

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



Mémoire de fin d'étude

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

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+5) à usage
d'habitation et commercial à contreventement mixte
avec l'application ETABS.**



RÉALISÉ PAR:

M^{ELLE} HADDADOU THANINA

DIRIGÉ PAR : M^{ME} SI-AHMED

Année 2018-2019

Remerciements



« Remercier est le début d'une sagesse. En remerciant, on désavoue à

fois l'ignorance et l'arrogance » .DONACHY LADOUCEUR

*Nous remercions avant tous **Allah***

de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

*Nous remercions également nos **Parents** pour les sacrifices qu'elles ont*

Fait pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre

*encadreur ^{Mme} **SI AHMED HAYET**, qui nous a témoigné de sa confiance et de son*

aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence, ces conseils avisée durant l'élaboration du projet.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et

*les travailleurs du département de **Génie-Civil**.*

Nous remercions également les membres des jurys

Qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

*Nous remercions aussi tous nos **amis** pour leur aide, leur patience.*

DEDICACE

À...

Je dédie ce lapidaire travail :

*✚ A mes très chers parents qui m'ont guidé
durant
les moments les plus pénibles de ce long
chemin,*

*ma chère mère MAZARI NORA qui a
été à mes côtés et qui ma
✚ soutenu durant toute ma vie, et mon père
✚ qui a*

*sacrifié toute sa vie afin de me voir
✚ devenir ce que je suis. que dieu les
protège.*

*✚ A mes très chers frères LOÛNES,
✚ SIDALI et ABDELGHANI.*

*A mes très chères sœurs que j'aime
beaucoup LILIA ET SOUAD.*

*✚ A ma petite très chère adorable nièce
YOUSSRA et mes chers neveux Adem
✚ ,Wassim , RACHID, ZAKARIA, ILIAS,
YACINE.*

*A mon très chers fiancé SAID et ma
belle-famille.*

*A toute ma famille sans exception et
mes proches.*

*Mes amis(e) DALILA, NEDJET et a
toute la promotion M2CCI*

*A tous ceux qui ont contribué de prés
et de loin à la réalisation de ce travail.*

THANINA

Sommaire

<u>INTRODUCTION General</u>	01
<u>Chapitre I</u> : Présentation et description de l'ouvrage.....	02
<u>Chapitre II</u> : Pré- dimensionnement des éléments et descente de charge.....	12
<u>Chapitre III</u> : Calculs des éléments :	
III.1. Acrotère.....	25
III.2. Plancher.....	31
III.3. Escalier.....	48
III.4. Poutre palier.....	63
III.5. Balcon.....	70
<u>Chapitre IV</u> : Modélisation et présentation de logiciel ETABS.....	77
<u>Chapitre V</u> : vérification aux exigences de RPA.....	90
<u>Chapitre VI</u> : Ferrailage des éléments structuraux :	
VI.1. Poteaux.....	109
VI.2. Poutres.....	121
VI.3. Voiles.....	129
<u>Chapitre VII</u> : Etude de l'infrastructure.....	143
<u>CONCLUSION General</u>	175
<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	
<u>ANNEXE</u>	

INTRODUCTION :

- Dans le cadre d'une finalisation d'un master 2 nous avons opté pour l'étude d'un bâtiment en béton armé, constitué d'un (R+5 étages courant) à usage d'habitation et commercial.

- L'immeuble est en cours de réalisation, situé à la wilaya de Tizi-Ouzou dont les plans d'architectures sont obtenus par un bureau d'étude d'architecte .Ce sont les premiers plans sur lesquelles on travaillera pour établir les plans de coffrage des différents niveaux de la structure.

- Le second document étant le rapport de sol, établi par le géotechnicien qui va nous permettre de classer la catégorie de site d'implantation selon le RPA99 .Il nous permet aussi de choisir le type de fondation approprié à notre ouvrage.

- Après avoir accéder à ces deux documents importants, on passe au pré-dimensionnement des éléments structuraux de notre structure.

- Le pré-dimensionnement des éléments structuraux s'appuie sur les règles techniques de conception et calcul de la structure en béton armé (CBA93, DTR, BAEL91), ainsi que le règlement parasismique algérien (RPA99 modifier 2003).

-Vue la hauteur de l'immeuble en question, qui dépasse les 17m conformément à l'article (Art 3.4A.1.a) du RPA, la structure sera composée de voiles de contreventement et portiques.

-L'étude de la structure comporte deux méthodes de calcul (statique et dynamique), dans notre cas le calcul dynamique se fera par le logiciel ETABS qui est basé sur la méthode des éléments finis. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivants les combinaisons de charges les plus défavorables .Un certain nombre de vérification à l'ELU et à l'ELS sera également effectué :

- Stabilité d'ensemble (effet P- Δ).
- Etat limite des déplacements inter-étage.

Pour conclure, nous passerons au ferrailage de l'infrastructure, ensuite nous ferons une ultime vérification sur la stabilité de l'ouvrage. En effet l'ensemble de l'ouvrage (fondation-sol) doit être en équilibre stable.il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement :

- ✓ Pas de glissement horizontal.
- ✓ Pas de renversement.
- ✓ Pas de déplacement vertical.

I-1.Introduction :

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage sera implanté dans la ville de Tizi-Ouzou qui est considérée par le règlement parasismique algérien (RPA 99) version 2003, comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**). La construction sera fondée sur un site ferme de catégorie S2. L'ouvrage est d'importance moyenne (groupe d'usage 2).

I-2.Description de l'ouvrage :

Cet ouvrage est composé de :

- ✓ Un rez-de-chaussée à usage commerciale.
- ✓ Cinq étages courants à usage d'habitation.
- ✓ Une cage d'escalier.
- ✓ Une terrasse inaccessible.

I-3.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

En plan :

- Largeur totale du bâtiment : $B = 10\text{m}$
- Longueur totale du bâtiment : $L = 23\text{m}$

En élévation :

- Hauteur du rez-de-chaussée $H_r = 4,08\text{m}$
- Hauteur de l'étage courant $H_e = 3,06\text{m}$
- Hauteur totale du bâtiment $H_t = 19,38\text{m}$

I-4.Les éléments de l'ouvrage :

a) L'ossature :

L'immeuble est composé de poteaux et de poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux, destiné à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement mixte et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage.

b) planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges. Ils assurent également les fonctions suivantes :

- ❖ **La résistance mécanique** : ils supportent leurs poids propres et les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- ❖ **L'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Il existe deux types de planchers :

- Planchers en corps creux
- Dalles pleine en béton armé

Le type de plancher choisi pour notre bâtiment est un plancher en corps creux.

c) Les Escaliers :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'escalier de type droit. Ce sont des d'escaliers à deux volées et un palier de repos.

d) La maçonnerie :

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur. Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs**: Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm et 15cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs**: Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

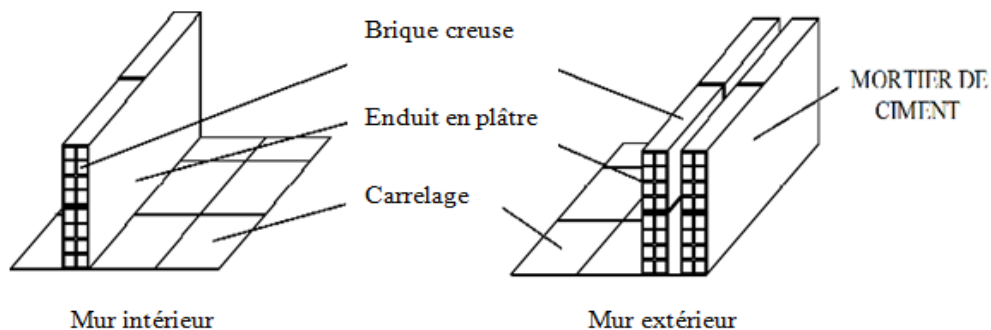


Figure I.1 - maçonnerie

e) Revêtements :

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

f) Fondation :

Le choix du type de fondation se fera selon les recommandations du rapport de sol, sur lequel sera implanté l'ouvrage et établi par le géotechnicien.

I-5. Les caractéristiques mécaniques des éléments :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux exigences des règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 et des règles de béton armé aux états limites (BAEL 91).

I-5.1. Le béton :**a) Résistance à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance mécanique à la compression à 28 jours notée f_{c28} . En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm.

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par : (Art A.2.1, 11/ BAEL91)

$$\text{➤ } f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]}$$

$$\text{➤ } f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ [MPa]}$$

Pour l'étude de ce projet nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$

b) Résistance à la traction : (Art A.2.1.12 /BAEL91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, noté f_{tj} est définie par la relation suivante :

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

Dans notre cas :

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

c) Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale à la déformation engendrée.

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

c.1) Module d'élasticité longitudinale :**❖ Le module instantané E_{ij} : (Art A-2.1, 21BAEL91).**

Est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

❖ **Le module différé E_{vj} :(Art A-2.1, 22BAEL91).**

Est utilisé pour les calculs sous chargement de longue durée (cas courant), et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{ij} = \begin{cases} 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} & [\text{MPa}] \\ \text{D'où} & \text{pour } f_{c28} = 25 [\text{MPa}] \\ E_{ij} = 32164.20 & [\text{MPa}] \end{cases}$$

$$E_{vj} = \begin{cases} 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} & [\text{MPa}] \\ \text{D'où} & \text{pour } f_{c28} = 25 [\text{MPa}] \\ E_{vj} = 10818.865 & [\text{MPa}] \end{cases}$$

c.2) Module de déformation transversal :(Art A.2.1, 3/BAEL 91)

Il caractérise la déformation de matériau sous l'effet de l'effort tranchant, est donné par :

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

Avec :

ν : Coefficient de Poisson

E : module de Young (module d'élasticité longitudinal)

d) Coefficient de poisson :(Art A.2.1, 3 / BAEL 91).

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative

longitudinale dont les valeurs sont données par : $\nu = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta L}{L}}$

$\nu = 0$ pour des sollicitations à **ELU**

$\nu = 0,2$ pour des déformations à **ELS**

e) Contraintes limites :

On distingue deux états limites de calcul :

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite de service.

e-1) Etat limite ultime (ELU):

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), de stabilité de forme (flambement) est surtout de résistance mécanique (rupture) qui conduise à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

[MPa](Art. A.4.3.41, BAEL91)

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1.5$ pour situation courante

$\gamma_b = 1.15$ pour situation accidentelle

θ : coefficient qui dépend de la durée(t) d'application des actions considérées

$\theta = 1$: lorsque $t > 24$ heure

$\theta = 0.9$: lorsque $1h < t < 24$ heure

$\theta = 0.85$: lorsque $t < 1$ heure

t : la durée probable d'application de la combinaison considérée.

Pour la situation courante :

$\{\gamma_b = 1.5, \theta = 1\}$

On aura :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ [MPa]}$$

Nous adoptons le diagramme de Contrainte – Déformation ci-dessous :

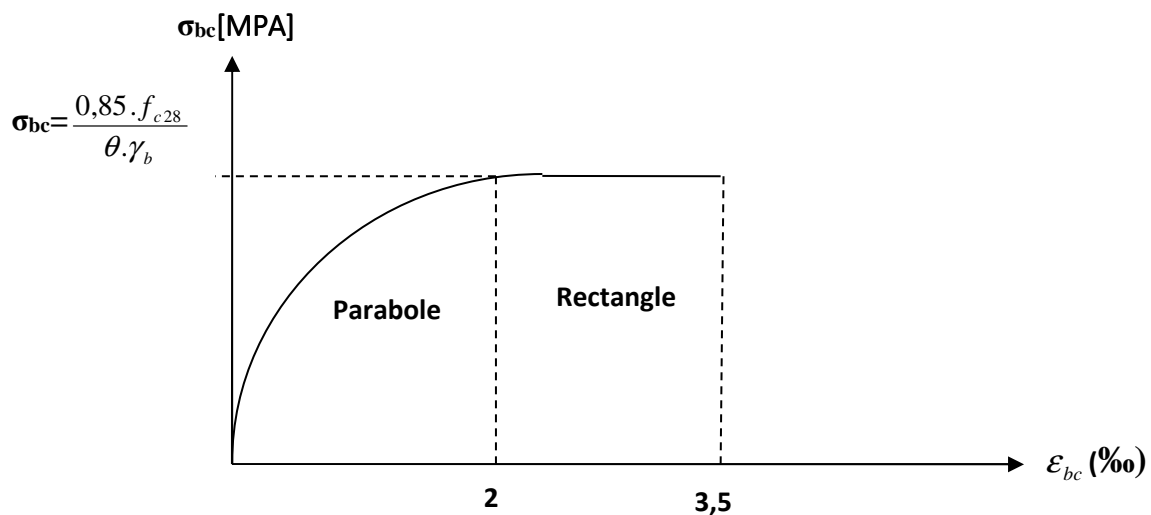


Fig. I.2- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

e.1.1) Les conditions de calcul à L'ELU :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions.
- La résistance de béton tendu est considérée comme nulle.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à 3.5 ‰ en flexion, 2 ‰ en compression.
- L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10‰.

e.2) Etat 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:

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

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ [MPa]} (\text{Art A .4.5 .2, BAEL91})$$

$$\sigma_{bc} = 0,60 (25) = 15 \text{ [MPa]}$$

Nous adoptons le diagramme de Contrainte – Déformation ci-dessous :

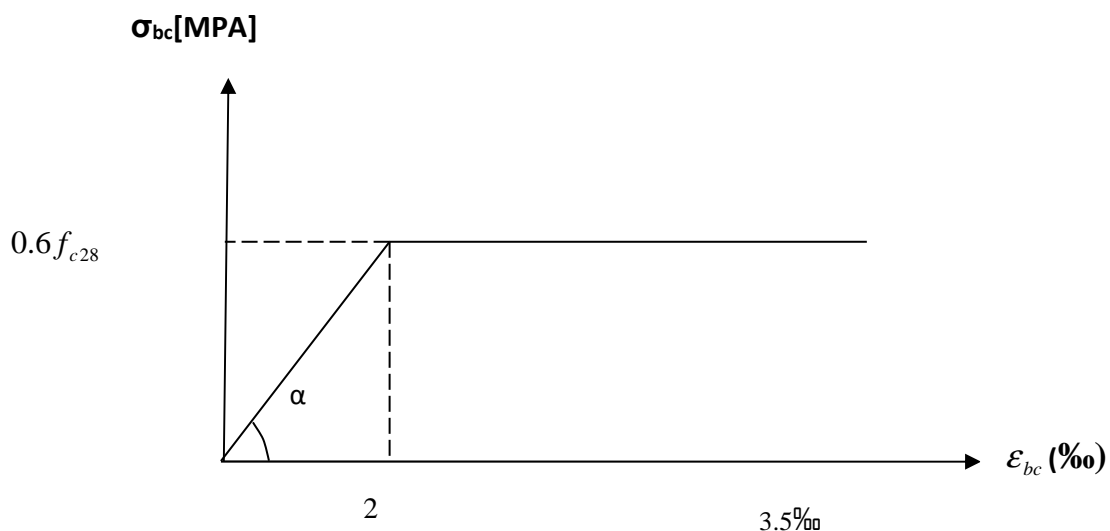


Fig. I.3- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELS)

e.2.1) Les conditions de calcul à L'ELS:

- Les sections droites et planes avant déformation restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques, il est fait abstraction du retrait et de fluage de béton.
- Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui de béton ($E_s=15E_b, n=15$) avec n : coefficient d'équivalent

e.3) Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée selon (Art A.5 .1 ,21 BAEL) par la formule :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile de la poutre.

$\tau_u = \min\{0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$ pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min\{0.10f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$ pour une fissuration peu préjudiciable ou très préjudiciable.

I-5.2. Les Aciers :

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction aux quels le béton résiste mal .Les armatures sont distingués par leur nuance et leur états de surface. En générale les aciers utilisés sont de 2 types :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la rupture (MPa)	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Haute Adhérence FeE 400	H A	400	480	14‰	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL 520 ($\phi < 6$)	TS TL	550	550	8‰	1.3	1

Tableau I.1- caractéristiques des aciers

a) Module d'élasticité longitudinal:

Le module élasticité longitudinale noté (E_s) de l'acier, sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ [MPa]} \quad (\text{Art A.2.2, 1/ BAEL91})$$

b) Coefficient de Poisson des aciers:

Le coefficient de Poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

c) Contraintes limites**c.1) Etat limite ultime (ELU):**

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

(Art A.4.3.2BAEL91)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

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

γ_s : coefficient de sécurité telle que :

- $\gamma_s = 1.15$ pour le cas courant.
- $\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel.

$\sigma_s = 348 \text{ [MPa]}$ pour les aciers a haute adhérence FeE400.

$\sigma_s = 204 \text{ [MPa]}$ pour les aciers doux FeE240.

c.2) Etat limite de service (ELS):

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action de sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art A.4.5.32)**
Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérification à effectuer.

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

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art A4 .5.33)**

Ces des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

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

Avec :

η : coefficient de fissuration égal à :

$$\eta = 1.6 \quad \text{pour les HA si } \Phi \geq 6\text{mm}$$

$$\eta = 1.3 \quad \text{pour les HA si } \Phi \geq 6\text{mm}$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 201,63[\text{MPa}] \text{ pour les HA}$$

- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art A 4.5.34)**

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

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

Avec :

η : coefficient de fissuration :

$$\eta = 1.6 \quad \text{pour les hautes adhérence}$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 165[\text{MPa}] \text{ pour les HA}$$

d) Diagramme de contraintes - déformations de l'acier :

(Art A.2.2.2/BAEL91)

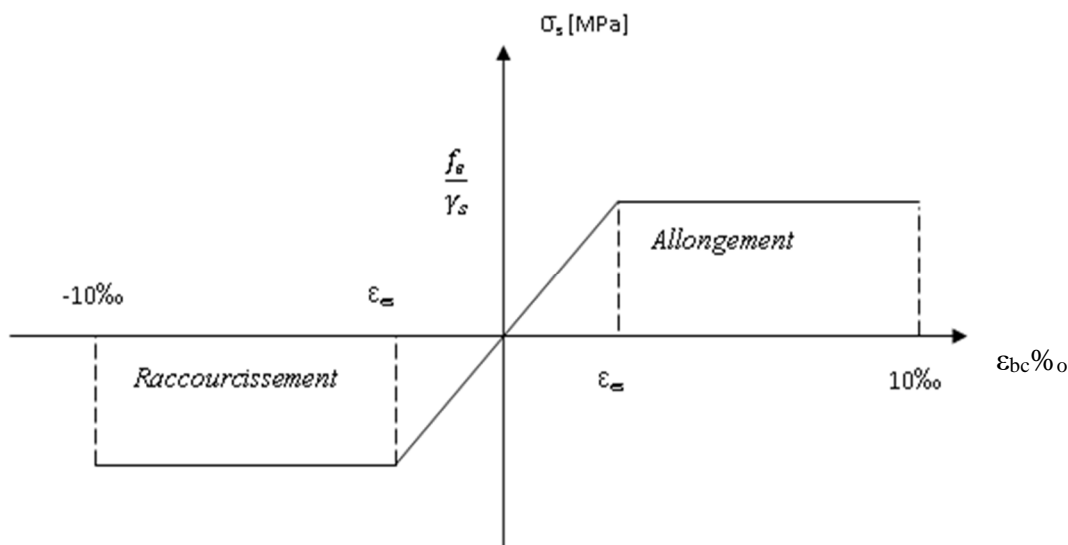


Fig. I.4-Diagramme de contraintes - déformations de l'acier

e) Protection des armatures :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. Le BAEL préconise les valeurs suivantes (**Art A.7.1 /BAEL91**) :

C ≥ 5 cm : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

C ≥ 3 cm : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations à la destination des ouvrages au contact avec un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)

C ≥ 1 cm : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **C= 3 cm**.

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre **C= 2 cm**

II-1. Introduction :

Après que nous avons présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet ; à savoir les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. Ils seront effectués selon les règles du CBA93, BAEL 99 et le RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton et d'assurer la bonne résistance de la construction.

II-2. Pré- dimensionnement des planchers :**II-2.1. Planchers en corps creux :**

Il s'agit d'un plancher constitué de corps creux posé sur des poutrelles préfabriquées complétés par une dalle de compression, ferrillés par un treillis soudé.

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

(ArtB.6.8.424/BAEL91)

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

h_{tp} : hauteur totale du plancher (épaisseur de la dalle).

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas : $L_{max} = 335 - 25 = 310\text{cm}$

Nous aurons donc : $h_t = \frac{310}{22.5} = 13,78\text{cm}$

Ainsi, on adoptera un plancher de **20cm** d'épaisseur, composé d'un corps creux de **16cm** et d'une dalle de compression de **4cm**.

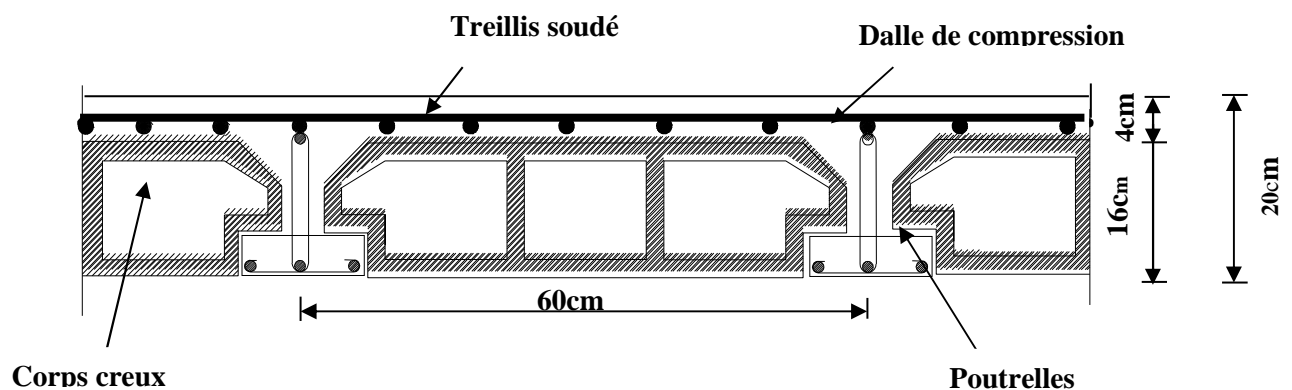


Fig. II-1 : coupe transversale d'un plancher en corps creux

I-2.2. Planchers en dalles pleines :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseur est déterminées selon leur portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- La résistance au feu.
- L'isolation acoustique.

I-2.2.1.Résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons et donnée par la formule suivante:

$$e \geq L_0 / 10$$

Avec :

L_0 : portée libre ; e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 130\text{cm}$$

$$e \geq 130/10 = 13\text{cm} \rightarrow e = 13\text{cm}$$

On adoptera e= 15cm.

I-2.2.2.Résistance au feu :

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

$e_p = 11\text{cm}$ pour les planchers présentant un risque particulier contre les incendies.

$e_p = 7\text{cm}$ pour les planchers ne présentant aucun un risque particulier contre les incendies.

$$e_{\max} = 11\text{cm}$$

I-2.2.3. Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13.3 \log(10M) \quad \text{si } M < 200 [\text{Kg/m}^2]$$

$$L = 15 \log(M) + 9 \quad \text{si } M > 200 [\text{Kg/m}^2]$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350Kg/m^2 .

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h = \frac{M}{\rho} = \frac{0.0350}{0.00250} = 14\text{cm}$$

Nous prenons : h=15cm

Tel que : $\rho = 2500 \text{dan/m}^3$

Donc : $e = \max(11 ; 15 ; 15) = 15\text{cm}$

Nous adopterons une épaisseur de 15cm.

II-3. pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulées sur place. Leurs pré-dimensionnement se fait par les règles du BAEL 99.les étapes sont résumées dans ce qui suit :

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

(Art A.4.14 BAEL91)

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

L_{\max} : portée maximum entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h : hauteur totale de la poutre

b : largeur de la poutre

II-3.1. Poutres principales (pp) :(les poutres porteuses).

Ce sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

❖ Calcul de la hauteur h :

On a $L_{\max} = 380 - 25 = 355$ cm

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10}$$

$$23,67 \leq h \leq 35,5$$

Nous prendrons : $h = 35$ cm

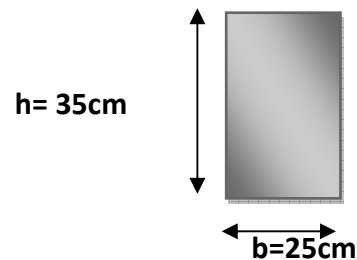
❖ Calcul de la hauteur b :

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35)$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

Nous prendrons pour plus de sécurité : $b = 25$ cm.

$$\mathbf{PP = (25 \times 35) \text{ cm}^2}$$



II-3.2. Poutres secondaires(PS) :

Ce sont Disposées parallèlement aux poutrelles.

❖ **Calcul de la hauteur h :**

On a $L_{\max} = 335 - 25 = 310 \text{ cm}$

$$\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10}$$

$$20,67 \leq h \leq 31$$

Nous prendrons pour plus de sécurité : $h = 35 \text{ cm}$

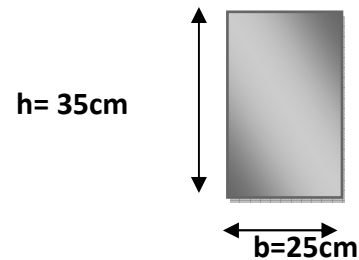
❖ **Calcul de la hauteur b :**

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35)$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

Nous prendrons pour plus de sécurité: $b = 25 \text{ cm}$

$$\text{PS} = (25 \times 35) \text{ cm}^2$$



Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	35 cm	vérifier
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	25 cm	Vérifier
$h/b \leq 4$	1,4	1,4	Vérifier

Tableau II-1 : Vérification aux exigences de RPA

II-4. Pré-dimensionnement des voiles :

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

Le pré- dimensionnement des voiles se fera conformément à (l'Art 7.7.1) du RPA99 version 2003. Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition

$$L_{\min} \geq 4a$$

L'épaisseur du voile (a) sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la rigidité aux extrémités comme l'indique la figure ci-dessous :

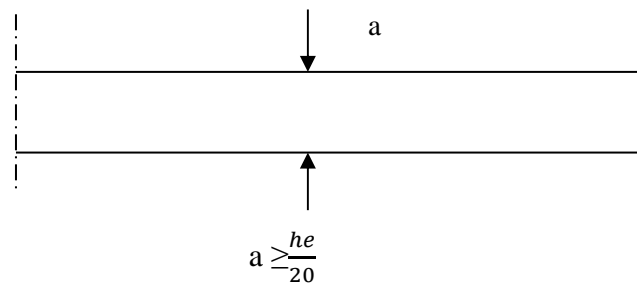


Fig. II-2 : coupes de voiles en plan

Avec : **a** : épaisseur d'un voile.

L : portée min du voile.

h_e : hauteur d'étage.

$$a \geq \max \left(e_{\min}; \frac{h_e}{20} \right)$$

- rez-de-chaussée : $h_e = 388 \text{ cm}$

$$a \geq \max \left(e_{\min}; \frac{h_e}{20} \right) a \geq \rightarrow (15 ; 19,40) = 19,40 \text{ cm}$$

$$a \rightarrow \text{cm}$$

- étage courants : $h_e = 286 \text{ cm}$

$$a \geq \max \left(e_{\min}; \frac{h_e}{20} \right) \Rightarrow a \geq \max (15 ; 14,30) = 15 \text{ cm}$$

$$a \rightarrow \text{cm}$$

Enfin on adopte une épaisseur de 20cm pour tous les voiles.

On prend : **a = 20 cm**

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas :

$$L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Nous passons d'une épaisseur de 15cm à 20cm pour les voiles, dans le but de ne pas avoir d'armatures discontinues et afin de pallier aux problèmes de coffrage.

II-5. Pré -dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement se fera à l'ELS en compression simple pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple N_s en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$B_c \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}} \quad (\text{Art 7.4.3.1RPA99 version 2003})$$

Avec :

$$N_s = G + Q.$$

N_s : effort normal de compression.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

B_c : section transversale du poteau.

Le RPA nous impose pour la **zone (IIa)** que les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$en zone IIa

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$.

Remarque : En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigée par le RPA (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) pour un poteau en **zone (IIa)** qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

II-5.1. Surface d'influence:

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = S_2 = 1,55 \times 1,775 = 2,751 \text{ m}^2$$

$$S_3 = S_4 = 1,55 \times 0,875 = 1,356 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = (2 \times 2,751) + (2 \times 1,356) = 8,214 \text{ m}^2$$

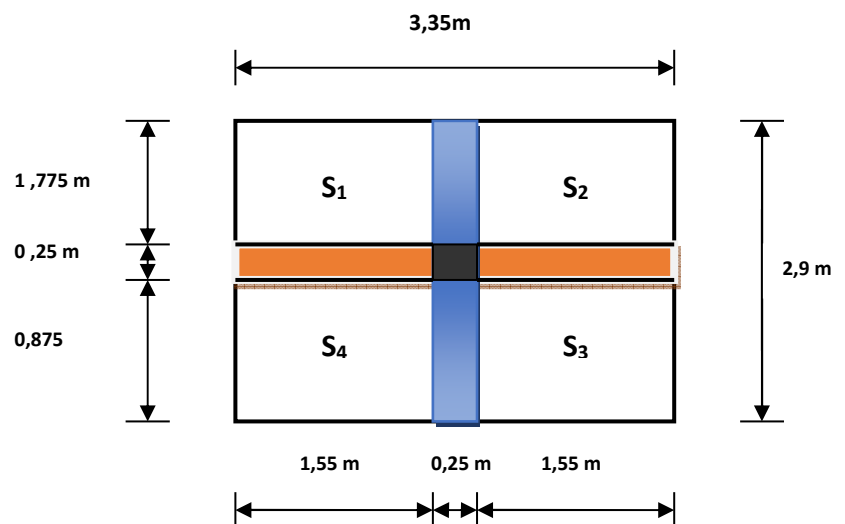


Fig. II-3: Surface d'influence du poteau le plus sollicité

II-6.Détermination des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q , nous allons nous référer au document technique réglementaire (DTRB.C.2.2).

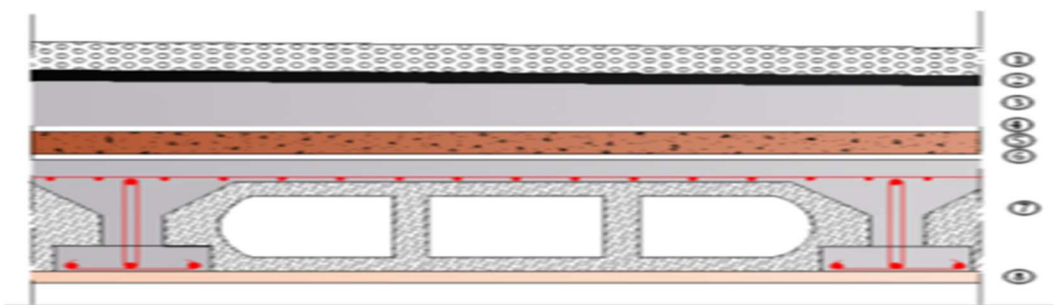
II-6.1.Charges permanentes G :**II-6.1. 1. Plancher terrasse :**

Fig. II-3: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

N ^o	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (kN / m ³)	G (kN / m ²)
1	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1.00
2	Etanchéité multicouches	2	6	0.12
3	Forme de pente en béton	6	22	1.32
4	Feuille de polyane	1	1	0.01
5	Isolation thermique (liège)	4	4	0.16
6	Plancher en corps creux	16+4	14	2.8
7	Enduit de plâtre	2	10	0.2
				$G_{pt}=5.61\text{KN/m}^2$

Tableau II-2 : charges revenant au plancher terrasse inaccessible.

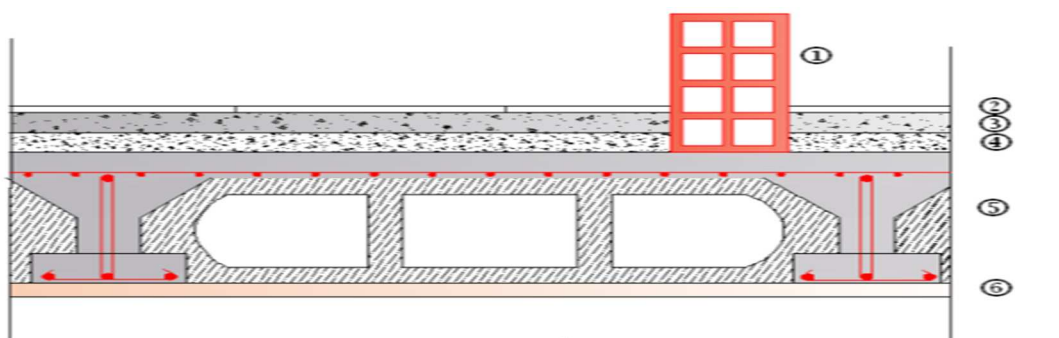
II-6.1.2. Plancher d'étage courant :

Fig. II-4: Coupe transversale d'un plancher étage courant.

N ⁰	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN /m ²)
1	Maçonneries en briques creuse avec enduit	10+4	9+10	1.3
2	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
3	Mortier de pose	2	20	0.40
4	Couche de sable	2	18	0.36
5	Plancher en corps creux	20	14	2.80
6	Enduit plâtre	2	10	0.20
				G_{pc}=5.46KN/m²

Tableau II-3: charges revenant au plancher corps creux étage courant

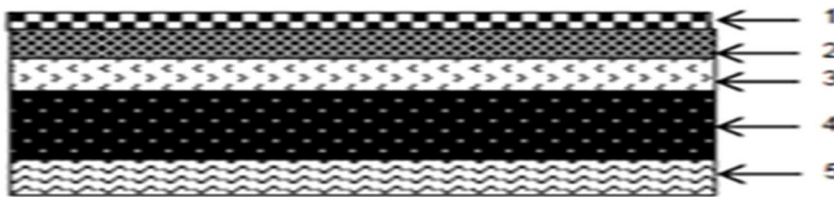
II-6.1.3. Dalle pleine :

Fig. II-5 : coupe transversale de la dalle pleine

N ⁰	composition	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	(G kN /m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	22	0.66
3	Couche de sable	3	18	0.54
4	dalle en béton arme	15	25	3.75
5	Enduit de ciment	2	18	0.36
				G_{dp}=5.71KN/m²

Tableau II-4 : charges revenant à la dalle pleine

II-6.1.4. Maçonnerie :

❖ **Murs extérieurs :**

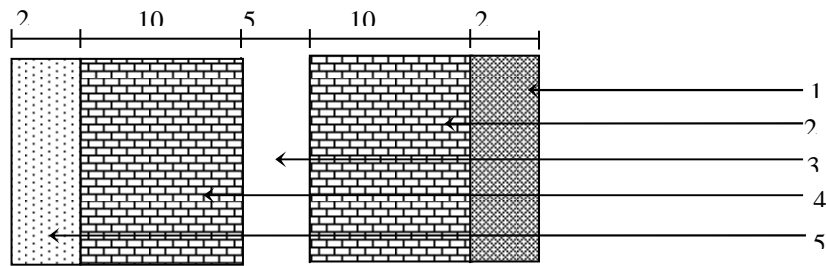


Fig. II-6 : Coupe transversale d'un mur extérieur.

N ⁰	composition	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN /m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	0	0
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit du ciment	0.02	18	0.36
				G_{me}=2.36KN/m²

Tableau II-5 : Charges revenant aux murs extérieur

❖ **Murs intérieure :**

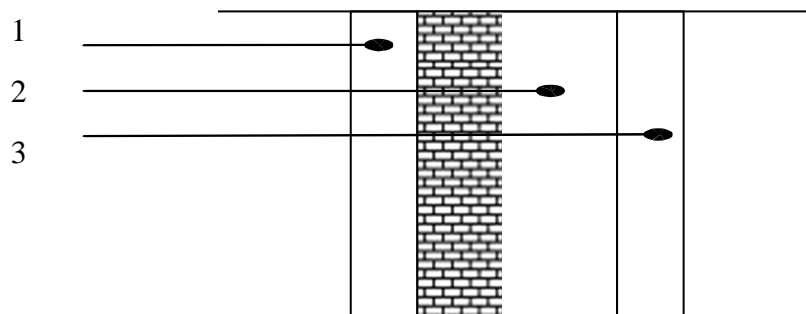
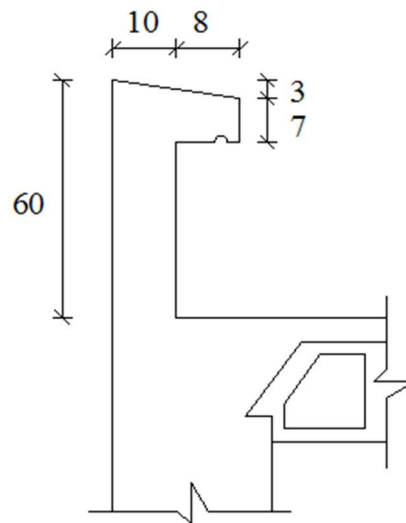


Fig. II-7: Coupe transversale d'un mur intérieur.

N ⁰	composition	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN /m ²)
1	Enduit de plâtre	4	10	0.40
2	Brique creuse	10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	4	10	0.40
				G_{mi}=1.30KN/m²

Tableau II-6 : Charges revenant aux murs intérieurs

II-6.1.5. Acrotère :**Figure .II-7: Coupe verticale de l'acrotère.**

La hauteur de l'acrotère est égale à : 60cm

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre: $G = \rho \times S \times 1ml$

$$S = \left[(0.60 \times 0.1) + (0.08 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.08}{2} \right) \right] = 0.0668$$

$$S = 0.0668 m^2$$

$$G = 25 \times 0.0668 \times 1ml = 1.67 kN/ml$$

II-6.2. Surcharges d'exploitation :

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés. Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	surcharges Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.50 (usage d'habitation)
RDC	5.00 (usage commercial)
Balcon	3.50
Porte à faux	1.5 (usage d'habitation)
Escalier	2.50
L'acrotère	1.00

Tableau II-7 : surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires

Plancher de RDC : $Q = 5 \times 8,214 = 41,07 \text{ KN}$ (usage commercial)

Plancher étage courant : $Q = 1,5 \times 8,214 = 12,32 \text{ KN}$ (usage habitation)

Plancher terrasse : $Q = 1 \times 8,214 = 8,214 \text{ KN}$

II-6.4. Poids propre des éléments :

❖ Poids du plancher :

✓ Plancher terrasse :

$$P = G \times S$$

$$P = 5,61 \times 8,214 = 46,08 \text{ KN}$$

✓ Plancher étage courant :

$$P = 5,46 \times 8,214 = 44,85 \text{ KN}$$

❖ Poids des poutres :

✓ Poutres principales :

$$P = \rho \times S \times h$$

$$P_{pp} = 25 \times (0,25 \times 0,35) \times (1,55 + 1,55) = 6,78 \text{ KN}$$

✓ Poutres secondaires :

$$P_{ps} = 25 \times (0,25 \times 0,35) \times (1,775 + 0,875) = 5,80 \text{ KN}$$

D'où le poids total : $P_{total} = 12,58 \text{ KN}$

❖ Poids des poteaux :

✓ Poteau du RDC :

$$P_{Pot} = 25 \times (0,25 \times 0,25) \times 4,08 = 6,37 \text{ KN}$$

✓ Poteau d'étage courant :

$$P_{pot} = 25 \times (0,25 \times 0,25) \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$$

Niv	Charges permanentes G (KN)					Charges d'exploitation Q(KN)		Effort Normal N = G _c +Q _c	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	
	Poids de plancher (kN)	Poids des poteaux (kN)	Poids des poutres (kN)	G _{total} (kN)	G _{cumulée} (kN)	Q _{total} (kN)	Q _{cumulé} (kN)		Section rouverte N/σ _{bc} (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
5	46,08	4,78	12,58	63,44	63,44	8,214	8,214	71,654	47,77	35×40
4	44,85	4,78	12,58	62,21	125,65	12,32	20,534	146,184	97,46	35×40
3	44,85	4,78	12,58	62,21	187,86	12,32	32,854	220,714	147,14	35×40
2	44,85	4,78	12,58	62,21	250,07	12,32	45,174	295,244	196,83	40×45
1	44,85	4,78	12,58	62,21	312,28	12,32	57,494	369,774	246,52	40×45
RDC	44,85	6,37	12,58	63,80	376,08	41,07	98,564	474,644	316,43	40×45

Tableau II-8 : Descentes des charges pour les poteaux

II-7. Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d’angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux(Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003).

