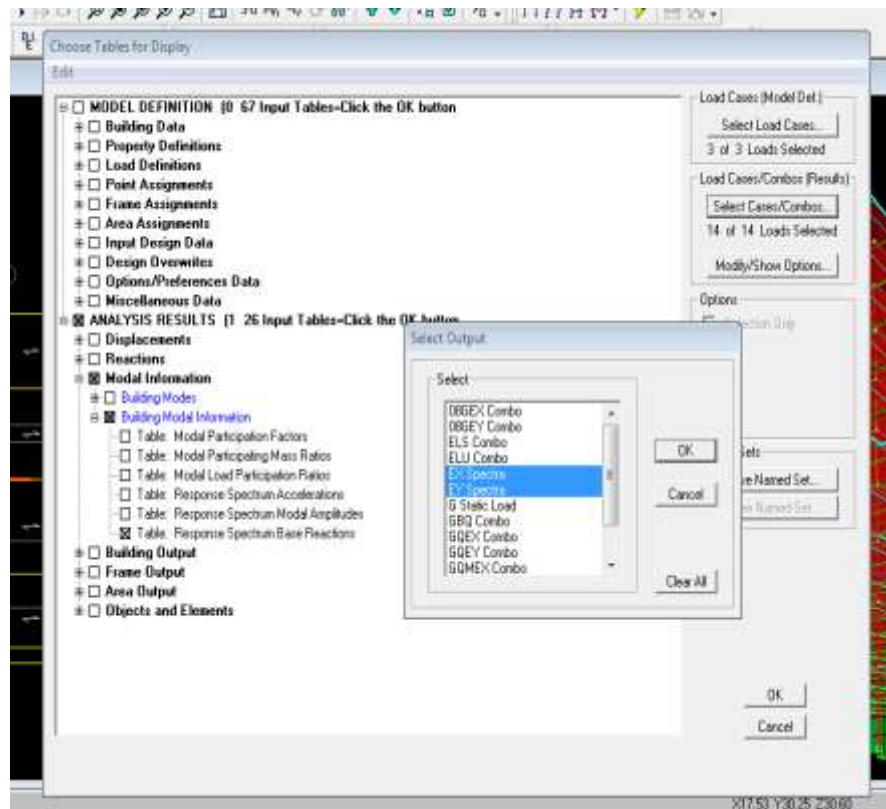
$$V_{RPA} = 3203.94 \text{ KN}$$

➤ Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

display → show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS → **modal Information** → **building modal information**

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... → **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Spec	Mode	Dir	F1	F2
EY	1	U1	2213,80	20,39
EX	2	U1	0,08	-16,16
EX	3	U1	744,68	-7,97
EX	4	U1	724,32	6,62
EX	5	U1	0,01	-3,50
EX	6	U1	93,01	-1,05
EX	7	U1	525,73	1,30
EX	8	U1	104,66	-1,81
EX	9	U1	0,00	1,13
EX	All	All	2567,90	28,24
EY	1	U2	15,77	0,15
EY	2	U2	-12,50	2410,69
EY	3	U2	-6,16	0,07
EY	4	U2	5,12	0,05
EY	5	U2	-2,71	911,26
EY	6	U2	-0,82	0,01
EY	7	U2	1,00	0,00
EY	8	U2	-1,40	0,02
EY	9	U2	0,87	309,18
EY	All	All	21,85	2604,23

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{etabs}} = F_1 = 2567,90 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{etabs}} = F_2 = 2604,23 \text{ KN}$$

❖ Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que : $0,8V_{RPA} = 2563,15 \text{ KN}$

• Sens longitudinal :

$$V_{x\text{etabs}} = 2567,90 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 2563,15 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• Sens transversal :

$$V_{y\text{etabs}} = 2604,23 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 2563,15 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

6. Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « Δ_k » de la structure est calculé comme suit .

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

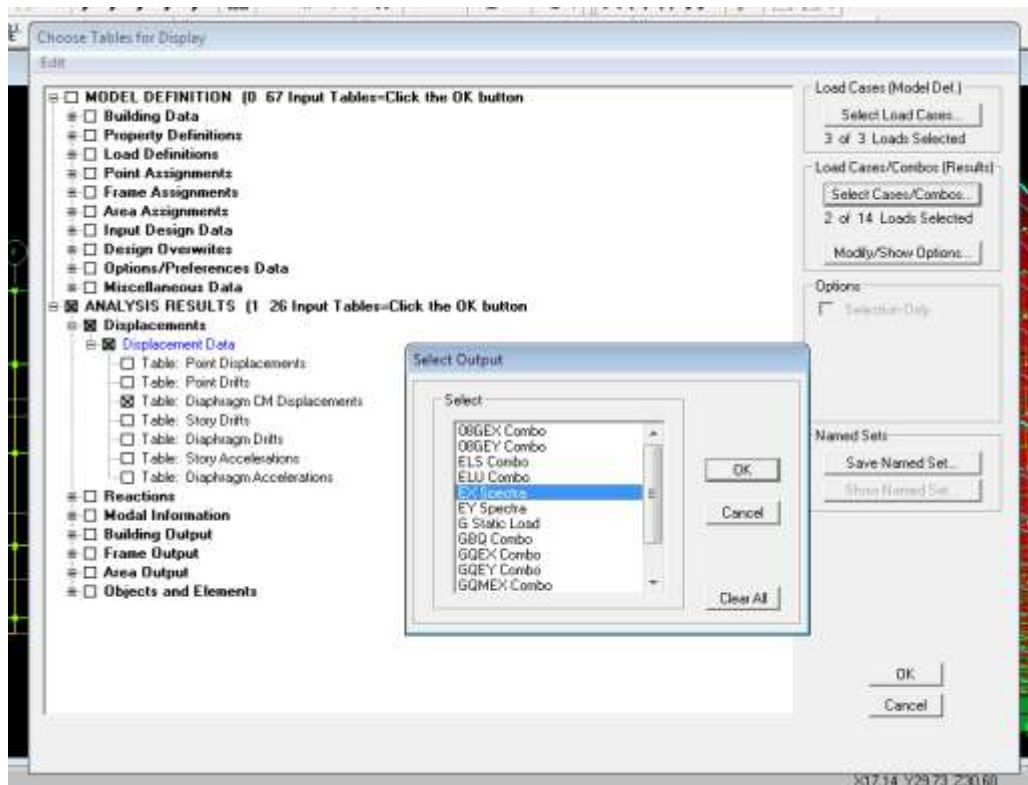
$\Delta K_y = K_{yi} - K_{y(i-1)}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

H_e : hauteur de l'étage considéré.

- **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables**



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

Story	Diaphragm	U_x	U_y	R	$\square_{kx}[m]$	$\square_{ky}[m]$	ΔK_x	ΔK_y	1%He	conclusion
Terrasse	D10	0.0308	0.0127	3.5	0.1078	0.04445	0.0161	0.0066	0.0306	cv
ET6	D9	0.0262	0.0108	3.5	0.0917	0.0378	0.01575	0.007	0.0306	cv
ET5	D8	0.0217	0.0088	3.5	0.07595	0.0308	0.0161	0.0066	0.0306	cv
ET4	D7	0.0171	0.0069	3.5	0.05985	0.02415	0.01575	0.00665	0.0306	cv
ET3	D6	0.0126	0.0050	3.5	0.0441	0.0175	0.01505	0.00595	0.0306	cv
ET2	D5	0.0083	0.0033	3.5	0.02905	0.01155	0.0126	0.00525	0.0306	cv
ET1	D4	0.0047	0.0018	3.5	0.01645	0.0063	0.0098	0.00385	0.0306	cv
RDC	D3	0.0019	0.0007	3.5	0.00665	0.00245	0.00665	0.00245	0.0408	cv

Tableau V.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiées.

7. Vérification du déplacement maximal de la structure

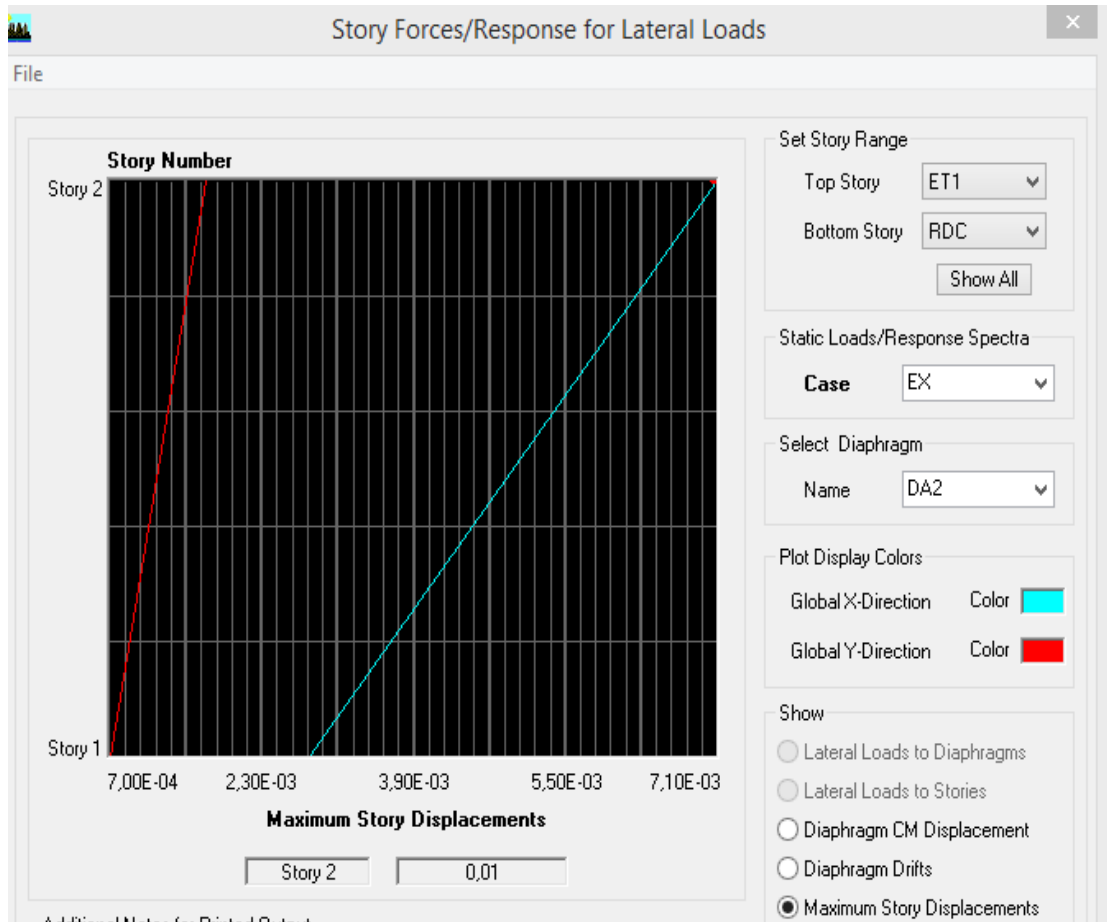
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{25.5}{500} = 0,051 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}.$$

❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

• Dans le sens longitudinal

On suit le cheminement suivant : **Display** → **Show Story Response Plots..** La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

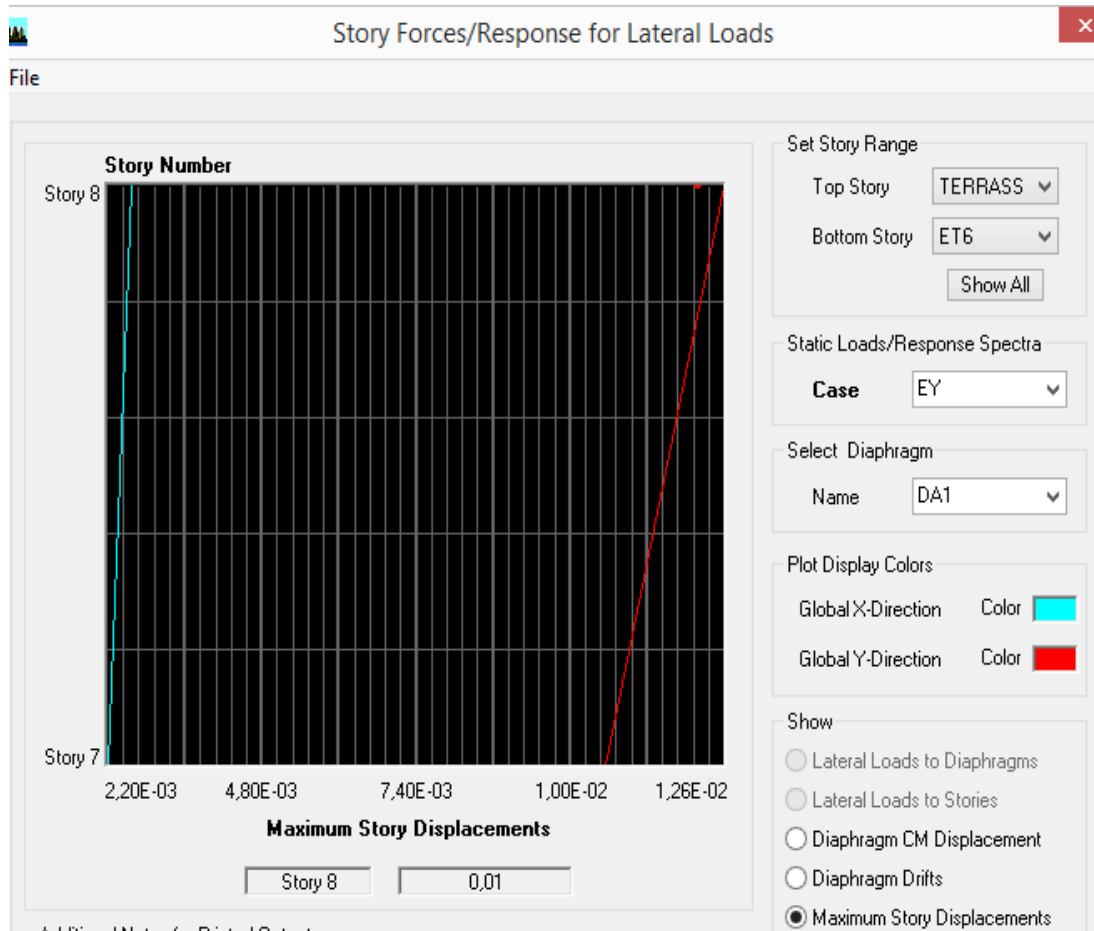


Puis, on clique sur **display**

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

- **Dans le sens transversal**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



❖ **Résultats trouvés :**

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.01m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.02m
- ✓ Flèche admissible : 0.051m.

Conclusion :

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau

« k-1 » h_k : hauteur de l'étage « k »

		Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
Niv	P_k	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	Θ	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	Θ
7	3745.63	0.0161	60.30	1247.62	0.048	0.0066	24.72	1513.47	0.016
6	7646	0.01575	120.42	2548.39	0.047	0.007	53.52	3031.17	0.017
5	11641.48	0.0161	187.42	3617.47	0.051	0.0066	76.83	4185.86	0.018
4	15765.49	0.01575	248.30	4476.53	0.055	0.00665	104.84	5131.43	0.020
3	19889.49	0.01505	299.33	5122.77	0.058	0.00595	118.34	5887.37	0.020
2	24013.49	0.0126	302.56	5680.06	0.053	0.00525	126.07	6524.89	0.019
1	28449.62	0.0098	278.80	6165.93	0.045	0.00385	109.53	7048.49	0.015
RD									
C	32997.63	0.00665	219.43	8658.69	0.025	0.00245	80.84	9838.18	0.0082

Tableau V.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0,1$

9. Spécification pour les poteaux :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{avec: } N_d : \text{Effort normal dans les poteaux}$$

B_c : Section du poteau

- **Poteaux 50x45 :**

$$N_d = 1421.35 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1421.35 \cdot 10^3}{500 \times 450 \times 25} = 0,25 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x35 :**

$$N_d = 766.4 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{766.4 \cdot 10^3}{400 \times 350 \times 25} = 0,21 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 35x30 :**

$$N_d = 257.77 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{257.77 \cdot 10^3}{350 \times 30 \times 25} = 0,098 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CONCLUSION

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous allons donc passer au ferrailage de la structure.

1. Ferrailage des poteaux :

INTRODUCTION

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tableau VI.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal (N_{max}) et moment correspondant ($M_{correspondant}$).
- effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant ($M_{correspondant}$).
- moment fléchissant maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant ($N_{correspondant}$).

- **Recommandation du RPA 99/Version 2003**

a) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

- ✓ Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- ✓ Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section des Poteaux (cm ²)	Percentage minimal	Percentage maximal (cm ²)	
	$A_{\min}=0,8\% b h$ (cm ²)	Zone de recouvrement $A_{\max}=6\% b h$	Zone courante $A_{\max}=4\% b h$
(50 x 45)	18	135	90
(35 x 40)	11.2	84	56
(30 x 35)	8.4	63	42

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA**2.1. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

- Les efforts internes dans les poteaux :**

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	45X50	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	2635.08	56.446
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8GE	83.62	11.235
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	GQE	1374.03	74.545
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	35 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	851.16	0.808
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8GE	0.03	0.819
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	GQE	218.75	17.958
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	30 × 35	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	335.71	1.139
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,8GE	0.02	1.289
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	GQE	101.9	53.366

Tableau VI.3: Efforts internes dans les poteaux.