II-7.1.Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots 1 \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

Poteaux (bxh)	Conditions exigées par RPA99 ver 2003	Valeurs calculées	observation
Etage 345 (35×40)	Min (b ₁ , h ₁) ≥25cm	Min (b ₁ , h ₁) = 35cm	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥h _e /20	h _e /20 = 306/20=15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b ₁ /h ₁ ≤4	b ₁ /h ₁ = 0,88	Condition vérifiée
Etage 12 (40×45)	Min (b ₁ , h ₁) ≥25cm	Min (b ₁ , h ₁) = 40cm	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ h _e /20	h _e /20 = 306/20=15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b ₁ /h ₁ ≤4	b ₁ /h ₁ = 0,88	Condition vérifiée
RDC (40×45)	Min (b ₁ , h ₁) ≥25cm	Min (b ₁ , h ₁) = 40cm	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ h _e /20	h _e /20 = 408 /20=20.4	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b ₁ /h ₁ ≤4	b ₁ /h ₁ = 0,89	Condition vérifiée

Tableau II-9 : vérification des sections des poteaux selon le RPA99 version 2003

Conclusion :

Les dimensions des sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

II-7.1.Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement :

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

L’élancement des poteaux, il faut vérifier que : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

Rayon de giration

L_f : Longueur de flambement d'un poteau (**Art.B.8.3.3.1, BAEL 91**)

$$l_f = 0.7 l_0$$

l_0 : Longueur libre de poteau.

I : Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3/12$.

S : section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{xx}}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12 \times bh}}} = 0.7L_0 \sqrt{\frac{12}{h^2}}$$

Niveau	Poteau (cm)	Surface (cm ²)	Inertie (cm ⁴) *10 ³	L ₀ (cm)	L _f =0.7L ₀ (cm)	$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ (cm)	$\lambda = \frac{l_f}{i}$
RDC	40×45	1800	303,75	408	285,6	12,99	21,99
ET ₁₂				306	214,2	12,99	16,49
ET ₃₄₅	35×40	1400	186,67	306	214.2	11,55	18,55

Tableau II-10: Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement

La condition de l'élanement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

CONCLUSION:

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Hauteur du plancher en corps creux		h_t = 20cm (16+4)
Epaisseur de la dalle pleine		e = 15cm
voiles	RDC, étages courants	a = 20cm
Sections des poutres	Poutre principale	(25×35) cm ²
	Poutre secondaire	(25×35) cm ²
Sections des poteaux	RDC et 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	(40×45) cm ²
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	(35×40) cm ²

Tableau II-15 : Récapitulatif des résultats.

III.1. ACROTÈRE :**III.1.1 INTRODUCTION :**

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrions les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99 version 2003.

III.1.2. Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent.

La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales ;

l'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre (**G**) donnant un effort normal (**N**) et une charge d'exploitation horizontale (Poussée latérale)(**Q**) non pondérée qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement.

III.1.3. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : $h = 60\text{cm}$

L'épaisseur : $h_0 = 10\text{ cm}$

L'enrobage : $c = c' = 2\text{cm}$

La surface : 0.0668 m^2

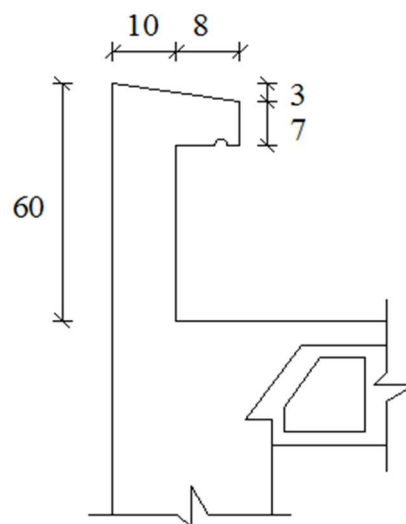


Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.1.4. Calcul des sollicitations :**III.1.4.1 Chargement :**

✓ Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

ρ : Masse volumique du béton = 25 kN / m³

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.60 \times 0.1) + (0.08 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.08}{2} \right) \right] = 25 \times 0.0668$$

$$G = 1.67 \text{ kN/ml}$$

✓ Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

III.1.4.2 Les sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1.67 \text{ kN}$

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

Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.60 \times 1 = 0.60 \text{ kN.m}$

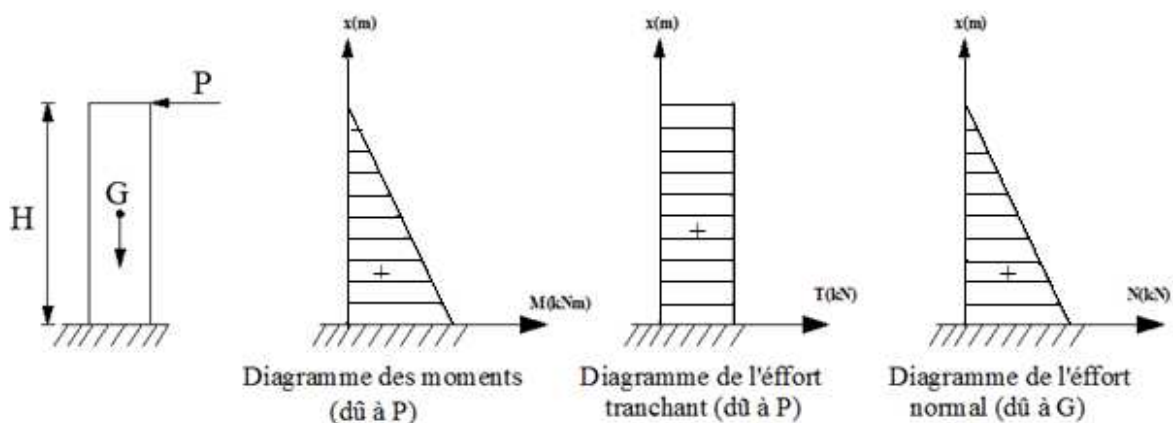


Figure III.1.2: Diagramme des efforts internes.

III.1.4.3 Les combinaisons de charges :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.67 = 2.25 \text{ kN}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

ELS : $G + Q$

$$N_s = N = 1.67 \text{ kN}$$

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

$$M_s = M = 0.6 \text{ kN.m}$$

III.1.5.Ferrailage:

Le calcul des armatures se fera à L'ELU et la vérification à L'ELS pour une bande de 1[m]de largeur soumise à la flexion composée.

III.1.5.1 Calcul à L'ELU :

Figure III.1.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

➤ **Calcul de l'excentricité :**

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.25} = 0.4\text{m} = 40\text{cm}$
- $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 5 - 2 = 3\text{cm}$

Avec : M_U : moment dus à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

$(\frac{h}{2} - c)$ → la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

Donc : $e_u = 40\text{cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 5 - 2 = 3\text{ cm}$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

➤ **Calcul en flexion simple :**

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

$$M_f = 2.25 \times [0.4 + (\frac{0.1}{2} - 0.02)] = 0.9675 \text{ kN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_{fu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.9675 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_1 = 0.392$$

→ $\mu_u = 0.011 < \mu_1 = 0.392$ → La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.011 \rightarrow \beta = 0.9945$$

Avec : $f_{bc} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ [MPa]}$

Remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{0.9675 \times 10^3}{0.9945 \times 348 \times 8} = 0.349 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Calcul en flexion composée:**

La section des armatures réelles :

- Armatures principale :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.349 - \frac{2.25}{34.8} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.1.5.2 Vérification à l'ELU :

- a) **La condition de non fragilité** (Art : A.4.2, 1, BAEL91) :

- ✓ **Armatures principales :**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A > A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A = 0.28 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

Remarque:

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section minimale.

$$A_s = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_s = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm.}$$

- ✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 2.51/4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement : $S_t = 60/4 = 15 \text{ cm}$

Et ils seront disposés pour une longueur de 60 cm

- b) **Vérification au cisaillement :** (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'ou :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = \min(2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10}{100 \times 8} = 0.01875 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$ (V_u : effort tranchant).

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A. 6.1.3/BAEL 91)

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

Ψ_s : Coefficient de scellement: $\Psi_s = 1.5$ H.A

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i = n \Pi Q = 5 \times \Pi \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^2}{0.9 \times 8 \times 12.56} = 1.66 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Longueur de scellement droit: (Art A.6.2.21/BAEL91)

$L_s = 40 \Phi$ pour FeE 400

$L_s = 50 \Phi$ pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

- Espacement des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable $\rightarrow St \leq \text{Min}(2h; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$.

III.1.5.3 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \right\} \dots \dots \dots (\text{Art A.4.5,32/BAEL99})$$

Avec : η : coefficient de fissuration { $\eta = 1.6$ H.A ; $\eta = 1$ R.1}

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.6, \max (200, 201.63) \} \rightarrow \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$.

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0.313$$

$$\rho_1 = 0.313 \rightarrow \beta_1 = 0.9123$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.9123 \times 8 \times 2.01} = 39.147 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 39.147 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K_1} = \frac{32.753}{42.036} = 0.779 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.779 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé

III.1.6 Vérification de l'acrotère au séisme:

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces Sismiques l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots (\text{RPA 99 version 2003/ Art 6.2.3})$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1**).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Art 6.2.3 tab 6-1**).

W_p: Poids de l'acrotère :

dans notre cas :

A : (zone IIa, groupe d'usage 2) → A=0.15

C_p = 0.8 (élément en console)

W_p = 1,67 [kN/ml]

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.67 = 0.802$ [kN/ml].

$F_p = 0.802 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

Conclusion : la condition étant vérifiée, d'où le calcul au séisme n'est pas nécessaire.

III.1.6 ferrailage adopté :

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment :

▪ **Armatures principales:**

5HA8 = 2,51 cm²/ml avec un espacement de 20cm

▪ **Armatures de répartition :**

4HA8 = 2,01 cm²/ml avec un espacement de 17cm.

III.2.PLANCHERS**III.2.1 INTRODUCTION :**

Le plancher est constitué de corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm (entre axes). Et possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de la dalle de compression.

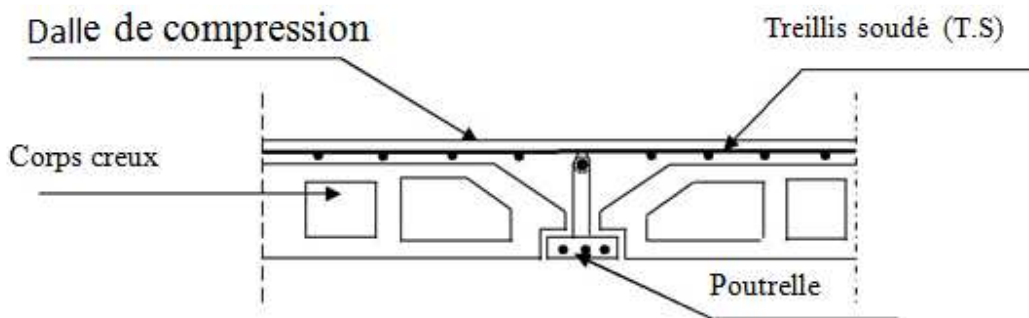


Figure III.2.1 : Coupe transversal du plancher

III.2.2.Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 5cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520).

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **B.A.E.L 91** (Art B.6.8.423) :

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

L : entre axes des poutrelles qui est égale à 65cm (50cm<L<80cm)

Donc :

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

- A_{\perp} : cm² par mètre linéaire.
- L : Entre axe des poutrelles (L= 65cm)
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisée ($f_e = 520\text{MPa}$)

$$\text{D'où : } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 20\text{cm}$.

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20\text{cm}$.

Conclusion: nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

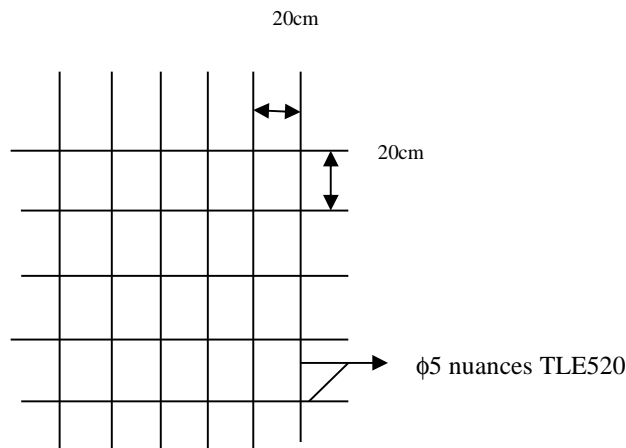


Figure : III.2.2 Treillis soudées de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$

III.2.3 Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$.

- **Dimensionnement des poutrelles :**

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

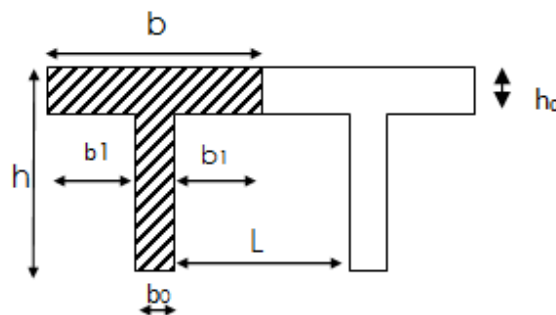


Figure III.2.3 : Surfaces revenant aux poutrelles

$b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelle

$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle

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

b_1 : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5\text{ cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de Compression et après coulage de la dalle de compression :

III.2.3.1 : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales.

Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'ouvrier.

a)- Chargement :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = (0.12 \times 0.04) \times 25 = 0.12\text{kN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62\text{kN/ml}$
- Surcharge due à l'ouvrier : 1.00 kN/ml
- Charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74\text{ KN/ ml.}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1\text{kN/ml}$

b)- Ferrailage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

- ✓ Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5\text{ kN/ml}$$

- ✓ Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 3,51\text{kN.m} \Rightarrow M_U = 3,51\text{kN.m}$$

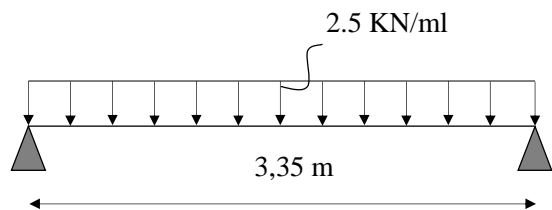
- ✓ Calcul de l'effort tranchant sur appuis :

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = 4,19\text{KN} \Rightarrow T = 4,19\text{ kN}$$

- ✓ Calcul des armatures :

Soit l'enrobage $c = 2\text{ cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{ cm}$



$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{3,51 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 5.15 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA}$$

Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distants de (0.80 à 1.20) m.

III.2.3.2 : Après coulage de la dalle de compression:

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

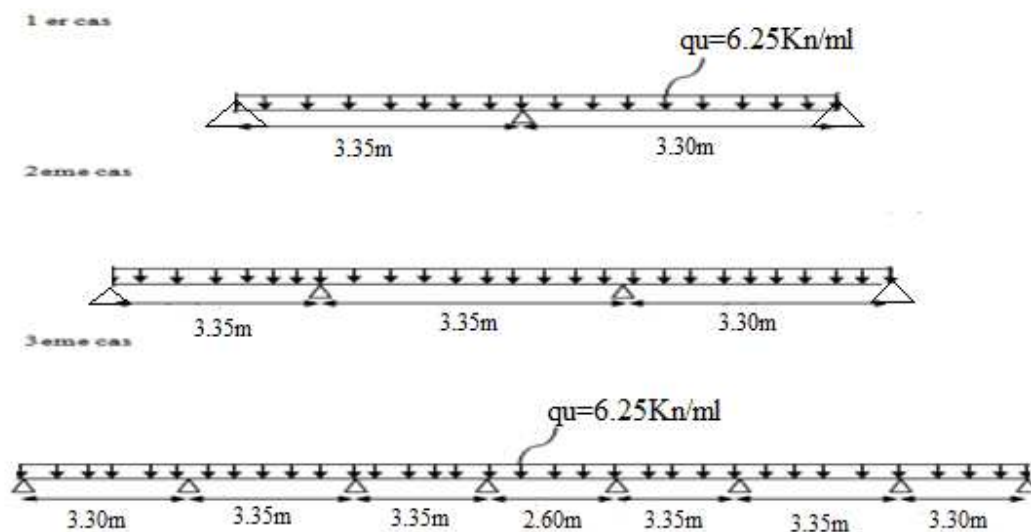


Figure III.2.4 : Les poutrelles à étudier

a)- Chargement :

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

➤ Plancher étage courants :

Poids propre de plancher : $G = 5,46 \times 0.65 = 3,549 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0.65 = 0,975 \text{ kN/ml}$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

Poids propre de plancher : $G = 5,61 \times 0,65 = 3,647 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

a.1) combinaisons des charges :

Plancher étage courant :

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,549) + (1,5 \times 0,975) = 6,254 \text{ kN/ml}$
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,549 + 0,975 = 4,524 \text{ kN/ml}$

Plancher terrasse inaccessible

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,647) + (1,5 \times 0,65) = 5,898 \text{ kN/ml}$
- ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,647 + 0,65 = 4,297 \text{ kN/ml}$

b)- Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

*Méthode forfaitaire.

*Méthode des trois moments.

*Méthode de Caquot.

b.1 Méthode forfaitaire :

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**
(BAEL 91 .Art B.6.2, 210)

1. La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 kN/m^2 .

$$Q \leq \max \{2G; 5 \text{ kN/ml} \}$$

Avec :

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

$$2 \times G = 2 \times 3,549 = 7,098 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 0,975 \text{ kN/ml} \leq \max \{7,098 ; 5\} = 7,098 \text{ kN/ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow **La condition est vérifiée.**
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \\ \frac{3,35}{3,30} = 1,01 \\ \frac{3,30}{3,35} = 0,98 \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow **La condition est vérifiée.**

Conclusion :

Compte tenu de satisfaction de toutes les conditions, on ne conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

- **Application de la méthode :**

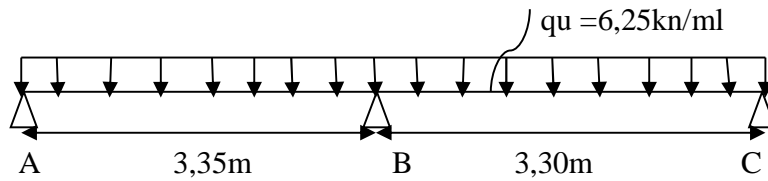


Figure III.2.5: Schéma statique de la poutrelle.

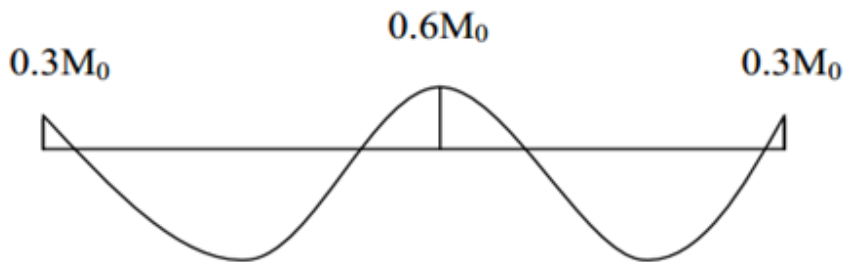


Figure III.2.6 : Diagramme des moments.

➤ à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6,254 \text{ kN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0.97}{0.97 + 3.549} = 0.215 \text{ kN/m} \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3 \alpha = 1.065 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.632 \quad (\text{travée de rive}) \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques :

En travée: $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

Travée	AB	BC
L (m)	3.35	3.30
M_0 (kN.m)	8.767	8.507

Aux appuis : $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

$M_A = 0.3 M_{01}$

$M_B = 0.6 \max (M_{01}, M_{02})$

$$M_C = 0.3 M_03$$

Appuis	A	B	C
Coefficient forfaitaire	0.3	0.6	0.3
$M_{\text{appuis}}(\text{kN.m})$	2.630	5.260	2.552

a- Calcul des moments en travées :

- Travée A-B :

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{M_A + M_B}{2} + (1 + 0.3\alpha) \times M_{AB} \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{AB} \end{cases}$$

Avec :

$$1 + 0.3\alpha = 1.065$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.632$$

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{2.630 + 5.260}{2} + 1.065 \times 8.767 = 5.392 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.632 \times 8.767 = 5.541 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tAB} = 5.541 \text{ kN.m}$

- Travée B-C :

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{M_B + M_C}{2} + (1 + 0.3\alpha) \times M_{BC} \\ M_{tBC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{BC} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{5.260 + 2.552}{2} + 1.065 \times 8.507 = 5.154 \text{ kN.m} \\ M_{tBC} \geq 0.632 \times 8.507 = 5.376 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tBC} = 5.376 \text{ kN.m}$

Kn.m

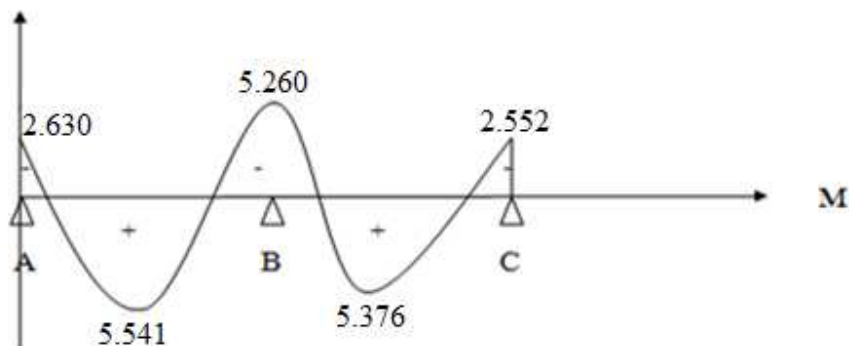


Figure III.2.7 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU en KN.m

b- Calcul des efforts tranchant:

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

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui.

V_e : effort tranchant à droite de l'appui.

➤ à l'ELU

- Travée de rive AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6.25 \times \frac{3.35}{2} + \frac{5.260 - 2.630}{3.35} = 11.254 \text{ kN}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6.25 \times \frac{3.35}{2} + \frac{5.260 - 2.630}{3.35} = -9.684 \text{ kN}$$

- Travée de rive BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6.25 \times \frac{3.30}{2} + \frac{2.552 - 5.260}{3.30} = 9.492 \text{ kN}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6.25 \times \frac{3.30}{2} + \frac{2.552 - 5.260}{3.30} = -11.133 \text{ kN}$$

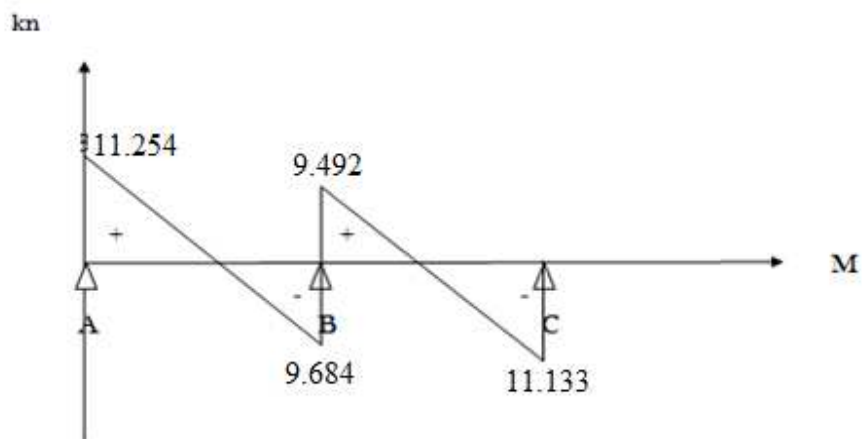


Figure III.2.8 : Diagramme des efforts tranchants en kN

REMARQUE : Après avoir fait les calculs des 3 cas on a trouvé le cas le plus défavorable est celui du premier cas, On ignore le deuxième cas et le troisième.

III.2.4. Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis.

- **Armatures longitudinales:**

Les moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{\max} = 5.541 \text{ kN.m} \text{ et } M_a^{\max} = 5.260 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en *Té* dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} :$$

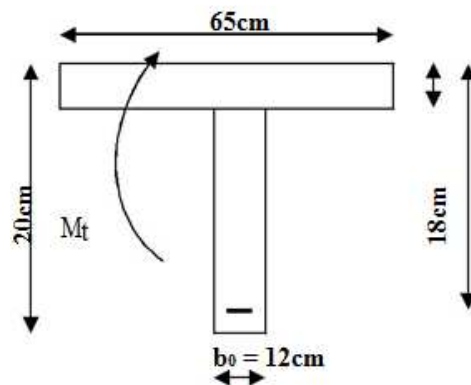


Figure III.2.9 : Coupe schématique de la poutrelle.

a)- En travées :

- Moment équilibré par la table de compression M_0 :

Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \text{ avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 59.072 \text{ kN.m} \\ M_t^{\max} = 5.541 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{\max}$: donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion : la section en Té se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

- Sections d'armatures :

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.541 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_u = 0.018 < \mu_i = 0.392 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$\mu_u = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

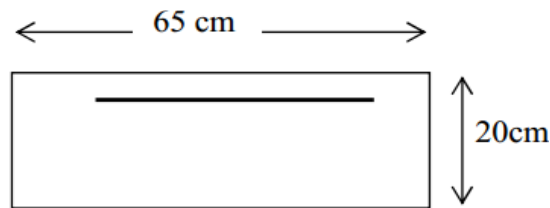


Figure III.2.10 : Coupe schématique de la poutrelle (travées).

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.541 \times 10^5}{0.991 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Remarque:

Nous adopterons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

b) Aux appuis:

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_a \max}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.260 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.10$$

$$\mu_u = 0.10 < \mu_i = 0.392 \quad (\text{section simplement armé})$$

$$\mu_u = 0.10 \rightarrow \beta = 0.947$$

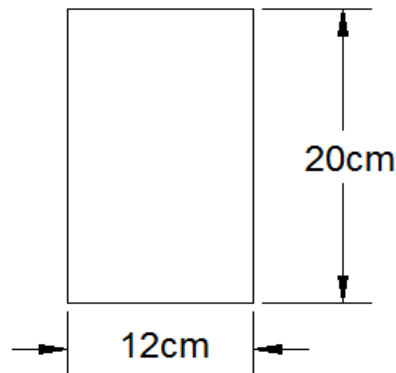


Figure III.2.11 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis).

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.260 \times 10^5}{0.947 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{sa} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \varnothing_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$$

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_1 : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{20}{35} ; 1.2 ; \frac{12}{10} \right) = 0.571 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de $\varnothing 8$ avec $A_{st} = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

Espacement d'un cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/ Art: A.5.1.22)

$$St \leq \min \{ 0,9 \times d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq 16.2 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

En travée : **3HA12 = 3.39 cm²**

Aux appuis : **2HA12 = 2.26 cm²**

Les armatures transversales : **2HA8 = 1.01 cm²**

III.1.5. Vérifications à l'ELU :

III.1.5.1 Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) :

Calcul de la section minimale :

- Aux appuis :

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$

avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_{st}^{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- En travée :

$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$ Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{st}^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3.39 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

III.2.5.2 Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 11.254 \text{ kN}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{11.254 \times 1000}{120 \times 180} = 0.521 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

III.2.5.3 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.254 \times 10}{0,9 \times 18 \times 75.36} = 0.922 \text{ Pa}$$

$\tau_{se} = 0,922 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.254 \times 10}{0,9 \times 18 \times 113.04} = 0.614 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,614 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III.2.5.4 Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

- Appuis de rive :

$$\frac{2 T_{\max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a_0 = 0.9 d$$

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 d f_{c28} b_0}{2 \gamma_b} = 0.36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0.36 \times 18 \times 25 \times 12}{1,5} 10^{-1} = 129.6 \text{ kN}$$

$T_{\max} = 11.254 \text{ kN} < T = 129.6 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

III.2.5.6 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99):

- Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(11.254 - \frac{2.630 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \times \frac{11.5}{400} = -0.14 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A = -0.14 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(11.254 - \frac{5.260 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) \times \frac{11.5}{400} = -0.61 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 > A = -0.61 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

→ Les armatures calculées sont suffisantes.

III.2.5.7 Ancrage des armatures (longueur de scellement)(Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour HA

$$L_s = \frac{400 \times 0.8}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{nous prendrons : } L_s = 50 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à : $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

III.2.6. Vérifications à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.254 \text{ kN/ml} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 4.524 \text{ kN /ml} \end{array} \right.$$

$$\implies \frac{q_s}{q_u} = 0.72$$

Les moments max en travées et aux appuis sont :

✓ $M_t^{\text{max}} = 5.541 \times (0.72) = 3.989 \text{ kN.m}$

✓ $M_a^{max} = 5.260 \times (0.72) = 3.787 \text{ kN.m}$

III.2.6.1 Etat limite de la compression du béton :

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

β_1 est en fonction de : $\rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 15.67 \\ \beta_1 = 0.837 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{3.989 \times 10^3}{3.39 \times 0.837 \times 18} = 78.10 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{15.67} = 0,0638$

Les résultats seront affichés sur les tableaux suivant :

- **En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Ms (KN.m)	As à l'ELU	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
3.989	3.39	1.56	0.837	15.67	0.0638	78.10	4.982	15	vérifiée

- **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_{sa} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Ms (KN.m)	As à l'ELU	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
3.787	2.26	1.046	0.858	20.21	0.049	108.499	5.316	15	vérifiée

III.2.6.2 Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.2.6.3 Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entre vous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \quad \text{Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 4,524 \times \frac{3,35^2}{8} = 6,35 \text{ kN.m} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \end{array} \right.$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} = \frac{20}{335} = 0,059 > \frac{3,989}{15 \times 6,35} = 0,042 \dots \text{condition vérifiée} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 3) \frac{h}{l} = \frac{20}{335} = 0,059 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

❖ Calcul de la flèche :

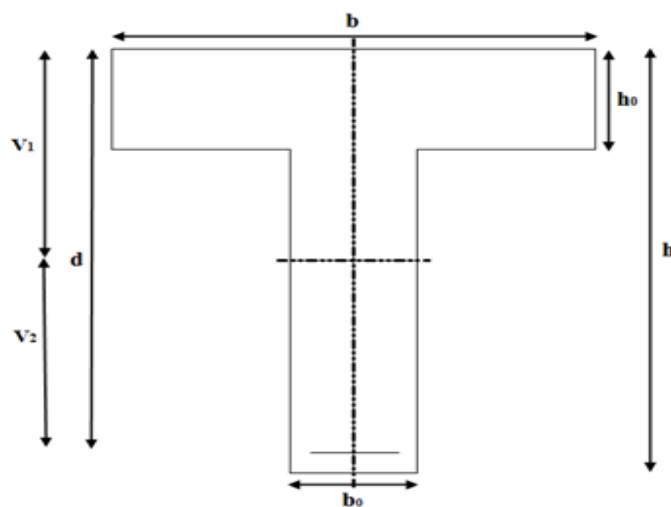


Figure III.2.12: Coupe schématique de la poutrelle

Il faut vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_0 I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée; $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$$

I_{fv} : inertie fissuré de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} est donné par la formule suivante : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} ; 0 \right)$$

ρ : Est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la

nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

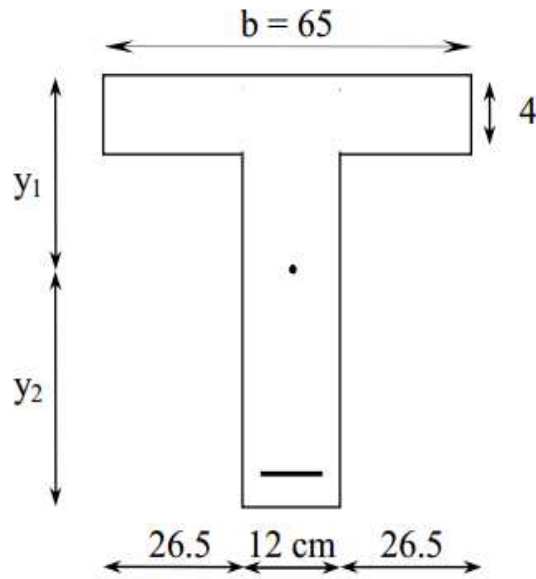
$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho}$$

- Calcul des paramètres :

✓ La position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} S_{xx'} &= b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d) \\ &= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3.39 \times 18) \\ &= 3739.3 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$



$$B_0 = (12 \times 20) + (65-12) \times 4 + (15 \times 3.39) = 502.85 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

✓ Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b-b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b-b_0) \times h_0 \times (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_{st} \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.44^3 + 12.56^3) + (65-12) \times \frac{4^3}{12} + (65-12) \times 4 \times (7.44 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 3.39 \times (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 10259.48 \text{ cm}^4.$$

✓ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 348 + 2.1} ; 0 \right) = 0.846$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0157} = 1.047$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 10259.48}{1 + 0.4 \times 0.846 \times 1.047} = 8333.004 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{4.524 \times 3.35^2}{10818.865 \times 10^3 \times 8333.004 \times 10^{-8}} = 0.0007 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{3.35}{500} = 0.0067 \text{ m}$$

$f = 0.0007 \text{ m} < \bar{f} = 0.0067 \text{ m}$Condition vérifiée.

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

- ❖ Armatures longitudinales :
 - En travée : **3HA 12 = 3.39cm².**
 - Aux appuis : **2HA12= 2.26cm².**
- ❖ Les armatures transversales :
 - Etrier : **2HA8 = 1.01 cm².**

III.3.ESCALIER :**III.3.1. DEFINITION :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges. Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure :

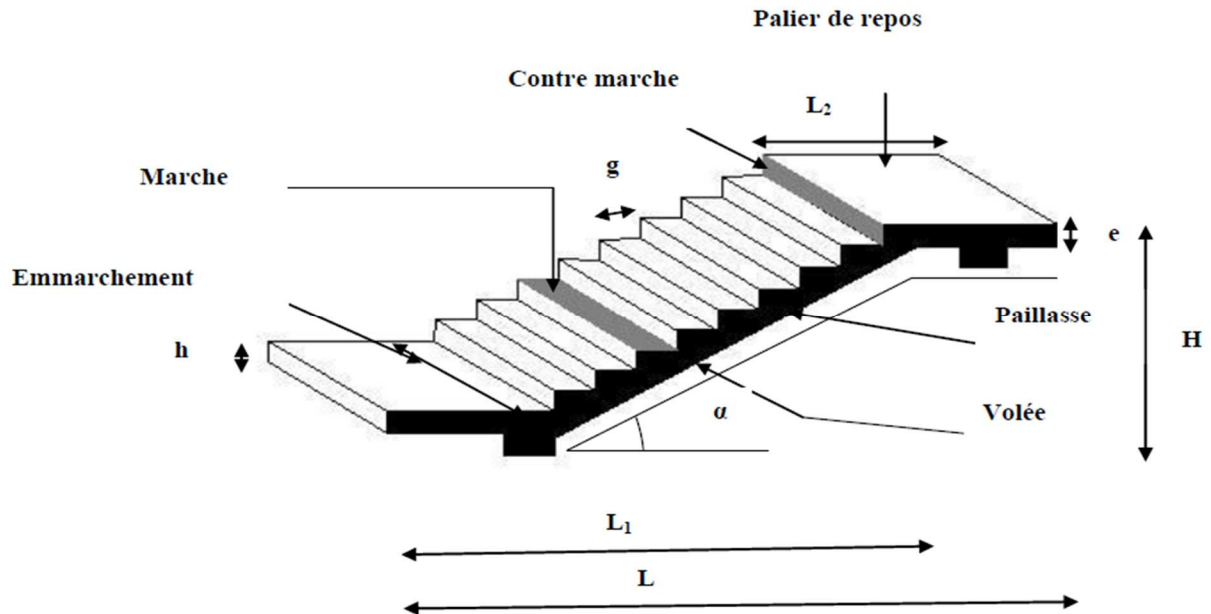


Figure III. 3.1 Schéma général d'un escalier droit.

Caractéristiques dimensionnelles :

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives.

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

La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

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

L'embranchement (E) : représente la largeur de la marche. La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet si $E \geq 1$ m.

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

Notation utilisées :

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur de la contre marche
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur du palier de repos
- L : longueur projeté du palier et de la paillasse $L=L_1+L_2$

Cage d'escalier: Notre structure comporte un seule type d'escalieren béton arme avec deux modèles différents :

- Un escalier à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires pour le RDC.

-Un escalier à 2 volées avec un palier intermédiaire pour les étages courants.

A. Escalier de l'étage courant:

III.3.2.Dimensionnement :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$60 \leq 2h + g \leq 66 \text{ [cm]}$$

D'où :

h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g: le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

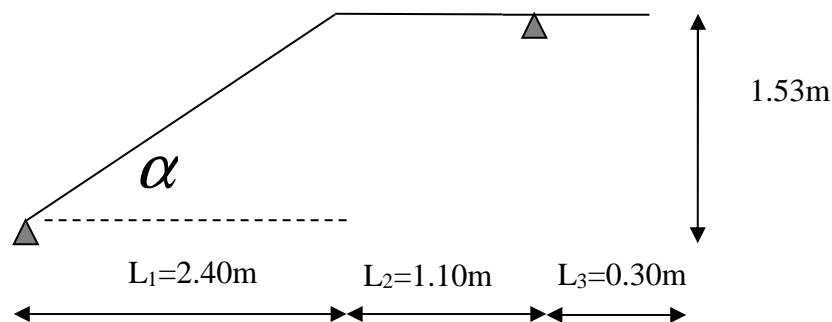


Figure III.3.2 : Schéma statique d'escalier de l'étage courant.

Pour que l'escalier soit confortable, On prend la hauteur des contres marches h : 17cm

N.B : Les deux volés sont identiques, donc le calcul se fera par un seul sens.

a) Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marches}$$

On aura 18 contres marches entre chaque deux étages.

On a deux volées donc on aura :

$n = 9$ contres marches pour la première volée

$n = 9$ contres marches pour la deuxième volée

Nous on prend le palier avec 9 contre marches

n = 9 contre marches

b) Nombre de marches:

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

m = 8 marches

c) la hauteur de contre marche:

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

d) la hauteur du giron :

$$g = \frac{L_1}{n-1}$$

La longueur de la ligne de foulée : $L_1 = g(n-1) = 30(9-1) = 2.40 \text{ m}$

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

g = 30 cm

Vérification de la relation de BLONDEL :

$$60 \leq 2h + g \leq 66 [\text{cm}]$$

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

On remarque bien que : $60 \leq 64 \leq 66 [\text{cm}] \Rightarrow$ condition vérifiée donc l'escalier est confort.

e) dimensionnement du palier :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm}$$

on prend : **$e_p = 15 \text{ cm}$**

f) dimensionnement de la paillas :

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

Angle d'inclinaison :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.52} = 284.63 \text{ cm}$$

Longueur réel de la paillasse : $L' = L_0 + L_2 = 2.8463 + 1.10 = 3.9463 \text{ m}$

Alors :

$$\frac{394.63}{30} \leq e_p \leq \frac{394.63}{20}$$

$$13.15 \leq e_p \leq 19.73 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{e_p = 15 \text{ cm}}$$

III.3.3. Détermination des charges et surcharges:

Le calcul se fera pour une bande de **1 ml** de projection horizontale de la volée et en considérant une poutre isostatique appuyée en flexion simple.

Charges permanentes :

Palier : $G_{p\text{total}} = 5.71 \text{ kN/m}^2$

Volée: $G_{v\text{total}} = 8.44 \text{ kN/m}^2$

- poids du mur extérieur:

$q_{\text{mur}} = 2,81 \times 1 \times 3,06 = 8,60 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

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

III.3.4. Calcul à L'ELU :

- Combinaison de charges :

Palier : $q_{u2} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,71 + 1,5 \times 2,5 = 11,46 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q_{u1} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 8,44 + 1,5 \times 2,5 = 15,14 \text{ KN/ml}$

Poids du mur extérieure : $q^{\text{mur}}_u = 1,35 \times q_{\text{mur}} = 1,35 \times 2,81 \times 1,53 = 5,80 \text{ KN}$

- Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants dans l'escalier on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.

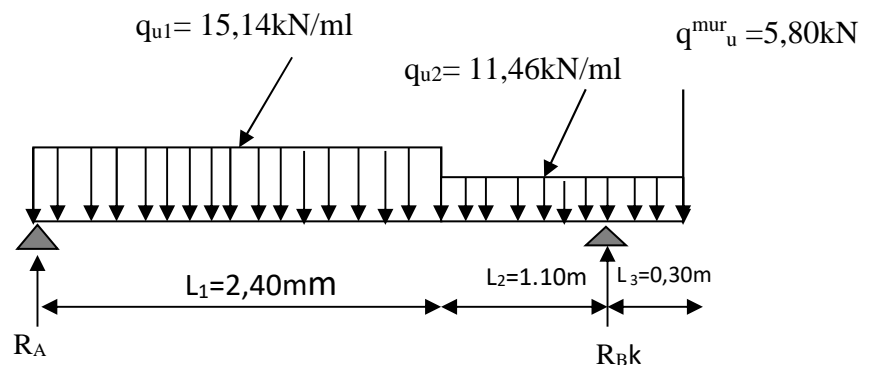


Figure III.3.3 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

Les réactions d'appuis :

$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15,14 \times 2,40) + (11,46 \times 1,40) + 5,80 = 58,18 \text{ KN}$

$\Rightarrow R_A = 58,18 - R_B$

$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow 15,14 \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + 11,46 \times 1,40 \times \left(\frac{1,40}{2} + 2,40\right) + (5,80 \times 3,80) - 3,50 R_B = 0$

$\Rightarrow 115,3796 - 3,50 R_B = 0$

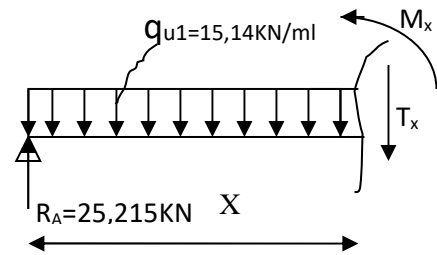
$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 32,965 \text{ KN} \\ R_A = 25,215 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Calcul des efforts internes :

1^{ere} tronçons : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

$$T(x) = -15,14x + 25,215$$

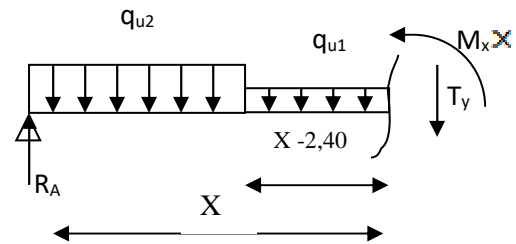
$$M_{(x)} = -15,14\left(\frac{x^2}{2}\right) + 25,215x$$



2^{eme} tronçons : $2,40 \leq x \leq 3,50 \text{ m}$

$$T(x) = -11,46x + 16,383$$

$$M(x) = -\frac{11,46(x-2,40)^2}{2} - 11,121x + 43,6032$$



3^{eme} tronçons : $0 \leq x \leq 0,30 \text{ m}$

$$T(x) = 11,46x + 5,80$$

$$M_{(x)} = -11,46 \frac{x^2}{2} - 5,80x$$

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 2,40$	0	25,215	0
	2,40	-11,121	16,913
$2,40 \leq x \leq 3,50$	2,40	-11,121	16,913
	3,50	-23,727	-2,254
$0 \leq x \leq 0,30$	0	5,80	0
	0,30	9,238	-2,256

Tableau III.3.1 : Tableau récapitulatif des efforts.

Calcul du moment max :

$$T_{(x)} = -15,14x + 25,215$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{25,215}{15,14} = 1,665 \text{ m}$

Donc : $M(1,665) = 20,997 \text{ kN.m}$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, nous portons une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

o Aux appuis :

$$M^A_{\max} = -0,3M_{\max} = -0,3(20,997) = -6,299 \text{ KN.m}$$

o En travée :

$$M^t_{\max} = 0,85M_{\max} = 0,85(20,997) = 17,847 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts internes :

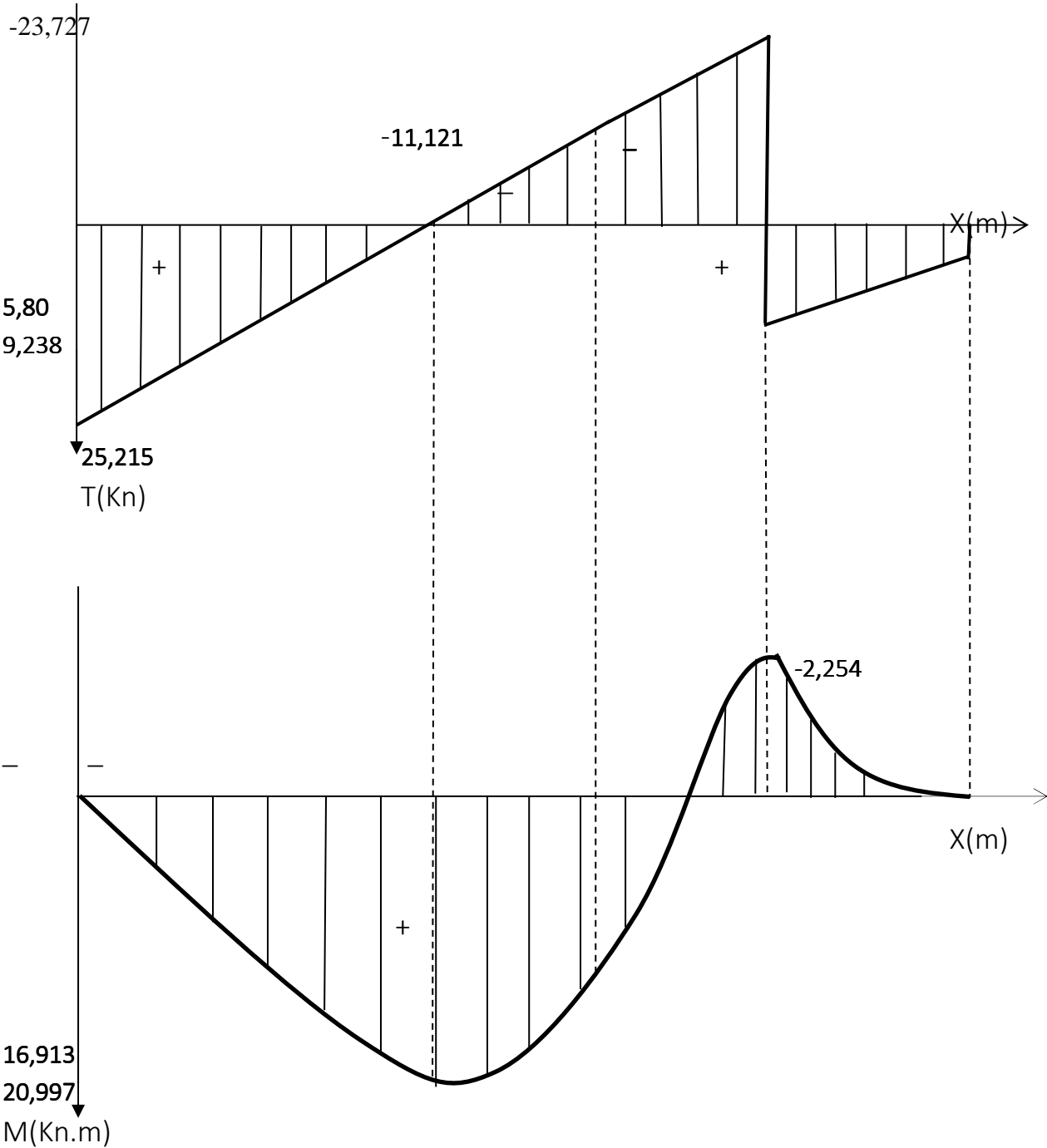


Figure .III.3.4 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU.

III.3.4.1 Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100\text{cm} ; c = 2\text{cm} ; d = 13\text{cm}$$

$$h = d + c = 15\text{ cm}$$

$$d = h - c = 15 - 2 = 13\text{ cm}$$

a) **En travée :**

$$M_u^t = 17,847\text{KN.m}$$

➤ Armatures principales :

$$f_{bc} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} = \frac{0,85}{1 \times 1,5} \times 25 = 14,2\text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,847 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,074$$

$$\mu_b = 0,074 < \mu_l = 0,392 \xrightarrow{\text{S.S.A}} \xrightarrow{\beta} 0,962$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,847 \times 10^3}{0,962 \times 13 \times 348} = 4,101\text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12** ($A_t = 5,65\text{cm}^2$) Avec un espacement : **St = 100/5 = 20 cm.**

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2$$

Soit : **4HA12** ($A_r = 4,52\text{ cm}^2$) Avec un espacement : **St = 25cm.**

b) **Aux appuis :**

$$M_u^a = 6,299\text{ KN.m}$$

➤ Armature principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,299 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu_u = 0,026 < \mu_l = 0,392 \xrightarrow{\text{S.S.A}} \xrightarrow{\beta} 0,987$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,299 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,411\text{cm}^2$$

Soit : **5HA12** ($A_a = 5,65\text{cm}^2$) Avec un espacement **St = 20cm.**

➤ Armatures de répartition :

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

Soit : **4HA10** ($A_r = 3,14\text{ cm}^2$) Avec un espacement **St = 25cm.**

III.3.4.2 Les vérifications à L'ELU :

a) Vérification du non fragilité du béton :

$$A_s \geq \left\{ \frac{B}{1000} ; 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} [\text{Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99}]$$

Avec B : la section de béton

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2 \\ \frac{100 \times 13}{1000} = 1,3 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_s \geq A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis : $A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2$

✓ Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Aux appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

En travées : $S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Armatures répartitions : $S_t < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

En travées : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement :
(Art A 5.1,2 / BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ avec : } T_{\max} = 25,215 \text{ KN}$$

Calcul la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{25,215 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,194 \text{ MPa}$$

Calcul la contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}\} = 3,33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,194 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \Rightarrow$ Condition est vérifiée (pas de risque de cisaillement).

Les armatures ne sont pas nécessaires, le béton peut reprendre seul, l'effort tranchant.

c) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

- Sur le béton : On doit satisfaire la condition suivante :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{avec : } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 25,215 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,13 \times 1 = 780 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 25,215 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée}$$

- Sur l'acier : On doit satisfaire la condition suivante :

$$A_a \geq \frac{1,15 \times (T_{\max} + \frac{Ma}{0,9} d)}{f_e}$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times (25,215 \times 10^3 + \frac{4,18 \times 10^6}{0,9 \times 130})}{400} = 1,752 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,52 \text{ cm}^2 \geq 1,752 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

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

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

T_{\max} : effort tranchant

d : hauteur utile

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres :

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{25,215 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,49} = 1,143 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,143 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

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

e) Ancrage des barres :

Longueur de scellement : (Art A 6.1.23 / BAEL 91 modifié 99)

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,23/BAEL 91 modifiée 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

III.3.5 Calcul à l'ELS :

- Combinaison de charges :

$$\text{Palier : } q_{s2} = G + Q = 5,71 + 2,5 = 8,21 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Paillasse : } q_{s1} = G + Q = 8,44 + 2,5 = 10,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du mur : } q_{s}^{\text{mur}} = q_{\text{mur}} = 2,81 \times 1,53 = 4,299 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants dans l'escalier on se référera aux méthodes de calcul de la RDM.

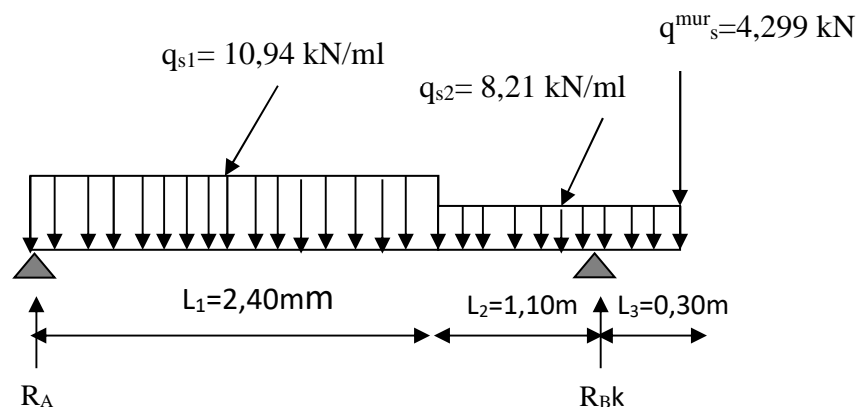


Figure III.3.5 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

Les réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10,94 \times 2,40) + (8,21 \times 1,40) + 4,299 = 42,049 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 42,049 - R_B$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \Sigma M/A = 0 & \Rightarrow 10,94 \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) + 8,21 \times 1,40 \times \left(\frac{1,40}{2} + 2,40\right) + 4,299 \times \\ & 3,80 - 3,50 R_B = 0 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow 83,4748 - 3,50 R_B = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 23,850\text{KN} \\ R_A = 18,20\text{KN} \end{cases}$$

b) Calcul des efforts internes :

1^{ere} tronçons : $0 \leq x \leq 2,40\text{ m}$

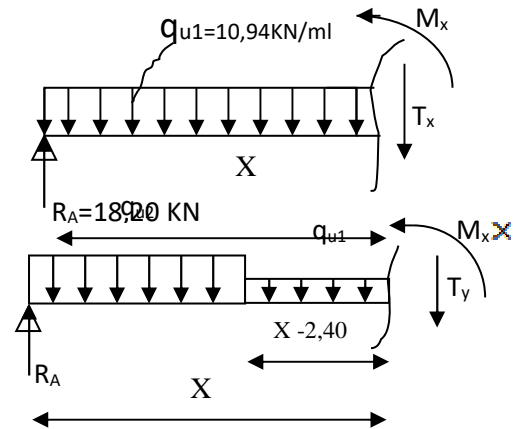
$$T(x) = -10,94 x + 18,20$$

$$M_{(x)} = -10,94 \left(\frac{x^2}{2}\right) + 18,20x$$

2^{eme} tronçons : $2,40 \leq x \leq 3,50\text{ m}$

$$T(x) = -8,21 x + 11,648$$

$$M(x) = -\frac{8,21(x-2,40)^2}{2} - 8,056 x + 31,5072$$



3^{eme} tronçons : $0 \leq x \leq 0,30\text{ m}$

$$T(x) = 8,21 x + 4,299$$

$$M_{(x)} = -8,21 \frac{x^2}{2} - 4,299 x$$

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 2,40$	0	18,20	0
	2,40	-8,056	12,173
$2,40 \leq x \leq 3,50$	2,40	-8,056	12,173
	3,50	-17,087	-1,656
$0 \leq x \leq 0,30$	0	4,299	0
	0,30	6,762	-1,656

Tableau III.3.2 : Tableau récapitulatif des efforts.

Calcul du moment max :

$$T_{(x)} = -10,94 x + 18,20$$

La distance correspondent au moment max est : $x = \frac{18,20}{10,94} = 1,664\text{m}$

Donc : $M(1,664) = 15,139\text{kN.m}$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, nous portons une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

Aux appuis :

$$M^A_{\text{max}} = -0,3M_{\text{max}} = -0,3(15,139) = -4,542\text{KN.m}$$

En travée :

$$M^i_{\max} = 0,85M_{\max} = 0,85 (15,139) = 12,868 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts internes :

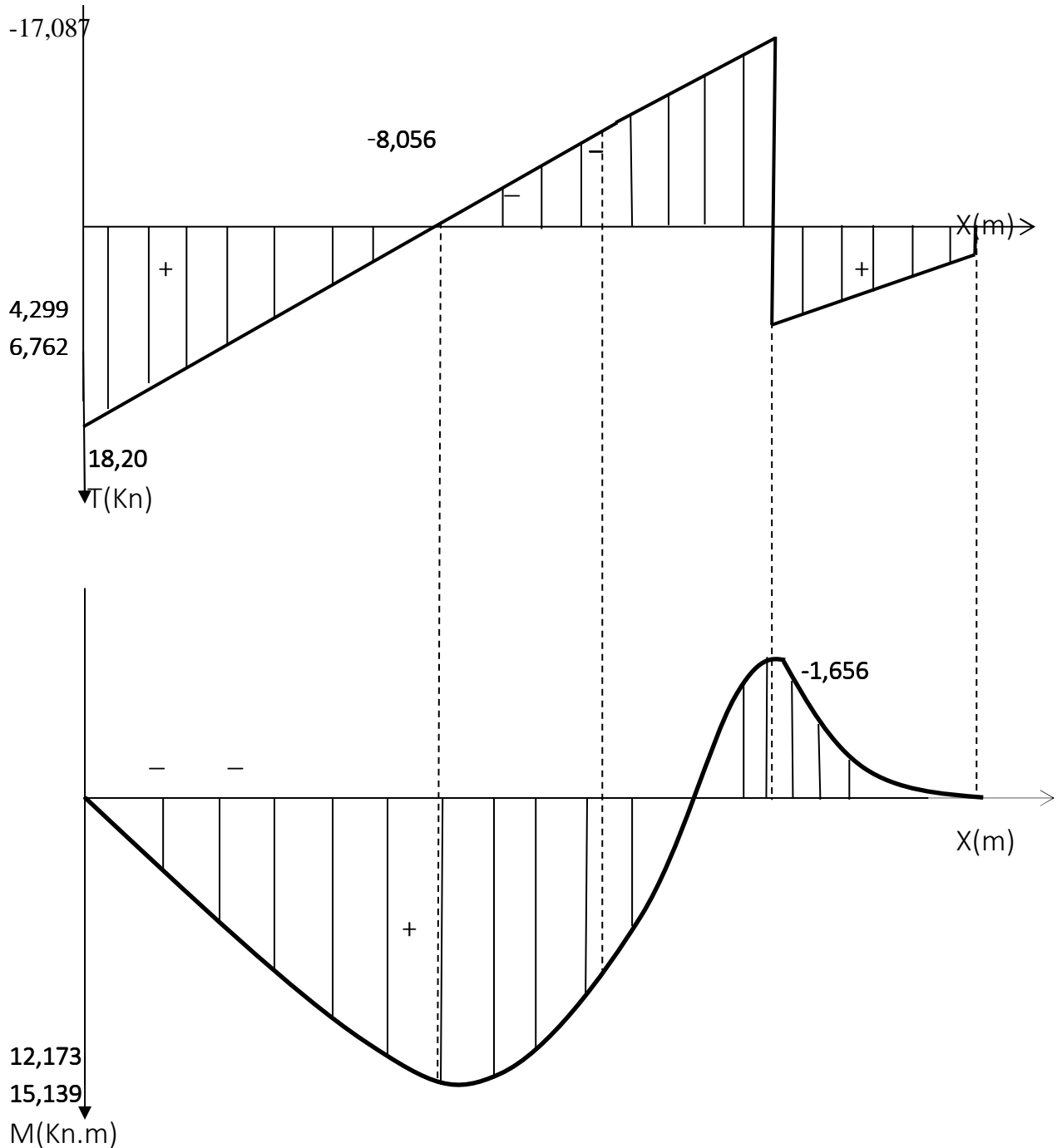


Figure III.3.6 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS

III. 3.5.1 Vérification à L'ELS :

a)Etat limite d'ouverture des fissurations: (Art A.5.3.2/ BAEL 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

b)Etat limite de résistance de béton à la compression: (Art A.4.5.2/BAEL 99).

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

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration est peu nuisible, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

En travée: $M_t = 12,868 \text{ kN.m}$; $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 34,65 \\ \beta_1 = 0,8993 \end{array} \right\} \Rightarrow$ à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{12,868 \times 10^3}{5,65 \times 0,8993 \times 13} = 194,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 194,81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{194,81}{34,65} = 5,622 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Aux appuis: $M_a = 4,542 \text{ kN.m}$; $A_a = 5,65 \text{ cm}^2$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\text{- Dans les aciers: } \rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 34,65 \\ \beta_1 = 0,8993 \end{array} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{4,542 \times 10^3}{0,8993 \times 13 \times 5,65} = 68,762 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 68,762 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{68,762}{39,62} = 1,736 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,736 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche :

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99).précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS le calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \text{ Avec : } h = 15 \text{ cm hauteur totale.}$$

$L = 3,50 \text{ m}$ portée entre nus d'appuis.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad M_t : \text{ moment maximum en travée.}$$

M_t : valeur maximum du moment isostatique.

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad A : \text{ section des armatures.}$$

b : longueur de la section.

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{3,5} = 0,0428 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

On doit calculer la flèche

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec : $q \text{ max } (q_s^1 ; q_s^2) \text{ max } (10,94 ; 8,21) = 10,94 \text{ kN/ml}$

D'où : $q_s = 10,94 \text{ kN/ml}$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{C28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

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

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

$$S_{XX} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 13^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13 = 9551,75 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 13) + 15 \times 5,65 = 1384,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} = \frac{9551,75}{1384,75} = 6,898 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 6,898 = 8,102 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (6,898^3 + 8,102^3) + 15 \times 5,65 \times (8,102 - 2)^2 = 31824,222 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10,94 \times 10 \times 350^4}{10818,86 \times 10^2 \times 31824,222} = 0,62 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{350}{500} = 0.70 \text{ cm}$$

$f = 0,62 < \bar{f} = 0,70$**Condition vérifiée.**

CONCLUSION :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante.

Donc on adopte le même ferrailage d'escalier pour le RDC et les différents niveaux.

➤ En travée :

- ✓ Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm
- ✓ Armatures de répartition : 4HA12 espacement = 25 cm

➤ Aux appuis :

- ✓ Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm
- ✓ Armatures de répartition : 4HA10 espacement = 25 cm

III.4 POUTRE PALIER**III.4.1) Calcul de la poutre palière :**

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastree à ses extrémités dans les poteaux. Sa portée est de 2,60 m (longueur libre entre nus d'appuis).

III.4.2) Pré dimensionnement :

❖ Hauteur de la poutre:

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{260}{15} \leq h_t \leq \frac{260}{10} \Rightarrow 17,33\text{cm} \leq h_t \leq 26\text{cm}$$

On prend : $h_t = 35\text{cm}$ (Minimum du RPA est de 30 cm)

❖ Largeur de la poutre :

$$0,4 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25\text{cm}$ (Minimum du RPA est de 20cm)

Vérification des conditions du RPA 99 Version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 25\text{cm} > 20\text{cm} \\ h_t = 35\text{cm} > 30\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1,4 < 4$$

La poutre aura donc une section de $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

III.4.3) Détermination des charges permanentes :

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times (0,25 \times 0,35) = 2,19 \text{ KN/ml}$
- Réaction de palier à l'ELU : $R_u = 32,965 \text{ KN/ml}$
- Réaction de palier à l'ELS : $R_s = 23,850 \text{ KN/ml}$

III.4.4) Calcul à l'E.L.U :**III.4.4.1) Combinaison des charges :**

$$q_u = (1,35 G + R_u) = (1,35 \times 2,19 + 32,965) = 35,9215 \text{ KN/ml}$$

III.4.4.2) calcul des efforts internes :

$$\text{- Réactions d'appuis : } R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{35,9215 \times 2,60}{2} = 46,698 \text{ KN}$$

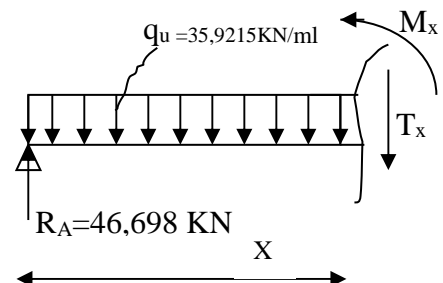
- Efforts tranchants :

$$T(x) = -35,9215x + 46,698$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x = 0 \text{ m} & \Rightarrow T(x) = 46,698 \text{ KN} \\ x = 2,60 \text{ m} & \Rightarrow T(x) = -46,698 \text{ KN} \end{cases}$$

- Moments fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{35,9215 \cdot (2,60)^2}{8} = 30,354 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients **0,85** et **0,3** respectivement :

Aux appuis :

$$M^A_{\max} = -0,3M_{\max} = -0,3(30,354) = -9,106 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M^I_{\max} = 0,85M_{\max} = 0,85(30,354) = 25,801 \text{ KN.m}$$

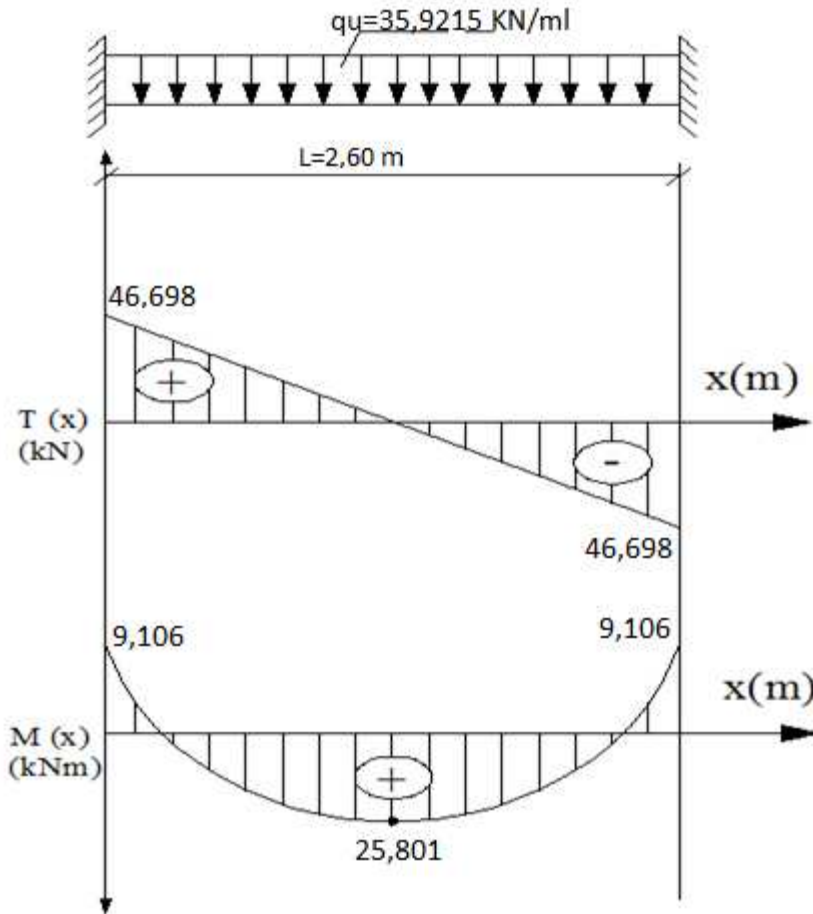


Figure III.4.1: diagramme des efforts internes à l'ELU

III.4.5) Calcul des armatures :

$$b=25\text{cm}, h=35\text{cm}, c=2\text{cm}, d=33\text{cm}$$

a) Armatures longitudinales:

♦ Aux appuis :

$$M_{ua} = 9,106 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,106 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,20}$$

$$\mu_b = 0,024 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

A partir du tableau : $\mu_b = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{9,106 \times 10^3}{0,988 \times 33 \times 348} = 0,803 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

◆ En travée :

$$M_{ut} = 25,801 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{25,801 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,20}$$

$$\mu_b = 0,066 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

A partir du tableau : $\mu_b = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta.d.f_e/\gamma_s} = \frac{25,801 \times 10^3}{0,966 \times 33 \times 348} = 2,325 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

❖ **Le RPA99 exige que :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section, donc ;
 $3,39 + 3,39 = 6,78 \text{ cm}^2 > 0,5.b.h/100 = 4,375 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante, donc ;
 $6,78 \text{ cm}^2 < 4.b.h/100 = 35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

b) Armatures transversales: (Art.7.2, 2 BAEL 91)

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12, 10, 25\} = 10 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\phi 8$

$$A_t = \frac{\pi \times \phi^2}{4} = \frac{\pi \times 0,8^2}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ (un cadre + un étier) $\phi 8$.

c) Espacement des barres :

❖ **BAEL 91 (A.5.1, 22) :**

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{29,7; 40 \text{ cm}\} = 29,7 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

- La section d'armature transversale doit vérifier :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 25}{400} = 0,625$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Selon le **(RPA 99.A.7.5.2.2) :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

- L'espacement minimum entre les armatures transversales exigé par l'R.P.A est déterminé comme suit :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 25} = 26,8 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\} = \min\{8,75; 14,4\} = 8,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

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

➤ La section d'armature transversale doit vérifier :

$$A_{\min} = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,6 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,125 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.4.6) Vérification à L'E.L.U :

III.4.6.1) Condition de non fragilité : (A.4.2, 1 BAEL 91)

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_s \geq 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3,39 > 0,996 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3,39 > 0,996 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.4.6.2) Vérification de l'effort tranchant : (A.5.1.21 BAEL 91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{46,698 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,566 \text{ MPa.}$$

Il faut assurer la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,15.f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}\}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{2,5 ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

Dou : $\tau_u = 0,566 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

Il n'y a aucun risque de cisaillement.

Puisque $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.6.3) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (A.5.1.313 BAEL 91)

$$\bar{V}_u = 0,4 . f_c 28 . 0,9 . d . \frac{b}{\gamma_s}$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 25 . 10^3 \times 0,9 \times 0,33 \times \frac{0,25}{1,15} = 645,652 \text{ KN}$$

$$V_u = 46,698 \text{ KN} < \bar{V}_u = 645,652 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.4.6.4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Quand toutes les barres sont de même diamètre et, soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la formule devient :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum u_i} \quad (\text{A.6.1.3 BAEL 91})$$

$\sum u_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum u_i = n \pi \phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{46.698 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 226,1} = 0,695 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} .$$

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

$$\tau_{se} = 0,695 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.4.6.5) Ancrage des barres aux appuis :(A.6.1, 23 BAEL 91)

La longueur de scellement droit est : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm}$$

Donc on adopte $l_s = 50 \text{ cm}$

Etant donnée la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, Dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \cdot l_s$.

Sur appuis : $l_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

III.4.7) Calcul à L'ELS :

III.4.7.1-Combinaison des charges :

$$q_s = G + R_s = (2,19 + 23,850) = 26,04 \text{ KN/ml}$$

III.4.7.2-Calcul des efforts internes :

- Réactions d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{26,04 \times 2,60}{2} = 33,852 \text{ KN}$

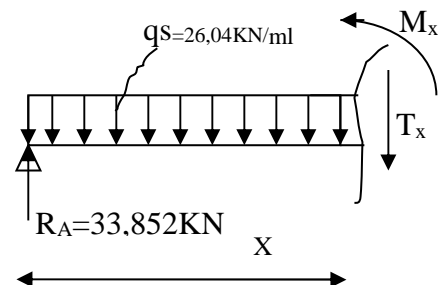
- Efforts tranchants :

$$T(x) = -26,04x + 33,852$$

Pour $\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \\ x = 2,60 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow T(x) = 33,852 \text{ KN}$
 $\Rightarrow T(x) = -33,852 \text{ KN}$

- Moments fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{26,04 \cdot (2,60)^2}{8} = 22,0038 \text{ KN.m}$$



Remarque :

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

Aux appuis :

$$M^A_{\max} = -0,3M_{\max} = -0,3(22,0038) = -6,601 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M^t_{\max} = 0,85M_{\max} = 0,85(22,0038) = 18,703 \text{ KN.m}$$

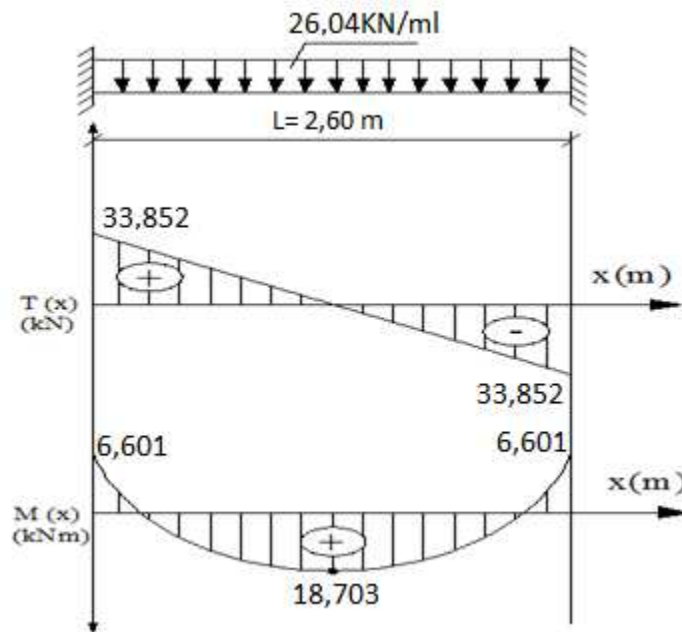


Figure III.4.2 diagramme des efforts internes à l'ELS

III.4.8) Vérification à l'ELS :**III.4.8.1) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers : (A.4.5.2 BAEL 91)**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = K_1 \cdot \sigma_s = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

✓ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0,41 \Rightarrow \beta_1 = 0,901 ; K_1 = 35,50$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{18,703 \times 10^3}{0,901 \times 33 \times 3,39} = 185,555 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{185,555}{35,50} = 5,226 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,226 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée.

✓ **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0,41 \Rightarrow \beta_1 = 0,901 ; K_1 = 35,50$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{6,601 \times 10^3}{0,901 \times 33 \times 3,39} = 65,489 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{65,489}{35,50} = 1,845 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,845 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.4.8.2) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

III.4.8.3) Vérification de la flèche : (B.6.5, 2 BAEL 91)

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du **BAEL91**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres, si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\left. \begin{array}{l}
 1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \frac{35}{260} = \\
 2) \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \frac{35}{260} = \\
 3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \frac{3,39}{25 \times 33} =
 \end{array} \right\} \begin{array}{l}
 0,134 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots\dots\dots CV \\
 0,134 > \frac{18,703}{10 \times 22,0038} = 0,085 \quad \dots\dots\dots CV \\
 0,0041 \leq \frac{4,20}{400} = 0,0105 \quad \dots\dots\dots CV
 \end{array}$$

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

➤ Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Remarque :

On optera le même ferrailage pour toutes les poutres palières (étage courant et RDC).

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

- ✓ Aux appuis : 3HA12
- ✓ Aux travées: 3HA12

Armatures transversales :

- ✓ 1cadre et 1 étrier enHA8

III.5. BALCON**III.5.1. Etude de la dalle pleine du balcon:****a)- Etude de la dalle pleine :**

Les portes à faux sont calculées comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Soumis à des charges permanentes G , au poids propre des murs extérieurs ainsi qu'aux charges d'exploitations Q ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionnés comme suit :

- largeur $L = 1,40$ m
- longueur $l = 3,00$ m

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

Avec :

q : charge et surcharge pondérée de dalle.

G : charge permanente de plancher.

G_1 : charge permanente du mur en double cloison.

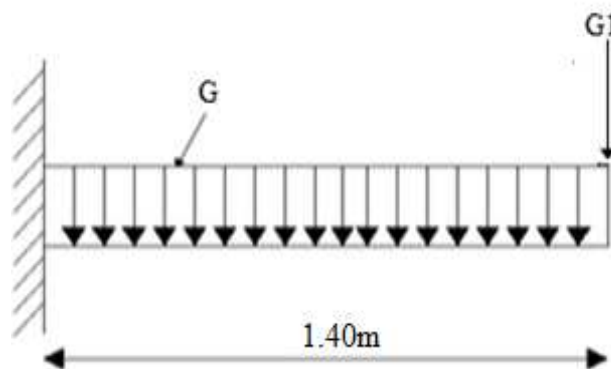


Figure III-5-1 : Schéma statique de la dalle pleine.

b)- Dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante :

$$e \geq L_0 / 10$$

Tel que :

e : est l'épaisseur de la dalle.

L_0 : portée libre.

$L_0 = 140$ cm

$e \geq 140/10 = 14$ cm $\rightarrow e = 14$ cm

On optera pour une épaisseur de :

$$e = 15 \text{ cm}$$

c)-Détermination des sollicitations :❖ Charges permanentes:

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
G_{tot} = 5.11kN/m²				

Tableau III-5-1 : Charge permanentes de la dalle pleine.

N°	composition	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	0	0
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit du ciment	0.02	18	0.36
G_{me}=2.36KN/m²				

Tableau III-5-2: Charges revenant aux murs extérieur.

- Charge G due à la dalle pleine : $G_1 = 5.11\text{kN/m}^2$
- Poids propre des cloisons extérieurs: $G_2 = 2.36\text{kN/m}^2$

❖ Surcharges d'exploitations:

- Charge d'exploitation de la dalle: $Q_1 = 3.5 \text{ kN/ml}$
- Charge horizontale due à la main courante : $Q_2 = 1\text{kN/ml}$

Remarque :

Le moment engendré par Q_2 est faible devant le moment d'encastrement, donc nous négligeons cet effort dans le calcul.

d)-Combinaisons de charges :

- ❖ **ELU** $\begin{cases} q_u^1 = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 12.1485\text{kN/ml} \\ q_u^2 = 1.35G_2 = 3.186 \text{ kN /ml} \end{cases}$
- ❖ **ELS** $\begin{cases} q_s^1 = G_1 + Q_1 = 8.61 \text{ kN/ml} \\ q_s^2 = G_2 = 2.36\text{kN/ml} \end{cases}$

III.5.2. Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bande de **1m** de largeur.
La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

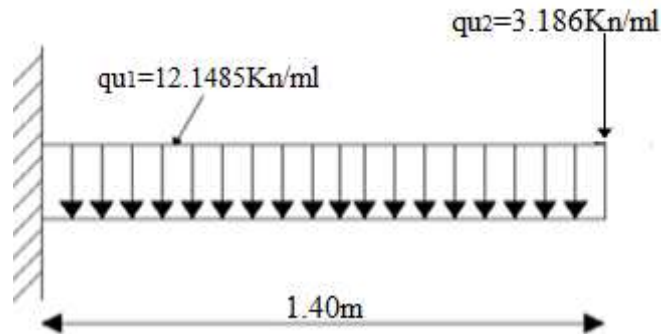


Figure III-5-2 : Schéma statique de la dalle plane à l'ELU.

Calcul des efforts internes :➤ Le moment :

-le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12,1485 \times 1,40^2}{2} = 11,9055 \text{ kN.m}$$

-le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = q_{u2} l = 3,186 \times 1,40 = 4,4604 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \text{le moment total est : } M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 11,9055 + 4,4604 = 16,366 \text{ kN.m}$$

➤ Effort tranchant :

L'effort provoqué par la charge q_{u1} est :

$$V_{u1} = q_{u1} \times 1,40 = 12,1485 \times 1,40 = 17,0079 \text{ kN}$$

L'effort provoqué par la charge q_{u2} est :

$$V_{u2} = q_{u2} = 3,186 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{L'effort total est : } V_u = V_{qu1} + V_{qu2} = 17,0079 + 3,186 = 20,194 \text{ kN}$$

III.5.2.1 Ferrailage:

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

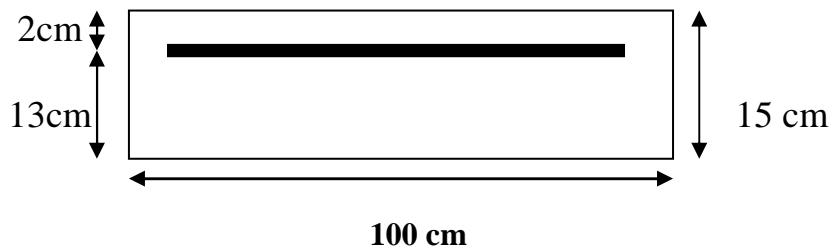


Figure III-5-3 : Schéma géométrique de la console.

➤ Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.366 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.068 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.068 \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.366 \times 10^3}{0.965 \times 13 \times 348} = 3.749 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement: **St = 100/5 = 20 cm**

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement : **St = 25 cm**

III.5.2.2 Vérification:

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

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

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 3.75 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \tau_u = \frac{20,194.1000}{1000 \times 130} = 0.155 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.155 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

(BAEL 91/ART .A-4-2-1)

$$\bar{V}_u = 0.4 f_{c28} \times 0.9 \times \frac{bd}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times \frac{100 \times 13}{1.15} = 1017.39 \text{ kN}$$

$$V_u = 20.194 \text{ kN}$$

$$V_u = 20.194 \text{ kN} \leq \bar{V}_u = 1017.39 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art6.13/BAEL 91) :On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\sum u_i = 5 \times \pi \times 12 = 188,49 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,194 \times 1000}{0.9 \times 130 \times 188,4} = 0,916 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,916 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

d) Vérification de l'écartement des barres :Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. \Rightarrow Condition vérifiéeArmatures de répartition: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. \Rightarrow Condition vérifiée**e) Ancrage des barres aux appuis :**

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

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

On adopte : $L_s = 50 \text{ cm}$

$$L_s = 50 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique On prévoit des crochets.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

III.5.3.Calcul à l'ELS :

La dalle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Combinaison de charges :

$$q_{s1} = 8.61 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = 2.36 \text{ kN/ml}$$

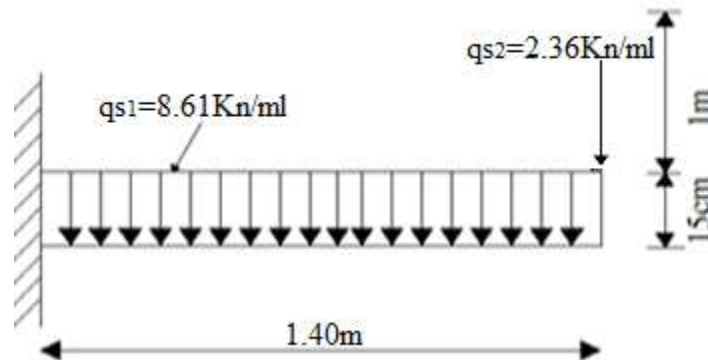


Figure III-5-4 : Schéma statique de la dalle plane à l'ELS.

a)- Calcul des efforts internes :

➤ Le moment :

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = \left(\frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \left(\frac{8.61 \times 1.40^2}{2} + 2.36 \times 1.40 \right) = 11.742 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 11.742 \text{ kN.m}$$

➤ L'effort tranchant :

$$V_s = q_{s1} \times L + q_{s2} = (8.61 \times 1.40) + 2.36 = 14.414 \text{ kN}$$

III.5.3.1 Vérification:**a) Etat limite de compression de béton : (Art A 4.5.2/ BAEL 91)**

Contrainte dans l'acier :

Nous devons s'assurer que : $\sigma_s \leq \sigma_{s}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434 \text{ par interpolation} \rightarrow \beta = 0.8995 \rightarrow K_1 = 34.75$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{11.742 \times 10^6}{0.8995 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 177,725 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 177,725 \text{ Mpa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton:

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{177,725}{34.75} = 5,114 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\tau f t 28}) \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 177,725 \text{ Mpa}$ (D'après le calcul précédent).