Ferrailage longitudinal des poteaux

Tableau VI.4 : Calcul des armatures pour les poteaux

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN.m]	Nature	A_{inf} [cm ²]	A_{sup} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	ferrailage	$A_{adopté}$ [cm ²]
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	50 × 45	$N^{max} - M^{corres}$	2635.08	56.446	SEC	0	0	18	4HA16+8HA14	20.6
		$N^{min} - M^{corres}$	83.62	11.235	SEC	0	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	1374.03	74.545	SEC	0	0			
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	35 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	851.16	0.808	SEC	0	0	11.2	4HA16+4HA14	14.19
		$N^{min} - M^{corres}$	0.03	0.819	SPC	0.04	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	218.75	17.958	SEC	0	0			
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	30 × 35	$N^{max} - M^{corres}$	335.71	1.139	SEC	0	0	8.4	4HA14+4HA12	10.67
		$N^{min} - M^{corres}$	0.02	1.289	SPC	0.07	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	101.9	53.366	SPC	1.56	0			

- **Vérifications à L'ELU :**

- a. Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA**

[Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets aux extrémités.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone II_a sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau VI.5 : sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

Section des poteaux [cm ²]	%minimal d'armatures $A_{\min} = 8\% \cdot bh$ [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{\max} = 4\% \cdot bh$ [cm ²]	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \cdot bh$ [cm ²]
50 × 45	18	90	135
35 × 40	11.2	56	84
30 × 35	8.4	42	63

- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ≤ 25 cm.
- Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

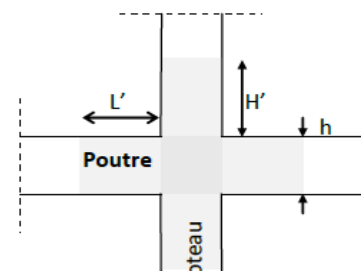


FIGURE. VI.1 : zone nodale dans le poteau.

Avec :

- h_e : Hauteur de l'étage, elle est de **3,06m** pour tous les étages
- (b_1, h_1) : dimensions du poteau.
- h : hauteur de la poutre.

- poteaux (45×50) : $h' = 60\text{cm}$.
- Poteaux (35×40) : $h' = 60\text{cm}$.
- Poteaux (30×35) : $h' = 60\text{cm}$.

Poutre principale : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$.

b. Armatures transversales selon les recommandations du RPA

[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \quad \text{soit :} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : $A_t = 2,01\text{cm}^2 = 4\text{HA8}$.

- **Vérification de la quantité d'armatures :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b \quad \text{si: } \lambda_g \geq 5$$

Interpoler entre les deux valeurs limites si: $3 \leq \lambda_g \leq 5$

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	ρ_a
50×45	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	4.284	3.75
35×40	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	5.355	2,5
30×35	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	6.12	2,5

Tableau VI.6 : coefficients correcteurs " ρ_a " en fonction de l'élancement géométrique du poteau " λ_g ".

Poteaux	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
50×45	2	1,35	2,01	CV	CV
35×40	1.57	1,05	2,01	CV	CV
30×35	1,35	0.5	2,01	CV	CV

Tableau VI.7 : Quantité minimale d'armatures transversales.

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (50×45), (35×40) et (30×35) seront composées de 2 cardes Ø8 $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

c. Vérification au cisaillement :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

Avec : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu}$

Selon le RPA :

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ [Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003]

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon le BAEL :

$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$ [Art A.5.1,211/BAEL 91]

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section	V_u [KN]	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPa]	observation
50×45	74.34	0,351	0,04	1	3,33	Condition vérifiée
35×40	48.75	0,329	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
30×35	43.95	0,392	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes tangentielles.

d. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :

Pour le $\varnothing 16 \rightarrow L = 40\varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\varnothing 14 \rightarrow L = 40\varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\varnothing 12 \rightarrow L = 40\varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

2.3. Vérification à L'ELS :**a. Condition de non fragilité :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

Niveau	Section	Sollicitation	N_s [KN]	M_s [KN.m]	A_{min} [cm ²]	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]	observation
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	45 × 50	$N^{\text{max}} - M^{\text{corres}}$	2635.08	56.446	2.28	20.6	Condition vérifiée
		$N^{\text{min}} - M^{\text{corres}}$	1791.09	9.416			
		$N^{\text{corres}} - M^{\text{max}}$	1374.03	74.545			
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , étage	35 × 40	$N^{\text{max}} - M^{\text{corres}}$	827.37	19.337	1,78	14.19	Condition vérifiée
		$N^{\text{min}} - M^{\text{corres}}$	437.89	3.39			
		$N^{\text{corres}} - M^{\text{max}}$	382.63	65.546			
, 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , étage	30 × 35	$N^{\text{max}} - M^{\text{corres}}$	261.46	13.988	1.35	10.67	Condition vérifiée
		$N^{\text{min}} - M^{\text{corres}}$	60.52	12.85			
		$N^{\text{corres}} - M^{\text{max}}$	226.35	54.797			

Tableau VI.9 : vérification de la condition de non fragilité.

b. État limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

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

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC] :

Niveau	Section	Sollicitation	N_s [kN]	M_s [kN.m]	e_s [m]	observation	σ_{bsup} [MPa]	σ_{binf} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Vérification
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	45 × 50	$N^{max} - M^{corres}$	2635.08	56.446	0,021	SPC	11.2	7,22	15	CV
		$N^{min} - M^{corres}$	1791.09	9.416	0,005	SPC	6.57	5.92		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	1374.03	74.545	0.054	SPC	7.39	2.19		CV
3 ^{ème} , 4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	35 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	827.37	19.337	0,023	SPC	6.15	2.92		CV
		$N^{min} - M^{corres}$	437.89	3.39	0,007	SPC	2.68	2.12		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	382.63	65.546	0,171	SPC	8.54	0		CV
, 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , étage	30 × 35	$N^{max} - M^{corres}$	261.46	13.988	0,053	SPC	3.8	0.01		CV
		$N^{min} - M^{corres}$	60.52	12.85	0,212	SEC	2.67	0		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	226.35	54.797	0.242	SEC	11.3	0		CV

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes.

Schéma de ferrailage des poteaux :**➤ Poteaux (50×45) :**

-Les armatures longitudinales : $4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 20.6\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

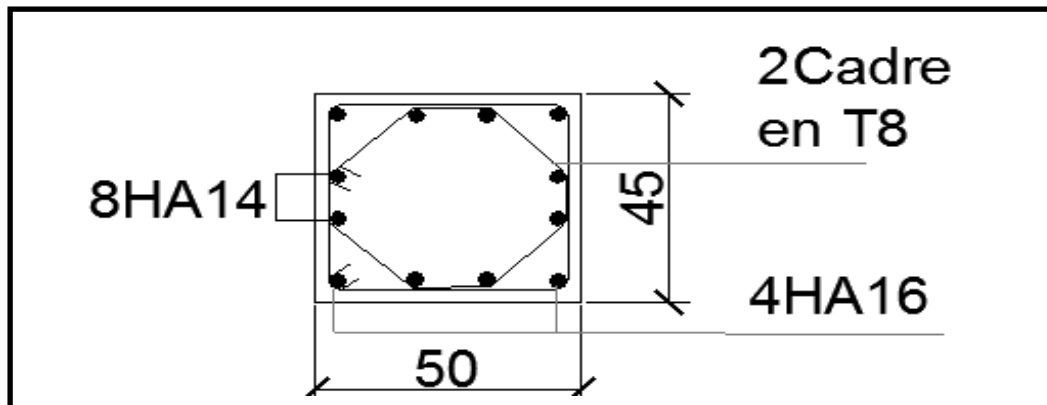


FIGURE VI.2: Ferrailage Poteau 50x45

➤ Poteaux (35×40) :

-Les armatures longitudinales : $4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14.19\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

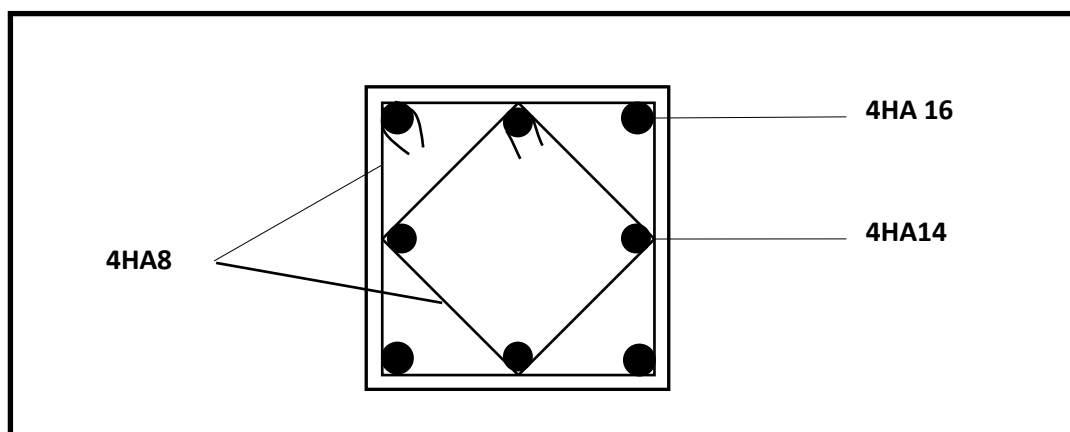


FIGURE VI.3 : Ferrailage Poteau 35x40

➤ **Poteaux (30×35) :**

-Les armatures longitudinales : $4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10.67 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

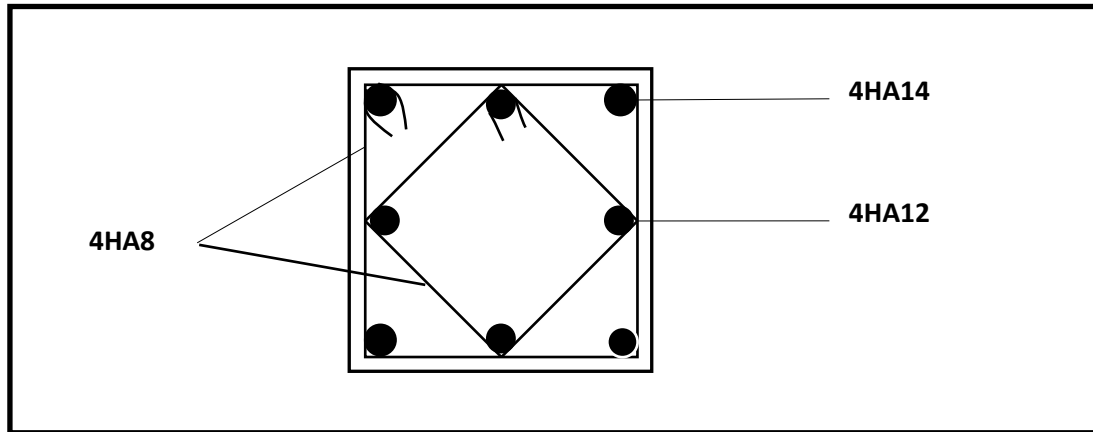


FIGURE VI.4 : Ferrailage Poteau 30x35

2. Ferrailage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel Etabs.

2.1- Recommandations et exigences du RPA :

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4 %** en zone courante;
 - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (25 × 35)	4,375	35	52,5
Poutre secondaire (20x30)	3,75	30	45

Tableau VI.11 : Section des armatures longitudinales.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone II;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (90°).

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right);$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

2.2- Calcul des armatures à l'ELU :

a. Ferrailage des poutres :

- **Poutre principale:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39.451 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,108 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.943$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{39.451 \times 10^2}{0,943 \times 32 \times 34.8} = 3.756 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{72.217 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 18,48} = 0,152 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,917$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{72.217 \times 10^2}{0,917 \times 32 \times 40} = 6.15 \text{ cm}^2$$

• **Poutre secondaires :**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{35.35 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14.2} = 0,164 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,910$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{35.35 \times 10^2}{0.910 \times 27 \times 34.8} = 4.13 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{38.826 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 18,48} = 0,144 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,922$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{38.826 \times 10^2}{0,922 \times 27 \times 40} = 3.89 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

• **Ferrailage des poutres principales (25×35) :**

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	39.451	0,108	SSA	0,943	3.756	3HA14(fil) + 3HA12(chap)	8.31
Aux appuis	72.217	0,152	SSA	0,917	6.15	3HA14 (fil) +3HA12(hap)	8.31

Tableau VI.12 : ferrailage des poutres principales

• **Ferrailage des poutres secondaires (20×30) :**

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	35.35	0.164	SSA	0.910	4.13	3HA12(fil) +3HA12 (chap)	6.78
Aux appuis	38.826	0.144	SSA	0.922	3.89	3HA12(fil) +3HA12 (chap)	6.78

Tableau VI.13 : ferrailage des poutres secondaires.

2.3- Vérifications à l'ELU:

a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

		A_{st}	A_{\min}	vérifications
Poutres principales	En travée	8.31	4,375	CV
	Aux appuis	8.31		CV
Poutres secondaires	En travée	6.78	3	CV
	Aux appuis	6.78		CV

Tableau VI.15 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

a) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t :

Calcul de S_t (cm)				$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [8,75;16.8]	$S_t = 10$	0,75	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t = 15$	1,125	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [7,5;14,4]	$S_t = 10$	0,75	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$ cm	$S_t = 15$	1,125	

Tableau VI.16: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

b. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU;}$$

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

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

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	D (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	T_{\max}	69.91	25	32	0.87	3,33	Condition vérifiée
Secondaires	T_{\max}	42.68	20	27	1.25	3,33	Condition vérifiée

Tableau VI.17: Vérification au cisaillement.

c. Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	D (cm)	f_{c28} (MPa)	\bar{T}_u (KN)	observation
Principales	T_{\max}	69.91	25	32	25	480	Condition vérifiée
Secondaires	T_{\max}	42.68	20	27	25	324	Condition vérifiée

Tableau VI.18: Influence de l'effort tranchant sur le béton

- Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \text{ Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si: $\left[T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 69.91 - \frac{72.217}{0.9 \times 0.32} = -180.843 < 0$

- Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 42.68 - \frac{38.826}{0.9 \times 0.27} = -117.09 < 0$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

d. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement **HA**

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

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{69.91 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 263,76} = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0.920 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22.608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{42.68 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 226.08} = 0.77 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

e. **Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :**

$$\text{Longueur de scellement : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \text{ avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_a = 16,93 \text{ cm}$

4. Vérifications à L'ELS :

a) **Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la **C.N.F** : $A_{st} \geq A_{min}$

$$\text{Avec : } A_{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{et : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

		A_{st}	A_{min}	Vérifications
Poutres principales	En travée	8.31	0,966	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.31	0,966	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	6.78	0,652	Condition vérifiée
	Aux appuis	6.78	0,652	Condition vérifiée

Tableau VI.19: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logicielle ETABS: $f < \bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,0005 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0005 \text{ cm} < \bar{f} = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

- Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,0002 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0002 \text{ cm} < \bar{f} = 0,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

c) Vérification des contraintes :

• Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \frac{K_1}{\beta_1} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

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

• **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Poutres		Moments (KN.m)		combinaison
Poutres principales	Travée	M_{st}	18.699	ELS
	Appuis	M_{sa}	-30.583	ELS
Poutres secondaires	Travée	M_{st}	18.699	ELS
	Appuis	M_{sa}	-30.583	ELS

Tableau VI.20: Moments à l'ELS.

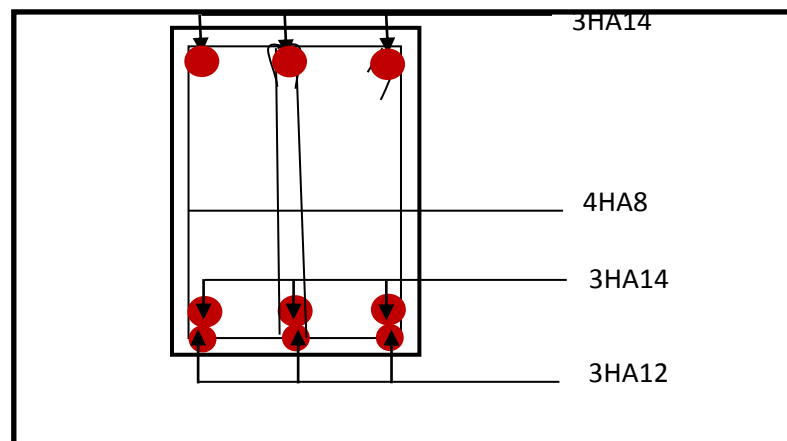
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres		Moment à l'ELS (KN.m)	ρ	β_1	K_1	A_{st} (cm ²)	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
P.P.	Travée	18.699	0.848	0,869	23.17	8.31	32	80.92	348	C.V.	4.28	15	C.V.
	Appuis	30.583	1	0,8995	20.84	8.31	32	127.85	348	C.V.	6.36	15	C.V.
P.S	Travée	18.699	1,25	0,8905	18.445	6,78	27	114.70	348	C.V.	6.21	15	C.V.
	Appuis	-30.583	1,25	0,8905	18.445	6,78	27	114.70	348	C.V.	6.21	15	C.V.

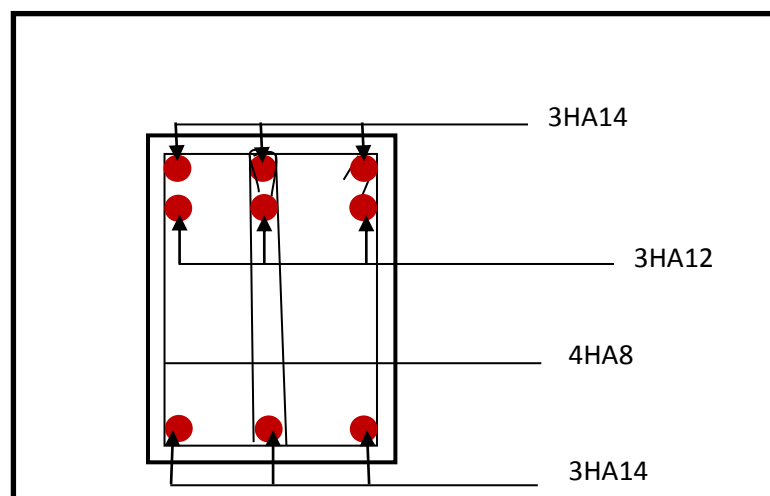
Tableau VI.21: Vérifications des contraintes à L'ELS.