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la flèche : (BAEL99/Art B.5.6.3)

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

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 > 0,0625 \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{11.74}{10 \times 11.74} = 0,1 \dots \dots$ condition vérifiée
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots \dots$ condition vérifiée

Remarque :

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

Donc on adopte le même ferrailage pour tous les portes à faux et les balcons.

CONCLUSION :

La dalle pleine sera ferrailé comme suit :

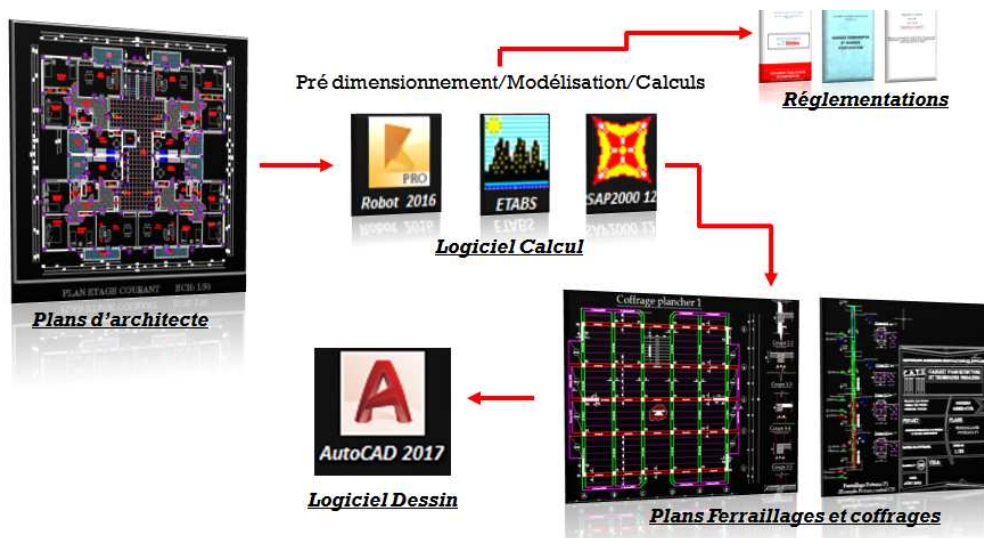
- Armatures principales $\rightarrow 5\text{HA}12$ ($A = 5.65 \text{ cm}^2$)
- Armatures de répartitions $\rightarrow 4\text{HA}10$ ($A = 3.14 \text{ cm}^2$)

IV.1 INTRODUCTION :

Les forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'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 les différentes actions appliquées (Charges statique et dynamique). Le logiciel **ETABS** (Extended Three 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.



IV.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

Element : élément.....Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge.....Beam : poutre

Define : définir.....Materials : matériaux

Concrete : béton.....Steel : acier

Column : poteau.....Uniformed Loads : Charge uniformément répartie
 Frame section : dimension de la section d'un élément.

IV.4 Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v9.7.0.
 Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



IV.4.1 : Etapes de modélisation

1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.
 En bas de l'écran, on sélectionne «KN.m» comme unités de base pour les forces et les déplacements :



- **Géométrie de base :**

On clique sur :

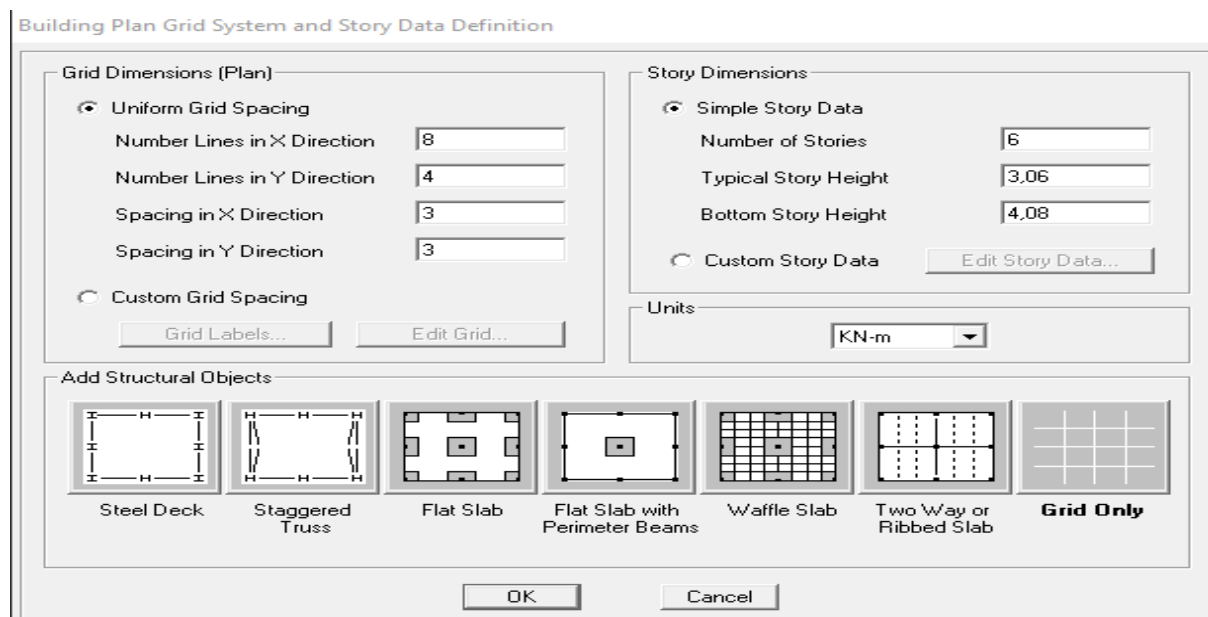
File ⇨ **new model** ⇨ **No** ⇨ **Custom grid spacing** ⇨ **STORY DATA**

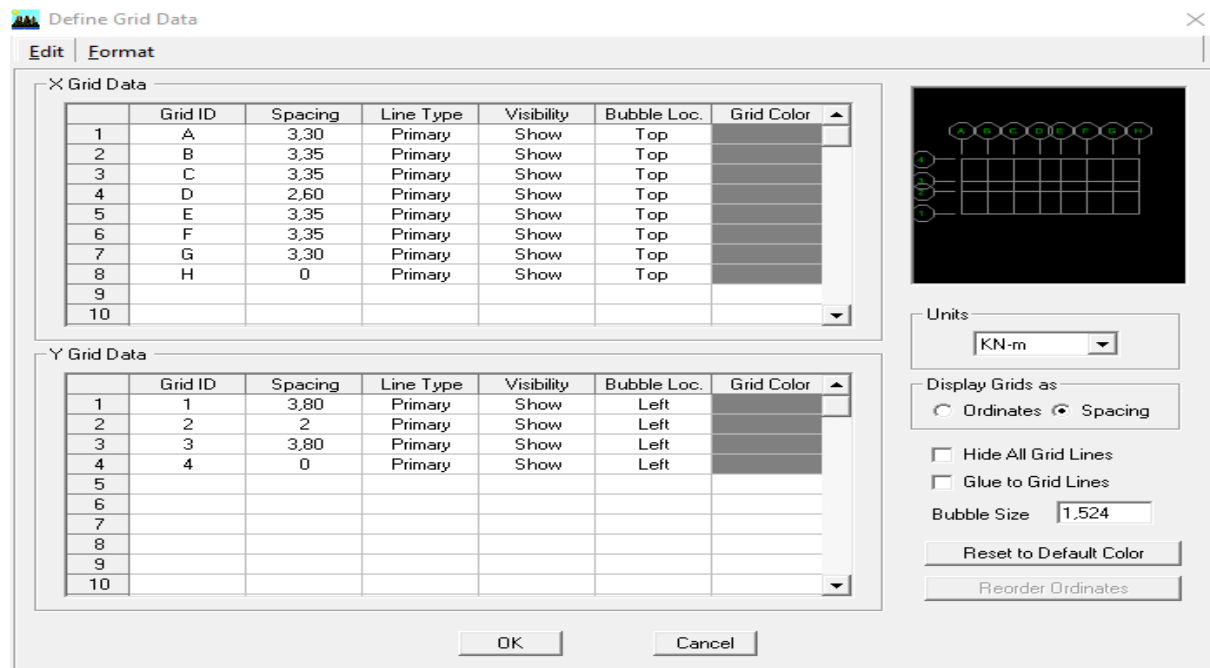
Cette opération permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de ligne de construction 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.

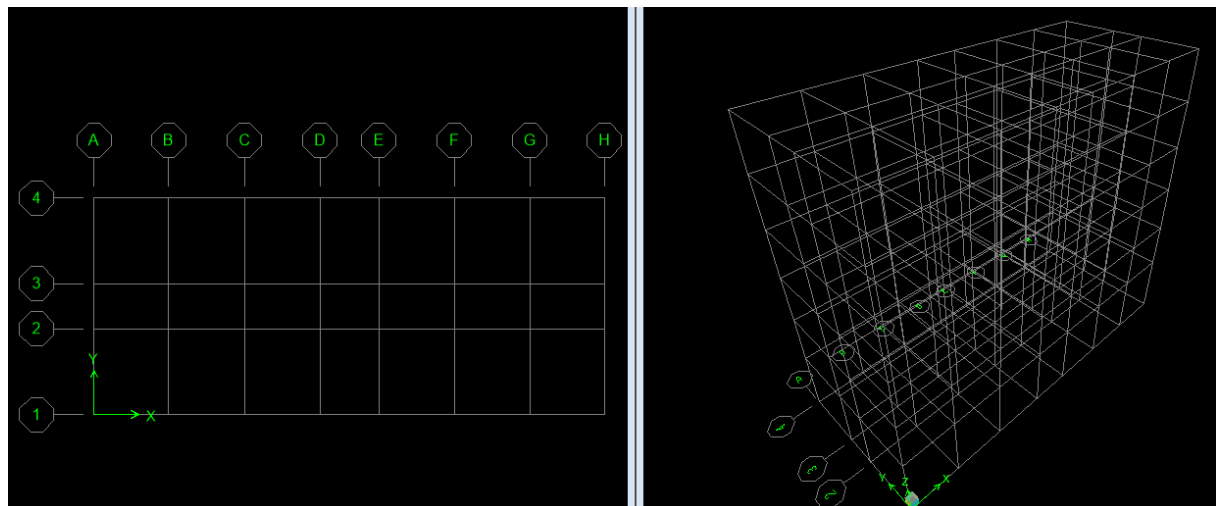
NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.





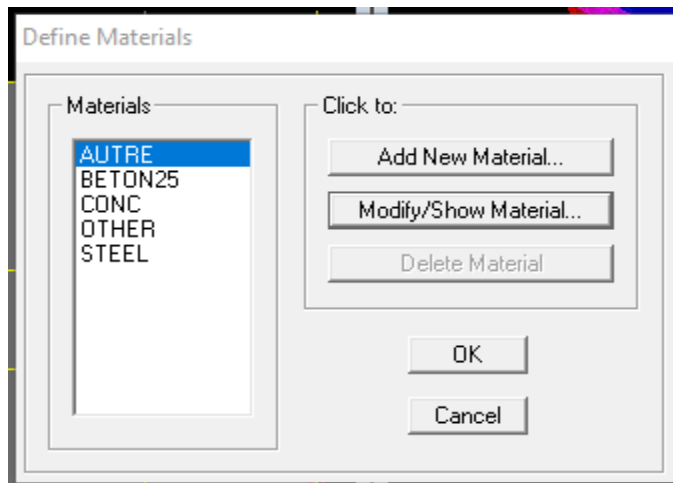
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D :



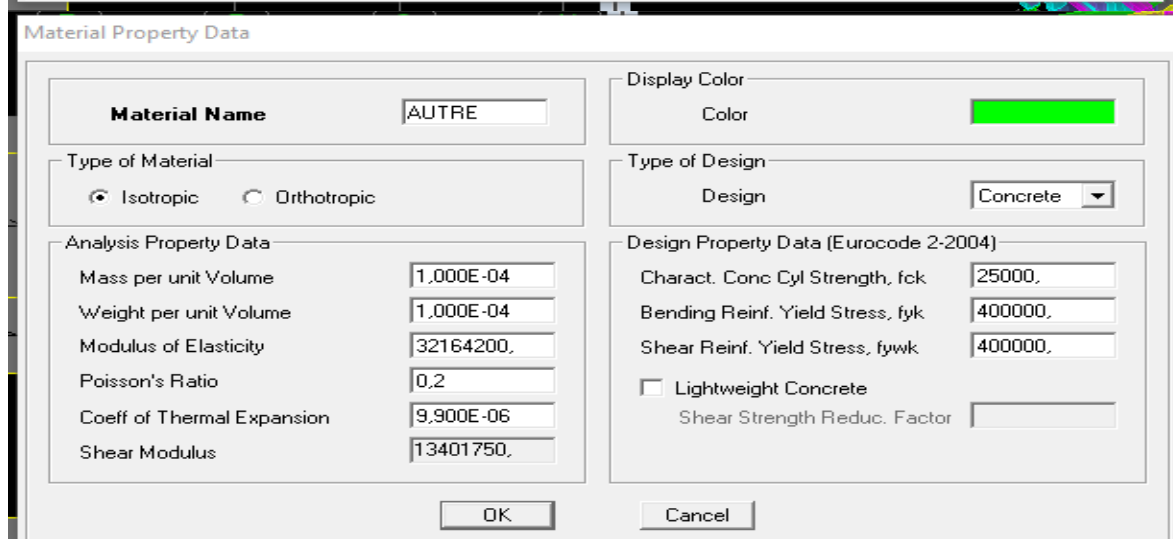
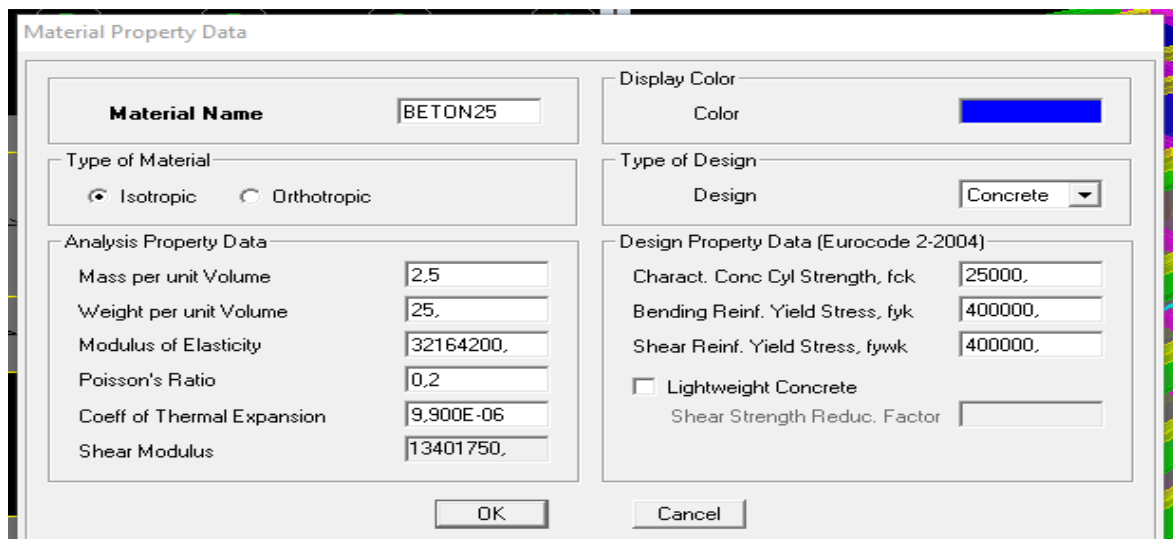
2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste en la définition des propriétés mécaniques des matériaux (béton, Acier et autre), pour cela on clique sur :

Define ⇒ **Material Properties** ⇒ **CONC** ⇒ **Modify/Show Material**



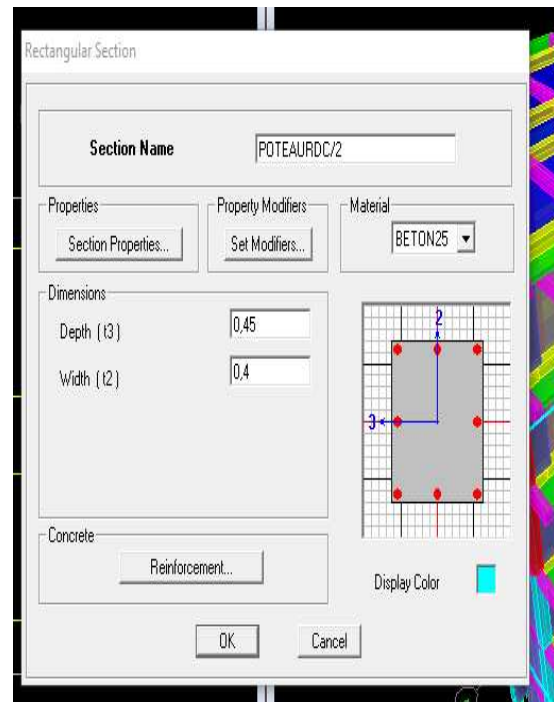
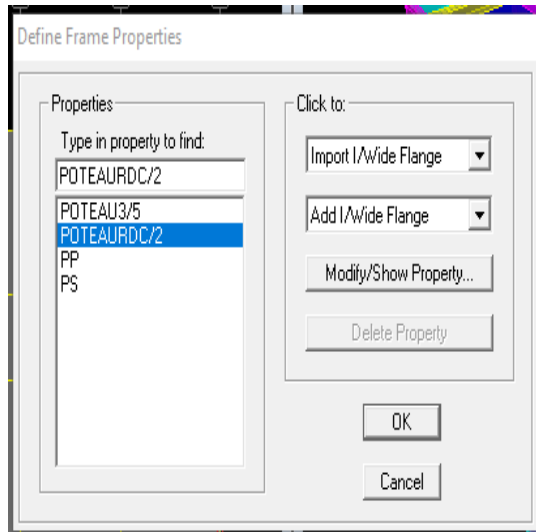
Dans la boîte dialogue qui apparaît, on vas définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.



3. Troisième étape :

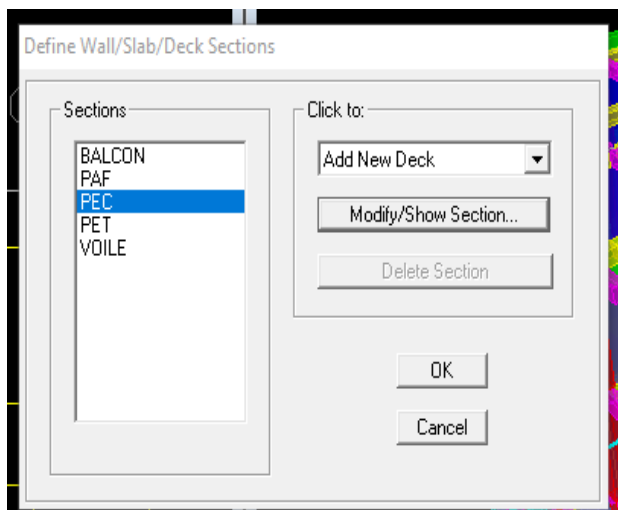
La troisième étape consiste en l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...).

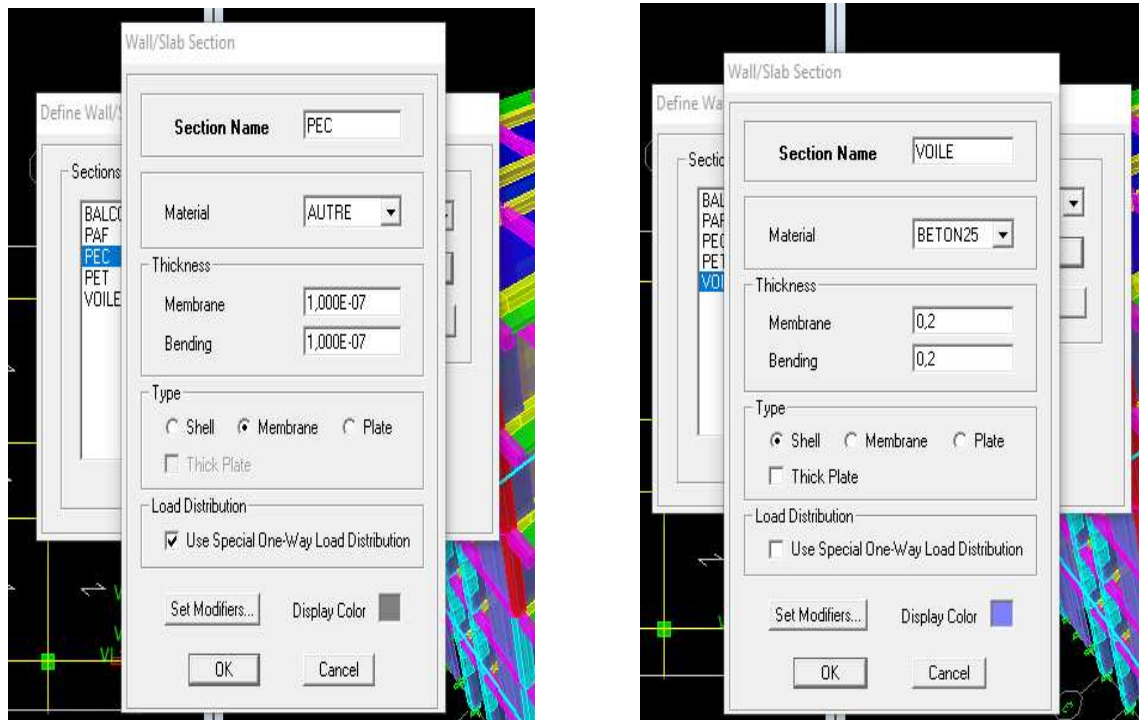
Define ⇔ **Frame Sections** ⇔ **ADD Rectangular**.



Puis, il y a lieu de passer à l'étape de la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres). Une fois qu'on termine cette dernière, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define ⇨ **Area Sections** ⇨ **Add New Section**






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 (**propertés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section (pot 30x30 par exemple) et on valide.

Pour la poutre et les voiles :

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres

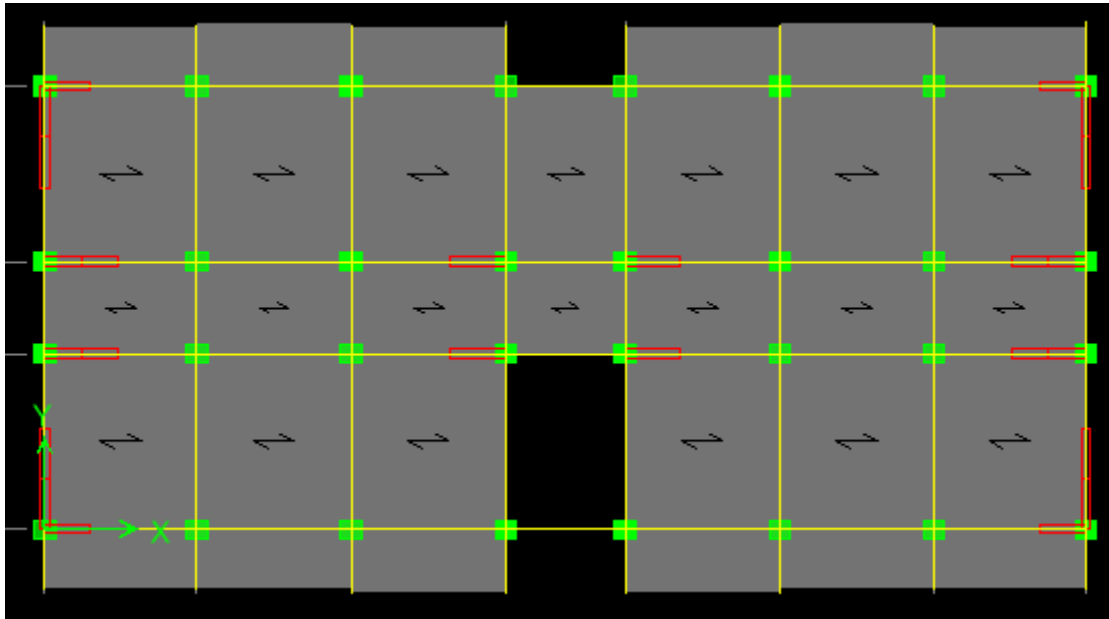
et sur  Pour les voiles ;

Pour les planchers et dalle pleine :

On clique sur le bouton

Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section (CC par exemple) et on valide.

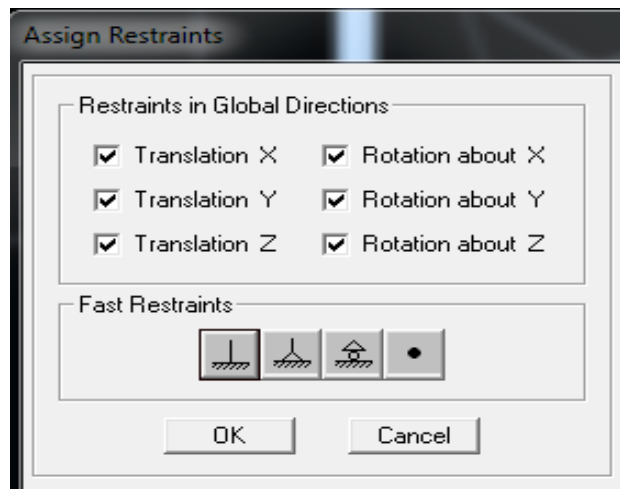
Enfin, on obtient la structure suivante : (ETAGE 1)



4. Quatrième étape :

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encaster les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne

tous les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :



Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparait (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A).

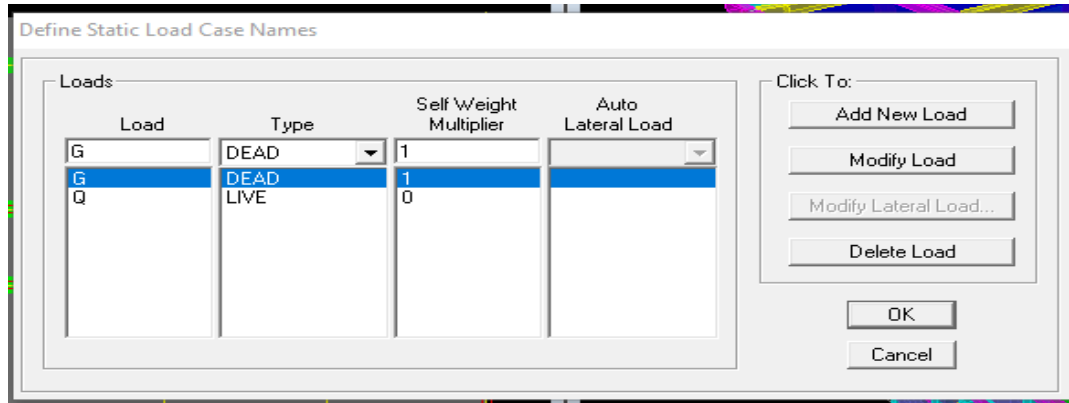
5. Cinquième étape :

Avant de charger la structure, il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.


- **Charge statique (G et Q) :** pour les définir on clique sur :
« Define/Load Cases ».
- **Charges permanentes :** Load Name (Nom de la charge): **G**
Type : **DEAD** (permanente)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**
- **Surcharge :** Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**





Pour les définir on clique sur : **Define** \iff **Static Load Cases**



- **Chargement**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils. Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour
La valeur de la charge uniformément réparti

-  Pour charger les poutres et les poutrelles en utilisant le raccourci suivant 
-  Et pour la charge des dalles pleines, on utilise le raccourci suivant 

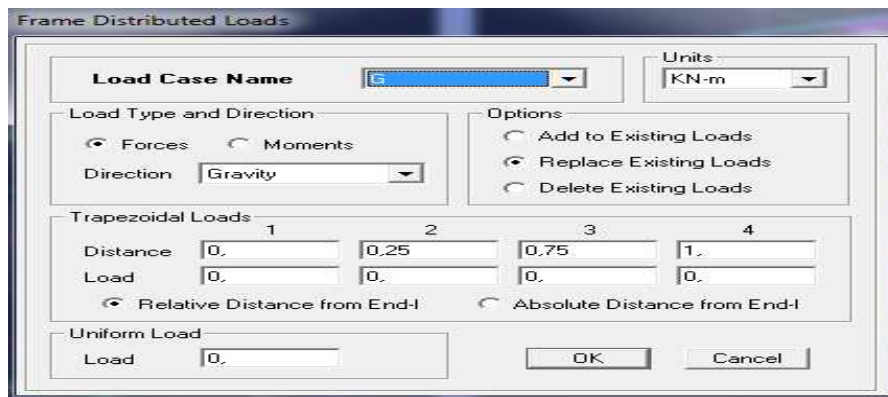


Figure IV-7 : Interface d'introduction des charges pour les poutres.

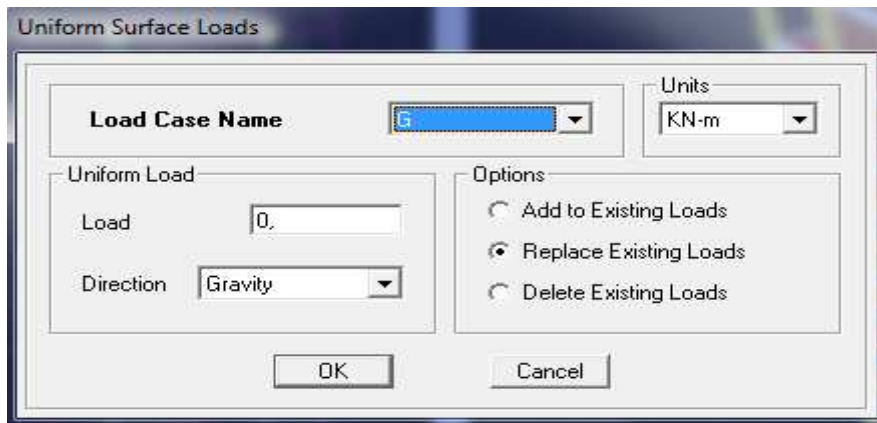


Figure IV-8 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.

❖ **Charge sismique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

❖ **Introduction du spectre de réponse (RPA):**

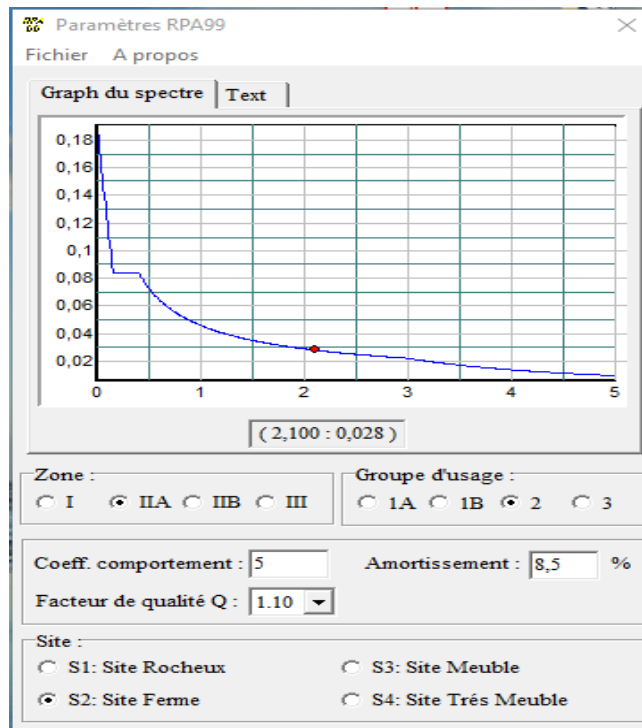
Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T .

Les données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone à moyenne sismicité, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments à usage multiple, voir chapitre 3.2 du RPA)
- Coeff. Comportement: $R= 5$
- Site : S2 (Site ferme)
- Facteur de qualité (Q): $Q=1.10$
- Coeff. D'amortissement : $\xi = 8.5\%$

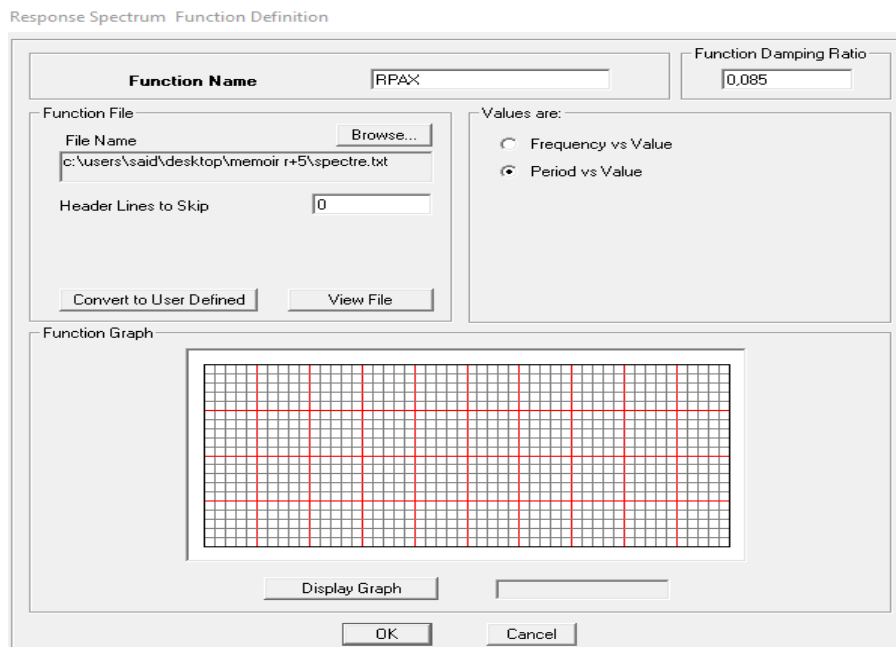
On démarre le logiciel en cliquant sur l'icône :





Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet : **Text** Puis **Enregistrer**.

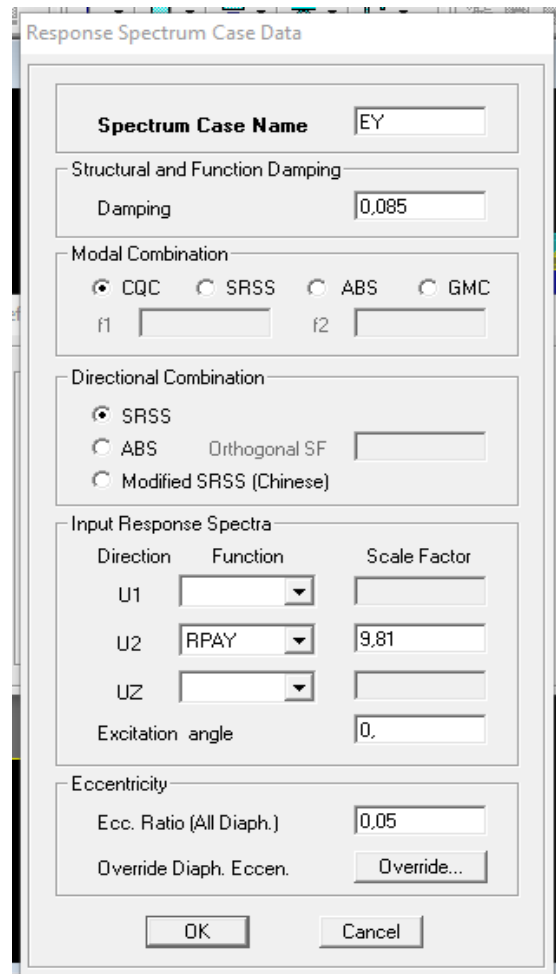
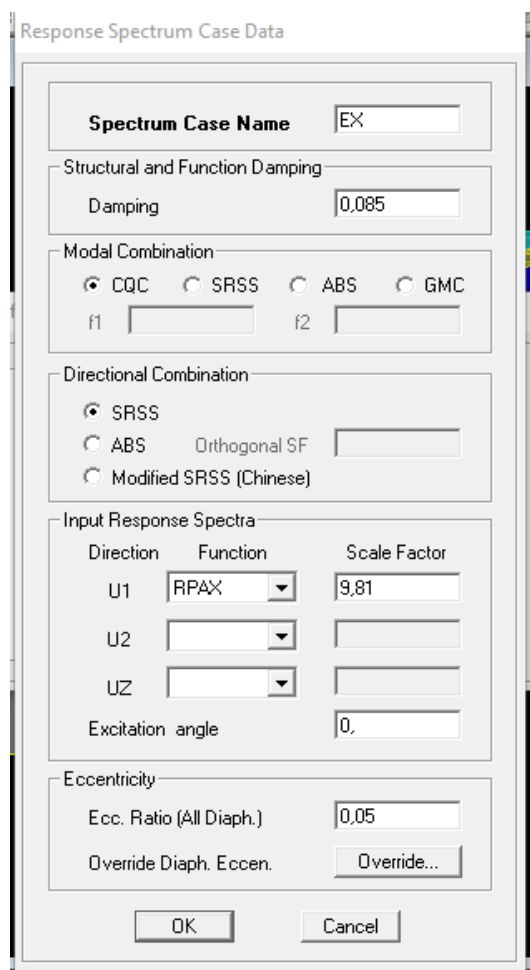
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur : **Define** → **responses spectrum function** → **spectre from file**.



- **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 ⇨ **Response Spectrum Cases** ⇨ **Add New Spectrum**.



6. Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges, pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define → **Loads Combinations** → **Add New Combo.**

❖ **Combinaisons aux états limites :**

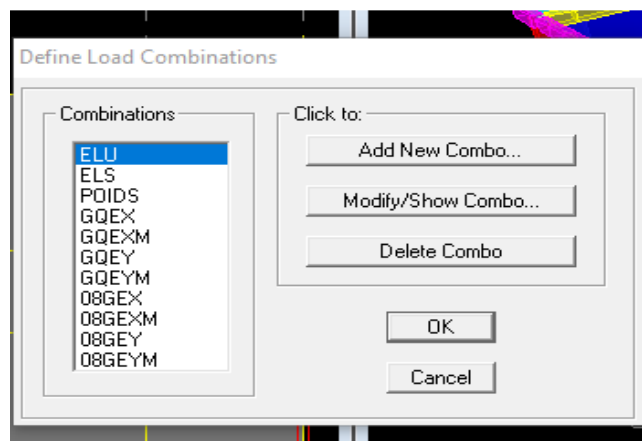
ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

❖ **Combinaisons accidentelles du RPA99/version 2003 :**

GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0.8G\pm E$



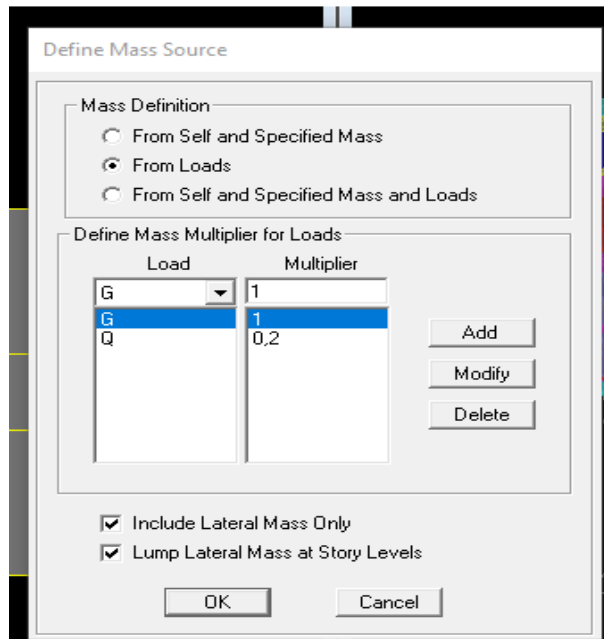
- **Mass source :**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure, dans notre cas $\beta = 0.2$.

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

Define \Rightarrow **Masse Source** \Rightarrow **From Loads**.



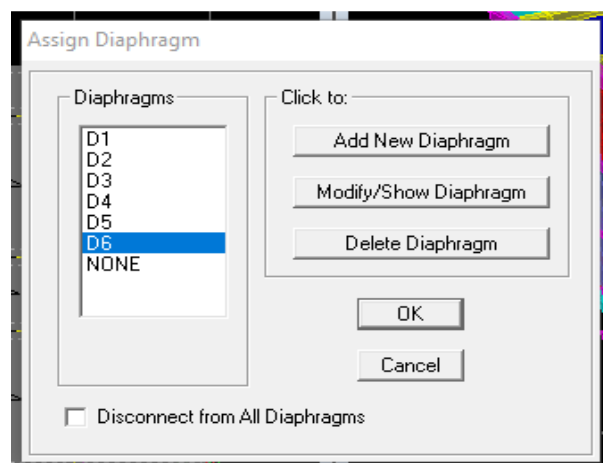
- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud de sorte qu'ils forment un Diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds des différents planchers.

On sélectionne le premier étage : **Assign** \Rightarrow **Joint/Point** \Rightarrow **Diaphragms** \Rightarrow **D1** \Rightarrow **OK**.

Le deuxième étage **Assign** \Rightarrow **Joint/Point** \Rightarrow **Diaphragms** \Rightarrow **AddNew Diaphragm** \Rightarrow **D2** \Rightarrow **OK**.

On suit la même procédure pour les autres étages.



7. Septième étape :**Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats**❖ **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyze** → **Run Analysis**

❖ **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 afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un portique, 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, puis on clique sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisit la Combinaison.

Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base :

Show Tables → **Building Output** → **Select Cases/Comb "Ex, Ey"** → **Story Shears**.

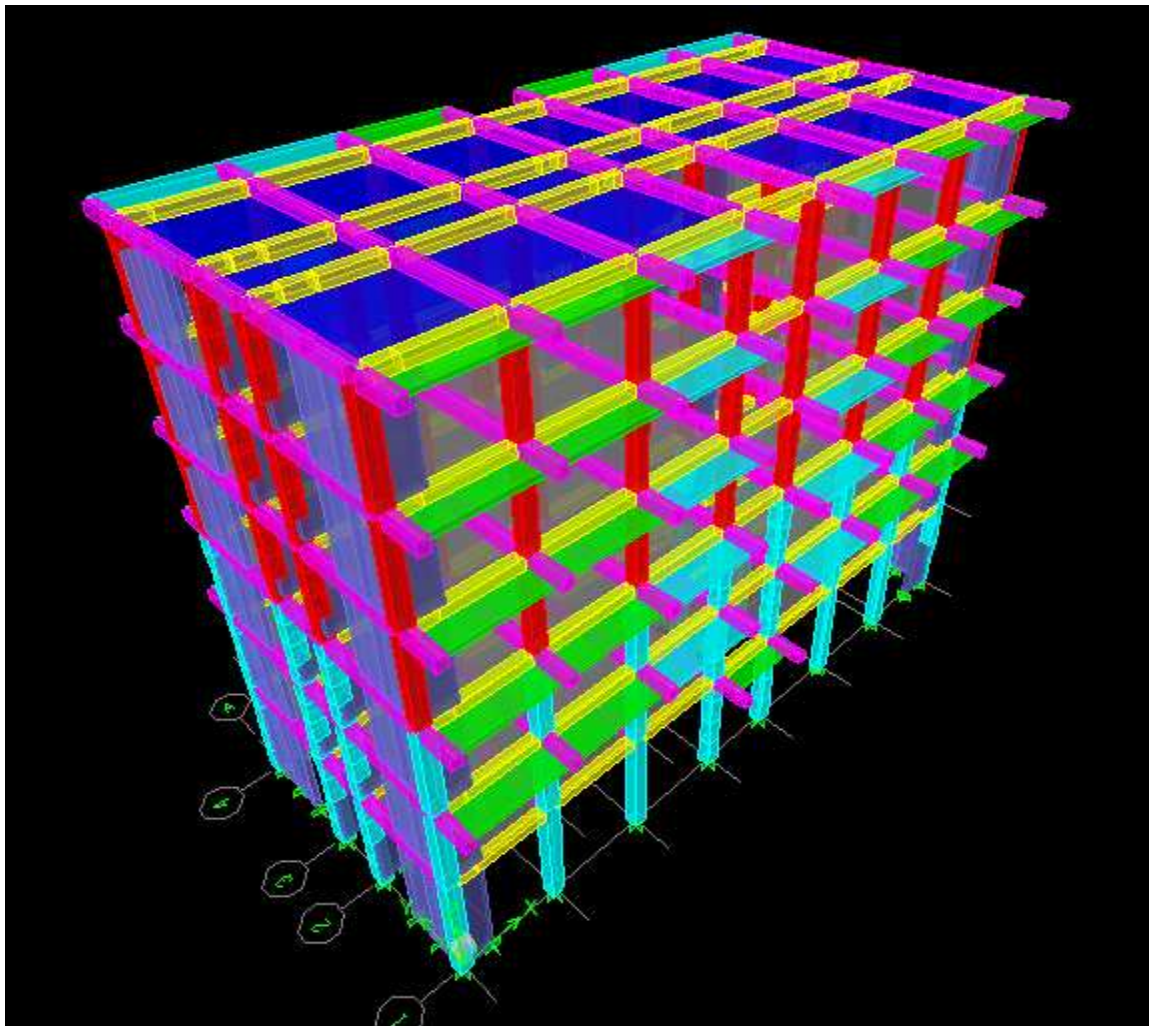


FIGURE IV.1 : Vue en 3D de la structure

V. Vérification des Exigences du RPA :

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

1. Vérification de la période.
2. Vérification de l'excentricité.
3. Pourcentage de la participation de la masse modale.
4. Justification du système de contreventement.
5. Vérification de l'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements.
7. Vérification de l'effet P-Delta.
8. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.

V.1 Vérification de la période :**V.1.1 Calcul de la période empirique :**

$$T = C_T x h_N^{\left(\frac{3}{4}\right)}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 $h_N=19,38$ m
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le **tableau 4.6(Art 4.2.4 RPA99/ V2003)**.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé $C_T=0.05$
D'ou :

$$T = 0.05 \times 19,38^{\left(\frac{3}{4}\right)} = 0,46 \text{ s}$$

V.1.2 Calcul de la période empirique majorée:

$$T_{maj} = T + 30\%T = 1.3 \times T = 1.3 \times 0,46 = 0,60 \text{ s}$$

V.1.3- 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 :

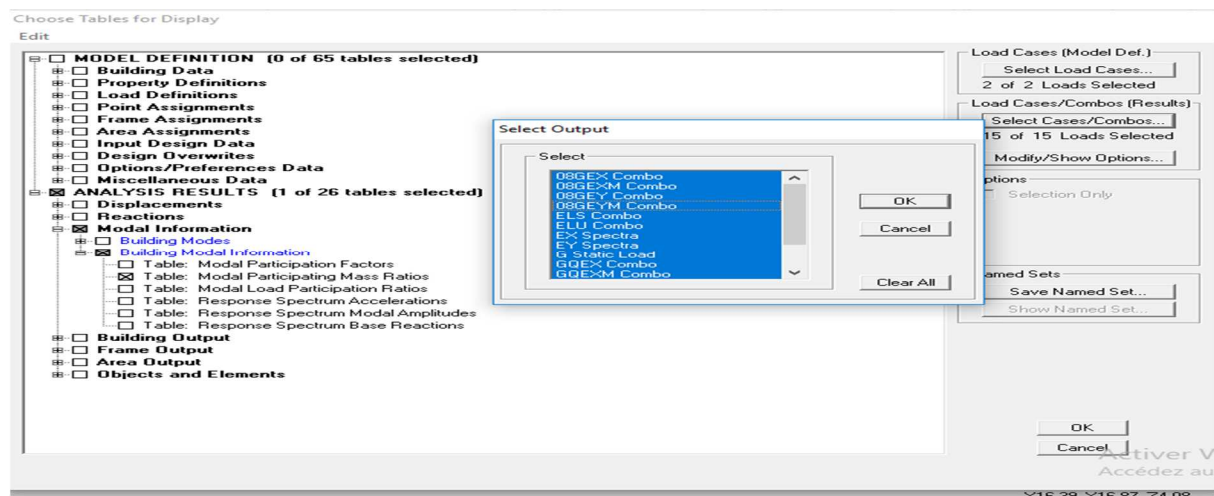
Display→**show tables**

- 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 :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,524273	0,0000	75,5013	0,0000	0,0000	75,5013	0,0000	99,14
	2	0,498882	77,1372	0,0000	0,0000	77,1372	75,5013	0,0000	0,000
	3	0,385804	0,0081	0,0000	0,0000	77,1452	75,5013	0,0000	0,000
	4	0,138933	14,0165	0,0000	0,0000	91,1618	75,5013	0,0000	0,000
	5	0,137163	0,0000	16,0260	0,0000	91,1618	91,5273	0,0000	0,537
	6	0,097670	0,0006	0,0000	0,0000	91,1624	91,5273	0,0000	0,000
	7	0,062075	5,1349	0,0000	0,0000	96,2973	91,5273	0,0000	0,000
	8	0,060374	0,0000	5,4965	0,0000	96,2973	97,0239	0,0000	0,265
	9	0,042297	0,0001	0,0000	0,0000	96,2975	97,0239	0,0000	0,000
	10	0,035371	0,0000	2,1007	0,0000	96,2975	99,1246	0,0000	0,037
	11	0,034189	2,3034	0,0000	0,0000	98,6009	99,1246	0,0000	0,000
	12	0,024801	0,0000	0,6996	0,0000	98,6009	99,8242	0,0000	0,014
	13	0,024757	0,0001	0,0047	0,0000	98,6010	99,8289	0,0000	0,000
	14	0,021674	1,0554	0,0000	0,0000	99,6564	99,8289	0,0000	0,000
	15	0,020138	0,0000	0,1711	0,0000	99,6564	100,0000	0,0000	0,002
	16	0,017461	0,0001	0,0000	0,0000	99,6565	100,0000	0,0000	0,000
	17	0,016030	0,3433	0,0000	0,0000	99,9998	100,0000	0,0000	0,000
	18	0,014298	0,0002	0,0000	0,0000	100,0000	100,0000	0,0000	0,000

❖ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée $T = 0,46$ s
- La période majorée $T_{maj} = 0,60$ s
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,524$ s

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$ → La période est vérifiée

V.2 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$.

(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.

$$|XCM - XCR| \leq 5\% Lx$$

$$|YCM - YCR| \leq 5\% Ly$$

Tel que :

XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion (rigidité).

➤ **Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :**

- Display → Show Tables
- Building output → Table: Centre Mass Rigidity

Les résultats s'afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity

Edit View

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	XCR	YCR
▶	RDC	D1	355,3182	355,3182	11,301	4,849	355,3182	11,300	4,800
	ET1	D2	336,2014	336,2014	11,301	4,851	336,2014	11,301	4,800
	ET2	D3	306,5582	306,5582	11,301	4,856	306,5582	11,301	4,800
	ET3	D4	302,3687	302,3687	11,301	4,857	302,3687	11,300	4,800
	ET4	D5	302,3687	302,3687	11,301	4,857	302,3687	11,300	4,800
	ET5	D6	288,0401	288,0401	11,300	4,862	288,0401	11,300	4,800

OK

Figure V.1. Centre de masse et centre de rigidité pour chaque niveau.

✓ Sens longitudinale(x-x) : $Lx = 23m$

On doit vérifier que: $|XCM - XCR| \leq 5\% Lx$

Story	XCM	XCR	XCM-XCR	5 %Lx	condition
RDC	11,301	11,300	0.001	1,150	vérifiée
1	11,301	11,301	0.000	1,150	vérifiée
2	11,301	11,301	0.000	1,150	vérifiée
3	11,301	11,300	0.001	1,150	vérifiée
4	11,301	11,300	0.001	1,150	vérifiée
5	11,300	11,300	0.000	1,150	vérifiée

Tableau V.2: Vérification de l'excentricité suivant x-x.

✓ $\text{Senstransversal}(y-y) : Ly = 10 \text{ m}$

On doit vérifier que : $YCM - YCR \leq 5\% LY$

Story	YCM	YCR	/YCM-YCR/	5%Ly	condition
RDC	4,849	4,800	0,049	0,500	vérifiée
1	4,851	4,800	0,051	0,500	vérifiée
2	4,856	4,800	0,056	0,500	vérifiée
3	4,857	4,800	0,057	0,500	vérifiée
4	4,857	4,800	0,057	0,500	vérifiée
5	4,862	4,800	0,062	0,500	vérifiée

Tableau V.3: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

V.3 Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur ou égale à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Les étapes à suivre sur ETABS :

Display ———→ **Show table**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Puis on clique : **OK** ———→ **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,524273	0,0000	75,5013	0,0000	0,0000	75,5013	0,0000	99,1430
2	0,498882	77,1372	0,0000	0,0000	77,1372	75,5013	0,0000	0,0000
3	0,385804	0,0081	0,0000	0,0000	77,1452	75,5013	0,0000	0,0000
4	0,138933	14,0165	0,0000	0,0000	91,1618	75,5013	0,0000	0,0000
5	0,137163	0,0000	16,0260	0,0000	91,1618	91,5273	0,0000	0,5370
6	0,097670	0,0006	0,0000	0,0000	91,1624	91,5273	0,0000	0,0000
7	0,062075	5,1349	0,0000	0,0000	96,2973	91,5273	0,0000	0,0000
8	0,060374	0,0000	5,4965	0,0000	96,2973	97,0239	0,0000	0,2650
9	0,042297	0,0001	0,0000	0,0000	96,2975	97,0239	0,0000	0,0000
10	0,035371	0,0000	2,1007	0,0000	96,2975	99,1246	0,0000	0,0370
11	0,034189	2,3034	0,0000	0,0000	98,6009	99,1246	0,0000	0,0000
12	0,024801	0,0000	0,6996	0,0000	98,6009	99,8242	0,0000	0,0140
13	0,024757	0,0001	0,0047	0,0000	98,6010	99,8289	0,0000	0,0000
14	0,021674	1,0554	0,0000	0,0000	99,6564	99,8289	0,0000	0,0000
15	0,020138	0,0000	0,1711	0,0000	99,6564	100,0000	0,0000	0,0020
16	0,017461	0,0001	0,0000	0,0000	99,6565	100,0000	0,0000	0,0000
17	0,016030	0,3433	0,0000	0,0000	99,9998	100,0000	0,0000	0,0000
18	0,014398	0,0002	0,0000	0,0000	100,0000	100,0000	0,0000	0,0000

OK

Figure V.4 : Pourcentage de participation de la masse modale.

La condition du RPA se vérifié au 5^{eme}Mode \Rightarrow condition vérifiée

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRX	SumF
1	0,524273	0,0000	75,5013	0,0000	75,5013	0,0000	99,1430	0,0000
2	0,498882	77,1372	0,0000	77,1372	75,5013	0,0080	99,1430	99,4000
3	0,385804	0,0081	0,0000	77,1452	75,5013	74,7155	99,1430	99,4100
4	0,138933	14,0165	0,0000	91,1618	75,5013	0,0009	99,1430	99,6300
5	0,137163	0,0000	16,0260	91,1618	91,5273	0,0000	99,6801	99,6300
6	0,097670	0,0006	0,0000	91,1624	91,5273	16,6530	99,6801	99,6300
7	0,062075	5,1349	0,0000	96,2973	91,5273	0,0002	99,6801	99,9200
8	0,060374	0,0000	5,4965	96,2973	97,0239	0,0000	99,9452	99,9200
9	0,042297	0,0001	0,0000	96,2975	97,0239	5,6363	99,9452	99,9200
10	0,035371	0,0000	2,1007	96,2975	99,1246	0,0000	99,9831	99,9200
11	0,034189	2,3034	0,0000	98,6009	99,1246	0,0001	99,9831	99,9600
12	0,024801	0,0000	0,6996	98,6009	99,8242	0,0141	99,9974	99,9600
13	0,024757	0,0001	0,0047	98,6010	99,8289	2,1200	99,9975	99,9600
14	0,021674	1,0554	0,0000	99,6564	99,8289	0,0000	99,9975	99,9900
15	0,020138	0,0000	0,1711	99,6564	100,0000	0,0000	100,0000	99,9900
16	0,017461	0,0001	0,0000	99,6565	100,0000	0,7004	100,0000	99,9900
17	0,016030	0,3433	0,0000	99,9998	100,0000	0,0000	100,0000	100,0000
18	0,014398	0,0002	0,0000	100,0000	100,0000	0,1515	100,0000	100,0000

OK

Mde1 : translation suivant X-X
 Les 3 premier modes sont vérifiées $\left\{ \begin{array}{l} \text{Mode 2 : translation suivant Y-Y} \\ \text{Mode 3 : rotation suivant Z-Z} \end{array} \right.$

Conclusion :

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au cinquième mode, d’où la condition du RPA est vérifiée.

V.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 :

a) Les charges horizontales suivant X :

- Select → by pier ID → tous les **VL**
- Display → show tables
- Combinaison **EX**

Etage	V ₂	V _x	V ₂ /V _x
RDC	1010,44	1140,19	0,88
ET1	702,37	1072,17	0,65
ET2	583,61	963,38	0,60
ET3	535,68	805,85	0,66
ET4	358,15	599,53	0,59
ET5	204,75	346,95	0,59

- Wall output → wall force → Pier force

$$x = \frac{\sum \frac{V_2}{V_x}}{6} \times 100 = \frac{3,97}{6} \times 100$$

$$x = 66,16\%$$

b) Les charges horizontales suivant Y :

- Select → by pier ID → tous les **VT**
- Display → show tables
- Combinaison **EY**
- Wall output → wall force → Pier force

Etage	V ₂	V _y	V ₂ /V _y
RDC	1083,76	1093,1	0,99
ET1	782,44	1022,16	0,76
ET2	621,29	919,3	0,67
ET3	548,62	774,23	0,70
ET4	358,4	584,08	0,61
ET5	143,43	345,41	0,41

$$y = \frac{\sum \frac{V_z}{V_y}}{6} \times 100 = \frac{4,14}{6} \times 100$$

$$y = 69\%$$

c) **Les charges verticales :**

- Sélectionner les nœuds des voiles a la base
- Display → show tables
- Combinaison → poids
- Support réactions
- Copier vers **Excel**
- $F_z \rightarrow$ la somme
- $F_z = 3981,95 \text{ kN}$

Le pourcentage des efforts verticales repris par les voiles est donne par :

$$V = \frac{F_z}{W_t} \times 100$$

F_z : Effort des voiles à la base

W_t : le poids total du bâtiment

$$V = \frac{3981,95}{20304,03} \times 100$$

$$V = 19,61\%$$

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles	
<u>Unité</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>
F_z	20304,03	100	3981,95	19,61

- Récapitulatif des résultats :

	Pourcentage reprises par les Voiles et portiques	Pourcentage reprises par les Voiles	Pourcentage reprises par lesportiques
<u>Unité</u>	<u>%</u>	<u>%</u>	<u>%</u>
<u>sens EX</u>	100	66,16	33,84
<u>sens EY</u>	100	69	31

Tableau V.6. Pourcentage de système de contreventement selon les deux sens.

Conclusion:

- ✓ Charges horizontales repris par les voiles suivant X : 66,16%
- ✓ Charges horizontales repris par les voiles suivant Y : 69%
- ✓ Charges verticales repris par les voiles : 19,61%

D'après ses résultats, on voit que les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et moins de 75% des charges horizontal dans le sens X-X et le sens Y-Y, Et 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 mixte assuré par les voiles et les portiques.

Type de contreventement mixte, d'où le coefficient de comportement R est pris égal à 5.

V.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 obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la Formule empirique appropriée.

$$V_{\text{base .MSM}} \geq 80\% V_{\text{base .MSE}}$$

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

W : Le poids total de la structure déterminé par ETABS

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{G1} + \beta W_{Q1}$$

- W_{G1} : Poids du aux charges permanentes et celle des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.
- W_{Q1} : Charges d'exploitations
- β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation qui vaut dans notre cas 0,2

Comme le montre le tableau suivant :

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau V.8. Coefficients de pondération.

R : coefficient de comportement global de la structure, dans notre cas $R=5$ (contreventement mixte)

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante : $Q=1+\Sigma Pq$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

D'où : $Q= 1,10$

- coefficient d'accélération de zone **A**: dépend de deux paramètres, il est donné par le tableau (4.1/RPA 99) présenté ci-après :

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau V.7. Coefficients d'accélération

Groupe d'usage : 2 A } $\longrightarrow = 0.15$
 Zone sismique : IIa }

- **Facteur d'amplification moyen D :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003).

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2(sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Dans notre cas : Site 2T2 $\longrightarrow = 0,40[s]$ (Site ferme)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	<u>6</u>	<u>4</u>	<u>10</u>
Dense	<u>7</u>	<u>5</u>	

Tableau V.8.Coefficients d'amortissement.

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ($\xi = 7\%$) et des voiles ($\xi = 10\%$), donc on prend :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad \rightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8,5)}} = 0,816 \geq 0,7$$

D'où $\eta = 0,816 > 0,7$condition vérifiée

Alors:

- T₂: périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donné par le tableau(4.7.RPA)

Site 2(Site ferme) → **T₂ = 0,40S**

- La période fondamentale donnée par Etabs → **T = 0,524S**

- la valeur de D :

$$T_2 = 0,40 \text{ S} < T = 0,524 < 3\text{S} \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{0,40}{0,524}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,816 \times \left(\frac{0,40}{0,524}\right)^{2/3}$$

$$D = 1,704$$

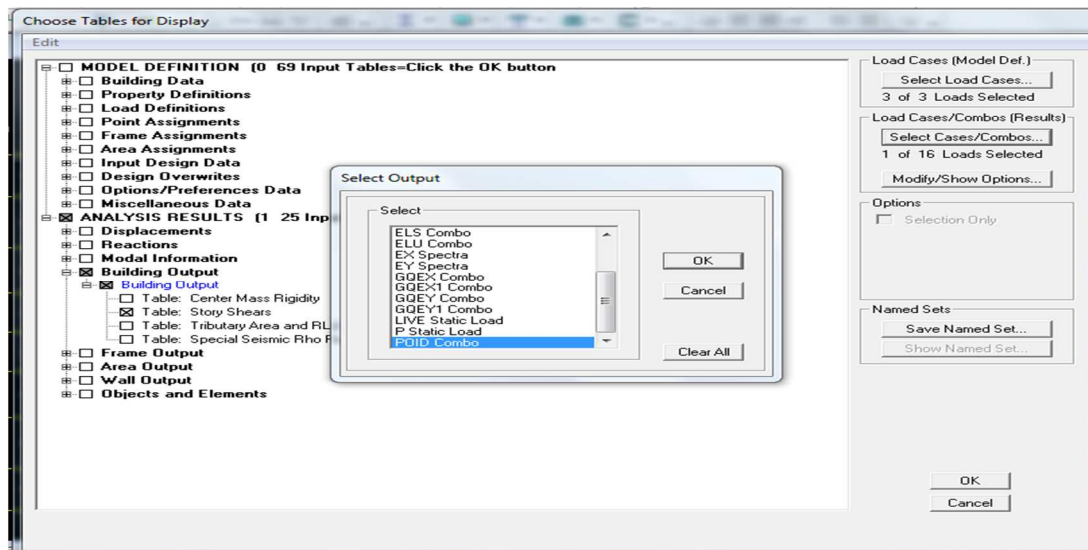
- Calcul du poids total de la structure Wt :

Le poids total de la structure donné par le logiciel ETABS :

- On Sélectionne les nœuds à la base

Display → **Show table**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	RDC	POIDS	Top	2649,42	0,00	0,00	0,000	12892,770	-29938,431
	ET5	POIDS	Bottom	3359,34	0,00	0,00	0,000	16300,386	-37960,527
	ET4	POIDS	Top	5915,18	0,00	0,00	0,000	28737,706	-66844,534
	ET4	POIDS	Bottom	6625,10	0,00	0,00	0,000	32145,322	-74866,630
	ET3	POIDS	Top	9180,95	0,00	0,00	0,000	44582,643	-103750,634
	ET3	POIDS	Bottom	9890,87	0,00	0,00	0,000	47990,259	-111772,732
	ET2	POIDS	Top	12446,71	0,00	0,00	0,000	60427,580	-140656,739
	ET2	POIDS	Bottom	13254,55	0,00	0,00	0,000	64305,212	-149785,334
	ET1	POIDS	Top	15810,40	0,00	0,00	0,000	76742,533	-178669,334
	ET1	POIDS	Bottom	16618,24	0,00	0,00	0,000	80620,165	-187797,934
	RDC	POIDS	Top	19226,91	0,00	0,00	0,000	93311,079	-217278,934
	RDC	POIDS	Bottom	20304,03	0,00	0,00	0,000	98481,255	-229450,394

OK

Alors le poids total de la structure : $W_t = 20304,03KN$

Tableau récapitulatif des résultats :

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.704
Facteur de qualité Q	1.10
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	20304,03

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1,704 \times 1,10}{5} \times 20304,03 = 1141,74KN$$

- Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

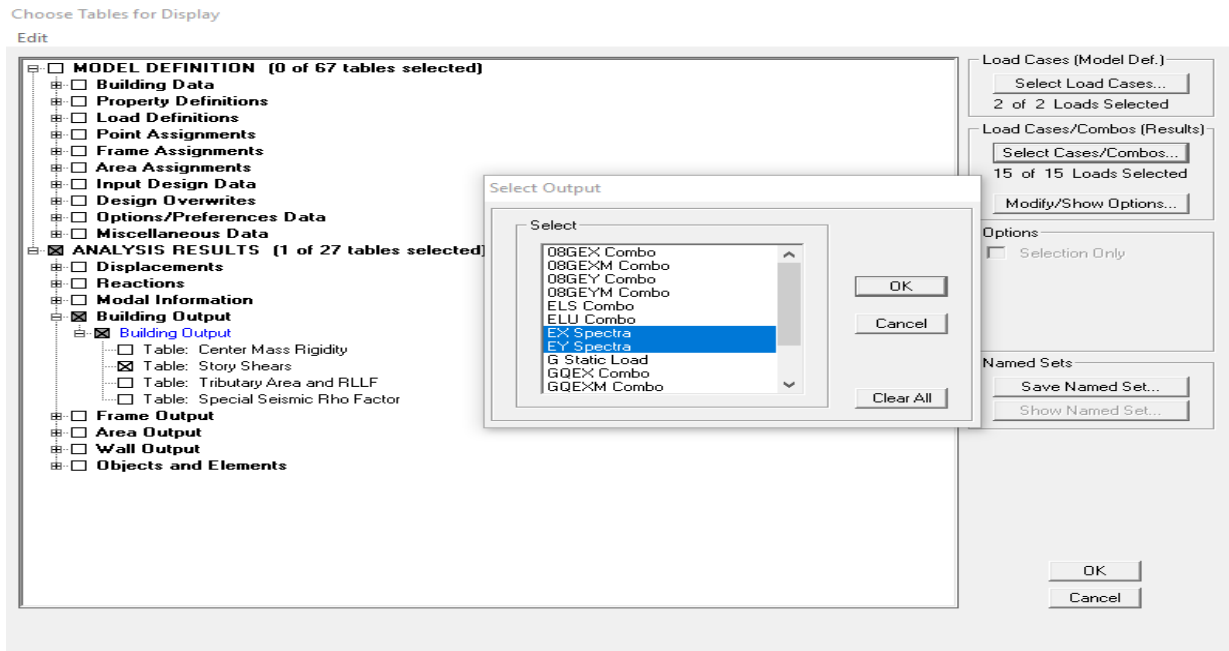
Display **Show tables** →

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **Modal Information** → **Building out put**
 → **Story shears**

Puis on définit les combinaisons **Ex Spectra** et **Ey Spectra** en cliquant sur :

Select cases/combos



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET4	EY	Bottom	0,00	0,01	584,08	7280,845	2796,332	0,045
	ET3	EX	Top	0,00	805,85	0,02	4499,270	0,047	2843,1
	ET3	EX	Bottom	0,00	805,85	0,02	4499,270	0,057	5221,6
	ET3	EY	Top	0,00	0,01	774,23	9708,408	2796,332	0,045
	ET3	EY	Bottom	0,00	0,01	774,23	9708,408	5069,174	0,060
	ET2	EX	Top	0,00	963,38	0,02	5413,583	0,057	5221,6
	ET2	EX	Bottom	0,00	963,38	0,02	5413,583	0,058	8064,5
	ET2	EY	Top	0,00	0,01	919,30	11599,547	5069,174	0,060
	ET2	EY	Bottom	0,00	0,01	919,30	11599,547	7759,423	0,063
	ET1	EX	Top	0,00	1072,17	0,02	6091,043	0,058	8064,5
	ET1	EX	Bottom	0,00	1072,17	0,02	6091,043	0,062	11221,5
	ET1	EY	Top	0,00	0,01	1022,16	13024,528	7759,423	0,063
	ET1	EY	Bottom	0,00	0,01	1022,16	13024,528	10739,738	0,068
	RDC	EX	Top	0,00	1140,19	0,02	6558,288	0,062	11221,5
	RDC	EX	Bottom	0,00	1140,19	0,02	6558,288	0,081	15691,0
	RDC	EY	Top	0,00	0,02	1093,10	14082,079	10739,738	0,068
	RDC	EY	Bottom	0,00	0,02	1093,10	14082,079	14977,725	0,084

OK

On resume dans le tableau ci dessous:

Story	Load	Loc	P	VX (KN)	VY (KN)
RDC	EX	Bottom	0	1140.19	0.02
RDC	EY	Bottom	0	0.02	1093.10

- Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

Il est rappelé que :

$$0,8 V_{RPA} = 0,8 \times 1141,74 = 913,384 \text{ KN}$$

✓ **Sens longitudinal :**

$$V_{xdyn} = 1140,19 \text{ KN} > 0,8 V_{RPA} = 0,8 \times 1141,74 = 913,3892 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens transversal :**

$$V_{y dyn} = 1093,10 \text{ KN} > 0,8 V_{RPA} = 0,8 \times 1141,74 = 913,392 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : $V_{ETABS} > 0.8 VMSE \Rightarrow$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.

V.6. Les déplacements:

V.6.1 Déplacement relatifs:

D'après le RPA 99 version 2003 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4-43) :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

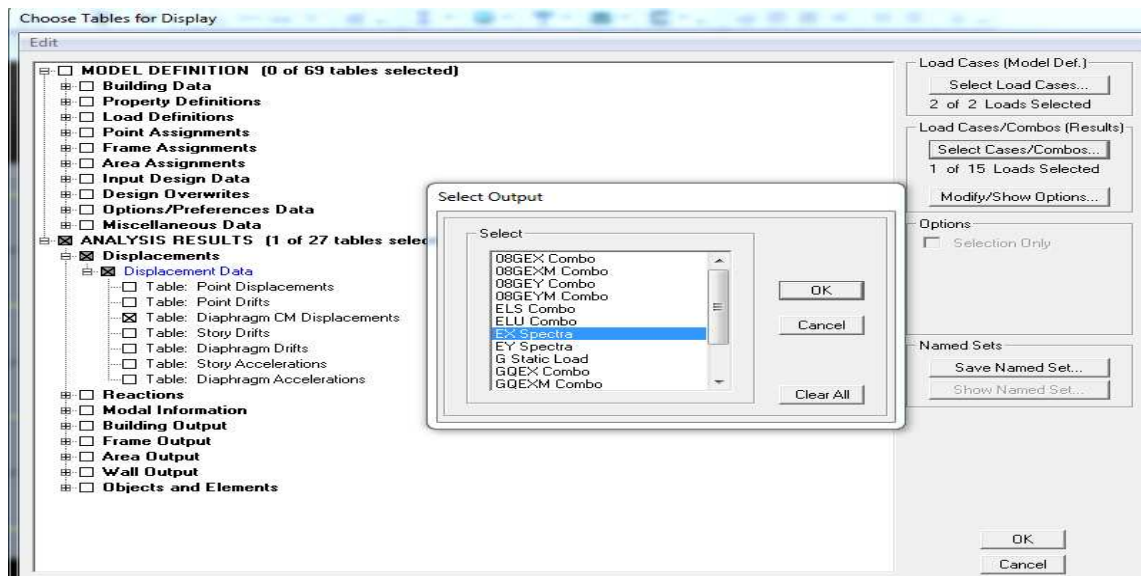
R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1" est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

✓ **Dans le sens longitudinal :**

- Display → show tables
- Combinaison : EX
- Displacements → displacements data → diaphragme CM displacements



✓ **Dans le sens transversal :**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Les résultats s'afficheront comme suit :

Sens X-X

Sens Y-Y

	Story	Diaphragm	Load	UX		Story	Diaphragm	Load	UY
▶	ET5	D6	EX	0.0062	▶	ET5	D6	EY	0.0067
	ET4	D5	EX	0.0053		ET4	D5	EY	0.0056
	ET3	D4	EX	0.0043		ET3	D4	EY	0.0044
	ET2	D3	EX	0.0031		ET2	D3	EY	0.0031
	ET1	D2	EX	0.0019		ET1	D2	EY	0.0018
	RDC	D1	EX	0.0007		RDC	D1	EY	0.0007
	BASE	D6	EX	0.0000		BASE	D6	EY	0.0000

✓ Sens longitudinal :

Etages	UX = δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δk (m)	Hauteur d'étage : he(m)	1% he (m)	condition
5	0,0062	0,031	0,004	3,06	0,0306	vérifiée
4	0,0053	0,027	0,005	3,06	0,0306	vérifiée
3	0,0043	0,022	0,006	3,06	0,0306	vérifiée
2	0,0031	0,016	0,006	3,06	0,0306	vérifiée
1	0,0019	0,010	0,006	3,06	0,0306	vérifiée
RDC	0,0007	0,004	0,004	4,08	0,0408	vérifiée

Tableau V.9 déplacements relatifs selon (x-x)

✓ Sens transversal :

Story	UY = δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δk (m)	Hauteur d'étage : he(m)	1% he (m)	condition
5	0,0067	0,034	0,006	3,06	0,0306	vérifiée
4	0,0056	0,028	0,006	3,06	0,0306	vérifiée
3	0,0044	0,022	0,006	3,06	0,0306	vérifiée
2	0,0031	0,016	0,007	3,06	0,0306	vérifiée
1	0,0018	0,009	0,005	3,06	0,0306	vérifiée
RDC	0,0007	0,004	0,004	4,08	0,0408	vérifiée

Tableau V.10 déplacements relatifs selon (y-y).

D'après les résultats trouve dans les tableaux ci-dessus, On conclut que la condition de l RPA vis-à-vis des déformations est vérifier \longrightarrow **La condition est vérifiée.**

V.6.2 Déplacement maximal:

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifiée la formule suivant:

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500} \text{ (Art B.6.5,3/BAEL91)}$$

Avec :

f : la flèche admissible

H_t : La hauteur totale du bâtiment ($H_t=19,38$ m).

$$\left. \begin{array}{l} f : \text{ la flèche admissible} \\ H_t : \text{ La hauteur totale du bâtiment } (H_t=19,38 \text{ m}). \end{array} \right\} \implies f = \frac{19,38}{500} = 0,039m$$

Détermination de déplacement maximal avec ETABS

- **Dans le sens longitudinal x-x**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **Show Story Response Plots**

Une fenêtre s'affichera et elle doit être remplie comme indiqué sur l'image

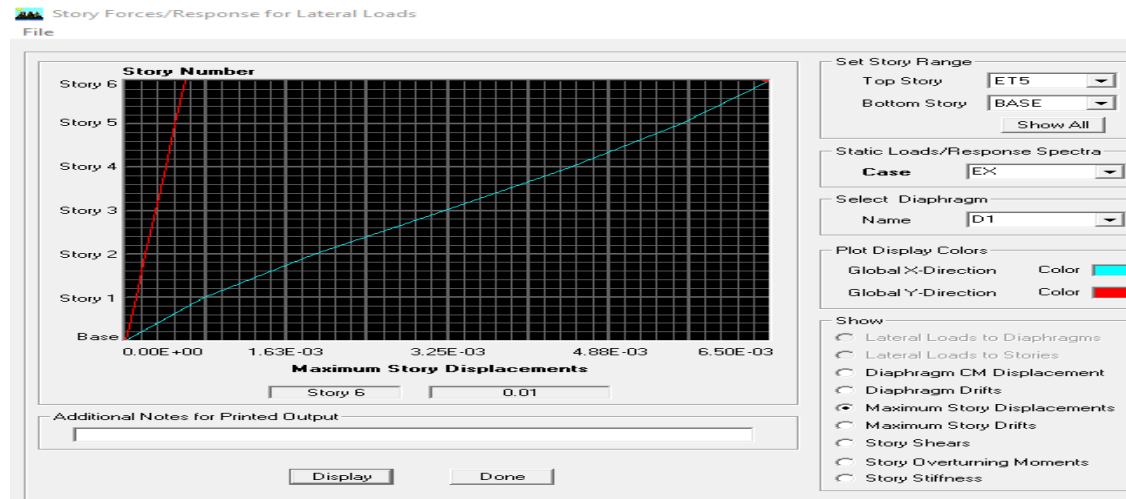


Figure 1 : Déplacement max suivant X

- **dans le sens transversal y-y**

On le détermine de même manière, on remplaçant la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement

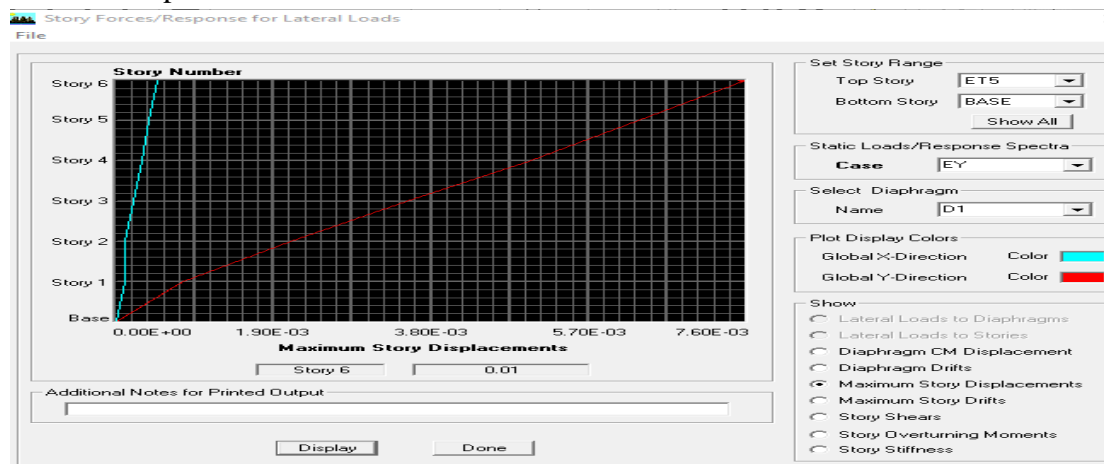


Figure 2 : Déplacement max suivant Y

❖ **Résultats trouvés :**

-Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0,01 < f = 0,039\text{m}$$

-Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{max} = 0,01 < f = 0,039\text{m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible. \longrightarrow **Condition vérifiée.**

V. 7 Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

❖ La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

- Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P- Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P- δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

- ✓ Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être négligés.
- ✓ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale $1 / (1 - \theta_k)$.
- ✓ Si $\theta_k > 0.2$: Structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Avec :

P_k : poids de l'étage «k»

V_k : effort tranchant d'étage «k»

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

H_k : hauteur d'étage «k».

Etages				Sens xx			Sens yy		
	P (KN)	P _k (KN)	H _k (m)	Δ _K (x) (m)	V _k (x) (KN)	θ _x	Δ _K (y) (m)	V _k (y) (KN)	θ _y
ET5	3359,34	3359,34	3,06	0,004	346,95	0,01265685	0,006	345,41	0,01906992
ET4	6625,10	3265,76	3,06	0,005	599,53	0,00890065	0,006	584,08	0,01096331
ET3	9890,87	3265,77	3,06	0,006	805,85	0,00794623	0,006	774,23	0,00827076
ET2	13254,55	3363,68	3,06	0,006	963,38	0,00684616	0,007	919,30	0,00837017
ET1	16618,24	3363,69	3,06	0,006	1072,17	0,00615152	0,005	1022,16	0,00537707
RDC	20304,03	3685,79	4,08	0,004	1140,19	0,00316923	0,004	1093,10	0,00330575

Tableau-V.11: Vérification de l'effet P-Δ

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

V. 8 vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1).

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \text{ (Art 7.1.3.RPA99 / VERSION 2003)}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

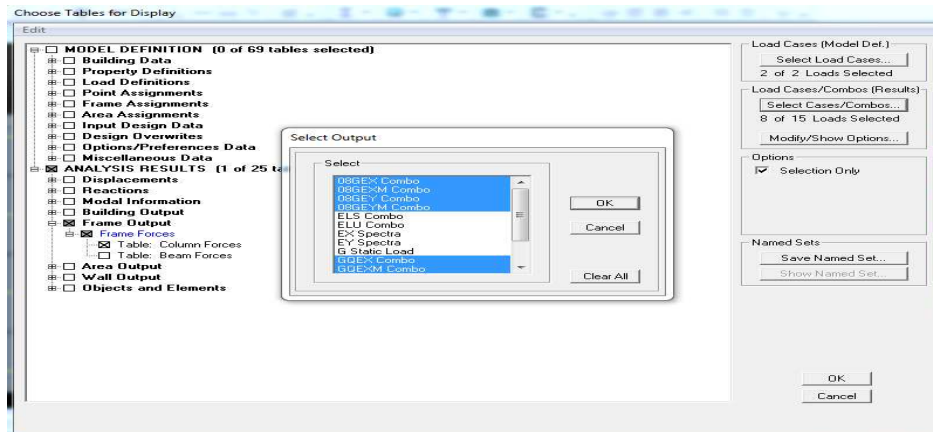
B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Sur ETABS :

- Select → by frame section → pot (40x45)
- Display → Show Tables
- Select Cases/ Combos → 8comb RPA(0.8G+E et G + Q ± E)

Fram output → Frame Forces → Column Forces



Nd =910,15KN

$$V = \frac{910,15 \times 10^3}{400 \times 450 \times 25} = 0,20 < 0,3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

VI.1 POTEAUX :

VI.1.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,16	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

Tableau VI.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.