Schéma de ferrailage des poutres :**➤ Poutres principales :****✓ En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

**FIGURE VI.5: Ferrailage en travée d'une poutre principale.****• Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

**FIGURE VI.6: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.**

➤ **Poutres secondaires :**✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA10
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

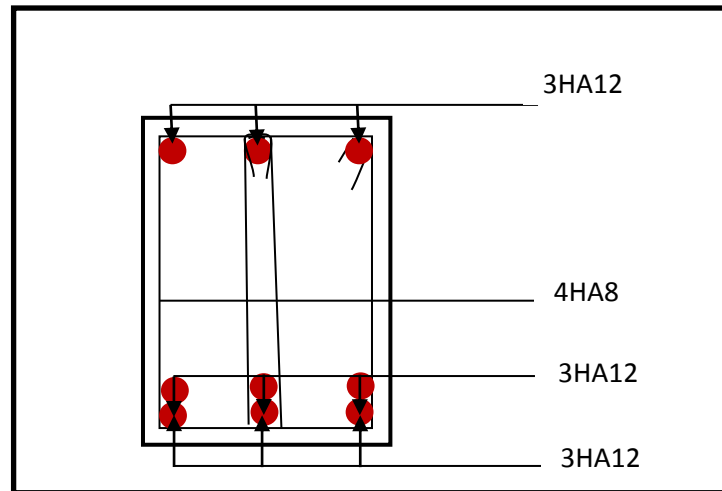


FIGURE VI.7 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ **Sur appuis:**

- Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA10
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

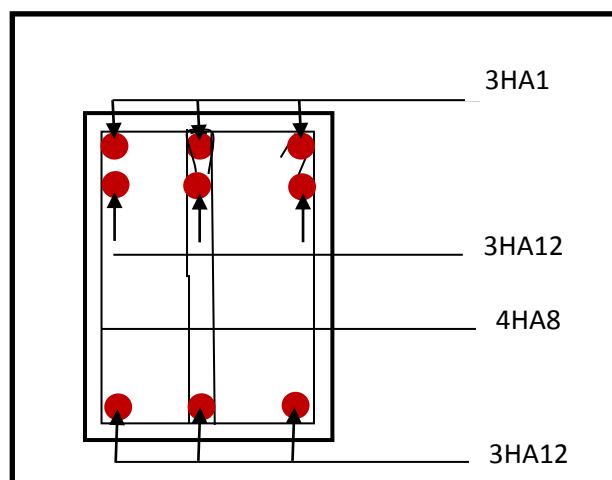


FIGURE VI.8 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

3. Ferrailage des voiles :

Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

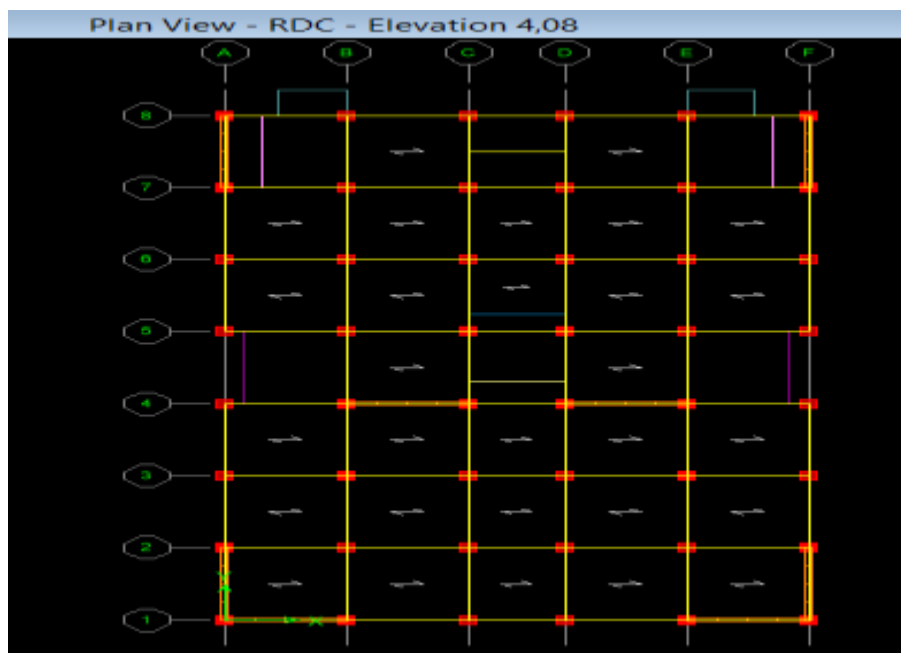
Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

- **Zone I** : RDC, 1^{er}, 2^{eme} étage
- **Zone II** : 3, 5^{ème} étage
- **Zone III** : 6, 7

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :



1. Exposé de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Section	Diagramme des contraintes		L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
---------	---------------------------	--	-----------------------	---------------------------

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

- h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

- L : longueur du voile.
- L_t : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

2. Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**):

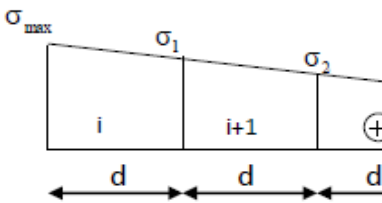
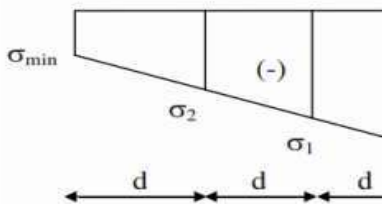
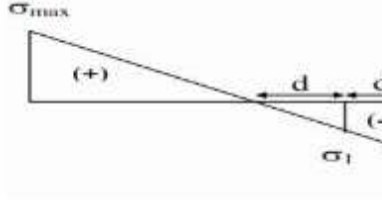
S.E.C			$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T			$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C			$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI.23 : Tableau des armatures verticales

Les efforts normaux dans les différentes section sont donnés en fonction des diagrammes

des contraintes obtenues :

2.4- Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau VI.22 : Tableau des efforts normaux

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

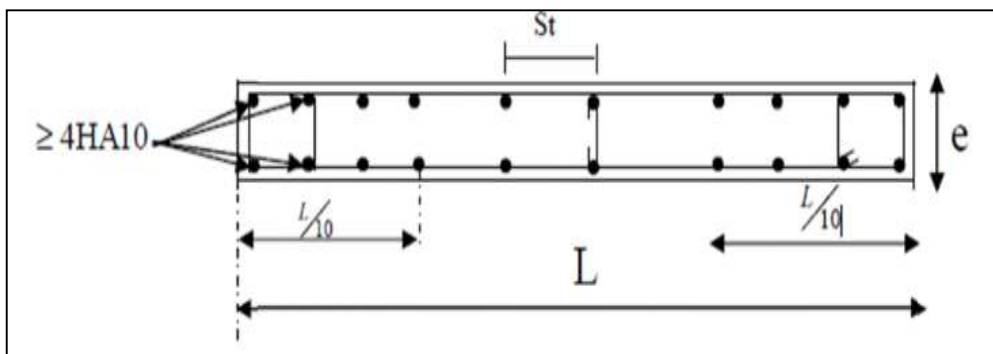


FIGURE VI.11: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

Armatures minimales:

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :**

- $A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

- $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$

Avec :

B : section du béton comprimée.

- **Traction simple(Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99):**

- $A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$

Avec :

B : section du béton tendue $B = d \times e$

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 (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$\blacksquare A_{\min} \geq 0.2\%B$$

b. Armatures horizontales :

• **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : Section des armatures verticales.

• **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

c. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
 - A_V et $A_H > 0,15\%B$Globalement dans la section du voile.
 - A_V et $A_H > 0,10\%B$en zone courante.

Avec :

B: section du béton.

• **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5 a \text{ Avec : } a=20\text{cm : épaisseur du voile.} \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{22,5 \text{ cm}, 30\text{cm}\} S_t \leq 22,5 \text{ cm}$$

• **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 150 = 15\text{mm.}$$

d. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

.

e. 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

2.5- Les vérifications:

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

5. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal $L = 4\text{m}$ sur la zone 1. (VT1)

a. Caractéristiques géométriques :

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
4	0,20	0,8	1.07

Tableau VI.24 : Caractéristiques géométriques

b. Sollicitations de calcul :

On calcule les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 6322.04 \text{KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -8590.93 \text{KN/m}^2$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{6322.04}{6322.04 + 8590.93} \times 4 = 1.69\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 4 - 1.69 = 2.31\text{m}$$

d. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{2.71}{2}; \frac{2}{3} \times 1.69\right) = \min(1.355; 1.1) = 1.12\text{m}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.35 = 2.71\text{m}$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{8590.93(2,31 - 1,12)}{2,31} = \mathbf{4425.63 \text{ KN/m}^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{8590.93 + 4425.63}{2} \times 1,12 \times 0,20 = \mathbf{1457.85 \text{ KN}}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4425.63}{2} \times 1,12 \times 0,20 = \mathbf{495.67 \text{ KN}}$$

e. Calcul des armatures verticales :

$$\mathbf{1^{ere} bande : A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1457.85}{400 \times 10^{-1}} = 36.44 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{2^{eme} bande : A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{495.67}{400 \times 10^{-1}} = 12.39 \text{ cm}^2}$$

f. Les armatures de coutures :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{1.4 V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{647.39 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{24.92 \text{ cm}^2}$$

g. Armatures minimales :

$$\begin{aligned} A_{\min} &\geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\% B \right) \\ &= \max \left(\frac{1,12 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 1,12 \times 0,20 \right) \end{aligned}$$

$$A_{\min} = \max (11.76 ; 4.48) = \mathbf{11.76 \text{ cm}^2}$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (36.44) + \left(\frac{24.92}{4}\right) = 42,67 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (12.39) + \left(\frac{24.92}{4}\right) = 18,62 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

Ferrailage adopté :

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 42,11 \text{ cm}^2$	$2 \times 11 \text{ HA}16 = 44,23 \text{ cm}^2$	$S_t = 10 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 20,98 \text{ cm}^2$	$2 \times 10 \text{ HA}12 = 22,62 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$

Tableau VI.25 : Ferrailage adopté.

h. Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{44,23}{4} = 11,06 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\% B = 0,0015 \times 20 \times 400 = 12$

On prend : $A_H = 12 \text{ cm}^2$.

Soit : $2 \times 5 \text{ HA}12 = 11,3 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m de hauteur ; avec } S_H = 20 \text{ cm}.$

i. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

j. Les vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, \quad 30 \text{ cm}\} = 22,5 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm et } 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

$S_h = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

♦ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{320,61 \times 10^3}{0,59 \times 10^6 + 15 \times 65,78 \times 10^2} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 1082,15 \times 10^3}{150 \times 0,9 \times 3060} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1082,15 \times 10^3}{150 \times 0,9 \times 3060} = 2,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Ferrailages des voiles :

Voiles longitudinaux VL1					
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,3	3,3	3,3	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,660	0,660	0,660	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		7225,02	3739,33	1947,27
	σ_{\min} [KN/m ²]		-5864,82	-2860,05	-927,67
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		351,81	120,56	90,47
	Lc(m)		1,821	1,870	2,235
	Lt(m)		1,479	1,430	1,065
	d1(m)		0,739	0,715	0,532
	d2 (m)		0,739	0,715	0,532
	σ_1 [KN/m ²]		-2932,410	-1430,025	-463,835
	N (kN)	N ₁	650,355	306,775	74,086
		N ₂	216,785	102,258	24,695
	A _v (cm ²)	A _{v1}	18,69	8,82	2,13
		A _{v2}	6,23	2,94	0,71
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	7,76	7,51	5,59
		A _{min2}	7,76	7,51	5,59
	A _{vj} (cm ²)		13,54	4,64	3,48
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	22,07	9,98	6,46
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11,15	8,67	6,46
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande 1	24,62	10,18	9,05
		Bande 2	12,31	9,05	9,05
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*8HA14	9HA12	8HA12
		Bande 2	8HA14	8HA12	8HA12
	S _t (cm)	Bande 1	10 cm	10cm	10cm
		Bande 2	10 cm	10 cm	10 cm
	L _s (cm)		56	48	48
	A _H (cm ²)		9,05	5,00	4,62
	A _{Hadopté} /ml (cm ²)		10,18	5,65	5,65
	Choix des barres/ml (cm ²)		9HA12	5HA12	5HA12
	S _t (cm)		11cm	20cm	20cm
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	$\tau_{u \max}=3,26$ (MPa)	0,639	0,219	0,164
		$\tau_{b \max}=5$ (MPa)	0,894	0,306	0,230
	ELS	N _s (kN)	696,74	471	232,75
		$\sigma_{b \max}=15$ (MPa)	1,84	0,68	0,34

Voiles transversaux(VT1)					
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)		4	4	4
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,800	0,800	0,800
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		8590,93	4850,16	5122,17
	σ_{\min} [KN/m ²]		-6332,64	-3269,61	-4185,97
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		351,81	120,56	90,47
	Lc(m)		2,303	2,389	2,201
	Lt(m)		1,697	1,611	1,799
	d1(m)		0,849	0,805	0,899
	d2 (m)		0,849	0,805	0,899
	σ_1 [KN/m ²]		-3166,320	-1634,805	-2092,985
	N (kN)	N ₁	806,154	394,975	564,743
		N ₂	268,718	131,658	188,248
	A _v (cm ²)	A _{v1}	23,17	11,35	16,23
		A _{v2}	7,72	3,78	5,41
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	8,91	8,46	9,44
		A _{min2}	8,91	8,46	9,44
	A _{vj} (cm ²)		13,54	4,64	3,48
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	26,55	12,51	17,10
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	12,30	9,62	10,31
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande 1	27,85	13,56	18,1
		Bande 2	13,56	10,18	13,56
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*9HA14	2*6HA12	2*8HA12
		Bande 2	2*6HA12	9HA12	2*6HA12
	St (cm)	Bande 1	10 cm	15 cm	12 cm
		Bande 2	15 cm	10 cm	15cm
	Ls(cm)		48	48	48
	A _H (cm ²)		11,06	6,92	7,69
	A _{Hadopté/ml} (cm ²)		11,31	7,92	7,92
	Choix des barres/ml (cm ²)		10HA12	7HA12	7HA12
	St (cm)		10cm	15cm	15cm
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²
	contrainte	$\tau_{u \max}=3,26$ (MPa)	0,639	0,219	0,164
		$\tau_{b \max}=5$ (MPa)	0,894	0,306	0,230
	ELS	N _s (kN)	696,74	471	184,11
		$\sigma_{b \max}=15$ MPa)	1,84	0,56	0,22

INTRODUCTION

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a. Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

1. a. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer, ...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau, ...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences, ...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

1.b. Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés.

Les fondations superficielles :

1. Fondations assises sur des remblais non stabilisés
2. Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
3. Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
4. Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
5. Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
6. Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,...)
7. Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
8. Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

Les fondations profondes :

1. L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.

2. Erreurs lors de l'exécution.
3. Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

1.c. Conclusion :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

Pour notre structure le choix du type de fondation se portera entre les semelles filantes et le radier, ce dernier type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance ou lorsque la somme des surfaces des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage, à fin de faciliter les travaux.

1 - Dimensionnement :

a) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s^{\max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux de RDC

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

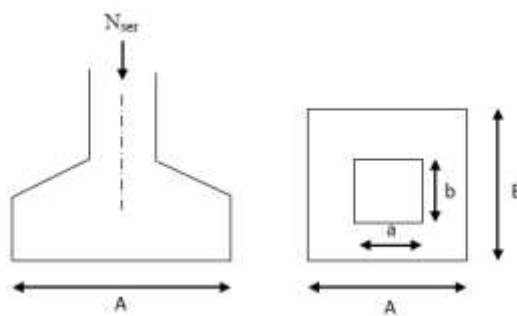


Figure VII.1 semelle isolé

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \quad \Rightarrow \quad \frac{50}{45} = 1.1$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \times K}}$$

$$\text{Et } A \geq \sqrt{\frac{N_{ser} \times K}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

N_{ser} : l'effortmax à la base des poteaux

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

- Dans notre cas :

$$N_{ser} = 1045.55 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1045.55}{200 \times 1.1}} = 2.18 \text{ m}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{1045.55 \times 1.1}{200}} = 2.39 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

1 . Dimensionnement :

✓ Semelles filantes sous voiles et sous poteaux :

1.1- Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

➤ **Surfaces des semelles filantes sous voiles :**

Voiles	N_s	L(m)	B(m)	$S=B \times L \text{ (m}^2\text{)}$
VT	968.36	4	1.21	4.84
VT	993.46	4	1.24	4.96
VT	993.11	4	1.24	4.96
VT	964.86	4	1.206	4.82
				19.58

Tableau VIII.1 : Semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	N_s	L(m)	B(m)	$S= B \times L \text{ (m}^2\text{)}$
VL	766.66	3.30	1.2	3.96
VL	696.74	3.30	1.05	3.465
VL	766.66	3.30	1.2	3.96
VL	514.76	3.30	0.80	2.64
				14.02

Tableau VIII.2 : Semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$S_v = \sum S_i = 33.6 \text{ m}^2$ Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

1.2- Semelles filantes sous poteaux :

- **Hypothèse de calcul**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etapas de calcul**

1- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$

3- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \implies$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \implies$ Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right), \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Avec :


L : distance entre nus des poteaux.

Poteaux	N ser	Mi	ei(m)	Nser× ei
1	555.08	1.337	14	7771.12
2	845.72	2.913	10	8457.2
3	1020.88	0.340	6	6125.28
4	998.55	-2.529	2	1997.1
5	714.60	8.311	-2	-1429.2
6	1001.36	0.375	-6	-6008.16
7	862.41	0.572	-10	-8624.1
8	369.14	-5.547	-14	-5167.96
Somme	6367.74	5.772	/	3121.28

Tableau VIII.3 : Résultante des charges sous poteaux.

• **Exemple de calcul :**

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 6367.74 \text{ kN}$

 Distribution de la réaction par mètre linéaire :


$$e = \frac{3121.28 + 5.772}{6367.74} = 0.49 \text{ m}$$

$$e = 0.49 \leq \frac{28}{6} = 4.66 \text{ m} \implies \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{6367.74}{28} \left(1 + \frac{6 \times 0.49}{28} \right) = 251.298 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{6367.74}{28} \left(1 - \frac{6 \times 0.49}{28} \right) = 203.540 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{6367.74}{28} \left(1 + \frac{3 \times 0.49}{28} \right) = 239.358 \text{ kN/ml}$$

 Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{239.358}{200} = 1.19 \text{ m}$$

On prend : $B = 1.20 \text{ m}$.

On aura donc, $S_p = 1.20 \times 28 = 33.6 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S_p \times n + S_v$

$$S_t = 28 \times 1.2 \times 6 + 33.6 = 235.2 \text{ m}^2$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{235.2}{442.4} = 0.53 \implies 53\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 53% de la surface du bâtiment.