VI.1.2 le principe de Ferraillage des poteaux :

Pour le ferraillage des poteaux on adopte deux ferraillements, on aura donc ces deux zones suivantes :

- Zone 1 : du RDC au deuxième étages, poteaux (40x45)
- Zone 2 : du troisième au cinquième étage, poteaux (35x40)

Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens (sens longitudinal et le sens transversal). Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée, puis vérifié a l'ELS.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 : E.L.U : Situation durable :
1,35 G + 1,5 Q.....(pour obtenir les efforts normaux)
- Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (Art 5.2)

G + Q ± E.....(pour obtenir les moments fléchissant)

0,8 G ± E.....(pour obtenir les effort tranchant)

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges exploitation non pondéré.

E : action du séisme représente par ces composantes horizontales

- Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal « N_{max} » et le moment correspondant « M_{cor} ».
- Effort normal minimal « N_{min} » et le moment correspondant « M_{cor} ».
- Moment fléchissant maximal « M_{max} » et l'effort normal correspondant « N_{cor} ».

Conventions (logiciel ETABS) :

N<0 : compression

N>0 : traction

VI.1.3 Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

a) Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures est de 0,8 % (b x h) (en zone IIa).
 - Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6 % (b x h).
 - Le pourcentage maximal en zone courante est de 4 % (b x h).

Section des poteau [cm ²]	Sectionmin (cm ²)		Section max (cm ²)	
	zone IIa	Zone de recouvrement	zone courante	
(40x45)	14,4	108	72	
(35x40)	11,2	84	56	

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA.

- ✓ Selon le règlement RPA :
 - Le diamètre minimal est de 12[mm].
 - La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40 \Phi_L$ (en zone IIa).
 - La distance entre les barres longitudinales dans une face ne doit pas dépasser 25 cm (en zone IIa).
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

b) Armatures transversales A_t :

- ✓ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{p_a V_u}{h_1 f_e} \text{ (RPA99/2003 : formule 7.1)}$$

Avec :

A_t : section d'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ MPa}$.

p_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$p_a = \begin{cases} 2.5 & \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec λ_g est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

A et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article (B.8.3, 3 du BAEL91/99) :

$$l_f = 0.7 l_0$$

l_0 : c'est la hauteur du poteau

S_t : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

- En zone nodale :
 $S_t \leq \text{Min}(10 \varnothing l, 15\text{cm})$ en zone IIa
- En zone courante :
 $S_t \geq 15 \varnothing l$ en zone IIa

Avec $\varnothing l$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit:

$$\begin{cases} 0.3 \% \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \longrightarrow \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$3 \leq \lambda_g \leq 5 \longrightarrow$ interpolé entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing t$ minimal.

VI.1.4 Méthode de calcul d'armatures longitudinales :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

a) Si nous avons un effort de compression et le centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right) \text{ Alors la section est partiellement comprimée}$$

b) Si : $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$(d - c)N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}(A)$$

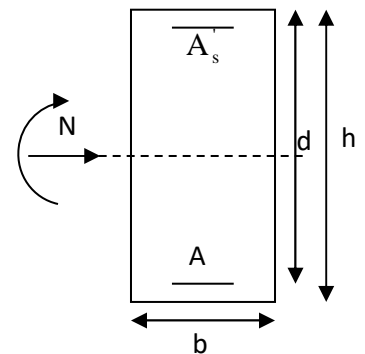
Avec: $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - C\right)$ moment fictif \longrightarrow

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

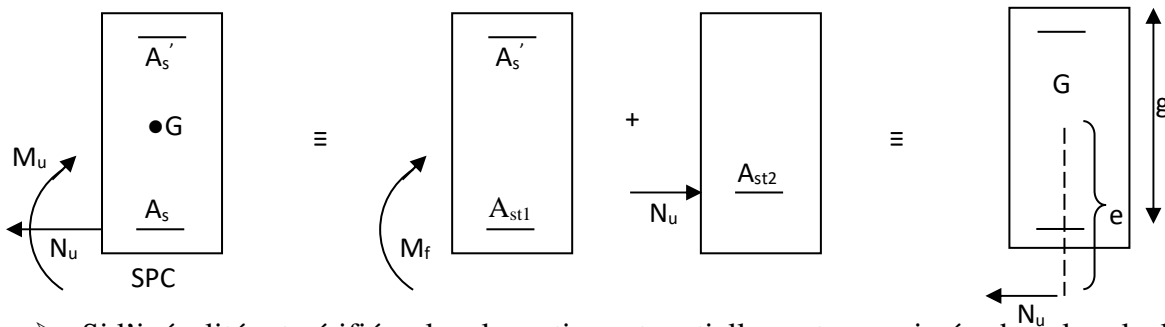
$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle



N_u : effort de compression.



- Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} < \left(\frac{h}{2} - C\right) \text{ Si } \mu_b < \mu_1 \text{ la section est simplement armée. (SSA)}$$

Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée. (SDA)

$$\mu_1 = 0.392 \text{ et } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b < \mu_1 \Rightarrow \text{La section réelle est donnée par : } A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}, \quad A_{sc} = 0$$

$$\mu_b > \mu_1 \Rightarrow \Delta M = M_f - M_l$$

Avec M_l : Moment réduit.

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{d c' \sigma_s}; \quad A_{stf} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [Mpa] Avec}$$

$$\text{La section réelle d'armature : } A_{sc} = A_{scf}; \quad A_{sc} = A_{scf} - \frac{M_u}{\sigma_s}$$

- Si l'inégalité (a) n'est pas vérifiée, la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} \quad (b)$$

- Si l'inégalité (b) est vérifiée, les armatures sont donc :

$$A_{sc1} = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \text{ et } A_{sc2} = \frac{N_u - b x h x f_{bu}}{\sigma_s} - A_{sc1}$$

- Si l'inégalité (b) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_{sc1} = \frac{N_u - \psi b x h x f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

- c) Si nous avons un effort de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures la section est entièrement tendue

$$\text{La section d'armatures supérieures : } A_{st1} = \frac{N x a}{\sigma_{st}(d - c')}, \quad a = 0.5h - c - e_u$$

$$\text{La section d'armatures inférieures : } A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st1}$$

VI.1.5 Ferrailage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferraillage se fait par un calcul automatique à l'aide d'un programme SOCOTEC

Exemple de calcul :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

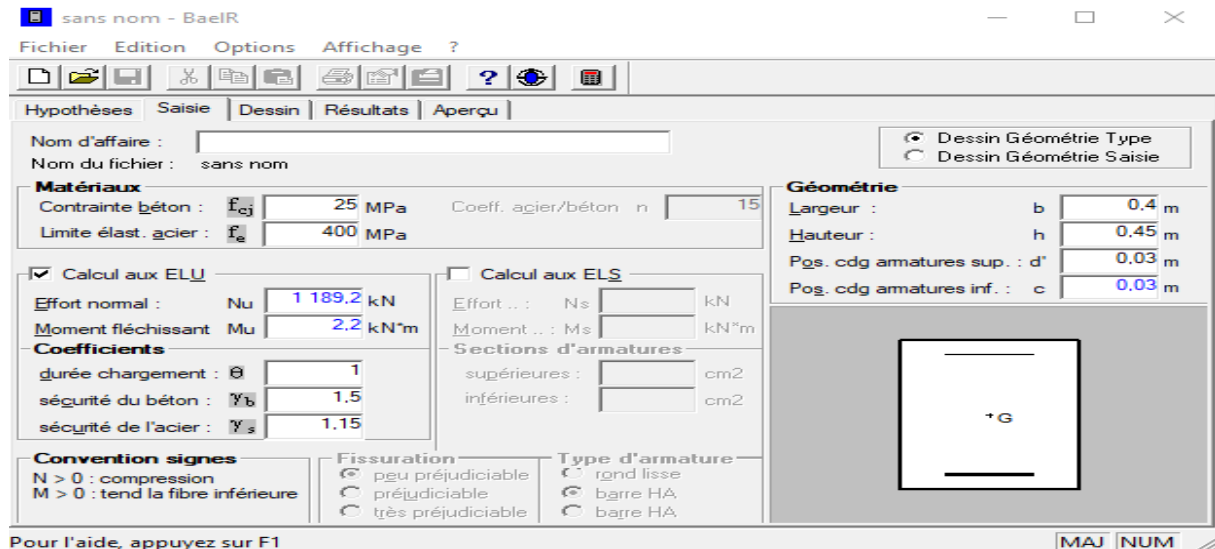


Figure VI-1 : caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats, Puis la fenêtre suivante s'affichera

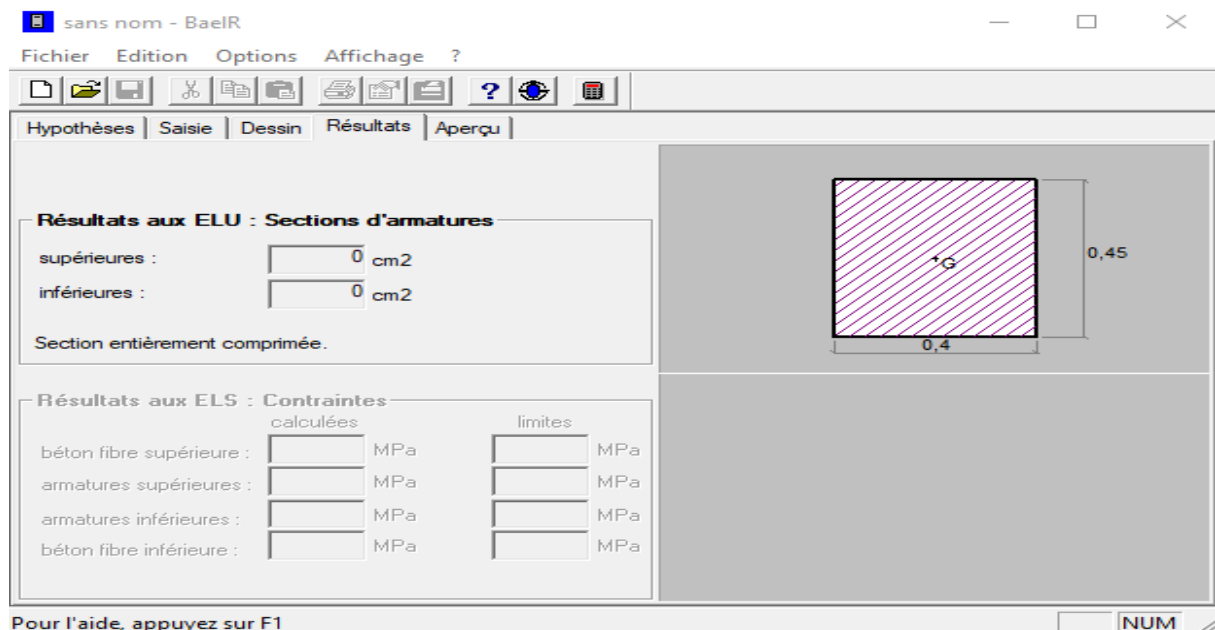


Figure VI-2 : Affichage des résultats

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

➤ **Poteaux longitudinaux sens (X-X) :**

Section (cm ²)	combinaison	Sollicitation	Effort normale [kN]	Moment [kN.m]	Nature	A'_s	A	Amin (cm ²)	Ferraillage	A adoptée (cm ²)
(40x45)	ELU	N_{max}	-1189,22	-2,203	SEC	0	0	14,4	6HA16 + 2HA14	15,14cm ²
	0,8GEy	N_{min}	207,92	2,512	SEC	0	0	14,4		
	GQEy	N_{cor}	-91,16	41,968	SPC	0	1,33	14,4		
(35x40)	ELU	N_{max}	-581,75	-6,819	SEC	0	0	11,2	8HA14	12,31 cm ²
	0,8GMEx	N_{min}	14,8	2,806	SEC	0	0	11,2		
	GQMEy	N_{cor}	-45,66	29,622	SPC	0	1,41	11,2		

Tableau VI.3 :Ferraillage des poteaux à l'ELU dans le Sens longitudinal (x-x).

➤ **Poteaux transversaux sens (Y-Y) :**

Section (cm ²)	combinaison	Sollicitation	Effort normale [kN]	Moment [kN.m]	Nature	$A_{s'}$	A	Amin (cm ²)	Ferraillage	A adoptée (cm ²)
(40x45)	ELU	N_{max}	-1189,22	-0,282	SEC	0	0	14,4	6HA16 + 2HA14	15,14cm ²
	0,8GEy	N_{min}	207,92	1,455	SEC	0	0	14,4		
	GQEx	N_{cor}	-374,83	51,23	SEC	0	0	14,4		
(35x40)	ELU	N_{max}	-581,75	-1,726	SEC	0	0	11,2	8HA14	12,31 cm ²
	0,8GEx	N_{min}	14,8	0,387	SEC	0	0	11,2		
	GQEx	N_{cor}	-102,09	43,732	SPC	0	1,68	11,2		

Tableau VI.4 :Ferraillage des poteaux à l'ELU dans le Sens transversal (y-y).

Remarque :

- Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires (Amin).
- On remarque que Socote nous donne une valeur de 0cm² pour la section d'armature supérieure et inférieure ce qui nous permet de conclure que le béton seul suffit pour équilibrer les efforts dans les poteaux, on n'a pas besoin d'armature.

Sections des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferraillage
(40 x 45)	14,4	15,14	6HA16 + 2HA14
(35 x 40)	11,2	12,31	8HA14

Tableau VI.5: Ferraillage des poteaux suivant les deux sens.

➤ Longueur de recouvrement

La longueur maximale de recouvrement des armatures longitudinales.

$$L_r = 40 \phi_L^{min} = 40 \times 1.4 = 56 [cm]$$

VI.1.6 Vérification à l'ELU :

VI.1.6.1 Calcul des armatures transversal :

Les armatures transversales sont disposées de manière empêchée tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau et de reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux au cisaillement.

a) Diamètre des aciers :

D'après le BAEL91 le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{1}{3} \times 16 = 5.33 [mm] \text{ Soit } \phi = 8mm$$

Avec :

ϕ_L : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

Nous adoptons des cadres de section : **At = 2,01 [cm²] = 4HA8**

b) Espacement des armatures (Art 7.4.2, 2 RPA99 V 2003) :

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement St des armatures transversales est fixée comme suit :

- ✓ En zone nodale : $S_t \leq \text{Min}(10\phi_1^{min}, 15cm) = 14cm$ Soit: **S_t = 10[cm]**
- ✓ En zone courante : $S'_t \leq 15\phi_1^{min} = 15 \times 1,4 = 21cm$ Soit: **S_t = 15[cm]**

c) Longueur de recouvrement (Art 7.5.2.1 RPA99 V 2003) :

La Longueur de recouvrement en zone II_a est :

$$L_r = 40\phi_L^{max} = 40 \times 1.6 = 64 [cm]$$

c) Longueur d'ancrage (Art A.6.1.23 BAEL91) :

$$L = \frac{\phi_s f_e}{4\tau_{su}}$$

$$f_t 28 = 0,6 + 0,06 f_c 28$$

$\Psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_t 28 = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 [MPa]$$

- Pour les HA 14 :

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 [cm] \text{ On prend : } L_s = 50 [cm]$$

- Pour les HA16 :

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 [cm] \text{ On prend : } L_s = 60 [cm]$$

e) Vérification de la quantité d'armatures (Art 7.4.2, 2 RPA99 V 2003) :

Selon le RPA Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ (Art 7.4.2.2 RPA99/V2003)}$$

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t \cdot b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

l_f : longueur de flambement du poteau. $l_f = 0,7 l_0$

Pour le poteau le plus défavorable celui de RDC:

$$L_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{b} = \frac{2.856}{0.4} = 7.14 \rightarrow \lambda_g = 7.14 > 5$$

➤ En zone nodale :

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 40 \times 10 = 1,2 [cm^2]$$

➤ En zone courante :

$$A_{\min} = 0,003 \times b \times S_t = 0,003 \times 40 \times 15 = 1,8 [cm^2]$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 1.2 [cm^2] < A_t = 2.01 [cm^2] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_{\min} = 1,8 [cm^2] < A_t = 2.01 [cm^2] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

f) Vérification de l'effort tranchant (Art 7.4.3, 2 RPA99) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$p_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Calcul de λ_g :

En remplace dans les loins precedents on trouve :

Poteaux	(35x40)	(40x45)
λ_g	6,12	7,14
p_b	0,075	0,075

Alors : $\tau_{bu} = p_b \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 [MPa]$

➤ Poteaux (40x45) :

À partir d'ETABS on tire les valeurs des efforts tranchant:

- Sens X-X : $V_{2max} = 34,91$
- Sens Y-Y : $V_{3max} = 27,74$

Sens X-X: $\tau_u = \frac{34,91}{0.4 \times 0.43} \times 10^{-3} = 0.203 [MPa] < \tau_{bu} = 1.875 [MPa]$ Condition vérifiée

Sens Y-Y: $\tau_u = \frac{27,74}{0.4 \times 0.43} \times 10^{-3} = 0.161 [MPa] < \tau_{bu} = 1.875 [MPa]$ Condition vérifiée

➤ Poteaux (35x40) :

Sens X-X: $\tau_u = \frac{31,33}{0.35 \times 0.38} \times 10^{-3} = 0.236 [MPa] < \tau_{bu} = 1.875 [MPa]$ Condition vérifiée

Sens Y-Y: $\tau_u = \frac{20,11}{0.35 \times 0.38} \times 10^{-3} = 0.151 [MPa] < \tau_{bu} = 1.875 [MPa]$ Condition vérifiée

VI.1.7 Vérification à l'ELS :

a) Condition de non fragilité :

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Avec :

N_s : Effort de compression à L'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

d : hauteur utile

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- dessous :

Section (cm ²)	combinaison	Effort normale N [kN]	Moment M_{cor} [kN.m]	es (m)	A_{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Zone I (40 × 45)	ELS	-863.14	-1.554	0.002	4.48	15,14
	ELS	-138.96	-0.243	0.002	4.49	15,14
	ELS	-468.84	11.589	0.024	4.49	15,14
Zone II (35 × 40)	ELS	-422.42	-4.832	0.011	3.41	12,31
	ELS	-18.48	-0.452	0.024	3.42	12,31
	ELS	-87.4	11.761	0.134	3.45	12,31

Tableau VI.6 : Vérifications de la Condition de non fragilité dans le sens (x-x).

Section (cm ²)	combinaison	Effort normale N [kN]	Moment M_{cor} [kN.m]	es (m)	A_{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Zone I (40 × 45)	ELS	-863.14	-0.203	0.0002	5.71	15,14
	ELS	-138.96	0.274	0.001	5.71	15,14
	ELS	-447.48	15.098	0.033	5.72	15,14
Zone II (35 × 40)	ELS	-422.42	-1.24	0.003	4.48	12,31
	ELS	-18.48	1.294	0.070	4.51	12,31
	ELS	-111.93	22.909	0.204	4.56	12,31

Tableau VI.7 : Vérifications de la Condition de non fragilité dans le sens (y-y).

Remarque :

D'après les résultats trouvés dans le tableau ci-dessus, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car $A_{adoptée} \geq A_{min}$

b) Etat limites d'ouverture de fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

c) Etat limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_s et N_s , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

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

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivants :

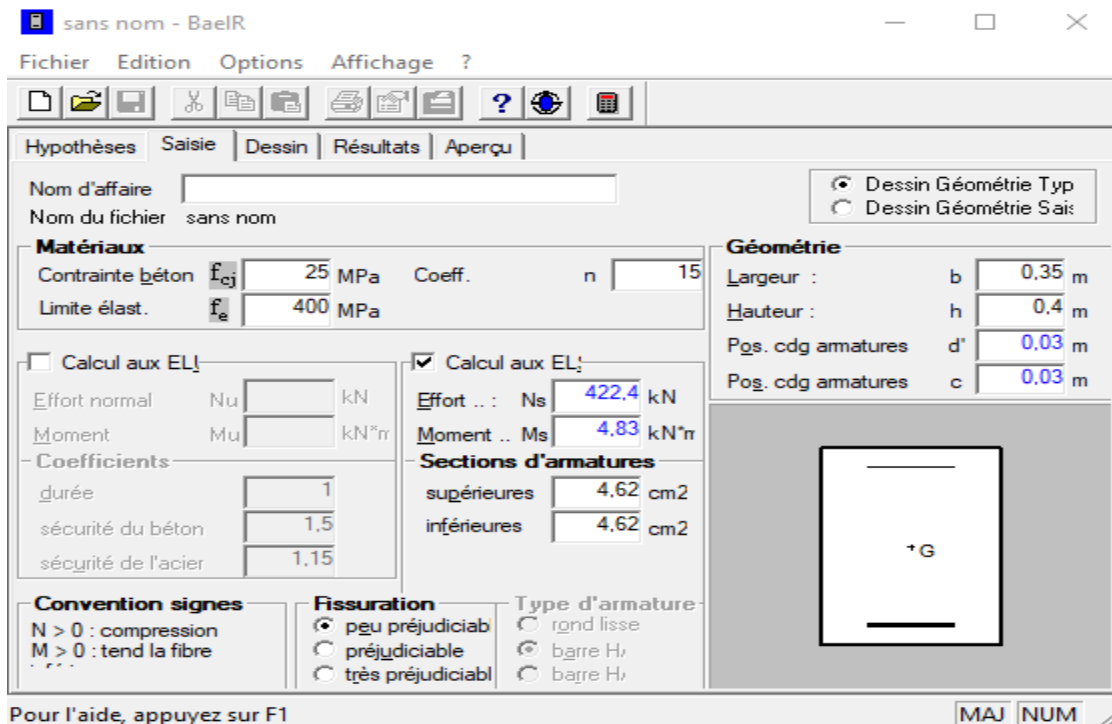


Figure VI-3 : caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats, Puis la fenêtre suivante s'affichera

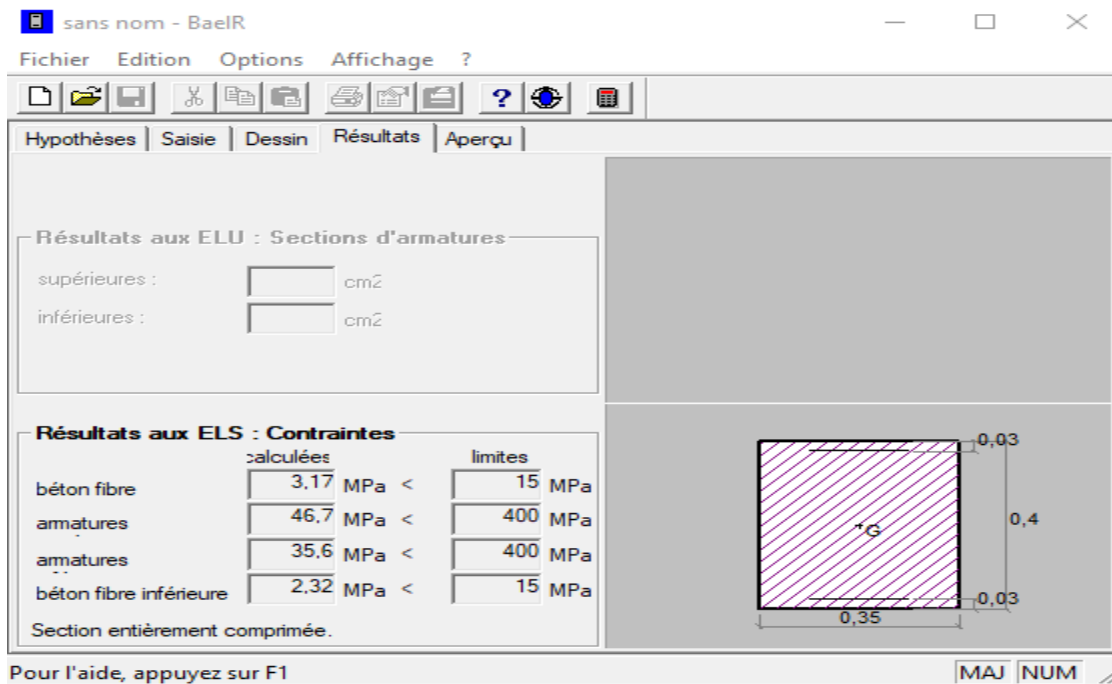


Figure VI-4 : Affichage des résultats

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci- dessous :

Section (cm ²)	N [kN]	M [kN.m]	nature	σ_b^{sup} [Mpa]	σ_b^{inf} [Mpa]	$\bar{\sigma}_b$ [Mpa]	σ_s^{sup} [Mpa]	σ_s^{inf} [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	obs
(40x45)	N _{max} -863,14	M _{cor} -1,554	SEC	4.45	4.26	15	66.6	64.1	400	Cv
	N _{min} -138,96	M _{cor} -0,243	SEC	0.72	0.69		10.7	10.3		Cv
	N _{cor} -468,84	M2 -11,589	SEC	3.06	1.67		44.7	26.3		Cv
(35x40)	N _{max} -422,42	M _{cor} -4,832	SEC	3.17	2.32	15	46.7	35.6	400	Cv
	N _{min} -18,48	M _{cor} -0,452	SEC	0.16	0.08		2.32	1.28		Cv
	N _{cor} -87,40	M2 cor -11,761	SPC	1.74	0		23.6	-10.4		Cv

Tableau VI.8 : vérification des contraintes du béton et de l'acier dans le sens (X-X).

Section (cm ²)	N [kN]	M [kN.m]	nature	σ_b^{sup} [Mpa]	σ_b^{inf} [Mpa]	$\bar{\sigma}_b$ [Mpa]	σ_s^{sup} [Mpa]	σ_s^{inf} [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	obs
(40x45)	N _{max} -863,14	M _{cor} -0,203	SEC	4.4	4.38	15	66	65.7	400	Cv
	N _{min} -138,96	M _{cor} 0,274	SEC	0.72	0.69		10.8	10.4		Cv
	N _{cor} -447,48	M3 -15,098	SEC	3.19	1.36		46.4	21.9		Cv
(35x40)	N _{max} -422,42	M _{cor} 1,24	SEC	2.85	2.64	15	42.6	39.8	400	Cv
	N _{min} -18,48	M _{cor} 1,294	SEC	0.23	0.01		3.28	0.32		Cv
	N _{cor} -111,93	M3 cor -22,909	SPC	3.38	0		44.1	-48.1		Cv

Tableau VI.9 : vérification des contraintes du béton et de l'acier dans le sens (Y-Y).

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

VI.2 POUTRES.

VI.2.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, leur ferraillage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS, en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

✓ **Les combinaisons de calcul :**

Ils seront ferraillés en flexion simple à L'ELU sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q..... à l'ELU
- G + Q à l'ELS
- G+Q±E.....RPA99 révisé 2003
- 0.8G± E.....RPA99 révisé 2003

VI.2.2Recommandations du RPA99 sur les armatures longitudinales

(Art.7.5.2.1) :a)Armatures longitudinales :

- 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.

	Section de poutre (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.5\%(b \times h)$ [cm ²]	Pourcentage maximal [cm ²]	
			Zone de recouvrement $A_{max} = 6\%(b \times h)$	Zone courante $A_{max}=4\%(b \times h)$
p. principale	(25 x 35)	4.375	52.5	35
P .secondaire				

Tableau VI.2.1 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA.

b)Etapes de calcul des armatures longitudinales :

On est en flexion simple, donc la détermination de la section d'armature des poutres se fait en suivant les étapes suivantes :

Ast= section d'armatures tendues.

Asc = section d'armatures comprimées.

✓ Calcul du moment réduit : $\mu = \frac{M}{b \times f_{bu} \times d^2}$

Avec : $\sigma_b = f_{bu} = \frac{0,85 f_{c25}}{\theta \times \gamma_b}$ (Art BAEL B66).

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$\theta = 1$ si la durée d'application de l'action considérée est **supérieure** à 24 heures.

$\theta = 0,85$ si la durée d'application de l'action considérée est **inférieure** à 1 heure

En résumant dans le tableau suivant Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier :

situation	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	21.73	400	400

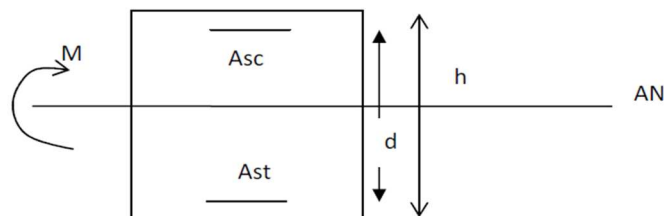
Tableau VII.2.2 : Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier

✓ Calcul du moment réduit limite (μ_1) :

En comparaison entre la valeur de μ_{et} et celle de μ_1 nous mène à deux cas qui sont à étudier :

De notre cas :

$\mu < \mu_1$ section simplement armée (SSA) les armatures comprimées ne sont pas nécessaires
 $A_{sc} = 0 \implies$



$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s}$$

VI.2.3 Ferraillage des poutres :

Le calcul se fait suivant les combinaisons suivantes : ELU et Accidentelles (RPA), le ferraillage se fera suivant le moment max extraits du logiciel ETABS, pour chaque zone (Travées, Appuis) : Les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous forme de tableaux.

a) Exemple de calcul :

Poutre principale (25x35)

• **Aux travées :**

$$M_{tmax}=74,697\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{74,697 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14.2} = 0.193 \beta = 0.8915 \longrightarrow$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}. \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{74,697 \times 10^6}{0.8915 \times 330 \times 348 \times 10^2} = 7,29 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$M_{a max}=78,762\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{78,762 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 21,73} = 0.133 \beta = 0.9285 \longrightarrow$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}. A_{sc} = 0 \longrightarrow$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{78,762 \times 10^6}{0.9285 \times 330 \times 400 \times 10^2} = 6,42 \text{ cm}^2$$

b) Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

➤ Ferrailage des poutres principales:

b= 25 cm, h=35cm, d=33cm. Les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous forme de tableaux.

Poutre principale	Mt _{max} (KN.m)	Comb	μ	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix et nombres
En travée	74,697	E.L.U	0,193	0,8915	7,29	4.375	8.01	3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)
Aux appuis	-78,762	GQEY	0,133	0,9285	6,42	4.375	8.01	3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)

Tableau VII.2.3 : Ferrailage des poutres principales aux appuis et en travées.

➤ Ferrailage des poutres secondaires :

Poutre secondaire	Mt _{max} (KN.m)	Comb	μ	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix et nombres
En travée	40,139	E.L.U	0,104	0,945	3,69	4.375	4.62	3HA14 (fil)
Aux appuis	-67,165	GQEX	0,114	0,939	5,42	4.375	8.01	3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)

Tableau VII.2.4 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis et en travées.

VI.2.4 Calcul d'armatures transversales (Art. A.7.2.2 / BAEL 91):

Le diamètre des armatures transversales est donné par: $\Phi_t = \min \{h/35, b/10, \Phi_l\}$.

h : hauteur totale d'élément ($h=35\text{cm}$).

Φ_l : diamètre maximal d'armatures longitudinales.

b : Largeur d'élément ($b=25\text{cm}$).

$$\Phi_t = \min \{10\text{mm}, 25\text{mm}, 14\text{mm}\} = 10\text{mm}$$

Nous adopterons Cadre + Etrier : **4HA8 = 2.01cm²**.

❖ Calcul d'espacements (Art .A.6.1.24 /BAEL91) :

Les espacements entre les plans successifs des armatures transversales doivent satisfaire la condition: $S_t = \min \{0,9d,40\text{cm}\}$

$$S_t = \min \{29.7\text{cm}, 40\text{cm}\} = 29.7 \text{ [cm]}$$

Nous prendrons **S_t=25cm.**

le RPA version 2003 (Art 7.5 - 2) L'espacement doit vérifier :

- Sur appuis (Zone nodale): $S_t \leq \min(h/4 ; 12\Phi ; 30) = \min(8.75 ; 14.4 ; 30) = 8,75$

Soit **S_t=8 [cm]**

- En travée (Zone courante): $S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 17.5\text{cm}$

Soit **S_t=15 [cm]**

❖ Délimitation de la zone nodale :

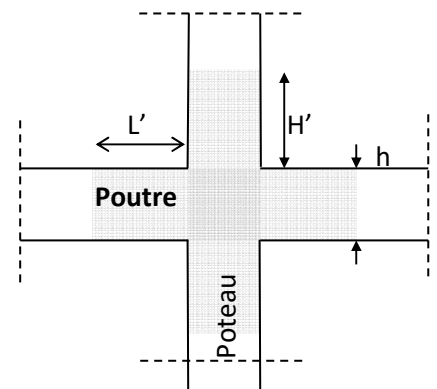
$$H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

Et $L' = 2h$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux (hauteur d'étage)



On aura :

Figure VI.2.1: délimitation de la zone nodale

- Poteau RDC/2eme étages : $H' = \max \{68 ; 40 ; 45 ; 60\text{cm}\} = 68\text{cm}$
- Poteau 3/5eme étages : $H' = \max \{51 ; 35 ; 40 ; 60\text{cm}\} = 60\text{cm}$

$L' = 2 \times 35 = 70$ cm : poutre principales.

$L' = 2 \times 35 = 70$ cm : poutre secondaires.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

❖ **Encreage des barres (Art .A.6.1.23 /BAEL91) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49.38 \text{ [cm]}. \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ [MPa]}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement dont la longueur d'ancrage est fixée à :

0.4. L_s (Art A.6.253 /BAEL91)

$$l_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 49.38 \text{ cm} = 19.75 \text{ cm}$$

Soit : $l_c = 20$ cm.

VI.2.5 Vérifications à l'ELU:

a) Condition de non fragilité: BAEL (Art A-4-2-1) :

Il faut vérifier : $A_{st} > A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e$

$$A_{min} = 0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1 / 400 = 0.996 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Poutres principales:

- En travée : $A_t = 8.01 \text{ [cm}^2\text{]} \geq A_{min} = 0.996 \text{ [cm}^2\text{]}$ Condition vérifiée.

- Aux appuis : $A_a = 8.01 \text{ [cm}^2\text{]} \geq A_{min} = 0.996 \text{ [cm}^2\text{]}$ Condition vérifiée.

- poutres secondaires :

- En travée : $A_t = 4.62 \text{ [cm}^2\text{]} \geq A_{min} = 0.996 \text{ [cm}^2\text{]}$ Condition vérifiée.

- Aux appuis : $A_a = 8.01 \text{ [cm}^2\text{]} \geq A_{min} = 0.996 \text{ [cm}^2\text{]}$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement: (Art : 6.1.3/BAEL91) :

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

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ [MPa]}$.

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \text{ et } \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

- poutres principales : 3HA14

A partir de l'ETABS : $V_{2max} = V_u = 97,63 \text{ [KN]}$

$$\sum u_i = \pi \times 3 \times 14 = 131.94 [\text{mm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{97,63 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 131,94} = 2,49 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_{se} = 3,15 [\text{MPa}] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- poutres secondaires : 3HA14

A partir de l'ETABS : $V_{2\max} = V_u = 77,57 [\text{KN}]$

$$\sum u_i = 3 \times \pi \times 14 = 131.94 [\text{mm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{77,57 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 131,94} = 1,97 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_{se} = 3,15 [\text{MPa}] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

c) Vérification d'efforts tranchants (Art : 5.1.2.1/BAEL91) :

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{(b \times d)} \quad \text{avec : } T_u = \text{effort tranchant max a L'ELU}$$

PP : $T_u = 97,63 [\text{KN}] \dots \dots \dots \tau_u = \frac{97,63 \times 10^3}{(250 \times 330)} = 1,18 < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

PS : $T_u = 77,57 [\text{KN}] \dots \dots \dots \tau_u = \frac{77,57 \times 10^3}{(250 \times 330)} = 0,94 < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art.5-1-3-13/BAEL91) :

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieur à $0.9Vt$ on doit prolonger au-delà de bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right) \quad \text{p. principales : } \frac{1,15}{400} \left(97,63 + \frac{78,762}{0,9 \cdot 0,33} \right) = 1,04 [\text{cm}^2]$$

$$A_a = 8,01 \text{cm}^2 > 1,04 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{p. secondaires : } \frac{1,15}{400} \left(77,57 + \frac{67,165}{0,9 \cdot 0,33} \right) = 0,87 [\text{cm}^2].$$

$$A_a = 8,01 [\text{cm}^2] > 0,87 [\text{cm}^2] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis:

$$T_u \leq 0,4 \times 0,9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s} \quad (\text{Art : 5.1.3.21/BAEL91})$$

- **p. principales** : $T_u = 97,63 \text{KN} \leq 0,4 \times 0,9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 495 \text{ [KN]} \dots\dots\dots \text{CV}$
- **p. secondaires** : $T_u = 77,57 \text{KN} \leq 0,4 \times 0,9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 495 \text{ [KN]} \dots\dots\dots \text{CV}$

VI.2.6 Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

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 du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

- ✓ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \sigma_{bc} \mp 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Avec } \rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$
- ✓ $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et K_1 .
La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS :**

Nature	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Obs
Travée	16,072	8.01	0.97	0.862	21.23	70,54	3,32	15	CV
Appuis	-26,284	8.01	0.97	0.862	21.23	155,36	7,32	15	CV

- **Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS :**

Nature	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Obs
Travée	18,719	4.62	0.56	0.888	29.64	138,27	4,66	15	CV
Appuis	-33,026	8.01	0.97	0.862	21.23	144,94	6,83	15	CV

c) **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

- On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

VI.2.7 -Vérification de la flèche : (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99).**a) Sens de la poutre principale :**

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

La flèche retirée par ETABS : est $f=0,187$ cm

$$f = 0,187 \text{ cm} < \bar{f} = 0.76 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sens de la poutre secondaire :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{335}{500} = 0.67 \text{ cm}$$

La flèche retirée par ETABS est : $f=0,190$ cm

$$f = 0.190 \text{ cm} < \bar{f} = 0.67 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3 VOILES :**VI.3.1 Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, le ferraillage 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 aux séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferraillage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VI.3.2 Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux. Les zones sont définies comme suit :

- **Zone I** : RDC et 2ème étages.
- **Zone II** : 3, 4 et 5ème étages.

VI.3.3 Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \text{ à l'ELU} \\ G+Q \text{ à l'ELS} \end{array} \right\} \text{ B A E L 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \text{RPA 99 / version 2003}$$

VI.3.4 Exposer de la méthode de calcul :

La méthode utilisée pour ferrailler les voiles, est la méthode de la **RDM**. Cette méthode se fait pour une bande de largeur d.

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec **B** : section du béton

I : moment d'inertie

V et V' : bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e = hauteur entre nus de planches du voile considéré ;

L_c : la longueur de la zone comprimée : $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_t : la longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (**S.E.C**).
- Section partiellement comprimée (**S.P.C**).
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

- Section entièrement comprimée : (**S.E.C**)

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec e : épaisseur du voile.