- **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, en ajoutant la surface du radier on obtient une surface largement supérieure à 50%, pour cela nous opterons pour un radier général.

2. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

- Caractéristiques du radier :

- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Convenir mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

2.1 Pré-dimensionnement du radier :

A. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

B. Selon la condition forfaitaire :

C. Sous voiles :

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{l_{max}}{5} \quad \text{Avec : } l_{max} = 400\text{cm}$$

$$\frac{400}{8} = 50 \leq h_r \leq \frac{400}{5} = 80 \longrightarrow h_r = 70\text{cm.}$$

h_r : Hauteur du radier

l_{max} : Distance entre deux voiles successifs

- **Sous poteaux :**

- **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20cm ; \text{ On prend } h_d = 40 \text{ cm}$$

- **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10} = 400/10 = 40cm \longrightarrow h_n = 50cm$$

➤ **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \longrightarrow h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface $k=40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

L_{max} : Distance maximal entre deux nervures successives. ($L_{max} = 4$ m).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0.77m$$

On prend: **$h = 100\text{cm}$**

- Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend : $b_n = 55 \text{ cm}$

Hauteur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq \text{hauteur}_{dalle \text{ flottante}} \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{400}{50} = 8 \leq h_{df} \leq \frac{400}{40} = 10 \text{ , On opte pour une hauteur de } 9\text{cm}$$

Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_n = 100\text{cm} \Leftrightarrow \text{Hauteur de la nervure}$$

$$h_d = 40 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{Hauteur dalle}$$

$$b_n = 55 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{Largeur de la nervure}$$

$$H_{df}=9\text{cm} \Leftrightarrow \text{hauteur de la dalle flottante}$$

2.1- Détermination des efforts :

$$G = 33543.36 \text{ KN}$$

$$Q = 6264.26 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } N_u = 1,35G + 1,5Q = 54679.93 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 39807.62 \text{ KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{E L U: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{sol}} = \frac{54679.93}{1,33 \times 200} = 205.56 \text{ m}^2$$

$$\text{E L S: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{39807.62}{200} = 199.04 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 442.4 \text{ m}^2 > \text{Max} (S1; S2) = 205.56\text{m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{déb} = 50 \text{ cm}$.

La surface de débord :

$$S_{déb} = L_{déb} \times 2(L_x + L_y) = 0.5 \times 2 \times 43.8 = 43.8 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 442.4 + 43.8 = 486.2 \text{ m}^2$$

2.2 Détermination des efforts à la base du radier :

- **Charges permanentes :**

- Poids du radier :

$P_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{Poids de T.V.O} + \text{poids de la dalle flottante.}$

Poids de la dalle : $P_{dalle} = S_{radier} \times h_{da} \times \rho_b$

$$P_{dalle} = (486.2 \times 0.4) \times 25 = 4862 \text{ KN}$$

$$P_{dalle} = 4862 \text{ KN}$$

Poids de la nervure : $P_n = b \times (h_n - h_d) \times \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$

$$P_n = [(0.55 \times (1 - 0.40)) \times 318.8 \times 25 = 2630.1 \text{ KN}$$

$$P_n = 2630.1 \text{ KN.}$$

Poids de T.V.O: $P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_{TVO}$

Avec : $S_{nerv} = b_n(L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0.55 \times 318.8 = 175.34 m^2$

$$P_{T.V.O} = [(205.56 - 175.34) \times (1 - 0.4)] \times 20 = 362.64 \text{ KN.}$$

$$P_{T.V.O} = 362.64 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante libre : $P_{df} = S_{rad} \cdot e_p \cdot \rho_b$

$$P_{df} = 362.64 \times 0.09 \times 25 = 815.94 \text{ KN. (ep=9cm).}$$

$$P_{df} = 815.94 \text{ KN.}$$

Poids totale du radier:

$$G_{rad} = 4862 + 2630.1 + 362.64 + 815.94 = 8670.68 \text{ KN.}$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 8670.68 + 33543.36 = 42214.04 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 6264.26 + (2.5 \times 486.2) = 6993.56 \text{ KN}$$

- **Combinaison d'action :**

$$N_u = 1.35 \times 42214.04 + 1.5 \times 6993.56 = 67479.3 \text{ KN}$$

$$N_s = 42214.04 + 6993.56 = 49207.6 \text{ KN}$$

3 Vérifications :

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{67479.3 \times 1}{486.2} \times \frac{4}{2} = 277.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{277.57 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la stabilité du radier :**

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8.4 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 14.5 \text{ m}$$

Avec :

S_i : aire du panneau considéré

X_i, Y_i : centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 34144.6 \text{ m}^4 ; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 11458.94 \text{ m}^4$$

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.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Tel que V: distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

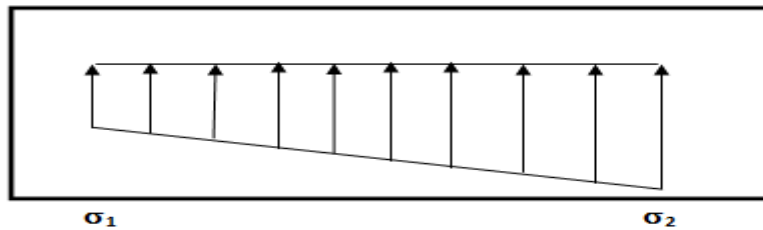


FIGURE VIII.2 : Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal : $N_u = 67479.3 \text{ KN}$; $N_s = 49207.6 \text{ KN}$

Calcul des moments : $M = M_0 + T_0 \times h$

$$M_x = 43698.933 + (2567.90 \times 1) = 46266.83 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 44696.763 + (2604.23 \times 1) = 47300 \text{ kN.m}$$

➤ Sens longitudinal :

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{67479.3}{486.2} + \frac{46266.83}{34144.6} \times 8.4 = 150.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{67479.3}{486.2} - \frac{46266.83}{34144.6} \times 8.4 = 127.4 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 150.17 + 127.4}{4} = 144.47 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

$$1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{49207.6}{486.2} + \frac{46266.83}{34144.6} \times 8.4 = 112.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{49207.6}{486.2} - \frac{46266.83}{34144.6} \times 8.4 = 89.82 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 112.59 + 89.82}{4} = 106.9 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

➤ Sens transversal :**A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{67479.3}{486.2} + \frac{47300}{11458.94} \times 14.5 = 198.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{67479.3}{486.2} - \frac{47300}{11458.94} \times 14.5 = 78.93 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 198.64 + 78.93}{4} = 168.71 \text{ KN/m}^2 ; 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{49207.6}{486.2} + \frac{47300}{11458.94} \times 14.5 = 161.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{49207.6}{486.2} - \frac{47300}{11458.94} \times 14.5 = 41.35 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 161.06 + 41.35}{4} = 131.13 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

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

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

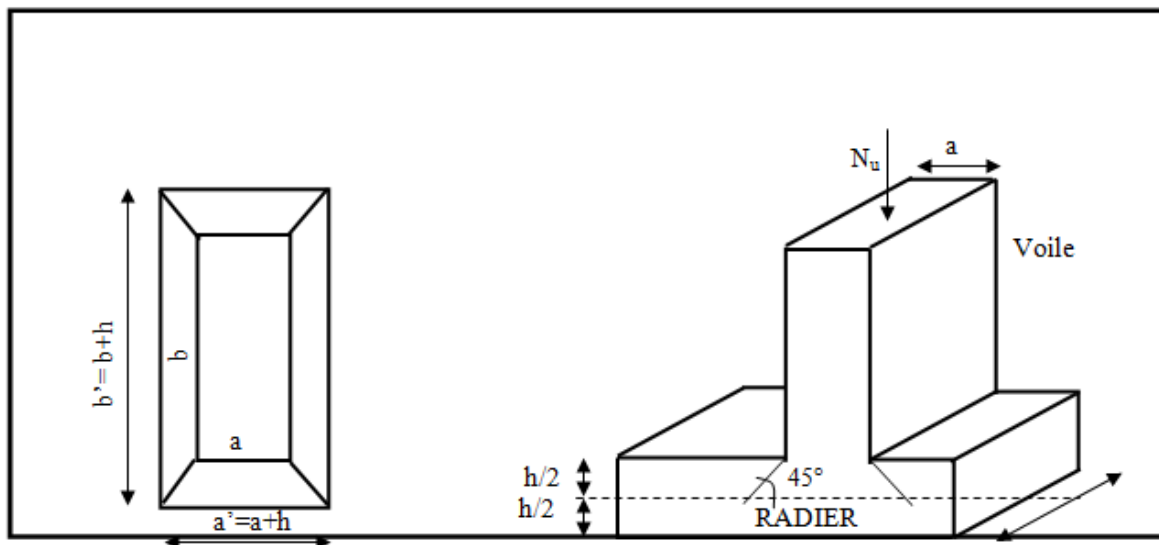


FIGURE VIII.3: Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 = (0.45+0.50+2 \times 1) \times 2 = 5.9 \text{ m}$$

$$N_u = 1404 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 5.9 \times 1.00 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4425 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 = (0,20+1+2 \times 1) \times 2 = 6,4\text{m}$$

$$N_u = 1319.44\text{KN} < \frac{0,045 \times 6,4 \times 1,00 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4800\text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3. Ferrailage du radier :

3.1- Ferrailage de la dalle

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91

❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

1^{er}Cas: Si $\alpha < 0,4 \quad \Rightarrow \quad$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme}Cas : Si $0,4 < \alpha \leq 1 \quad \Rightarrow \quad$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

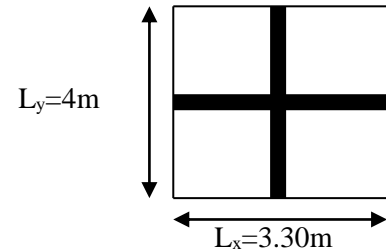
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec } (L_x < L_y).$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3.30 \text{ m} ; L_y = 4.00 \text{ m}$$



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.3}{4} = 0.825$$

$0,4 < \rho \leq 1 \implies$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (168.71 - \frac{8670.68 \times 1.35}{486.2}) \times 1 \text{ m} = 144.63 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (131.13 - \frac{8670.68}{486.2}) \times 1 \text{ m} = 113.3 \text{ kN/ml}$$

❖ Calcul à l'ELU :

➤ Evaluation des moments M_x, M_y

$$\implies \begin{cases} \mu_x = 0,0536 \\ \rho = 0,825 \mu_y = 0,64 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0536 \times 144.63 \times 3,30^2 = 84.42 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,64 \times 84.42 = 54.029 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Remarque

✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel.

Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastrements de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

a) Ferrailage dans le sens x-x :

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 84,42 \times 0,5 = \mathbf{42.21kN.m}$.

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 84,42 \times 0,75 = \mathbf{63.31kN.m}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{42.21 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392SSA$$

⇒ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,022 \beta_u = 0,989$$

$$A_{app} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{42.21 \times 10^3}{0,989 \times 37 \times 348} = 3.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{app} = 3.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65\text{cm}^2/\text{ml}$

Avec : **St = 20cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{63.31 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,032 < 0,392 \text{SSA}$$

⇒ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,032 \beta_u = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{63.31 \times 10^3}{0,984 \times 37 \times 348} = 4.99 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 4.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : **St = 20 cm**

b) Ferrailage dans le sens y-y :

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-y} = 54.029 \times 0,5 = \mathbf{27.015 \text{kN.m.}}$

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-y} = 54.029 \times 0,75 = \mathbf{40.52 \text{kN.m}}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27.015 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,014 < 0,392 \text{SSA}$$

⇒ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,014 \beta_u = 0,993$$

$$A_{app} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{27.015 \times 10^3}{0,993 \times 37 \times 348} = 2.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{app} = 2.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : **St = 20cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{42.52 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392 \text{ SSA}$$

⇒ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,022 \beta_u = 0,989$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{42.52 \times 10^3}{0,989 \times 37 \times 348} = 3,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 3,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}12\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : **St = 20cm**

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

c) **Vérification à l'E.L.U :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

- **Dans le sens xx :**

$$\text{Avec : } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

		A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
x-x	ELU	5,65	4,47	Condition Vérifiée
		5,65		Condition Vérifiée
y-y	ELU	5,65	4,47	Condition Vérifiée
		5,65		Condition Vérifiée

Tableau VIII.4 : vérification de la section minimale

- **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

d) **Calcul et vérification à l'E.L.S :**

➤ **Evaluation des moments M_x et M_y**

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0605 \\ \rho = 0,825\mu_y = 0,73 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0605 \times 113,3 \times 3,30^2 = 74,64\text{kN.m} \\ M_y = 0,73 \times 74,64 = 54,48\text{kN.m} \end{cases}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 74,64 \times 0,5 = 37,32\text{kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 74,64 \times 0,75 = 55,98\text{kN.m.}$

Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 54,48 \times 0,5 = 27,24\text{kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 54,48 \times 0,75 = 40,86\text{kN.m}$

➤ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Sens x-x :

- Aux appuis : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 37} = 0,152 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0,936 \\ K_1 = 63,12 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{37,32 \times 10^3}{0,936 \times 37 \times 5,65} = 190,72 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 3,02 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 37} = 0,152 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0,936 \\ K_1 = 63,12 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{55,98 \times 10^3}{0,936 \times 37 \times 5,65} = 286,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 4,53 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

- Aux appuis : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d}, \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 37} = 0,152 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,936 \\ K_1 = 63,12 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{27.24 \times 10^3}{0,936 \times 37 \times 5,65} = 139.21 \text{ MPa} < \sigma_s = \overline{400} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 2.20 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées : $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d}, \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 37} = 0,152 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,936 \\ K_1 = 63,12 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{40.86 \times 10^3}{0,936 \times 37 \times 5,65} = 208.82 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{ST}}{k_1} = 1.07 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.2- Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

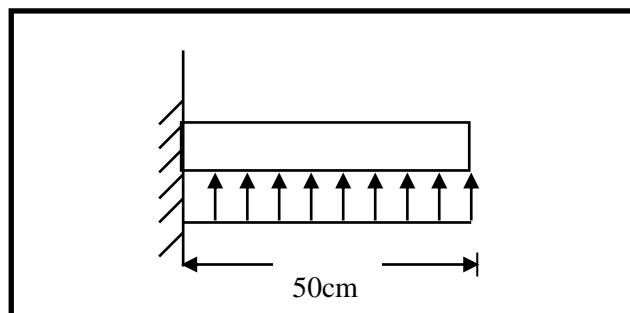


Figure VIII.4 : Schéma statique du débord

a) Sollicitations de calcul :

- **A l'ELU :**

$$q_u = 144.63 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{144.63 \times 0.50^2}{2} = -18.08 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = 113.3 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{113.3 \times 0.50^2}{2} = -14.16 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures :

- **Armatures principales :**

$$B=1\text{m} ; d=37 \text{ cm} ; f_{bc}= 14,2\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.08 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,009 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,009 \rightarrow \beta_u = 0,9955$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{18.08 \times 10^6}{0,995 \times 370 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

c) Vérification à l'ELU:

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

- **Armatures de répartition :**

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

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

d) Vérification à l'ELS :

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 37} = 0,122$$

$$\rho_1 = 0,122 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,942 ; K_1 = 71,21$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,014$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14,16 \times 10^6}{0,942 \times 370 \times 4,52 \times 10^2} = 89,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,014 \times 89,88 = 1,25 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{st} = 89,88 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

3.3- Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

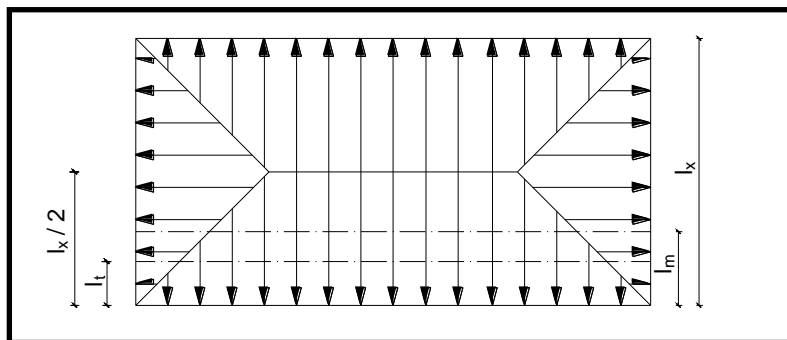
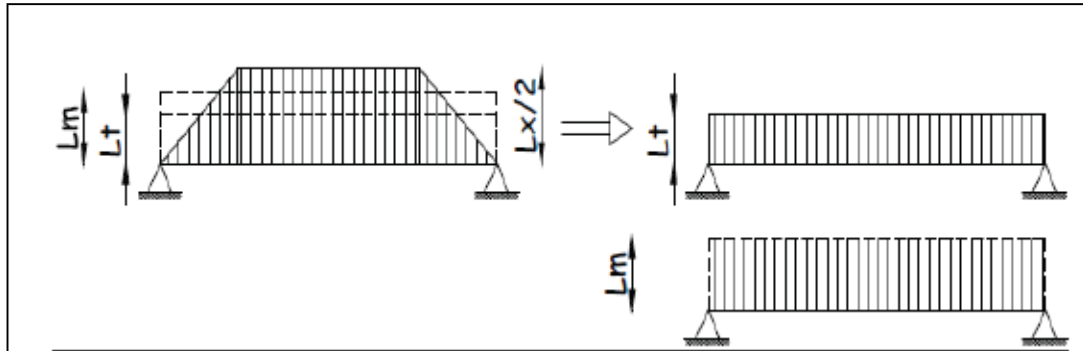


Figure VIII.5 : Répartition trapézoïdale

Le Chargement simplifié**Figure VIII.6 : Présentation du chargement simplifié****b) Détermination des charges :**• **ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_u = \left(168.71 - \frac{8670.68 \times 1.35}{486.2} - \frac{2630.1 \times 1.35}{175.34} \right) = 164.88 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS :**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{rad}} \right)$$

$$\Rightarrow q_s = \left(131.13 - \frac{8670.68}{486.2} - \frac{2630.1}{175.34} \right) = 98.29 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- **Sens longitudinal** : Nervure (file 4)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	l_x	l_y	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A-B	1	3.30	4	0.825	trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	210.32	420.64	125.37	250.74	179.45	358.9	106.97	213.94
	2	3.30	4	0.825	trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	210.32		125.37		179.45		106.97	
B-C	1	3.30	4	0.825	trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	210.32	420.64	125.37	250.74	179.45	358.9	106.97	213.94
	2	3.30	4	0.825	trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	21.032		125.37		179.45		106.97	
C-D	1	2.60	4	0.65	trapézoïdale	1.1169	1.0253	164.88	98.29	181.15	362.3	109.78	219.56	169.05	338.1	100.77	201.54
	2	2.60	4	0.65	trapézoïdale	1.1169	1.0253	164.88	98.29	181.15		109.78		169.05		100.77	
D-E	1	3.30	4	0.825	trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	210.32	420.64	125.37	250.74	179.45	358.9	106.97	213.94
	2	3.30	4	0.825	trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	210.32		125.37		179.45		106.97	
E-F	1	3.30	4	0.825	Trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	210.32	420.64	125.37	250.74	179.45	358.9	106.97	213.94
	2	3.30	4	0.825	Trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	210.32		125.37		179.45		106.97	

Tableau VIII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversal :Nervure (fileD)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	l_x	l_y	ρ	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
1-2	1	2,60	4	0.65	trapézoïdale	1.1169	1.0253	164.88	98.29	181.15	394.47	109.78	235.15	169.05	348.51	100.77	207.74
	2	3.30	4	0.825	trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	210.32		125.37		179.45		106.97	
2-3	1	2,60	4	0.65	trapézoïdale	1.1169	1.0253	164.88	98.29	181.15	394.47	109.78	235.15	169.05	348.51	100.77	207.74
	2	3.30	4	0.825	trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	210.32		125.37		179.45		106.97	
3-4	1	2.60	4	0.65	trapézoïdale	1.1169	1.0253	164.88	98.29	181.15	394.47	109.78	235.15	169.05	348.51	100.77	207.74
	2	3,30	4	0825	trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	210.32		125.37		179.45		106.97	
4-5	1	2,60	4	0.65	trapézoïdale	1.1169	1.0253	164.88	98.29	184.15	394.47	109.78	235.15	169.05	348.51	100.77	207.74
	2	3.30	4	0.825	trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	210.32		125.37		179.45		106.97	
5-6	1	2,60	4	0.65	trapézoïdale	11169	1.0253	164.88	98.29	184.15	394.47	109.78	235.15	169.05	348.51	100.77	207.74
	2	3.30	4	0.825	trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	210.32		125.37		179.45		106.97	
6-7	1	2.60	4	0.65	trapézoïdale	1.1169	1.0253	164.88	98.29	184.15	394.47	109.78	235.15	169.05	348.51	100.77	207.74
	2	3.30	4	0.825	trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	210.32		125.37		179.45		106.97	
7-8	1	2.60	4	0.65	trapézoïdale	1.1169	1.0253	164.88	98.29	184.15	394.47	109.78	235.15	169.05	348.51	100.77	207.74
	2	3.30	4	0.825	trapézoïdale	1.2756	1.0884	164.88	98.29	210.32		125.37		179.45		106.97	

Tableau VIII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

Sens transversal :

- Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

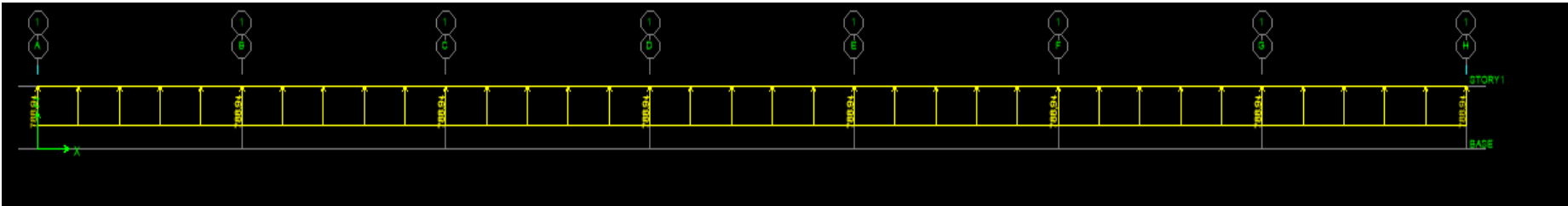


Figure VIII.8 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

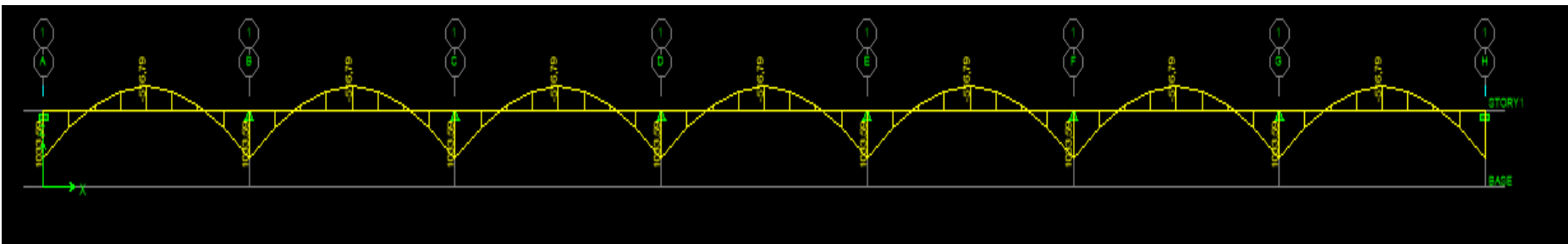


Figure VIII.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

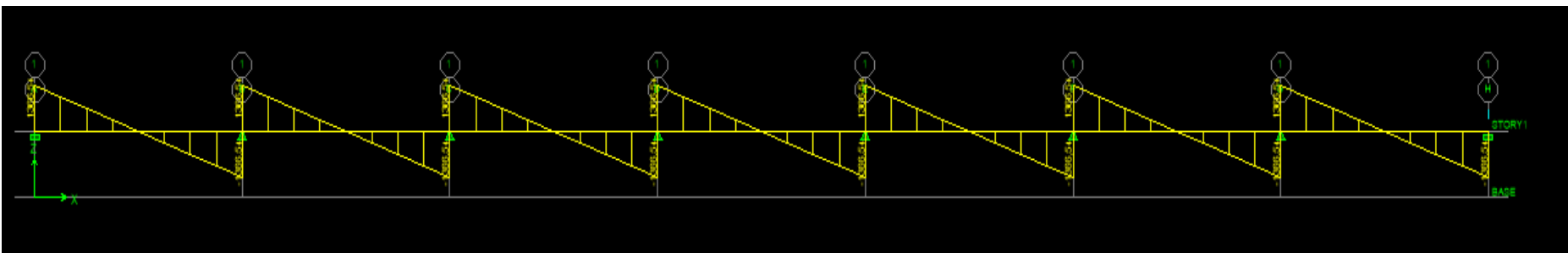


Figure VIII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

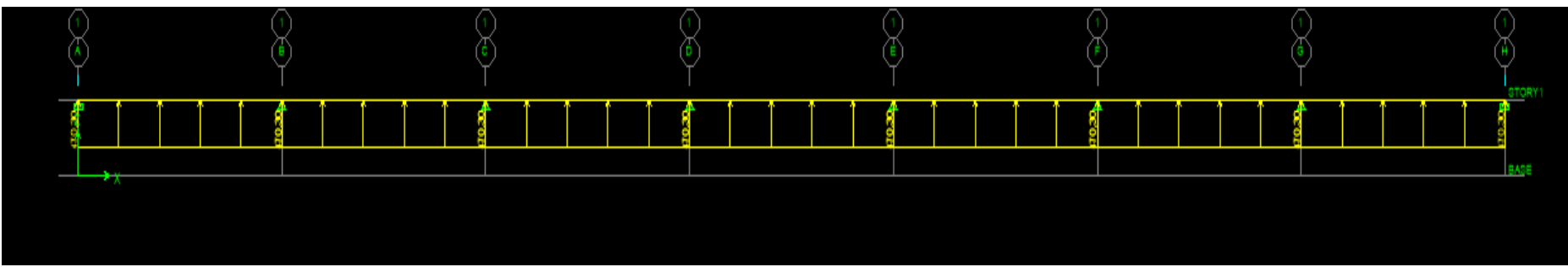


Figure VIII.11 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

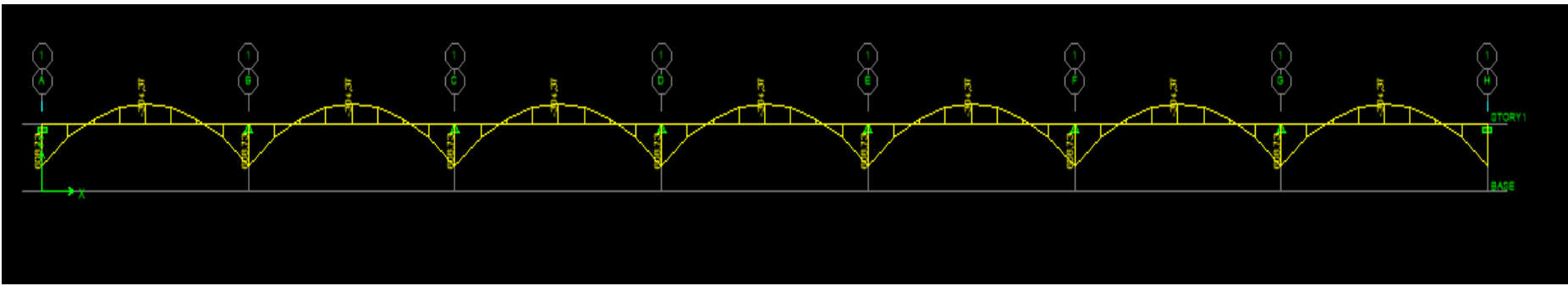


Figure VIII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

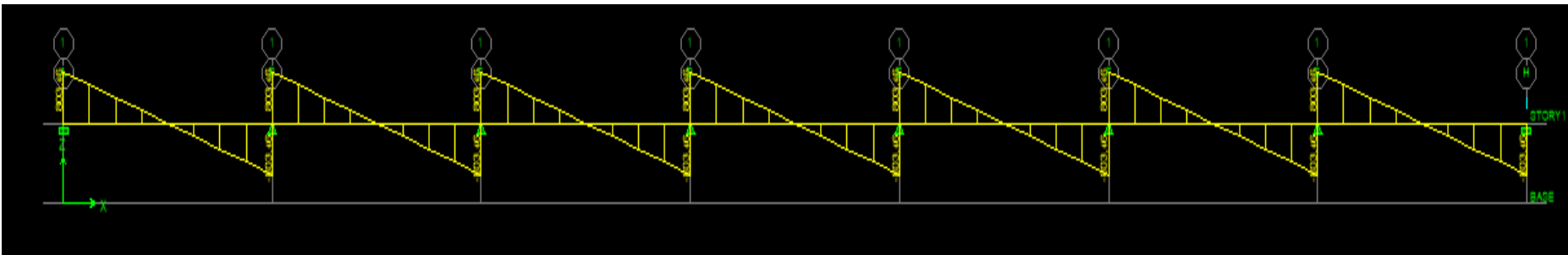


Figure VIII.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Sens longitudinal :

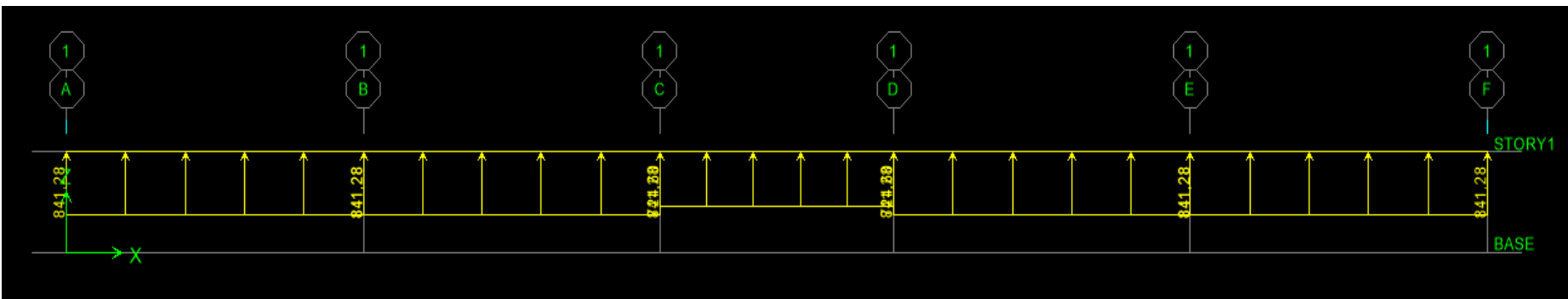


Figure VIII.14 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

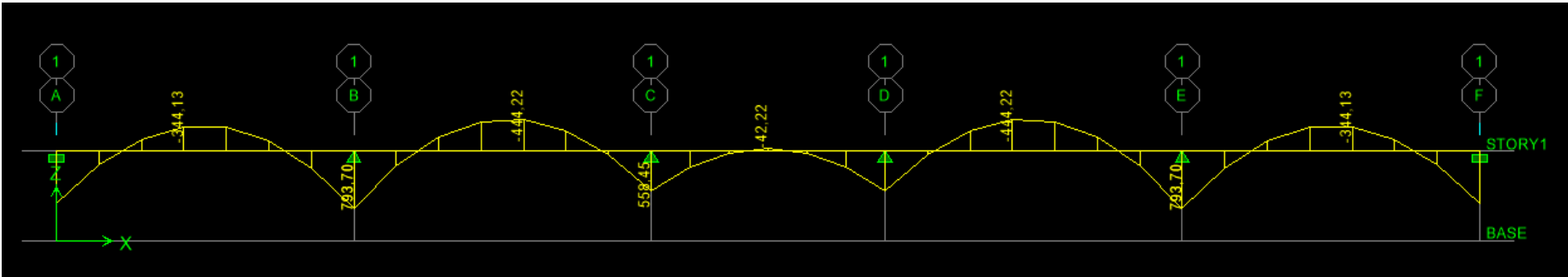


Figure VIII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

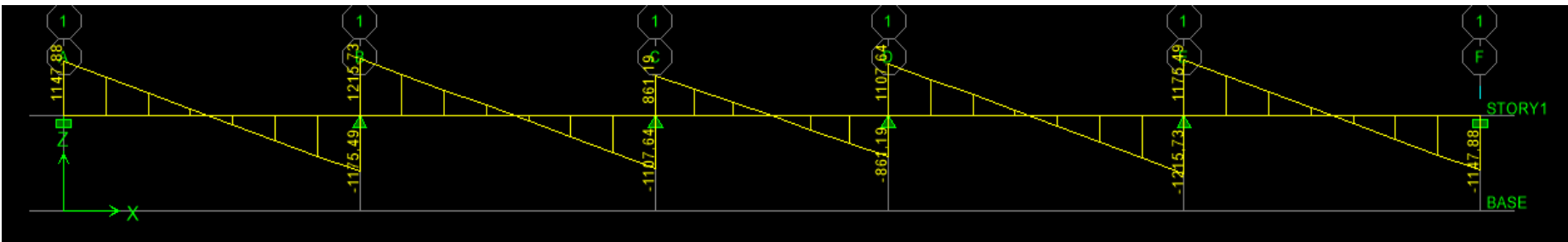


Figure VIII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

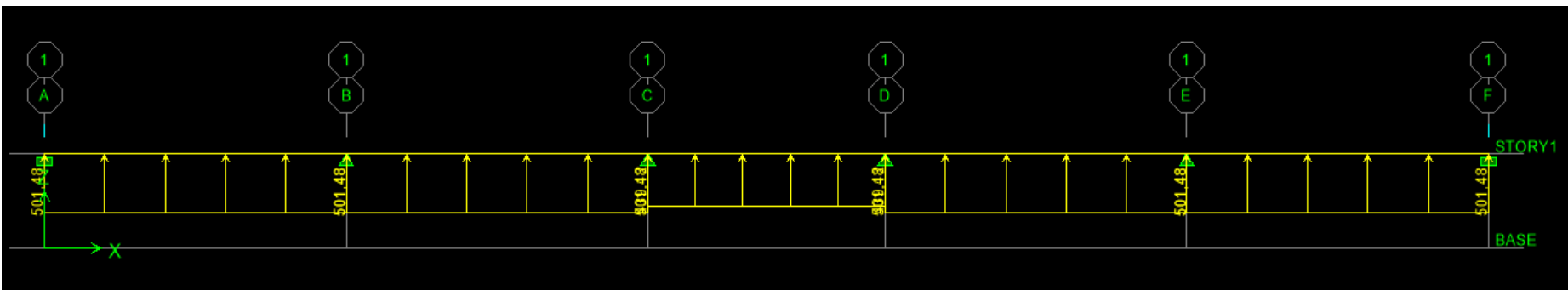


Figure VIII.17: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

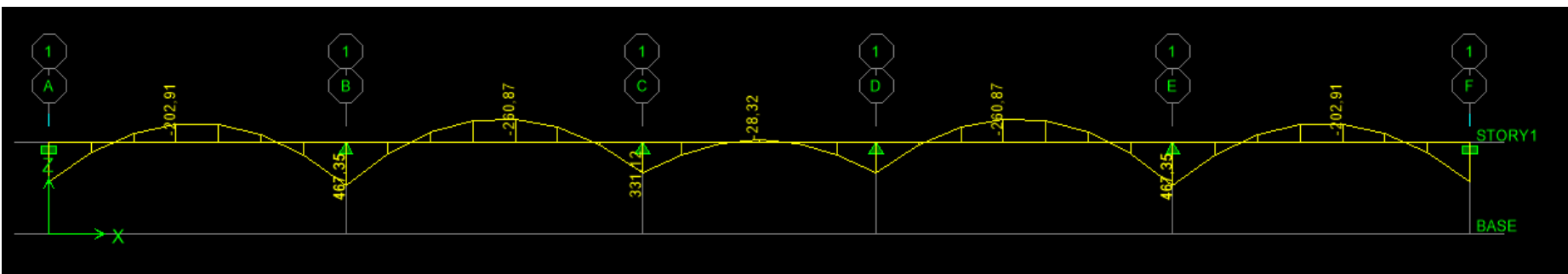


Figure VIII.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

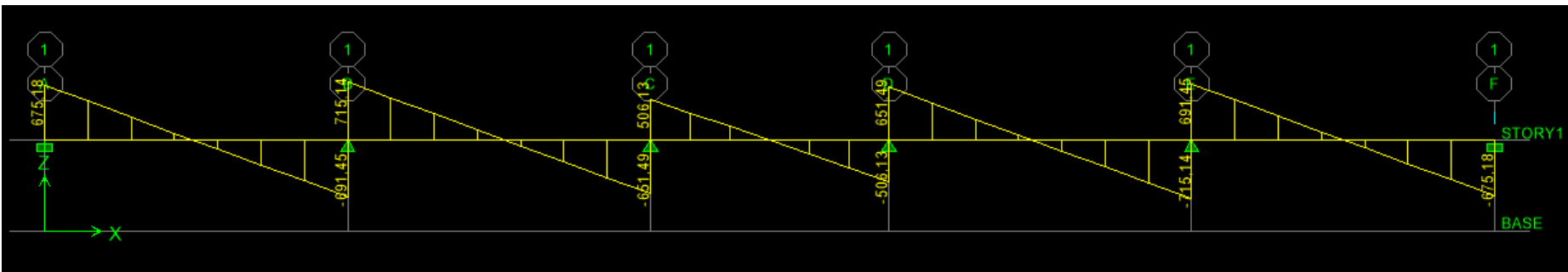


Figure VIII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

b) Ferrailage :**Tableau VIII.7 : Les efforts internes dans les nervures.**

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{\max} (KN.m)	793.70	420.12	1033.59	597.25
$M_{t\max}$ (KN.m)	444.22	260.87	516.79	275.12
T_{\max} (KN)	1215.49	715.14	1366.54	803.46