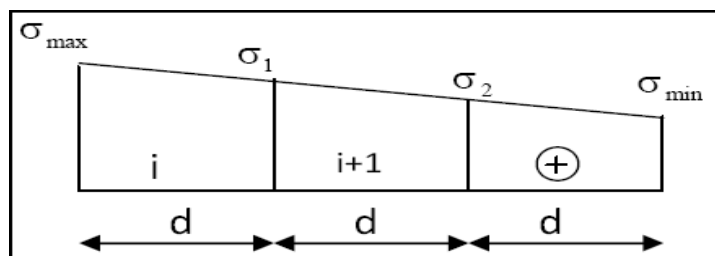


Figure VI-1 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

- Section partiellement comprimée :(S.P.C)

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_i}{2} (L_t - d) \times e$$

Avec : $\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t}$

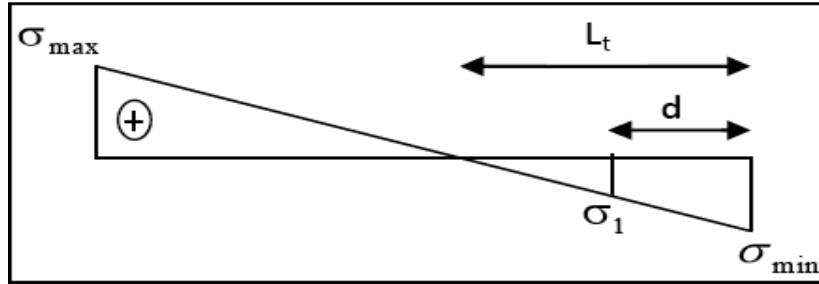


Figure VI-2 : Diagramme d'une section partiellement comprimée

- Section entièrement tendue :(S.E.T)

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

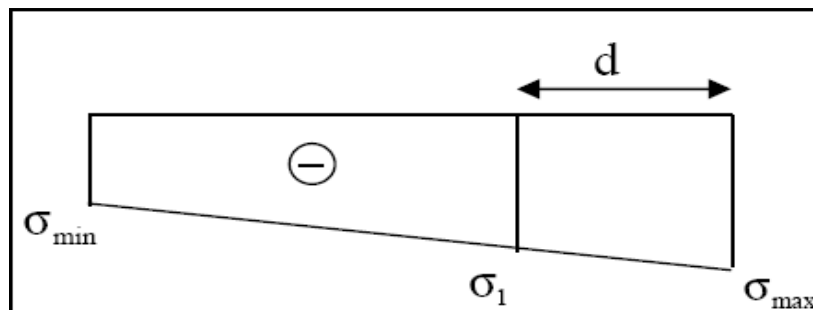


Figure VI-3 : Diagramme d'une section entièrement tendus.

NB : Dans notre cas on aura que des sections partiellement comprime.

VI.3.5 Armatures minimales :

a) Compression simple :

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A.8.1 ; 21 BAEL91 modifiés99})$$

$$0.2\% \leq A_t = \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

b) Traction simple :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B \right\}$$

Avec B : section du béton tendue → B = d × 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.

VI.3.6 Calcul des sections d'armatures verticales :

a) Section entièrement comprimée : SEC

$$A_v = \frac{N_1 + B \times f_{c28}}{2} \times d \times e$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2‰ = 348 MPa

b) Section partiellement comprimée : SPC

$$A_v = \frac{N_1}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier = 348 MPa

c) Section entièrement tendue : SET

$$A_v = \frac{N_1}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2‰ = 348 MPa

VI.3.7 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

- D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_v}{4} \text{ Avec : } A_H : \text{ section d'armatures horizontales}$$

A_v : section d'armatures vertical.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

VI.3.8 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VI.3.9 Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 \times V_u$

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.

a) Espacement :

D'après l'Art 7.7.4, 3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec: e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

b) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones tendues où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c) Diamètre maximal:

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

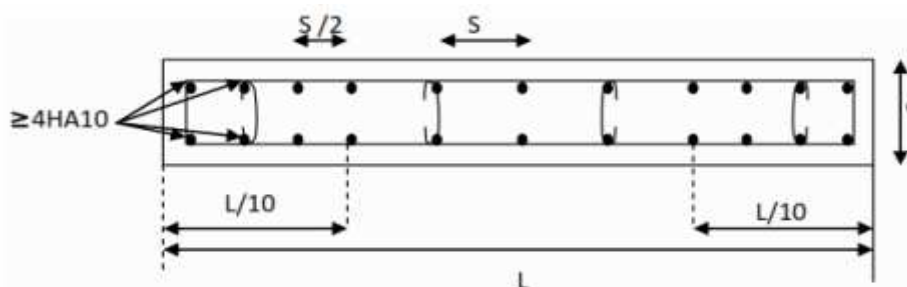


Figure.VII.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

d) Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

VI.3.10) Vérification l'ELS**a) Contrainte limite de béton.**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q \sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \sigma_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

a) Contraintes limites de cisaillement : (Art 7.7.2 RPA 99/Version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{Avec : } \tau_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} \quad \text{avec : } T = 1.4 \times T_{u, \text{calcul}}$$

e : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

T_u : Effort tranchant dans le niveau considéré.

b) Contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{e \times d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_u$: Min (0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPa) Fissuration est peu préjudiciable.

VI.3.11) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal V_{T1} = 2.20m sur la zone 1

a) Caractéristiques géométriques :

$$L = 2.20 \text{ m} \quad e = 0.2 \text{ m} \quad B = 0.44 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0.177 \text{ m}^4 \quad V = V' = \frac{l}{2} = 1.1 \text{ m}$$

b) Sollicitations de calcul :

On calcule les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\sigma_{\max} = 3007.76 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -5155.11 \text{ KN} / \text{m}^2$$

→ La section est partiellement comprimée (SPC)

- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_c = \frac{3007.76}{(3007.76 + 5155.11)} \times 2.20 = 0.81 \text{ m}$$

- Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 2.20 - 0.81 = 1.39 \text{ m}$$

- Calcul de la longueur (d) :

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{En prend : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} l_c \right)$$

$$d = 0.54 \text{ m}$$

- bande 1 de longueur d1 = 0,54m (bande extrême)

- bande 2 de longueur d2 = Lt - d1 = 0.85m (bande centrale)

c) Détermination de N :

Pour la Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L_t - d)}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} \times (L_t - d)}{L_t} \left\{ \sigma_1 \rightarrow 3152.41 \text{ KN/m}^2 \right\}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5155.11 + 3152.41}{2} \times 0.54 \times 0.20 = 448.606 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3152.41}{2} \times 0.54 \times 0.20 = 170.230 \text{ KN}$$

d) Calcul des armatures verticales :

1^{ere} bande :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{448.606}{348 \times 10^{-1}} = 12.89 \text{ cm}^2$$

2^{eme} bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{170.230}{348 \times 10^{-1}} = 4.89 \text{ cm}^2 < A_{min} = 5.67 \text{ cm}^2. \text{ en prend } A_{v2} = 5.67 \text{ cm}^2$$

e) Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B \right\}$$

Tel que : B = d x e

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{54 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 54 \times 20 \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{5.67; 2.16\} = 5.67 \text{ cm}^2$$

f) Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 274.52}{400 \times 10^{-1}} = 10.57 \text{ cm}^2$$

g) Sections d'armatures totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (12.89 + \frac{10.57}{4}) = 15.53 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (5.67 + \frac{10.57}{4}) = 8.31 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

h) Ferraillage adopté :

$$A_1 = 15.53 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

On adopte: $2 \times 6\text{HA}14 = 18.46 \text{ cm}^2 \rightarrow$ avec : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_2 = 8.31 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

On adopte: $2 \times 3\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2 \rightarrow$ avec : $S_t = 17 \text{ cm}$

i) Armatures horizontales :

- D'après le RPA : $A_H \geq 0.15\% B = 0.0015 \times 220 \times 20 = 6.6 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 7 \text{ cm}^2$

$$A_{\min (h)} = \text{Max} \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.0015B \right\}$$

$$A_{\min (h)} = 7 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 5\text{HA}10 = 7.84 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m de hauteur ; avec } S_H = 20 \text{ cm}$

j) Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

On adopte $4\text{HA}8 (2,01 \text{ cm}^2)$ par m^2

k) Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

l) Vérification des contraintes de cisaillement :

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{1.4 \times 274.52 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2200} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.97 \text{ MPa} \leq \tau_b^- = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V}{e \times d} = \frac{274.52 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2200} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c25}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} \leq \tau_u^- = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

m) Vérification à l' ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A_v} = \frac{583.61 \times 10^3}{200 \times 2200 + 15 \times 18.21 \times 10^2} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.90 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul des sont illustrés dans les tableaux suivants :

Voiles transversales VT1		zone I	zone II	
caractéristiques géométriques	L (m)	2.20	2.20	
	h _e (m)	3.06	3.06	
	e _p (m)	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,44	0,44	
	I (m ⁴)	0177	0.177	
	V (m)	1.10	1.10	
Caractéristiques mécaniques des matériaux	f _{t28} (MPa)	2,10	2.10	
	f _e (MPa)	400	400	
	σ _{st} (MPa)	347,8	347,8	
Calcul des sollicitations.	σ _{max} (KN/m ²)	3007.76	610.42	
	σ _{min} (KN/m ²)	-5155,11	-1318.01	
	T (KN)	384,328	202,608	
	N _{ser} (KN)	583,61	307,24	
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _c (m)	0.81	0,70	
	L _t (m)	1.39	1,5	
	d (m)	0.54	0,47	
	L _t - d (m)	0.85	1,03	
	σ ₁ (KN/m ²)	3152.41	905,03	
	N _{u1} (KN)	448.606	104,482	
	N _{u2} (KN)	170.230	42,536	
Calcul des armatures.	A _{min} (cm ²)	Bt.ft28/fe [1]	5.67	4,94
		0,002.Bt [2]	2.16	1,88
		0.23*B*ft28/fe [3]	1.30	1,14
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	5.67	4,94
	A _{v1} (cm ²)	Nu1/σ _{st} [5]	12.89	3,00
		max ([4] ; [5])	12.89	4,94
	A _{v2} (cm ²)	Nu2/σ _{st} [6]	4.89	1,22
		max ([4] ; [6])	5.67	4,94
	A _{vj} (cm ²)		10.57	5,57
	Bande1	A ₁ (cm ²)	15.53	6,33
		Choix des barres/nappe	2×6HA14	2×6HA12
		sections adoptées/nappe (cm ²)	18,46	13,56
	Bande2	A ₂ (cm ²)	8.31	6,33
		Choix des barres/nappe	2×3HA14	2×3HA12
		sections adoptées/nappe (cm ²)	9,24	6,78
		BAEL91	7	7
	choix/nappe/ml		2x5HA10	2x5HA10
armatures transversales/m ²				
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ _b (max) = 5 MPa	0,97	0,37
		BAEL91 : τ (max) = 3.25 MPa	0.69	0,26
	ELS	σ _{bc} (max) = 15 MPa	0.90	0.81

Tableau VI.3.1 les résultats de calcul du sens transversal.

➤ Ferrailage des Voiles VL1 :

VL1 zone		Zone 1	Zone 2	
Caractéristiques géométriques.	L (m)	1,00	1,00	
	e (m)	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,20	0,20	
	hauteur étage (m)	3,06	3,06	
	hpoutre(m)	0,35	0,35	
	He	2,71	2,71	
Sollicitations de calcul	σ_{max} (kN/m ²)	1649,830	446,700	
	σ_{min} (kN/m ²)	-3840,380	-1360,360	
	Nature de la section		SPC	SPC
	Vu (kN)	68,030	58,710	
	T (kN)	95,242	82,194	
	Lt (m)	0,699	0,753	
	Lc (m)	0,301	0,247	
	d (m)	0,466	0,502	
	σ_1 (KN/m ²)	1280,127	453,453	
	N (KN)	N1	238,785	91,030
		N2	29,848	11,379
	Av(cm ²)	Av1[1]	6,86	2,62
		max ([1] ; [3])	6,86	5,27
		Av2[2]	0,86	0,33
		max ([2] ; [3])	4,90	5,27
	Avj(cm ²)		2,62	2,26
	A (cm ²)	A1	7,515	5,835
		A2	5,555	5,835
	Amin(cm ²)[3]		4,90	5,27
	Av adopte(cm ²)	Bonde 1	12,06	9,24
Bonde 2		8,04	6,16	
Ferrailage	Choix des barres	Bonde 1	2x3HA16	2X3HA14
		Bonde 2	2x2HA16	2x2HA14
	St(cm)	Bonde 1	10	10
		Bonde 2	10	10
	Ah min / Bonde		3,00	3,00
	Ah / nappe		3,92	3,92
	Choix des barres/Nappe (cm ²)		5HA10	5HA10

	St h	20,00	20,00	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²		
	Contrainte	ζ_u	0,124	0,107
		ζ_b	0,173	0,149
	ELS	Ns	273,24	145,94
σ_b		1,026	0,628	

➤ Ferrailage des Voiles VL2 :

VL2 zone		Zone 1	Zone 2	
Caractéristiques géométriques.	L (m)	1,20	1,20	
	e (m)	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,24	0,24	
	hauteur etage (m)	3,06	3,06	
	hpoutre(m)	0,35	0,35	
	He	2,71	2,71	
Sollicitations de calcul	σ_{max} (kN/m ²)	1102,860	1769,490	
	σ_{min} (kN/m ²)	-4286,030	-2685,680	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	Vu (kN)	76,450	54,180	
	T (kN)	107,030	75,852	
	Lt(m)	0,954	0,723	
	Lc(m)	0,246	0,477	
	d (m)	0,636	0,482	
	σ_1 (KN/m ²)	1428,677	895,227	
	N (KN)	N1	363,613	172,692
		N2	45,452	21,587
	Av(cm ²)	Av1[1]	10,45	4,96
		max ([1] ; [3])	10,45	5,06
		Av2[2]	1,31	0,62
		max ([2] ; [3])	6,68	5,06
	Avj(cm ²)		2,94	2,09
	A (cm ²)	A1	11,19	5,58
		A2	7,42	5,58
	Amin(cm ²)[3]		6,68	5,06
	Av adopte(cm ²)	Bonde 1	16,08	9,04
Bonde 2		8,04	6,16	
Ferrailage	Choix des barres	Bonde 1	2x4HA16	

		Bonde 2	2X2HA16	2x2HA14
	St	Bonde 1	10	10
		Bonde 2	10	10
	Ah min / Bonde		3,60	3,60
	Ah / nappe		7,06	7,06
	Choix des barres/Nappe (cm ²)		9HA10	9HA10
	St h		20,00	20,00
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	Contrainte	ζ_u	0,139	0,098
		ζ_b	0,194	0,138
	ELS	Ns	484,89	264,54
		σ_b	1,583	0,971

➤ Ferrailage des Voiles VL3 :

VL3 zone		Zone 1	Zone 2	
Caractéristiques géométriques.	L (m)	1,60	1,60	
	e (m)	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,32	0,32	
	hauteur etage (m)	3,06	3,06	
	hpoutre(m)	0,35	0,35	
	He	2,71	2,71	
Sollicitations de calcul	σ_{max} (kN/m ²)	1769,490	2551,760	
	σ_{min} (kN/m ²)	-3826,220	-3294,030	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	Vu (kN)	118,910	70,960	
	T (kN)	166,474	99,344	
	Lt(m)	1,094	0,902	
	Lc(m)	0,506	0,698	
	d (m)	0,729	0,601	
	σ_1 (KN/m ²)	1275,407	1098,010	
	N (KN)	N1	372,094	263,985
		N2	46,512	32,998
	Av(cm ²)	Av1[1]	10,70	7,59
		max ([1] ; [3])	10,70	7,59
		Av2[2]	1,34	0,95
max ([2] ; [3])		7,66	6,31	
Avj(cm ²)	4,58	2,73		

	A (cm ²)	A1	11,85	8,27
		A2	8,81	6,99
	Amin(cm ²) [3]		7,66	6,31
	Av adopte(cm ²)	Bonde 1	12,30	9,04
Bonde 2		11,30	11,30	
Ferraillage	Choix des barres	Bonde 1	2x4HA14	2x4HA12
		Bonde 2	2X5HA12	2x5HA12
	St	Bonde 1	10	10
		Bonde 2	12	12
	Ah min / Bonde		4,80	4,80
	Ah / nappe		6,28	6,28
	Choix des barres/Nappe (cm ²)		8HA10	8HA10
	St h		25,00	25,00
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	Contrainte	ζ _u	0,216	0,129
		ζ _b	0,302	0,180
	ELS	Ns	418,28	229,75
		σ _b	1,241	0,649

VII.1 Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges provenant de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Dans le cas 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 extérieures.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de grandeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Elles sont utilisées dans les cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars à 1m de profondeur.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Stabilité de l'ouvrage.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement.

VII.4 Choix de fondation :

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.

On doit vérifier que: $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

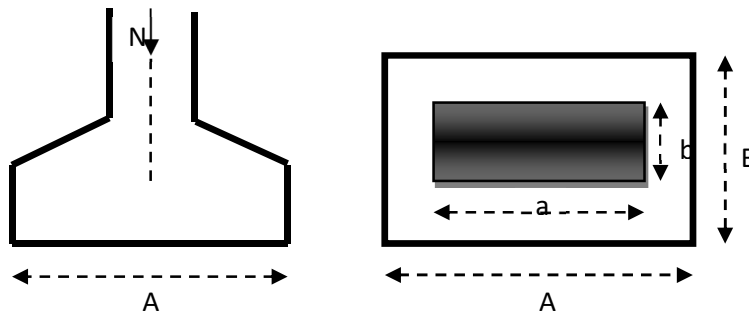


Figure VII.1. Schéma d'une semelle isolée.

Avec:

N : l'effort normal agissant sur la semelle à l'ELS.

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

- Homothétie des dimensions:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \implies \frac{40}{45} = 0.88 \implies k = 0.88$$

D'ou : $A = K \times B$

$$\text{Alors : } B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{K \times \sigma_{\text{sol}}}}$$

- Exemple de calcul :

$N_{\text{ser}} = 863.14 \text{ KN}$; $\sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$

$$B \geq \sqrt{\frac{863.14}{0.88 \times 200}} = 2,21 \text{ m} \implies \mathbf{B = 2.21 m}$$

$$A = 0.88 \times 2.21 = 1.94\text{m} \implies A = \mathbf{1.94\text{m}}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :

b.1) Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \implies B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 0,2\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

G, Q : charge et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VL1	517,28	1,00	2,58	2,58
VL2	584,42	1,20	2,43	2,92
VL3	328,11	1,60	1,02	1,63

➤ **Sens transversal :**

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m ²)
VT1	517,28	2,20	1,17	2,57

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles selon les deux sens.

La surface des semelles filantes sous les voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 7,13 + 2,57 \implies S_v = \mathbf{9,7\text{m}^2}$$

b.2) Semelles filantes sous poteaux :1. Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2. Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N=G+Q (KN)	M _s (KN.m)	e _i (m)	N _s ×e _i (KN.m)
C12	863,14	-1,55	4,8	4143,07
C11	576,22	-3,13	1	576,22
C10	569,31	3,12	-1	-569,31
C9	855,41	1,74	-4,8	-4105,96
Sommes	R=2864,08	S= 0,18	/	S= 44,02

Tableau VII.2 : résultat des charges vertical de chaque poteau.

3. Détermination de la distribution par mètre linéaire des sollicitations des semelles :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 2864,08 \text{KN}$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0,015 \text{ m}$$

$$e = 0,015 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{9,6}{6} = 1,6 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

Avec : L : distance entre nus des poteaux.

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2864,08}{9,6} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,015}{9,6}\right) = 295,54 \text{KN / m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2864,08}{9,6} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,015}{9,6}\right) = 301,13 \text{KN / m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2864,08}{9,6} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,015}{9,6}\right) = 299,74 \text{KN / m}$$

4. Détermination de la largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{299,74}{200} = 1,49 \text{ m}$$

On opte pour : B = 1,50m

$$\text{On aura : } S = B \times L = 14,16 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles filante: $S_t = S_p + S_v$

$$S_p = S \times n$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (14,16 \times 8) = 113,28 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 113,28 + 9,7 = 122,98 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface totale de la structure : } S_{\text{bât}} = (22,6 \times 9,6) = 226,56 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{122,98}{226,56} = 0.54$$

La surface totale des semelles représente 54% de la surface de bâtiment.

Donc : $S_t > 50 \% S_{bat}$

Conclusion : Puisque les semelles représentent plus de 50% de la surface totale de bâtiment, on opte pour un radier général comme fondation de notre bâtiment.

VII.5 Calcul du radier général nervuré:

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en sous plan horizontale.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.5.1 Pré dimensionnement du radier :

VII.5.1.1 Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

VII.5.1.2 Selon la condition forfaitaire :

a) Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 47,5 \leq h \leq 76$$

$L_{max} = 380$ cm

h : épaisseur du radier.

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de : **h = 70 cm.**

b) Sous poteaux :

➤ Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm.

$$h_d \geq \frac{380}{20} = 19 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \mathbf{h_d = 30 \text{ cm}}$$

➤ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

La hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{380}{10} = 38 \text{ cm}$$

Soit : **$h_n = 70 \text{ cm}$**

La Largeur :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \longrightarrow 28 \leq b_n \leq 49$$

Soit : **$b_n = 45 \text{ cm}$**

VII.5.1.3 Condition de vérification de la longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

$$K = \begin{cases} 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très mauvais sol} \\ 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen alors $K = 40 \text{ MPa}$

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1m)

E : Module de déformation longitudinale déferée : $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3,80\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,72 \text{ m}$$

✓ On prend: **$h = 75 \text{ cm}$**

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de nervure : $h_n = 75\text{cm}$
- Largeur de la nervure : $bn = 45\text{cm}$
- Hauteur de la dalle : $hd = 30\text{cm}$
- Hauteur de la dalle flottante : $hd' = 10\text{cm}$

VII.5.2 Détermination des efforts :**❖ Charges revenant à la Superstructure :**

Charge permanente : $G = 23866,5 \text{ KN}$ (D'après ETABS)

Charge d'exploitation : $Q = 6475,42 \text{ KN}$

❖ Combinaisons d'actions :✓ **ELU:**

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5 Q = 41932,91 \text{ KN}$$

✓ **ELS:**

$$N_{s1} = G + Q = 30341,92 \text{ KN}$$

❖ Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{41932,91}{1,33 \times 200} = 157,64 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{30341,92}{200} = 151,70 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max(S^{ELU}, S^{ELS}) = 157,64 \text{ m}^2$$

On opte pour : $S_{rad} = 157,64 \text{ m}^2$

$$\text{D'où : } S_{bat} = 22656 \text{ m}^2 > S_{rad} = 157,64 \text{ m}^2$$

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 impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{75}{2}; 30\text{cm}\right) = 37,5\text{cm}$$

On prend: $L_{deb} = 40\text{cm}$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{\text{rad}} = 226,56 + 0,40 (9,6 + 22,6) \times 2 = 252,32 \text{m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = 252,32 \text{m}^2$

❖ Charge permanente :

✓ Poids de radier :

$G = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante}$

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

- Poids de la dalle :

$$\text{Poids de la dalle} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b = (252,32 \times 0,3) \times 25 = \mathbf{1892,4 \text{KN}}$$

- Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times h_n \times \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \times m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,45 \times 0,75 \times 25 \times (22,6 \times 8 + 9,6 \times 4) = \mathbf{1849,5 \text{KN}}$$

- Poids de la dalle flottante :

$$\begin{aligned} P_{\text{dalle flottante}} &= (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b \\ &= (252,32 - 164,4) \times 0,1 \times 25 = \mathbf{219,8 \text{KN}} \end{aligned}$$

- Poids de TVO:

$$P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = \text{pds de la nervure} / b_{\text{ner}} \times \rho = 1849,5 / 0,45 \times 25 = 164,4 \text{m}$$

$$P_{\text{TVO}} = [(252,32 - 164,4) \times (0,75 - 0,3)] \times 25 = 989,1 \text{KN}$$

$$\longrightarrow G_{\text{rad}} = 1892,4 + 1849,5 + 989,1 + 219,8 = 4950,8 \text{KN}$$

❖ Surcharges d'exploitations :

- Surcharge de bâtiment : $Q = 6475,42 \text{KN}$

- Surcharge du radier : $Q_{\text{rad}} = 3,5 \times 252,32 = 883,12 \text{KN}$

❖ Poids total de la structure :

- $G_{\text{total}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 4950,8 + 23866,5 = 28817,3 \text{KN}$

- $Q_{\text{total}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bat}} = 883,12 + 6475,42 = 7358,54 \text{KN}$

❖ Combinaison d'action :

$$\begin{cases} N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ N_s = G + Q \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1,35 \times 28817,3 + 1,5 \times 7358,54 = 48500,3 \text{ KN} \\ N_s = 28817,3 + 7358,54 = 36175,84 \text{ KN} \end{cases}$$

VII.5.3 Vérification :

VII.5.3.1 Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{48500,3 \times 1}{252,32} \times \frac{3,80}{2} = 365,21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{365,21}{1 \times 0,27} = 1352,63 \text{ KN} / \text{m}^2 = 1,35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.3.2 Vérification de la stabilité du radier :

✓ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{L_X}{2} = \frac{22,6}{2} = 11,3 \text{ m} \quad Y_G = \frac{9,6}{2} = 4,8 \text{ m}$$

✓ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 1666,25 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 9234,54 \text{ m}^4$$

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) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

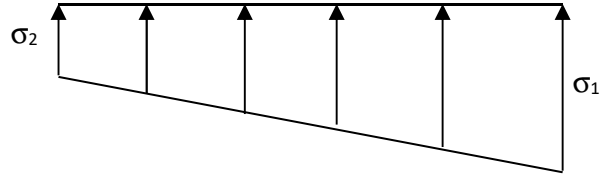
M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

- **A l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

- **A l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2; \quad 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

- **Sens longitudinal :**

- **Combinaison: 1,35G+1,5Q**

$$M_x = 14977,725 + 1140,19 \times 0,75 = 15832,86 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{48500,3}{252,32} + \frac{15832,86}{9234,54} \times 11,3 = 211,59 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{48500,3}{252,32} - \frac{15832,86}{9234,54} \times 11,3 = 172,84 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 211,59) + 172,84}{4} = 201,90 \text{KN/m}^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **A l'ELS :**

$$M_x = 15691,06 + 1140,19 \times 0,75 = 16546,20 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{36175,84}{252,32} + \frac{16546,20}{9234,54} \times 11,3 = 163,62 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{36175,84}{252,32} - \frac{16489,19}{9234,54} \times 11,3 = 123,12 / m^2 \end{cases}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 163,62 + 123,12}{4} = 153,49 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ kn/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Sens transversal :**

- **A l'ELU :** $M_y = 14977,725 + 1093,1 \times 0,75 = 15797,55 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{48500,3}{252,32} + \frac{15797,55}{1666,25} \times 4,8 = 237,72 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{48500,3}{252,32} - \frac{15742,895}{1666,25} \times 4,8 = 145,71 / m^2 \end{cases}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 237,72 + 145,71}{4} = 214,7 \text{ KN/m}^2 ; 2 \cdot \sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL}$ Condition vérifiée.

- **A l'ELS :** $M_y = 15691,06 + 1093,1 \times 0,75 = 16510,88 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{36175,84}{252,32} + \frac{16510,88}{1666,25} \times 4,8 = 190,94 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{36175,84}{252,32} - \frac{16510,88}{1666,25} \times 4,8 = 95,81 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 190,94 + 95,81}{4} = 167,15 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ kn/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

VII.5.3.3 Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

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

Avec N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

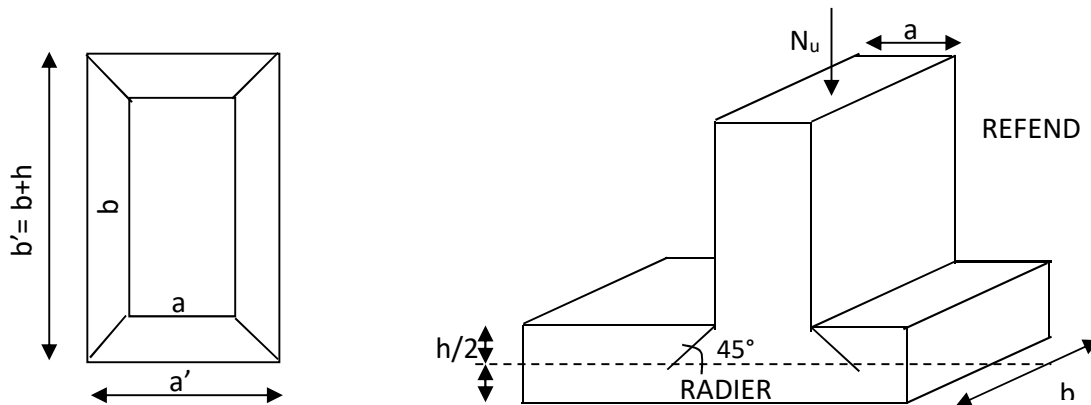


Fig. VII-3: Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

✓ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,40 + 2 \times 0,75) = 4,7\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 4,7 \times 0,75 \times 25000}{1,5} = 2643,75\text{KN}$$

$$N_u = 1189,22 \text{ KN} < \bar{N}_u = 2362,5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 800,22 \text{ KN}, e = 20\text{cm}, b = 2,20\text{m}$$

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,2 + 2,20 + 2 \times 0,75) = 7,8\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 7,8 \times 0,75 \times 25000}{1,5} = 4387,5 \text{KN}$$

$$N_u = 800,22 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4387,5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.6 Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$; la flexion longitudinale est négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens).

les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\checkmark \text{ Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\checkmark \text{ Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x , μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

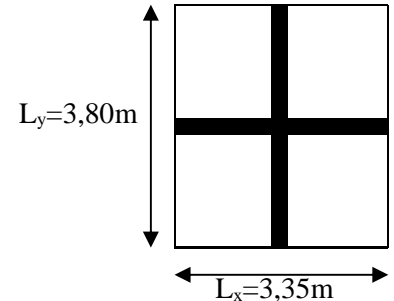
VII.6.1 Ferrailage de la dalle :**a) Identification du panneau le plus sollicité:**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

- Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,35}{3,80} = 0,88 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_u^x, \sigma_u^y) = \max(201,90; 214,7) = 214,7 \text{ KN/m}^2$$

- La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^x, \sigma_s^y) = \max(153,49; 167,15) = 167,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ ml} = (214,7 - \frac{4950,8}{252,32}) \times 1 \text{ ml} = 195,07 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ ml} = (167,15 - \frac{4950,8}{252,32}) \times 1 \text{ ml} = 147,53 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y :

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

On obtient : $M_x = 0,0478 \times 195,07 \times 3,35^2 = 104,64 \text{ KN.m}$

$$M_y = 0,740 \times 104,64 = 99,43 \text{ KN.m}$$

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 : $0,5 M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastres 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.

➤ **Moments aux appuis intermédiaires:**

$$M_{ax} = (0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 104,64 \Rightarrow M_{ax} = 52,32 \text{ K2,}$$

$$M_{ay} = (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 99,43 \Rightarrow M_{ay} = 49,71 \text{ KNm}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0,75) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,75) \times 104,64 \Rightarrow M_{tx} = 78,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,75) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,75) \times 99,43 \Rightarrow M_{ty} = 74,57 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage dans le sens (x-x) :**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{52,32 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,050 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{52,31 \times 10^6}{0,974 \times 270 \times 348 \times 100} = 5,72 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6,78 cm²/ml avec un espacement de 15cm.**

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{78,48 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,076 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{78,48 \times 10^6}{0,960 \times 270 \times 348 \times 100} = 8,70 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA14 = 9,23 cm²/ml avec un espacement de 15 cm.**

❖ **Ferraillage dans le sens (y - y) :**➤ **Aux appuis :**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49,71 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,048 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{st}} = \frac{49,71 \times 10^6}{0,975 \times 270 \times 348 \times 100} = 5,42 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6,78 cm²/ml avec un espacement de 15cm.**

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{74,57 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,072 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,072 \rightarrow \beta = 0,96 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{74,57 \times 10^6}{0,963 \times 270 \times 348 \times 100} = 8,24 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA14 = 9,23 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.**

Tableau récapitulatif :

	sens X-X	sens Y-Y
Armatures aux appuis	6HA12/ml = 6,78cm ² /ml St=15cm	6HA12/ml = 6,78cm ² /ml St=15cm
Armatures en travées	6HA14/ml = 9,23 cm ² /ml St=15 cm	6HA14/ml = 9,23 cm ² /ml St=20cm

Tableau VII.3: Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier

Remarque : Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

▪ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec : ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0,8 ‰ pour les HA FeE400

h : la hauteur de la dalle

$b = 100$ cm (bande de 1m).

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,88}{2} = 2,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $\left\{ \begin{array}{l} A_{ua}^x = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$

En travée : $\left\{ \begin{array}{l} A_{ut}^x = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$

▪ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donné par :

Dans le Sens (x-x) :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

Dans le Sens (y-y):

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

c) **Calcul à l'ELS:**

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{3,35}{3,80} = 0,88 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_X = 0,0549 \\ \mu_Y = 0,804 \end{array} \right.$$

Pour : $\nu = 0,2$

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_x = 0,0549 \times 147,53 \times 3,35^2 = 90,89.m$$

$$M_y = 0,804 \times 90,89 = 73,07 KN.m$$

✓ **Sens x-x :**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 90,89 \times 0,5 = 45kN.m.$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 90,89 \times 0,75 = 68,17 kN.m.$

✓ **Sens y-y :**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 73,07 \times 0,5 = 36,53 kN.m.$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 73,07 \times 0,75 = 54,80 kN.m$

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

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

$$\text{ona} : \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 27} = 0,342 \Rightarrow \beta_1 = 0,909 \quad \alpha_1 = 0,273 \quad K_1 = 39,95$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39,95} = 0,025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{68,17 \times 10^6}{0,909 \times 270 \times 923} = 300,92MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,025 \times 300,92 = 7,52MPa$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,52Mpa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

➤ Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII.6.2 Étude du débord :

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

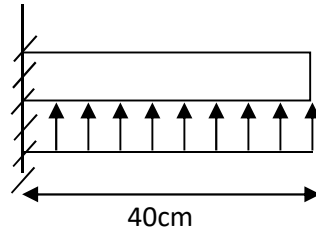


Figure VII-4: Schéma statique du débord

VII.6.2.1 Sollicitation de calcul :

❖ A l'ELU :

$$q_u = 195,07 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-195,07 \times 0,40^2}{2} = -15,61 \text{ KN.m}$$

❖ A l'ELS :

$$q_s = 147,53 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-147,53 \times 0,40^2}{2} = -11,80 \text{ KN.m}$$

VII.6.2.2 Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,61 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,016 \rightarrow \beta_u = 0,992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15,61 \times 10^6}{0,992 \times 270 \times 348 \times 100} = 1,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 1,7 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{soit } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

On adopte $3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

VII.6.2.3 Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 < A_u = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

VII.6.2.3 Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15,61}{11,80} = 1,32$$

$$\mu = 0,016 \rightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\alpha = 0,0201 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,32 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord. Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

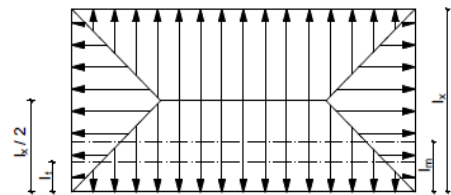
VII.6.3 Ferrailage des nervures :

- Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.
- Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.
- Le rapport $0,4 < \rho < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

❖ **Cas de chargement trapézoïdal :**

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$



FigureVII-5 : Répartition trapézoïdale.

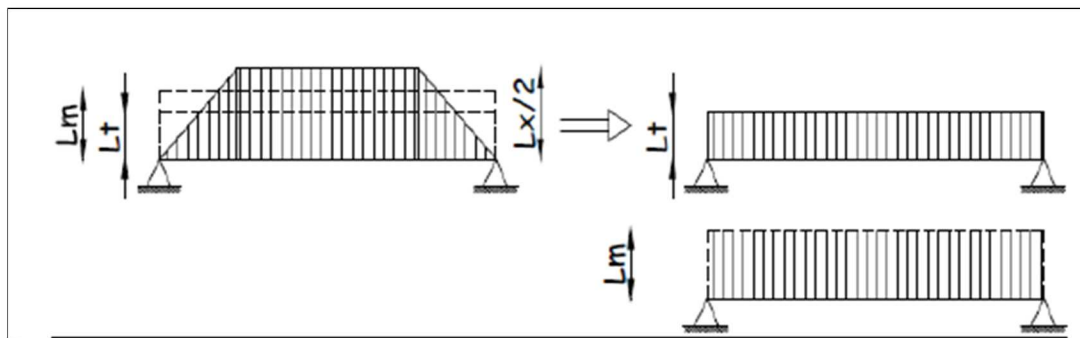
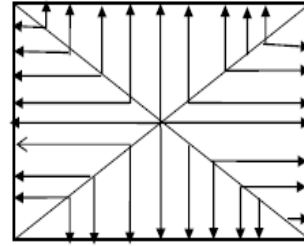


Figure VII-6 : Présentation des chargements simplifiés.

❖ **Cas de chargement triangulaire :**Moment fléchissant : $l_m = 0.333x l_x$ Effort tranchant : $l_t = 0.25x l_x$

FigureVII-7 : Répartition triangulaire.

➤ **Déterminations des charges :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(214,7 - \frac{4950,8}{252,32} - \frac{1849,5}{164,4} \right) \times 1 \text{ ml} = 183,82 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(167,15 - \frac{4950,8}{252,32} - \frac{1849,5}{164,4} \right) \times 1 \text{ ml} = 136,27 \text{ KN/ml}$$

➤ **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

➤ **Pour les efforts tranchant :**

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

➤ **Charges à considérer:**

- Sens transversal:(4fils)

$$Q_{Mu} = q_u \times L_m = 183,82 \times 1,26 = 231,61 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m = 136,27 \times 1,26 = 171,70 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t = 183,82 \times 0,95 = 174,63 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t = 136,27 \times 0,95 = 129,45 \text{ KN/ml}$$

- Sens longitudinale :(7fils)

$$Q_{Mu} = q_u \times L_m = 183,82 \times 1,12 = 205,87 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m = 136,27 \times 1,12 = 152,62 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t = 183,82 \times 0,84 = 154,41 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t = 136,27 \times 0,84 = 114,46 \text{ KN/ml}$$

VII.6.3.1 Détermination des moments fléchissant et l'effort tranchant :

Pour le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant, on utilisera le logiciel (ETABS)

a) **Sens longitudinal :**

➤ L'ELU :

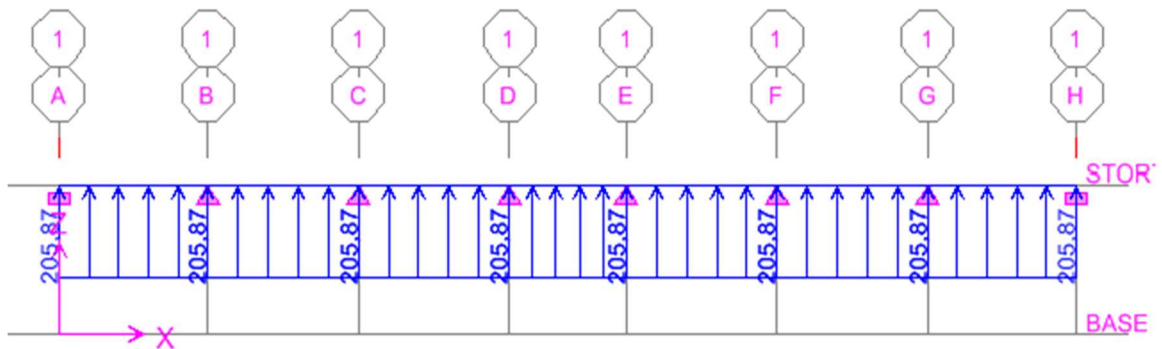


Fig (VII -8) : Schéma statique de la nervure.

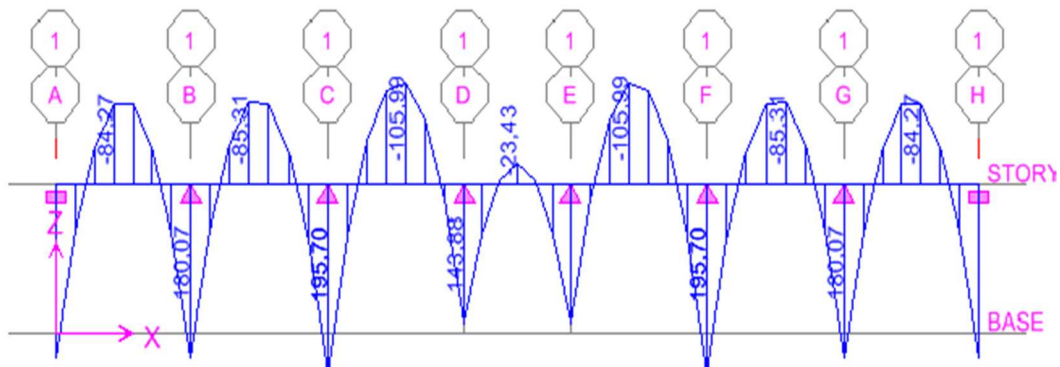


Fig (VII -9) : diagramme des moments fléchissant a l'ELU.