-Calcul des armatures :

✓ **Armatures longitudinales** : $b=55$ cm $d=97$ cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Secti on	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
xx	Appuis	793.70	0.108	0,943	SSA	24.93	5HA20 filante + 5HA16(chap = 25.75
	Travée	444.22	0.060	0,969	SSA	13.58	5HA20=15.70
yy	Appuis	1033.59	0.140	0,924	SSA	33.13	5HA20 filante+10HA16(chap)=35.80
	travée	516.79	0.070	0,964	SSA	15.30	5HA20=15.70

Tableau VIII.8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

✓ **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 24 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 24 \times 55 = 3.96 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t=4HA8=2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

✓ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$

- Vérification à l'ELU:

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 55 \times 97 \times \frac{2,1}{400} = 6,44 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 25.75 > A_{\min} = 6,44 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 15.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,44 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens longitudinal : } T_u^{\max} = 1215.49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1215.49 \cdot 10^3}{550 \times 970} = 2.2 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens transversal : } T_u^{\max} = 1366.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1366.54 \cdot 10^3}{550 \times 970} = 2.5 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à l'ELS :

-Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

-Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110^3 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266,66; 201,6 \} = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	25.75	420.12	0.482	0,8955	32.85	187.82	201,6	5.71	15	Cv
	Travée	15.70	260.87	0.294	0,9145	43.48	187.31	201,6	4.31	15	Cv
yy	Appuis	35.80	597.25	0.671	0,8801	26.84	195.42	201,6	7.28	15	Cv
	Travée	15.70	275.12	0,294	0,9145	43.48	197.54	201,6	4.54	15	Cv

Tableau VIII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ROBOT ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions Sismiques, sans oublier le côté économique.

Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse afin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91/Version99 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

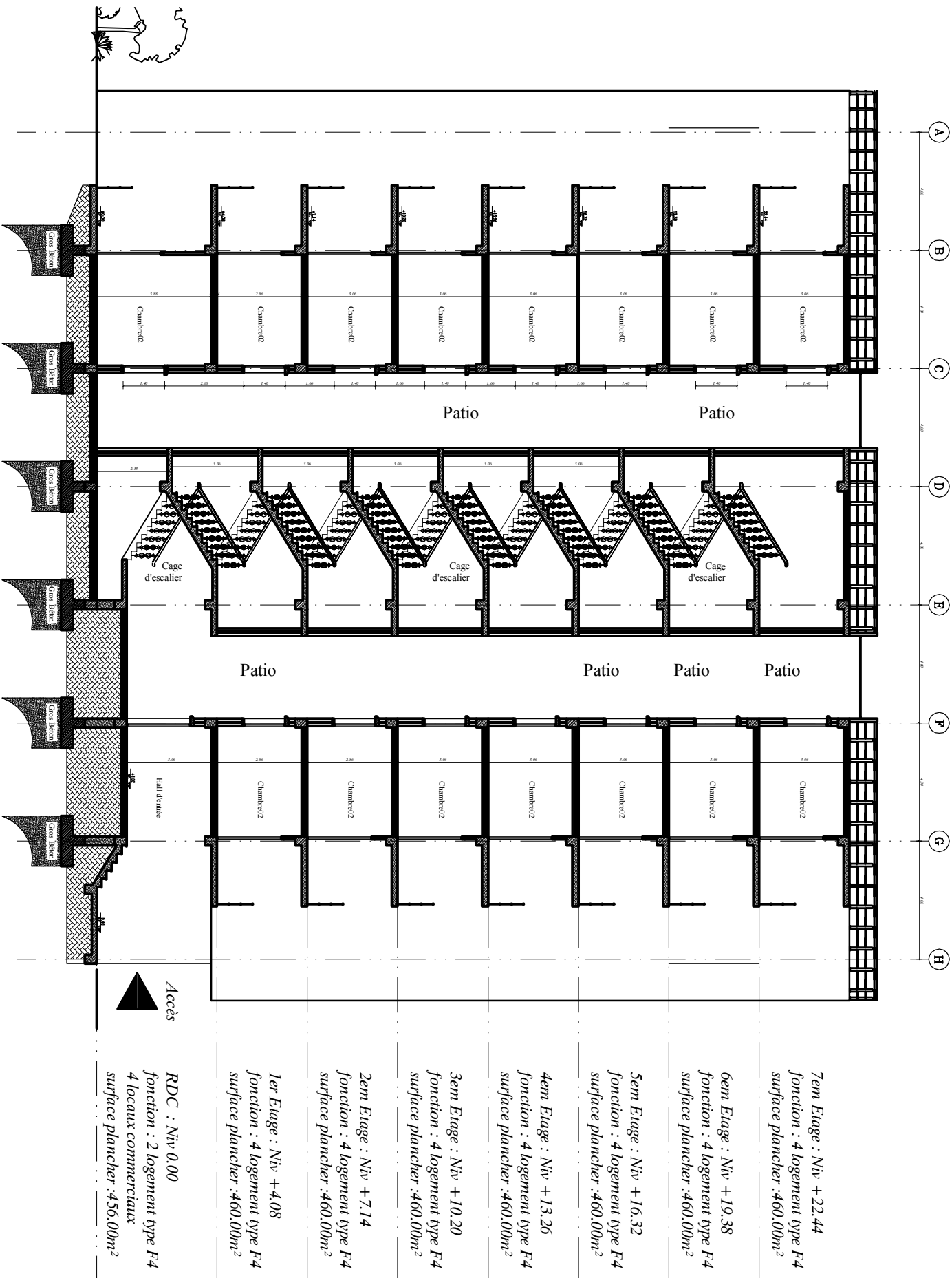
Cours :

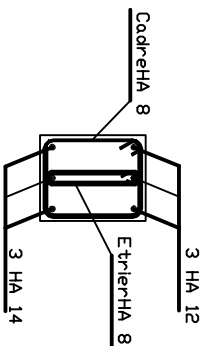
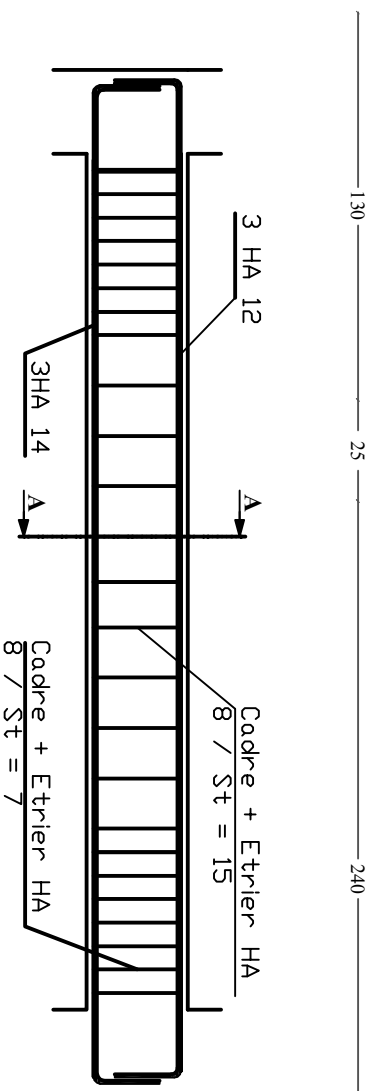
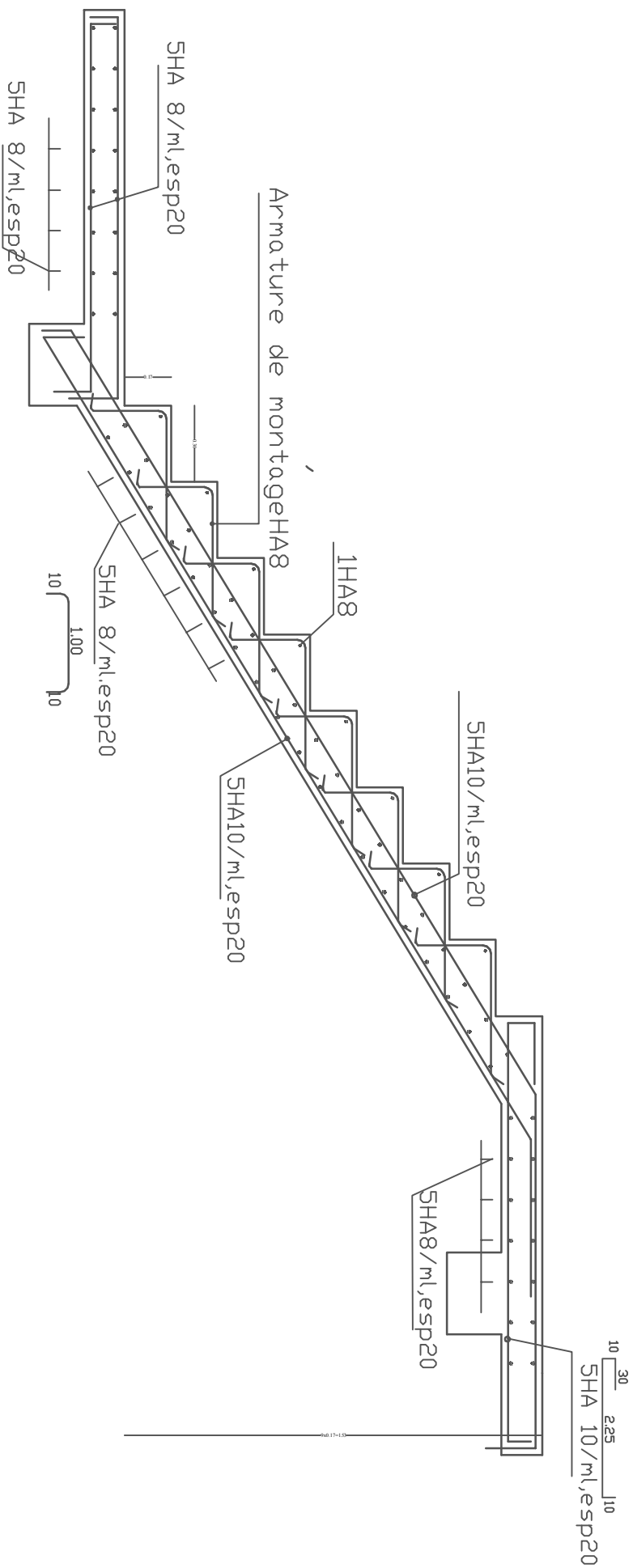
- Résistance des matériaux.
- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment

Logiciels et programmes :

- ETABS version 9.7 (Analyse des structures).
- AUTOCAD 2009 (Dessin).
- Office 2013 (Traitement de texte, calcul...etc).
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC

COUPE A-A



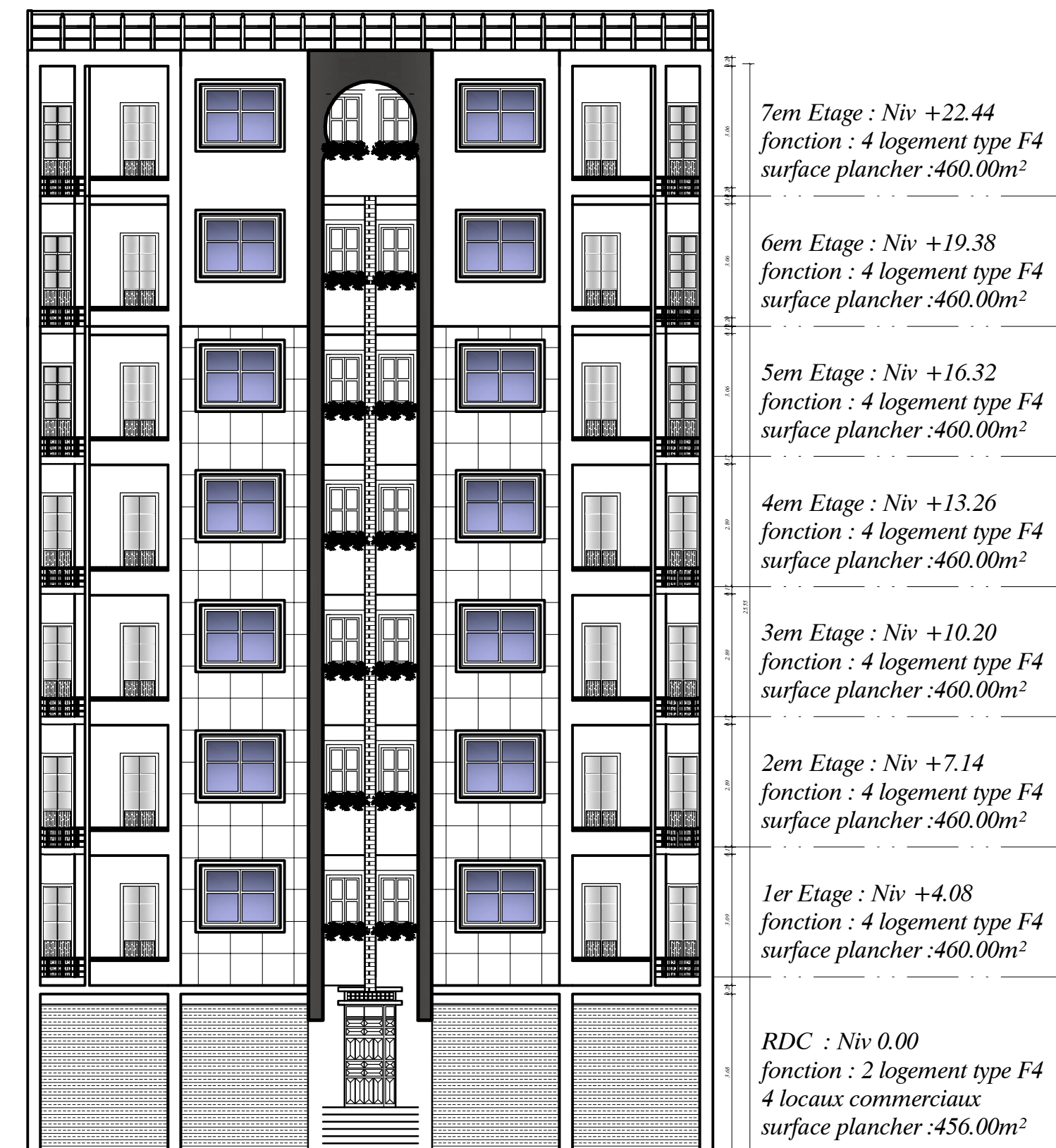


Coupe AA
Schéma de ferrailage de la poutre palière

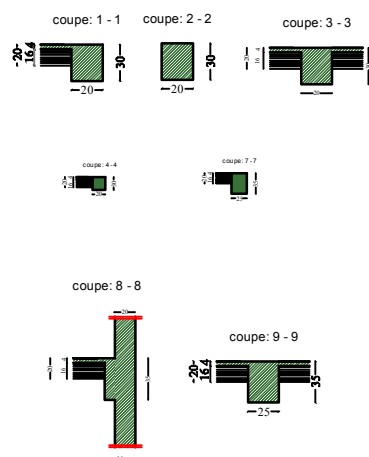
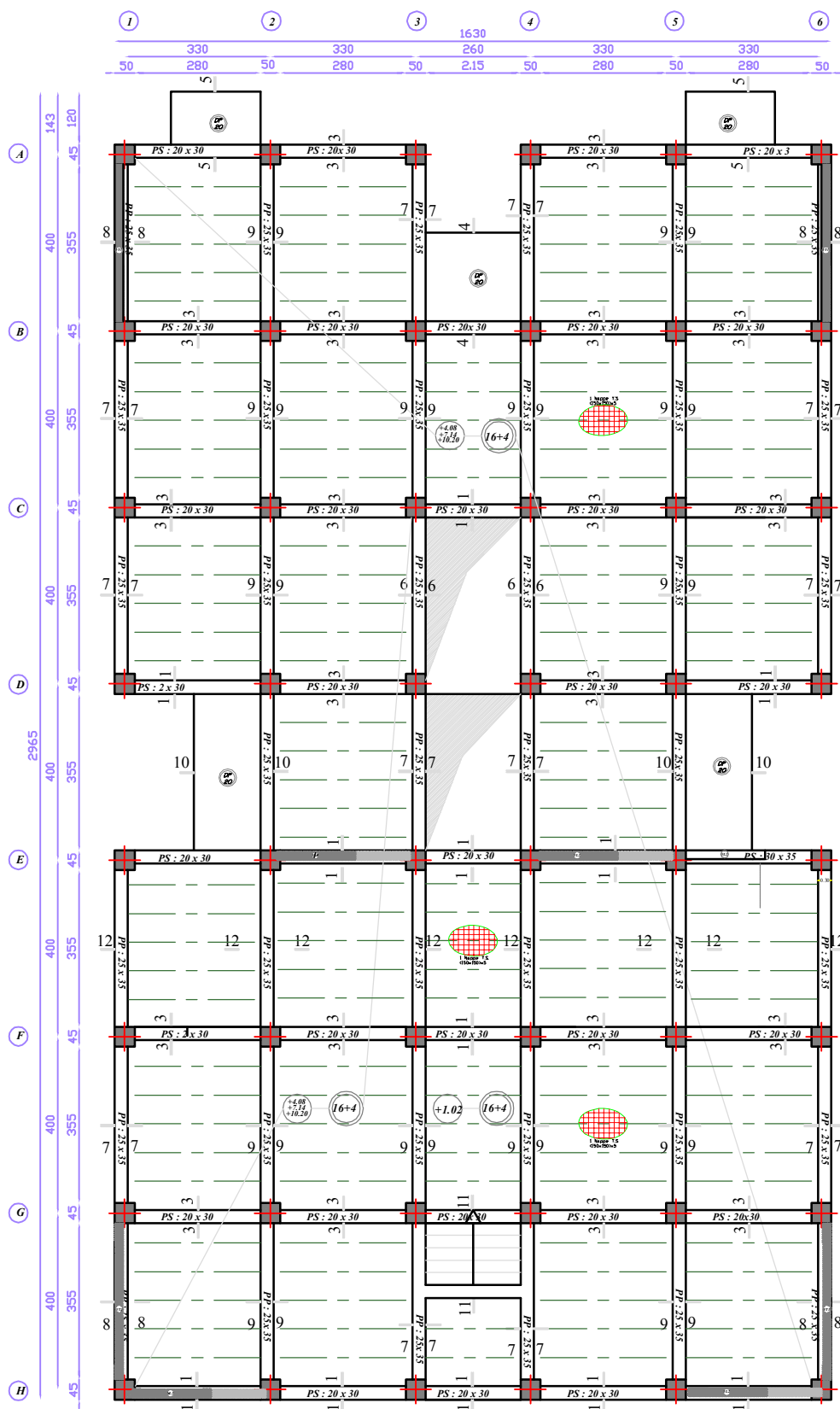
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE <i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i> M ^{lle} ABELLECHE Faima M ^{lle} ALICHE Amel	<i>Titre :</i> FERRAILLAGE DES ESCALIER ET LA POUTRE PALIERE	<i>Echelle :</i> 1/5
<i>Dirigé par :</i> M ^{ME} MEHADDENE Rachid		<i>Promotion :</i> 2019

	<p>7^{em} Etage : Niv + 22.44 fonction : 4 logement type F4 surface plancher : 460.00m²</p>
	<p>6^{em} Etage : Niv + 19.38 fonction : 4 logement type F4 surface plancher : 460.00m²</p>
	<p>5^{em} Etage : Niv + 16.32 fonction : 4 logement type F4 surface plancher : 460.00m²</p>
	<p>4^{em} Etage : Niv + 13.26 fonction : 4 logement type F4 surface plancher : 460.00m²</p>
	<p>3^{em} Etage : Niv + 10.20 fonction : 4 logement type F4 surface plancher : 460.00m²</p>
	<p>2^{em} Etage : Niv + 7.14 fonction : 4 logement type F4 surface plancher : 460.00m²</p>
	<p>1^{er} Etage : Niv + 4.08 fonction : 4 logement type F4 surface plancher : 460.00m²</p>
	<p>RDC : Niv 0.00 fonction : 2 logement type F4 4 locaux commerciaux surface plancher : 456.00m²</p>

FACADE LATÉRALE



FACADE PRINCIPALE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} ABELLECHE Fatma
-M^{elle} ALICHE Amel

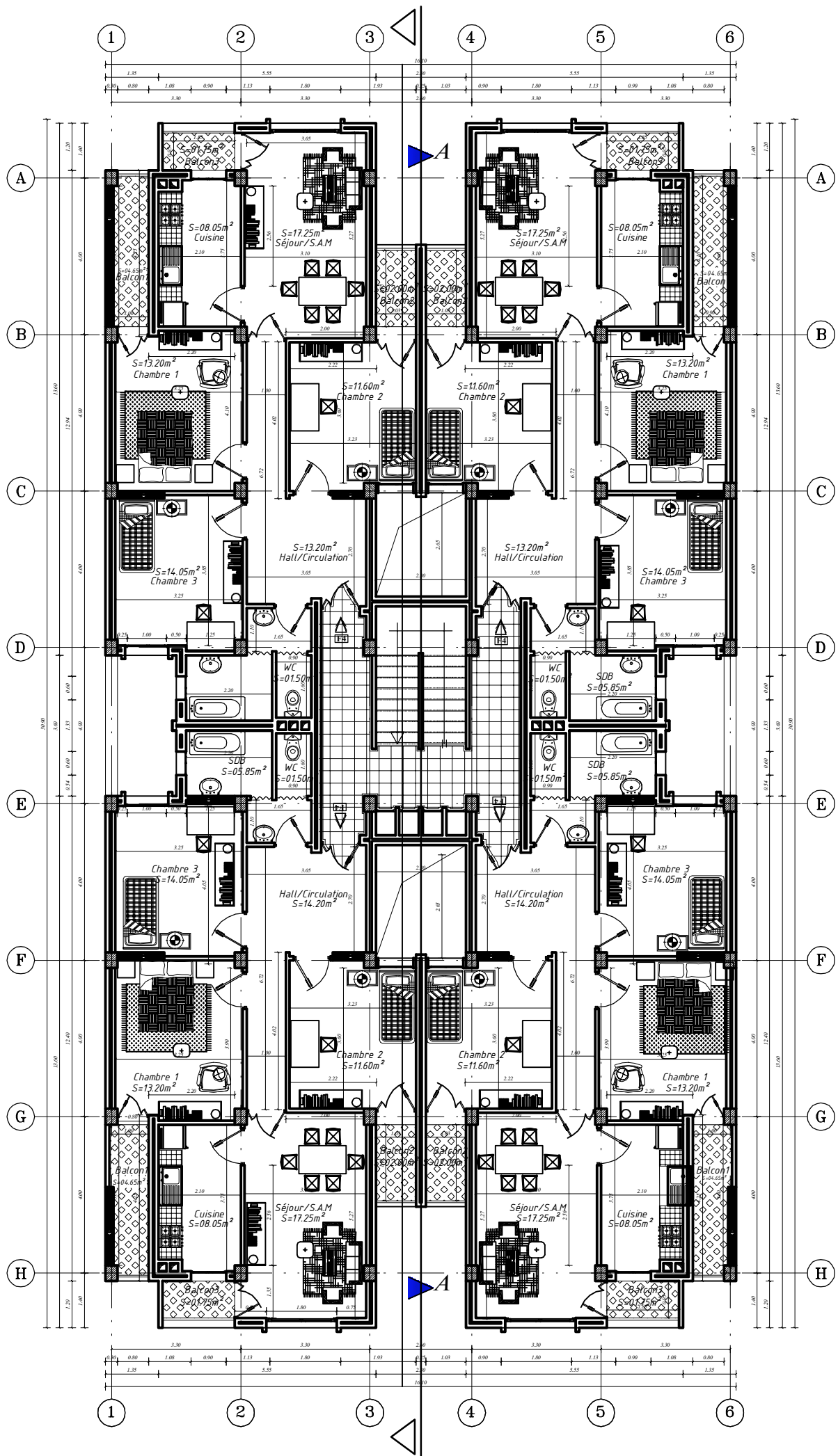
Titre :

-COFFRAGE PLANCHER NIV 4.08
NIV 7.14 & NIV 10.2

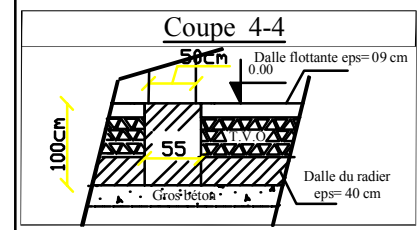
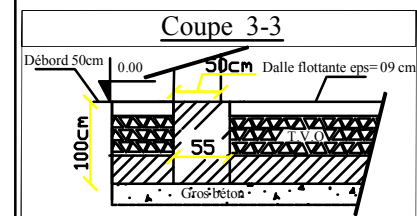
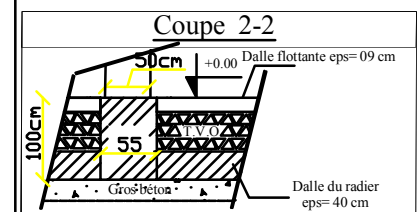
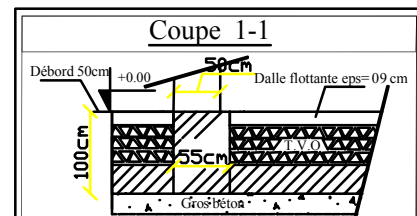
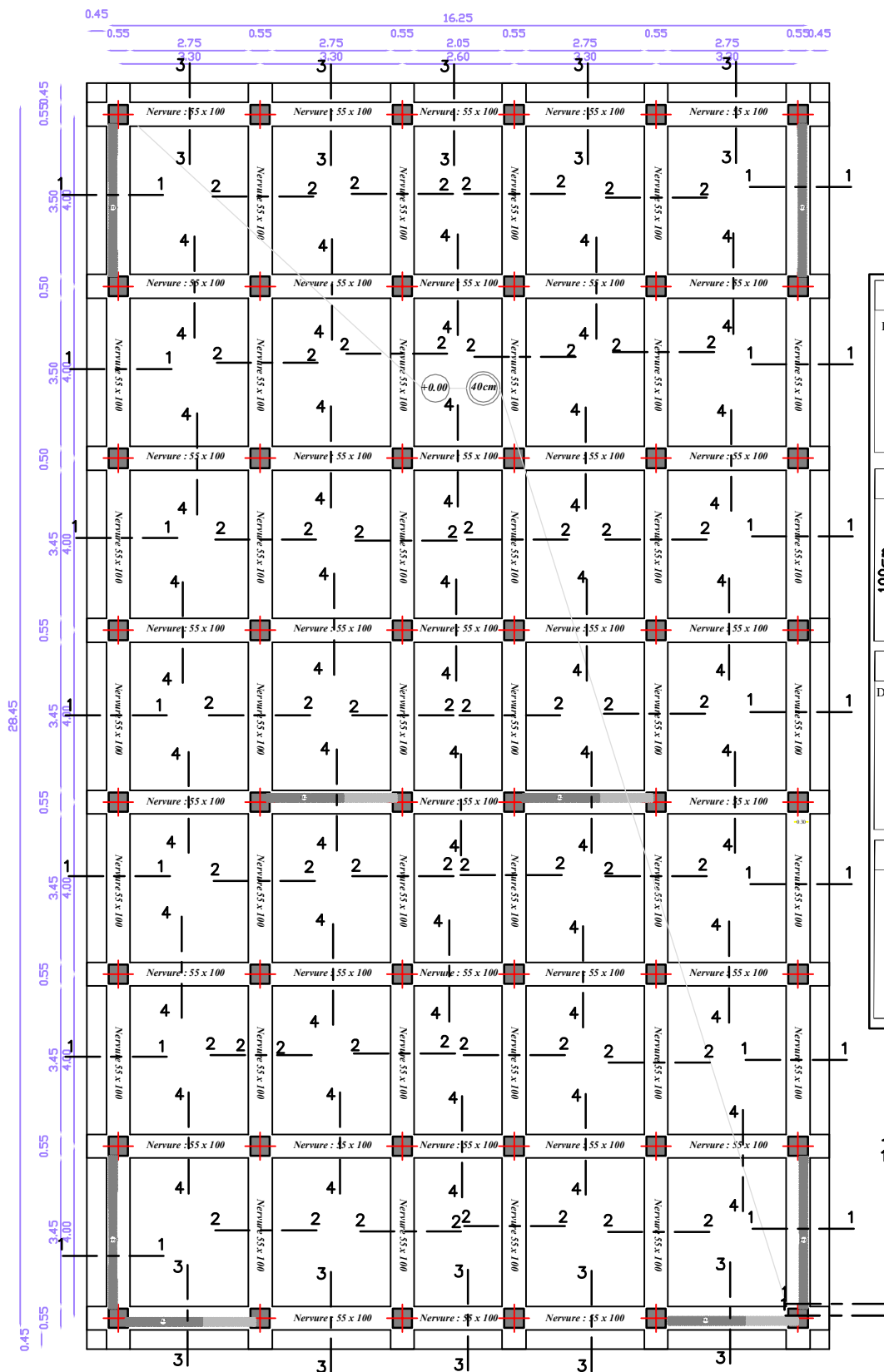
Echelle: 1/5

Encadré par:
-M^r MEHADDEFNE Rachid

Promotion:
2019



PLAN ETAGE COURANT



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} ABELLECHE Fatma
-M^{elle} ALICHE Amel

Encadré par:
-M^r MEHADDENE Rachid

Titre :

COFFRAGE DES
FONDATIONS

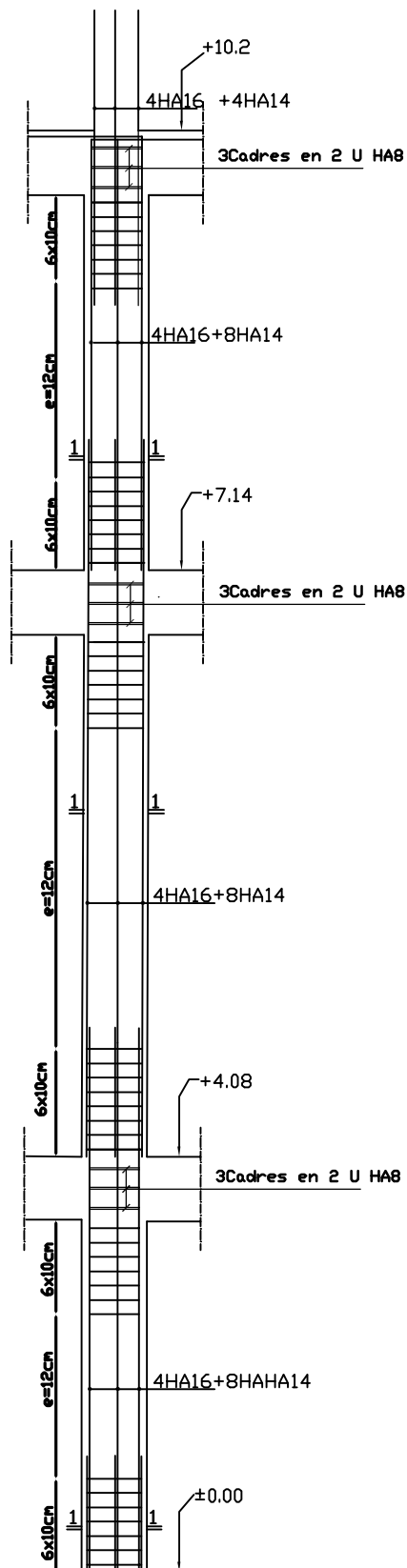
Echelle: 1/5

Promotion:
2019

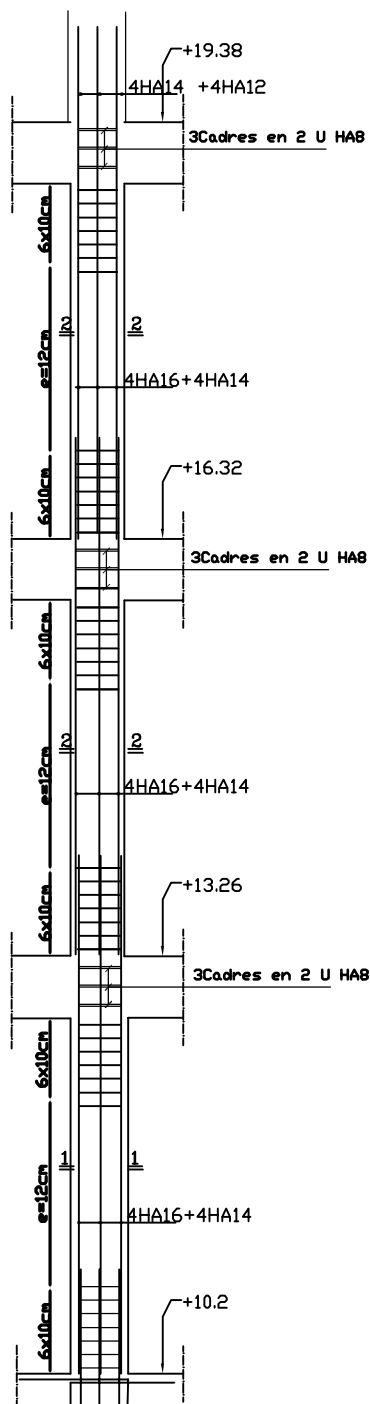
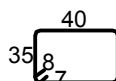
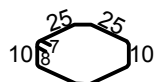
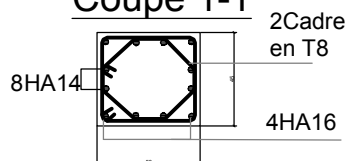
ZONE 1

ZONE 2

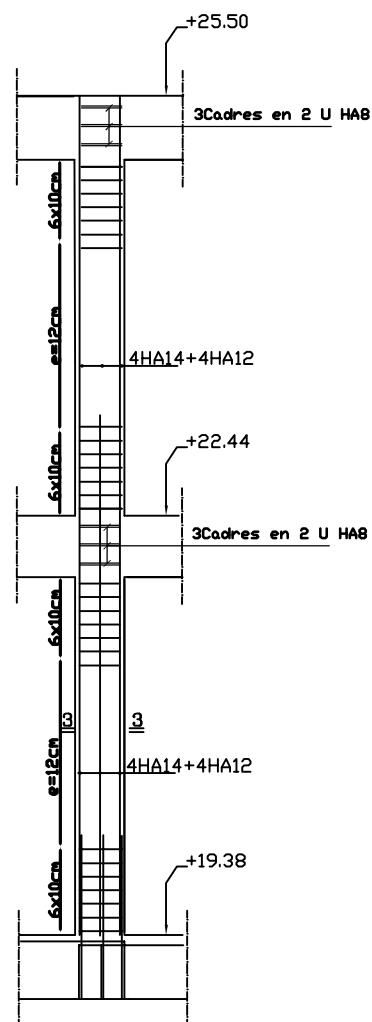
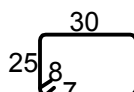
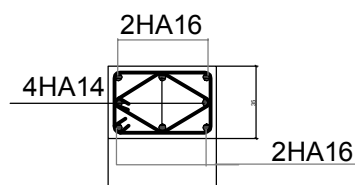
ZONE 3



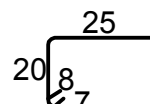
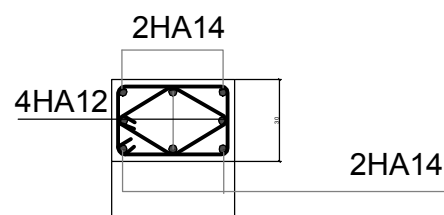
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3-3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} ABELLECHE Fatma
-M^{elle} ALICHE Amel

Dirigé par :
-M^r MEHADDENE Rachid

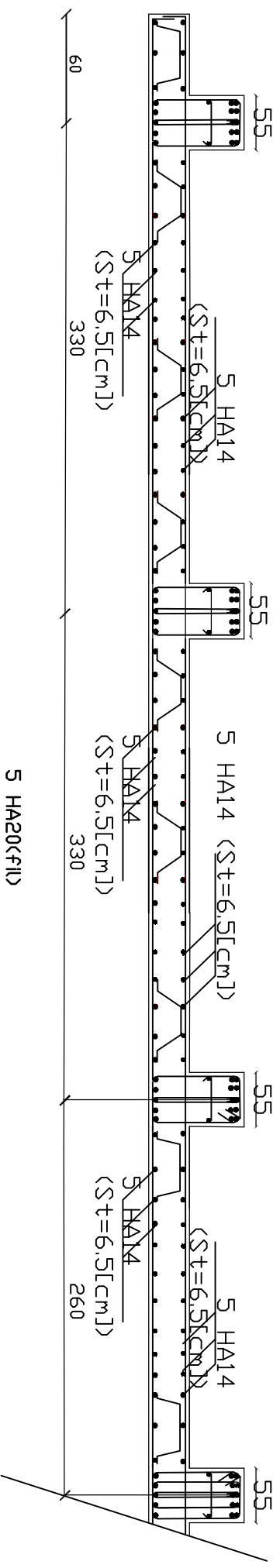
Titre :

**FERRAILLAGE DES
POTEAUX**

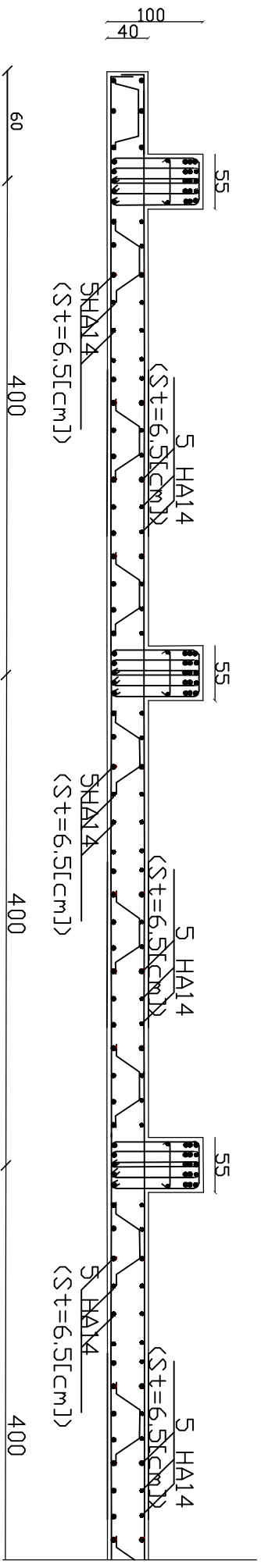
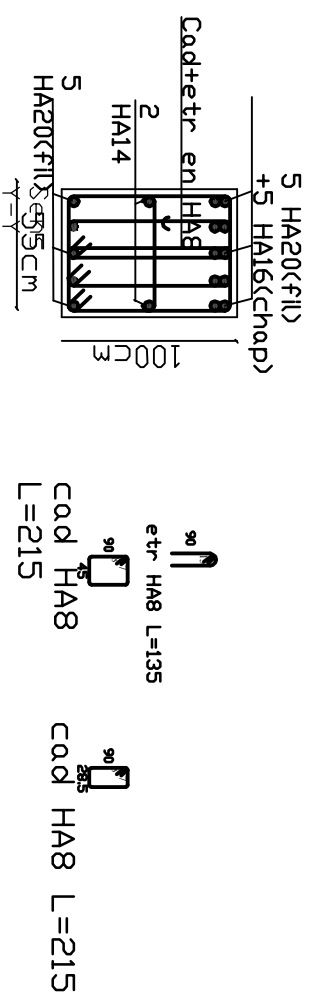
Echelle°: 1/5

Promotion:
2019

5
e
n
5
X
-
X



5en5 X-X

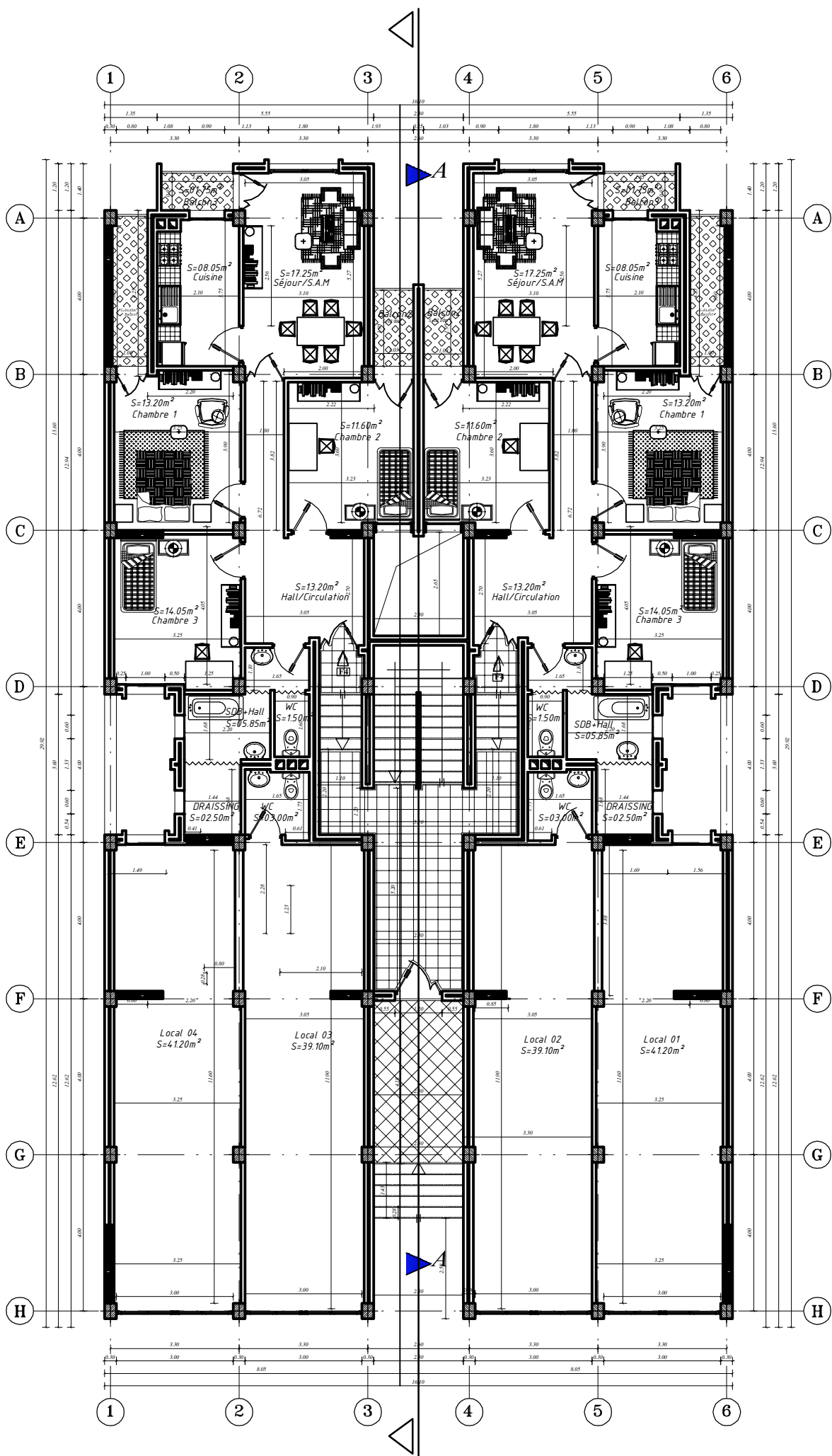


etr HA8 L=135

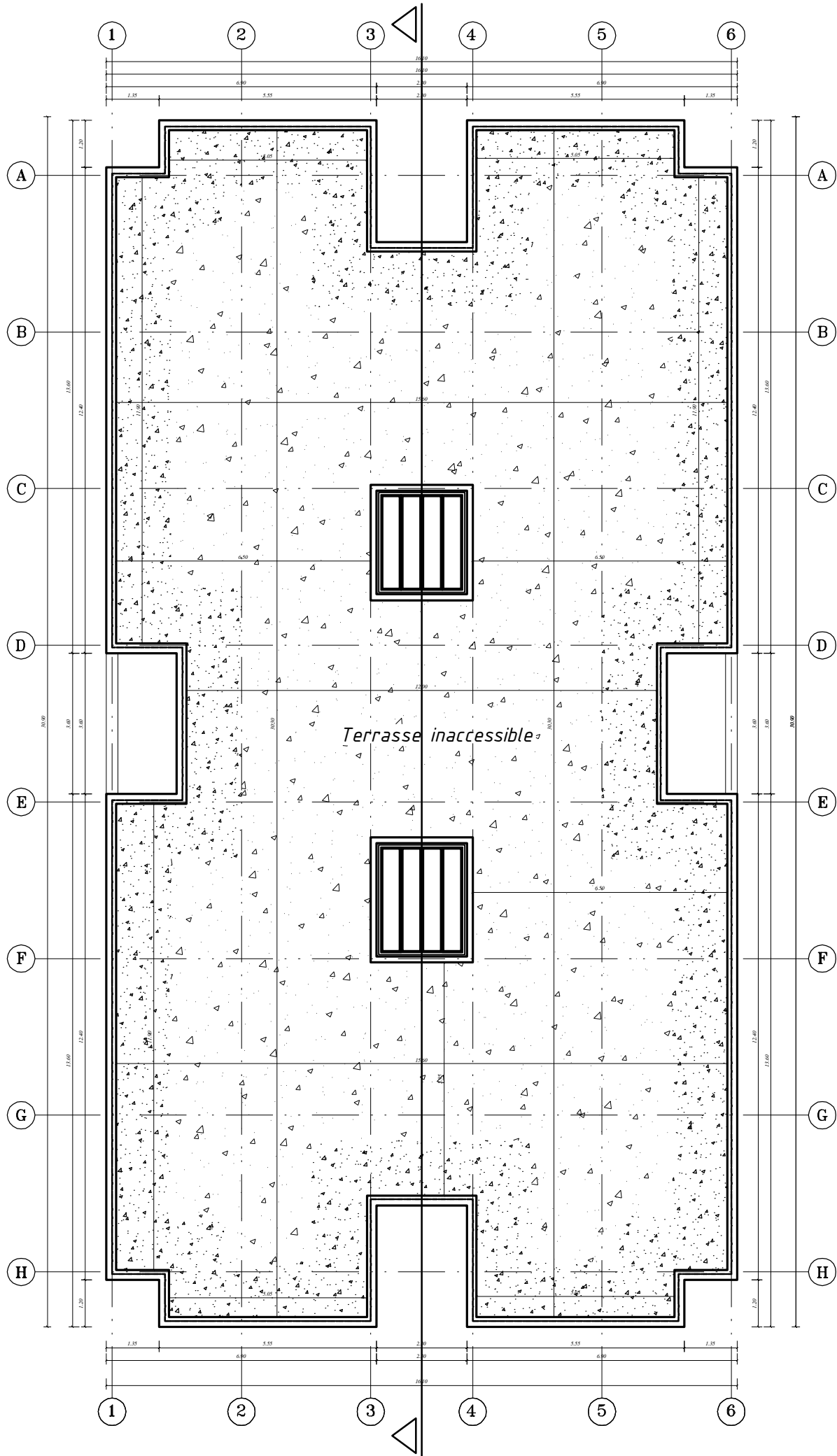
90
45
CQd HA8
L=215

cod HA8
L=215

<p align="center"><u>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</u></p> <p align="center"><i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i></p>	
<p><i>Etude par :</i></p> <p><i>-M^{lle} ABELLECHE Fama</i></p> <p><i>-M^{lle} ALICHE Amel</i></p>	<p><u>Titre :</u></p> <p align="center"><i>FERRAILLAGE DU RADIER ET DE LA NERVURE</i></p>
<p><i>Dirigé par :</i></p> <p><i>-M^{ME} MEHADDENE Rachid</i></p>	<p><u>Echelle°: 1/50</u></p> <p><u>Promotion:</u></p> <p align="center"><i>2019</i></p>



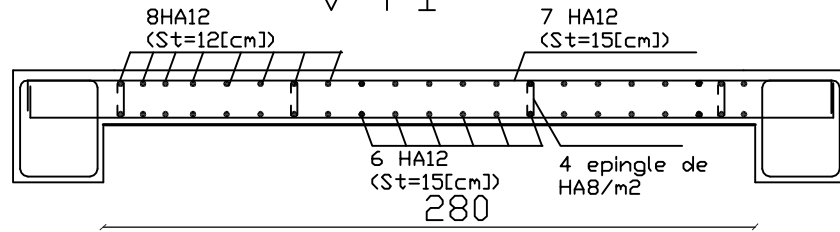
PLAN RDC NIV 0.00



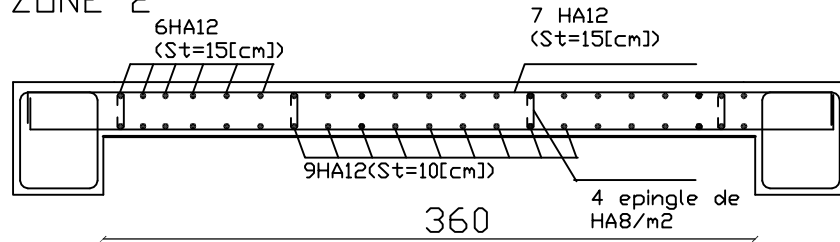
PLAN TERRASSE INACCESSIBLE

ZONE 3

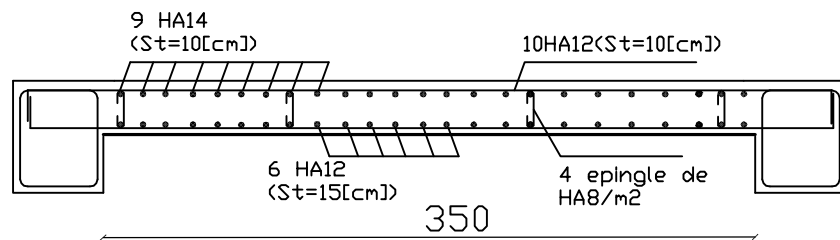
VT1



ZONE 2

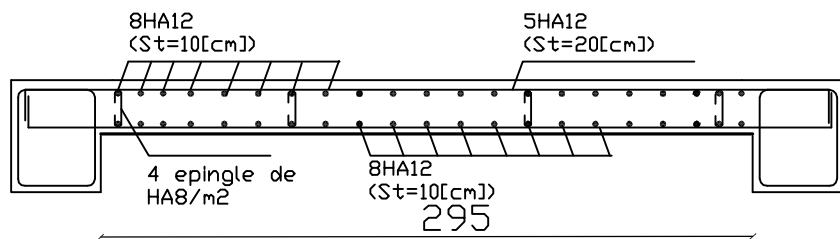


ZONE 1

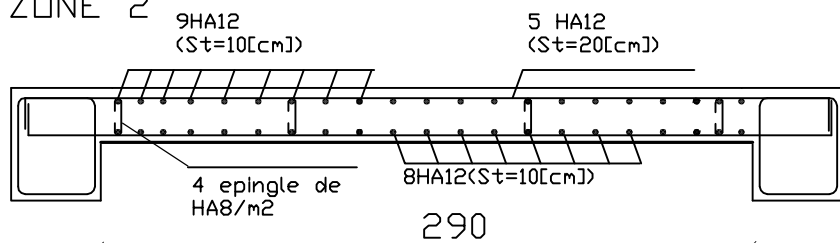


VL1

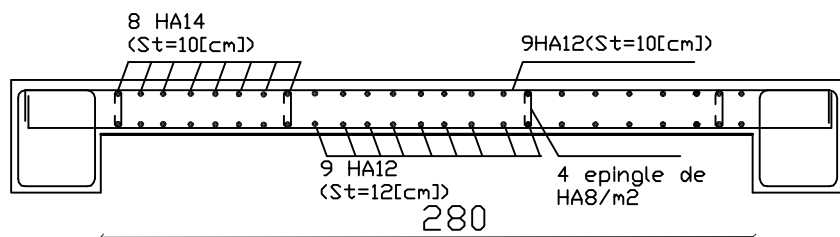
ZONE 3



ZONE 2



ZONE 1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{lle} ABELLECHE Fatma
-M^{lle} ALICHE Amel

Dirigé par :
-M^r MEHADDEF Rachid

Titre :

**FERRAILLAGE DES
VOILES**

Echelle: 1/5

Promotion.
2019