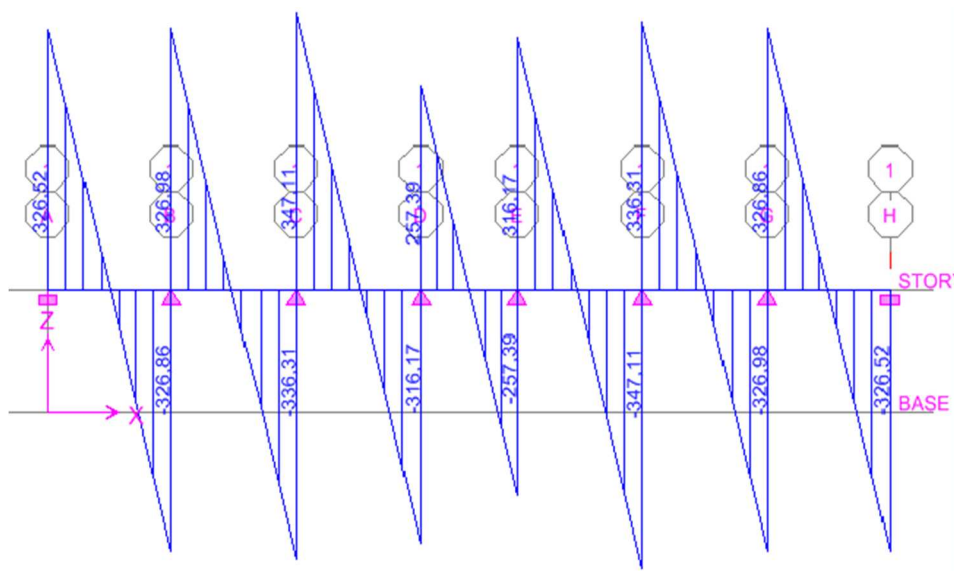


Fig (VII-10) Diagramme des efforts tranchants (ELU).

➤ L'ELS :

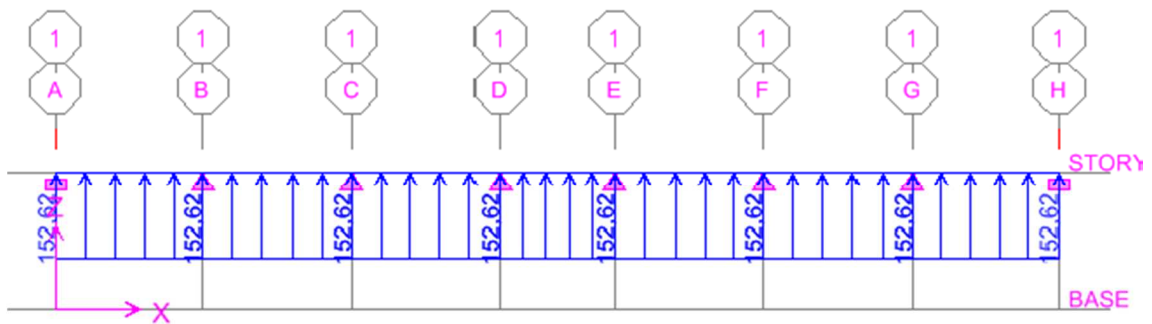


Fig (VII -11) : Schéma statique de la nervure

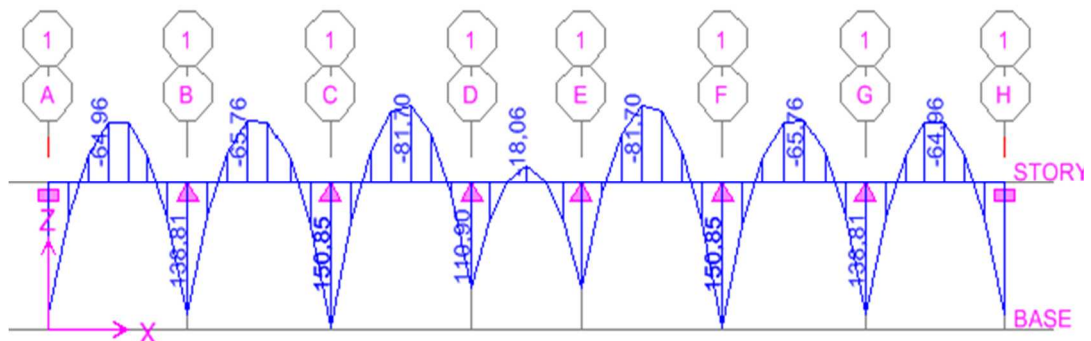


Fig (VII-12) : diagramme des moments fléchissant a l'ELS.

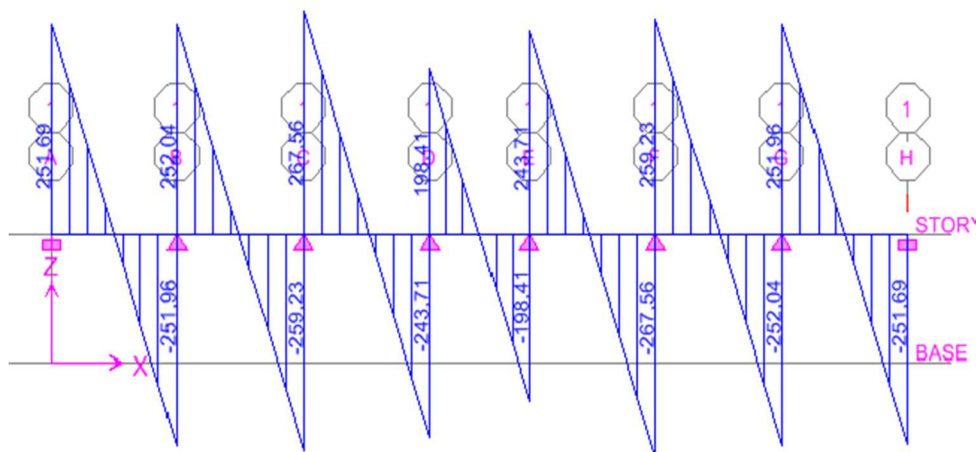


Fig (VII-13) Diagramme des efforts tranchants (ELS)

Calcul des armatures :

- **Sens longitudinal X-X :**

$b = 45 \text{ cm}$; $h = 75 \text{ cm}$; $d = 72 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{195,70 \times 10^6}{450 \times 720^2 \times 14,2} = 0,060 < \mu_1 = 0,392 \text{ La section est simplement armée}$$

(SSA)

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

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{195,70 \times 10^6}{0,969 \times 720 \times 348 \times 100} = 8,06 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16+4HA14= 14,19 cm²/ml.** Avec : **S_t = 20cm**

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{105,99 \times 10^6}{450 \times 720^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_1 = 0,392 \text{ La section est simplement armée}$$

(SSA).

$$\mu_u = 0,024 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{105,99 \times 10^6}{0,984 \times 720 \times 348 \times 100} = 4,29 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16= 8,04 cm²/ml.** Avec : **S_t = 20cm**

b) Sens transversal :

➤ **ELU :**

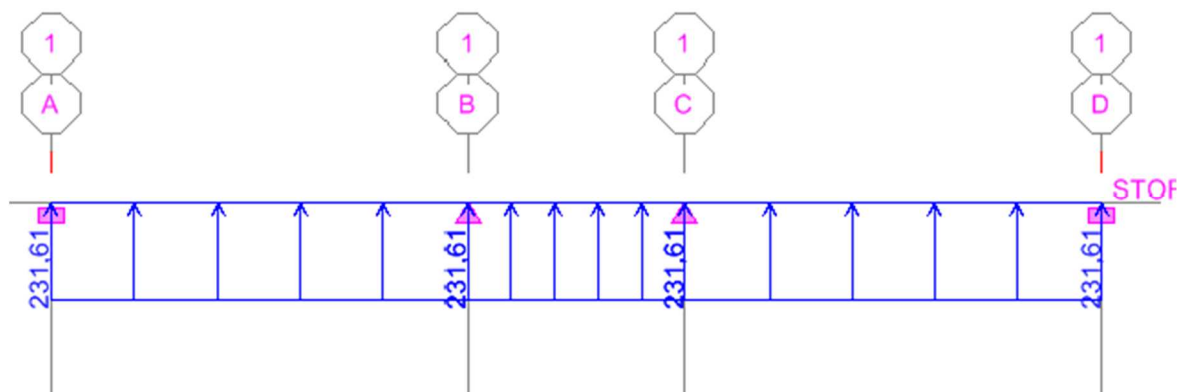


Fig (VII-14) : Schéma statique de la nervure

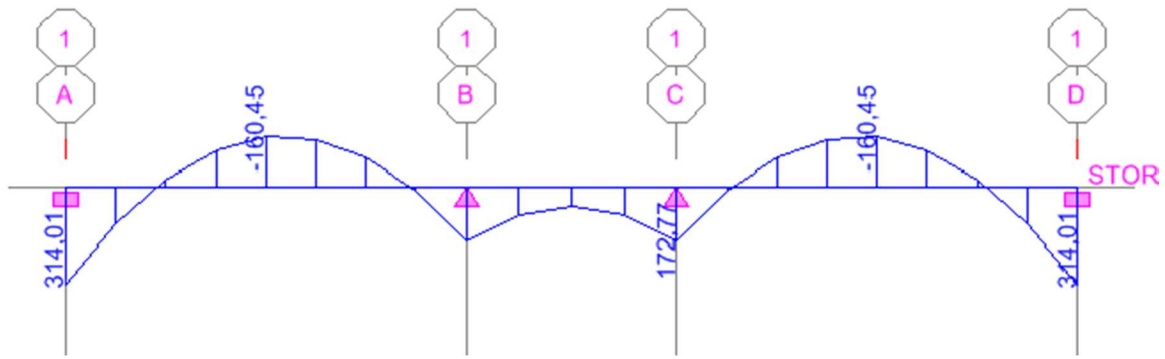


Fig (VII-15) : diagramme des moments fléchissant a l'ELU.

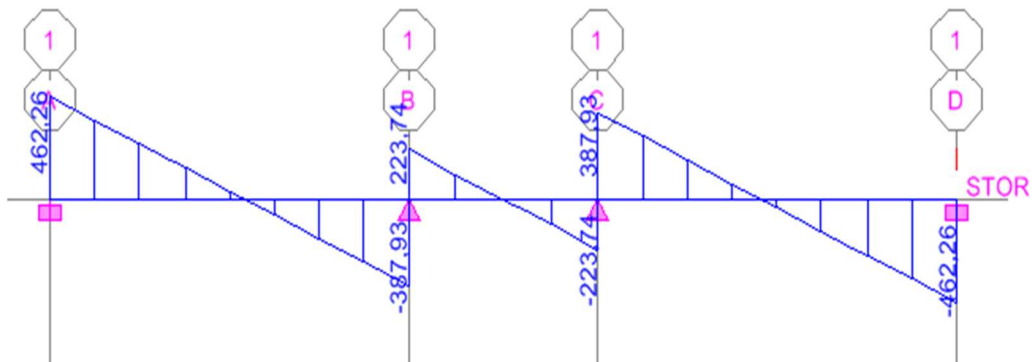


Fig (VII-16) Diagramme des efforts tranchants (ELU)

➤ ELS

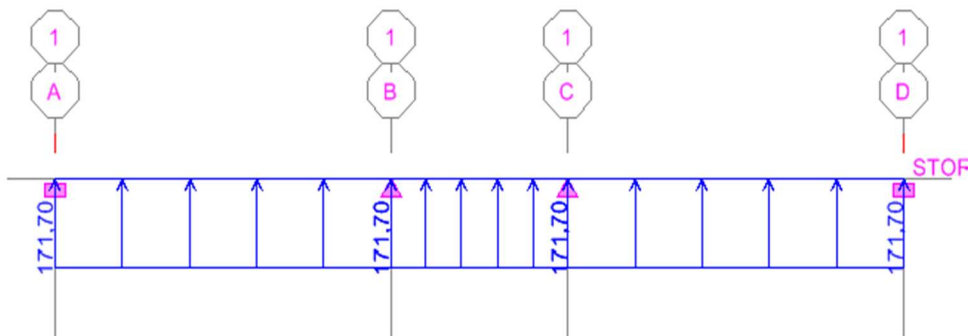


Fig (VII-17) : Schéma statique de la nervure

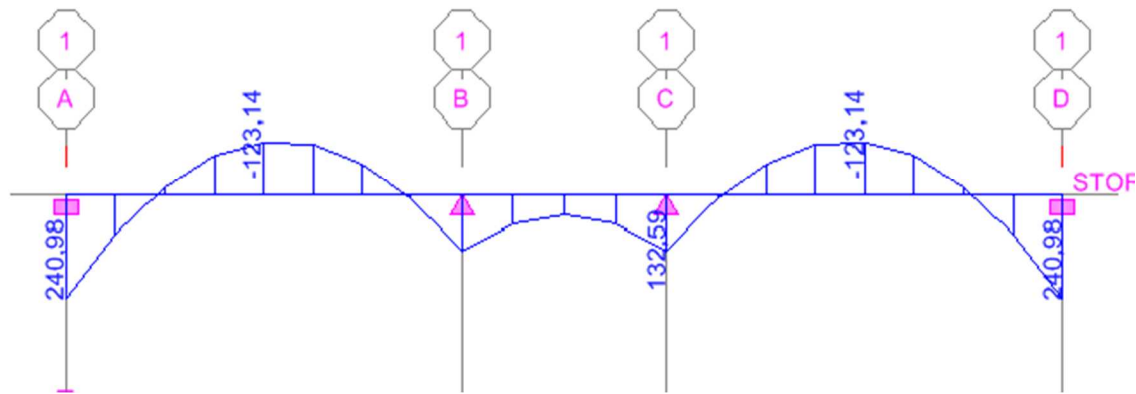


Fig (VII-18) : diagramme des moments fléchissant a l'ELS.

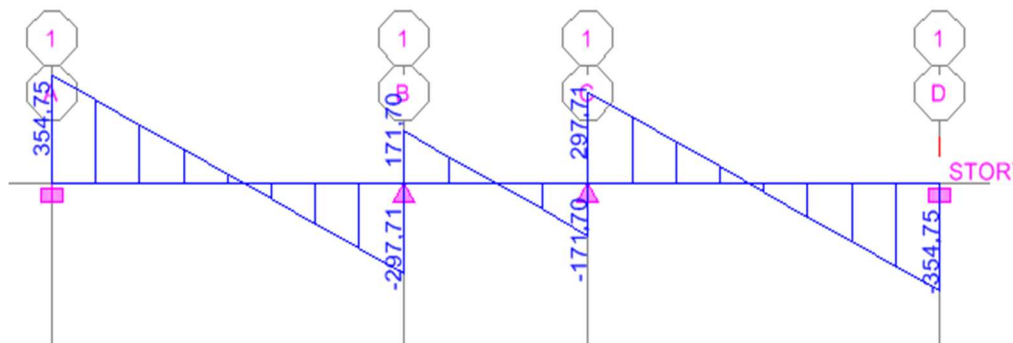


Fig (VII-19) Diagramme des efforts tranchants a l'ELS

Calcul des armatures :• **Sens transversal Y-Y :**

$b = 45 \text{ cm}$, $h = 75 \text{ cm}$, $d = 72 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{314,01 \times 10^6}{450 \times 720^2 \times 14,2} = 0,094 \prec \mu_l = 0,392 \text{ La section est simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,094 \rightarrow \beta = 0,951$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{314,01 \times 10^6}{0,951 \times 720 \times 348 \times 100} = 13,17 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{160,45 \times 10^6}{450 \times 720^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_1 = 0,392$ La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{160,45 \times 10^6}{0,975 \times 720 \times 348 \times 100} = 6,56 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8,04 cm²/ml.** Avec : **S_t = 20cm**

		M (KN,m)	μ	β	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{ado} (cm ²)	
ELU	longitudinal	Appui	195,70	0,060	0,969	8,06	4HA16 (fil) +2HA14 (chap)	14,19
		Travée	105,99	0,032	0,984	4,29	4HA16 (fil)	8,04
	transversal	Appui	314,01	0,094	0,951	13,17	4HA16 (fil) +4HA14 (chap)	14,19
		Travée	160,45	0,048	0,975	6,56	4HA16 (fil)	8,04

Tableau VII.4: ferrailage des nervures à l'ELU.

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm}$$

soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- ✓ **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{18,75 ; 16,8\}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

- En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 37,5 \text{ cm}.$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2,7 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

✓ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures, on risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 750cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3\text{cm}^2 / \text{ml} = 3\text{cm}^2 \text{ par paroi.}$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm²**

VII.6.3.2 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL.91.art A.4.2) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 450 \times 720 \times 2,1}{400 \times 100} = 3,91 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

Aux appuis :

$A_{\text{adopté}} = 14,19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,91 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

En travées :

$A_{\text{adopté}} = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,91 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.art :A.5.1, 211):

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 462,26 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{462,26 \times 10^3}{450 \times 750} = 1,36 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$, condition vérifiée.

VII.6.3.3 Vérification à L'ELS

VII.6.3.3.1 Vérification de la contrainte dans les aciers et dans le béton :

Dans le Sens (x-x) :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

➤ **Appui :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 11,12}{45 \times 72} = 0,329. \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,910 \\ K_1 = 40,56 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,024 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A \beta_1 d} = \frac{150,85 \times 10^3}{11,12 \times 0,910 \times 72} = 207,04 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,024 \times 207,04 = 4,96 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,96 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition est vérifiée.**

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 8,04}{45 \times 72} = 0,238 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,922 \\ K_1 = 49,10 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,020 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A \beta_1 d} = \frac{81,70 \times 10^3}{8,04 \times 0,922 \times 72} = 146,95 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = 0,020 \times 146,95 = 2,94 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,94 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Dans le Sens (y-y) :

➤ **Appui :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 14,19}{45 \times 72} = 0,420. \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,900 \\ K_1 = 35,00 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,028 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{240,98 \times 10^3}{14,19 \times 0,900 \times 72} = 251,59 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,028 \times 251,59 = 7,04 MPa < 15 MPa$$

$\sigma_{bc} = 7,04 < 15 MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 8,04}{45 \times 72} = 0,250 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,920 \\ K_1 = 47,50 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,021 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{123,14 \times 10^3}{8,04 \times 0,920 \times 72} = 231,21 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 231,21 = 4,88 MPa$$

$\sigma_{bc} = 4,88 < 15 MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Sens	Zone	As (cm ²)	M _s	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ _b	σ _b ^{bar}	Obs
X-X	Appuis	14,19	150,85	0,420	0,900	35,00	164,05	4,59	15	vérifié
	Travée	8,04	81,70	0,238	0,922	49,10	146,95	2,94	15	vérifié
Y-Y	Appuis	14,19	240,98	0,420	0,900	35,00	251,59	7,04	15	vérifié
	Travée	8,04	123,14	0,250	0,920	47,50	231,21	4,88	15	vérifié

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion générale

Conclusion :

Au cours de ce Projet de Fin d'Etudes, une étude parasismique et statique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial a été réalisée. Situé à la willaya de TIZI-OUZOU, cet immeuble en béton armé de R+5 étages est caractérisé par un contreventement mixte.

Le travail mené sur cette structure nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

-Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portiques –voiles), nous avons veillé à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique et CBA. Pour notre cas nous avons pu valider ces choix dans le chapitre ferrailage, puisque les sections d'armatures sont correctes ainsi nous pouvons conclure que le rôle du béton et l'acier a été assuré.

-Concernant le choix du système de contreventement, du fait que la structure est composée de plusieurs portiques nous avons pris la décision de faire participer ces derniers au contreventement tout en veillant à injecter le minimum de voiles possibles, dans le but de ramener le système à un contreventement mixte, conformément à l'article **3.4.4a** du RPA99 Version 2003. On a essayé de respecter le critère de symétrie et d'éloigner le plus possible les voiles du centre de gravité de la structure afin d'éviter tout problème de torsion. Nous pouvons constater que les ferrailages des voiles et portiques n'est pas du même ordre de grandeur. Cette remarque vient du fait que leur pourcentage de participation au contreventement est différent.

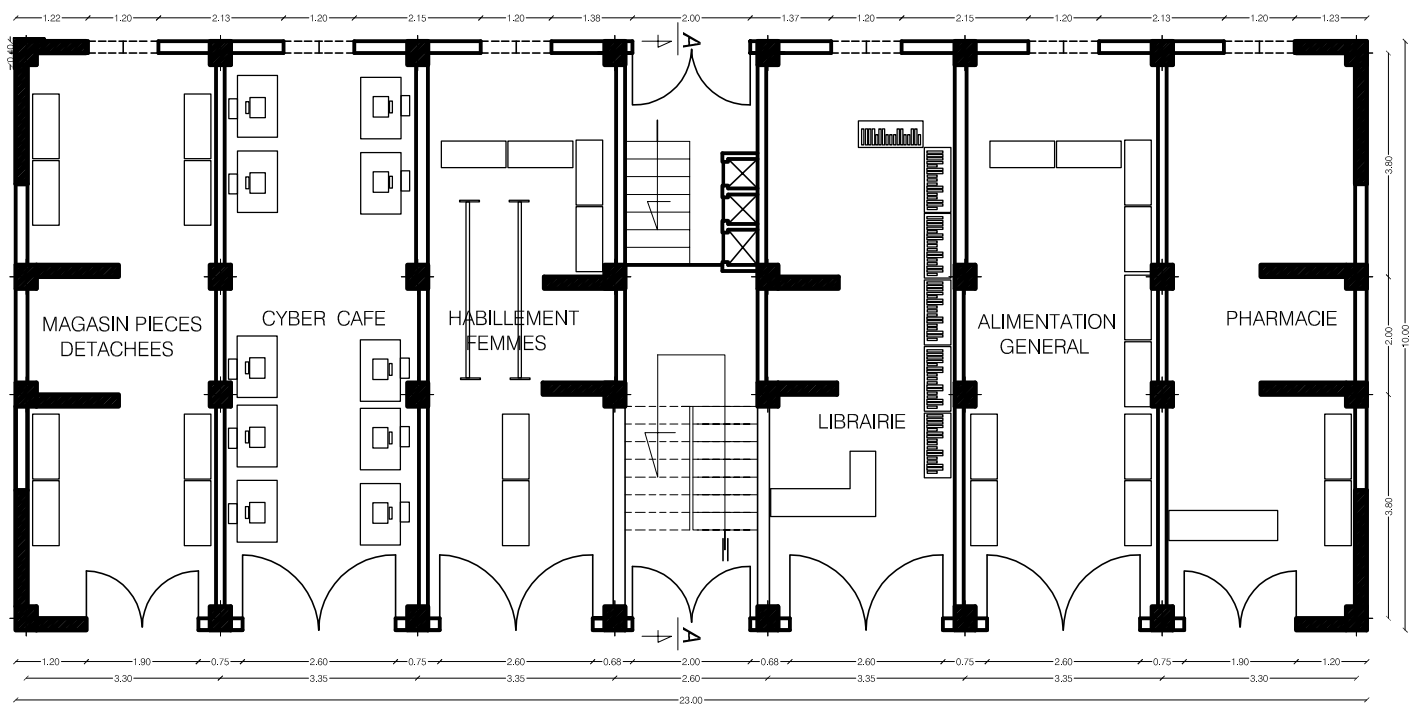
-Choix du type de fondation est conditionné par la lecture du rapport géotectonique et le respect de ses recommandations. Nous avons opté pour un radier général à une profondeur de 1m. D'après le rapport de sol il n'y a pas présence de nappes phréatiques ni couche de sable, donc le risque de liquéfaction des sols est écarté. Les recommandations exigées par les règlements concernant les fondations sont toutes vérifiées.

-Après une analyse modale et un calcul sismique, les déplacements et la stabilité du bâtiment ont été vérifiés. Au final, le bâtiment est stable au renversement et au soulèvement.

-En définitif, nous pouvons conclure que grâce au calcul effectué avec le logiciel ETABS, nous avons pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.

bibliographie

- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2
- Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003
BAEL 91 révisé 99
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Formulaire du béton armé volume 1–VICTOR DAVIDOVICI-
- Maîtrise du BAEL91 et DTU associés (JEAN PERCHAT, JEAN ROUX)
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes
- Cours et TD du cursus
- Explication ; information ; correction plus conseil donner par notre promotrice Madame SI AHMED.
- Cours d'ETABS (M^R : DROUCHE.M).

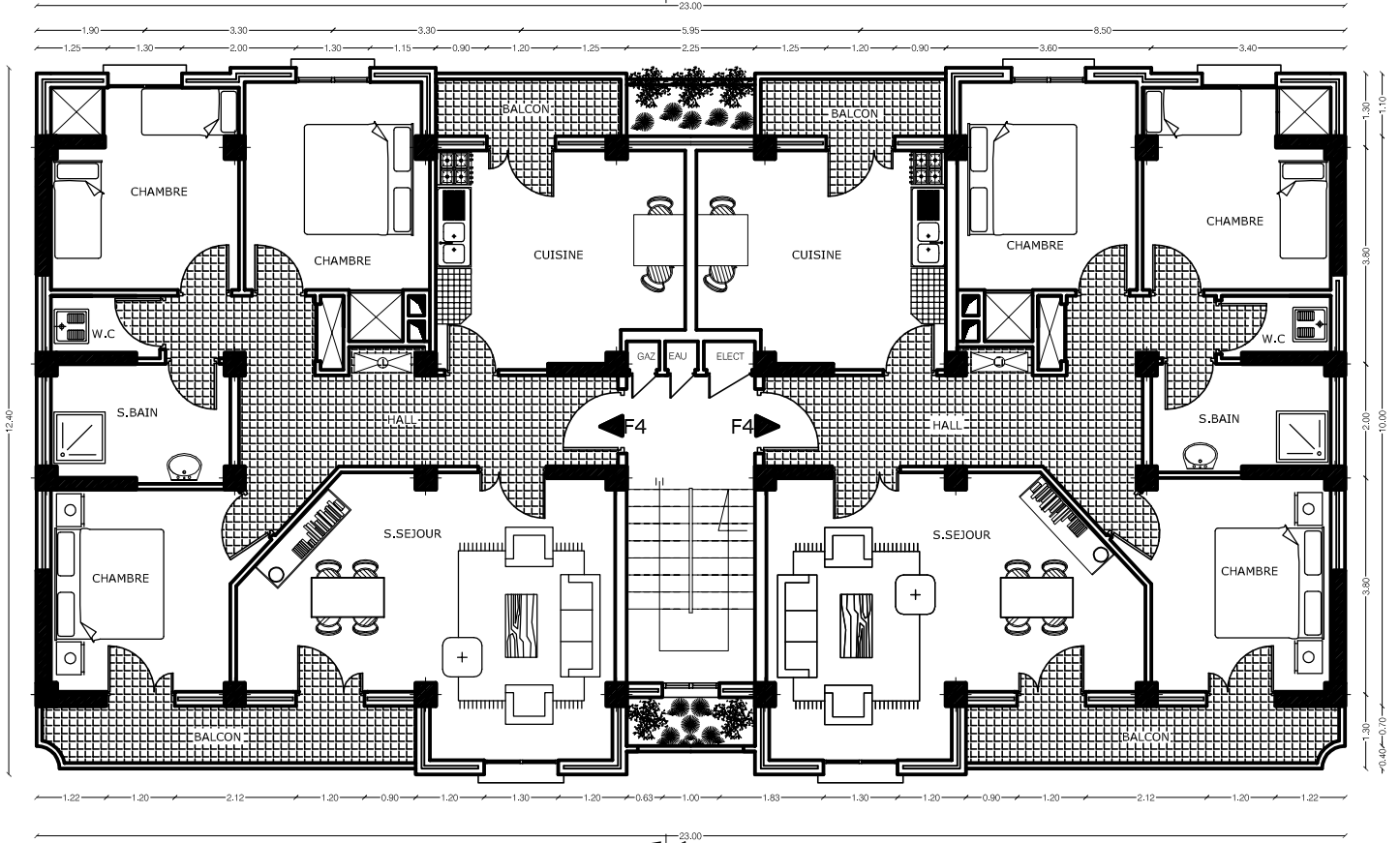


01

PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE

A

23.00



A

23.00

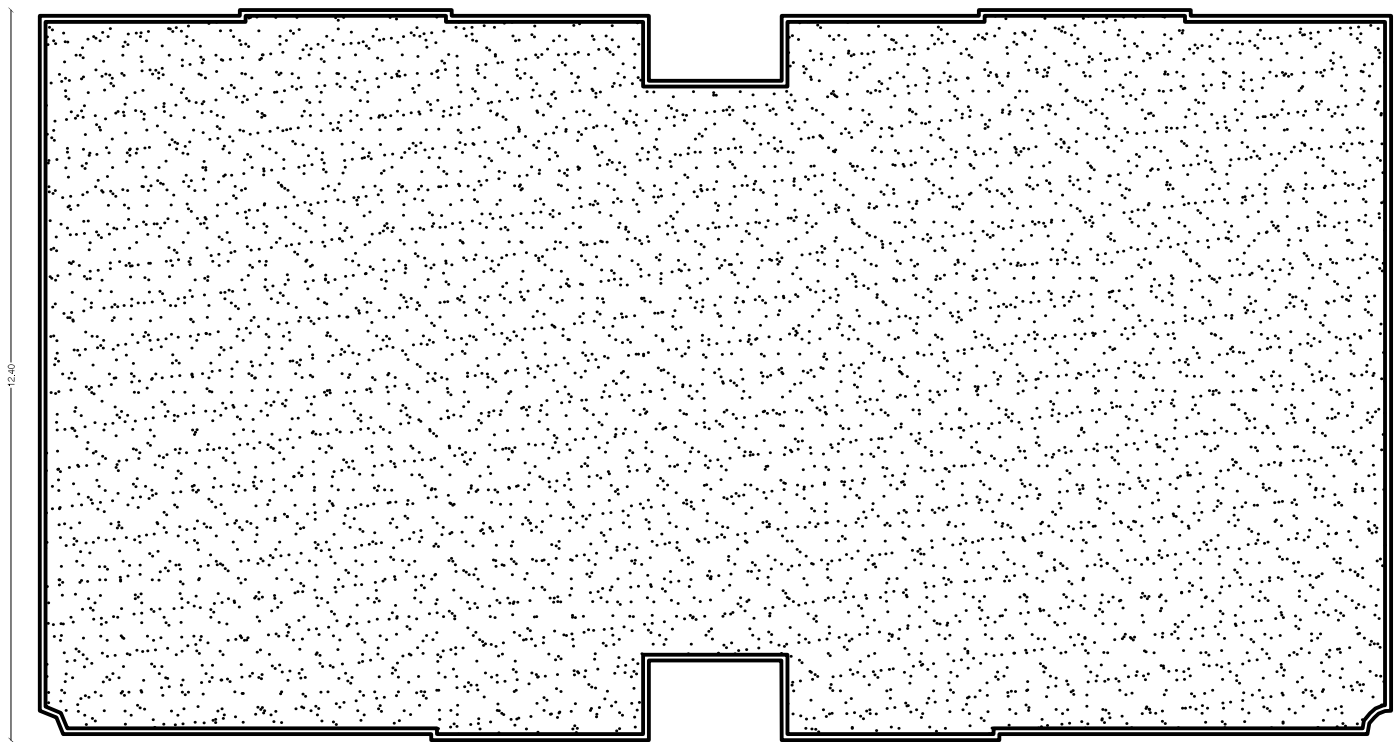
02

PLAN DE L'ETAGE COURANT

A

23.00

3.40 3.60 3.35 2.25 3.35 3.60 3.40



12.40

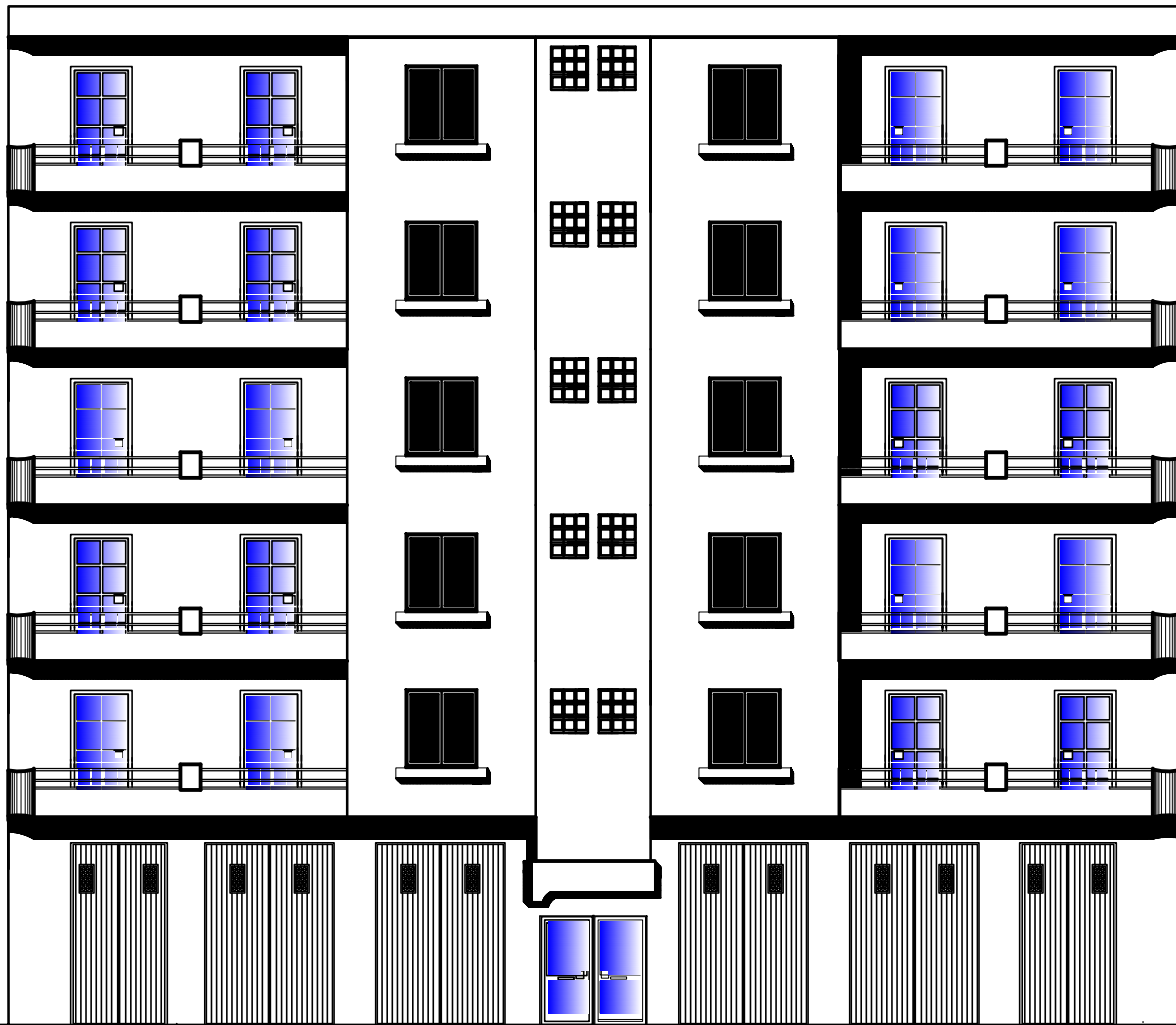
6.75 3.60 2.25 3.70 6.65

A

23.00

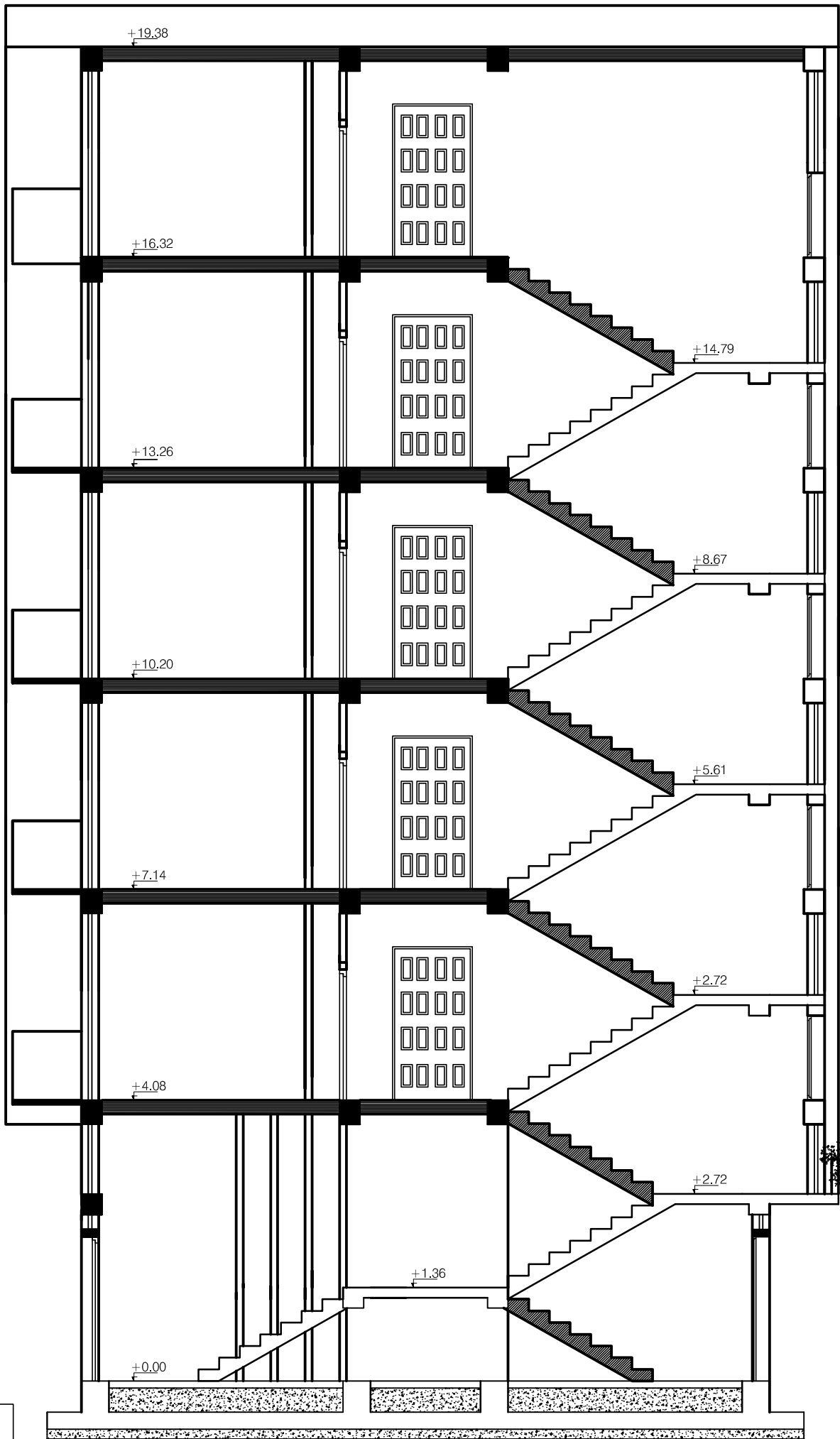
03

PLAN TERRASSE



04

FACADE PRINCIPALE

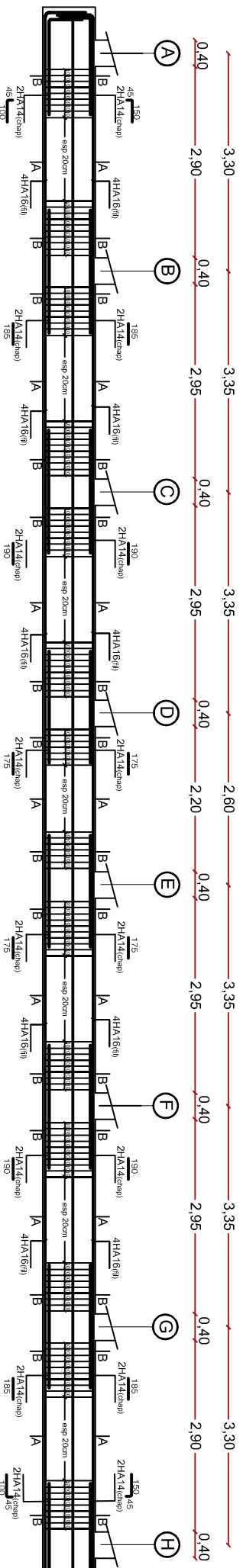


05

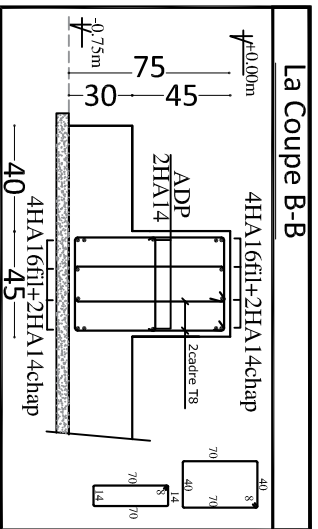
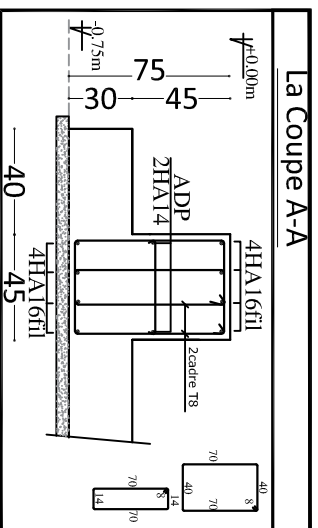
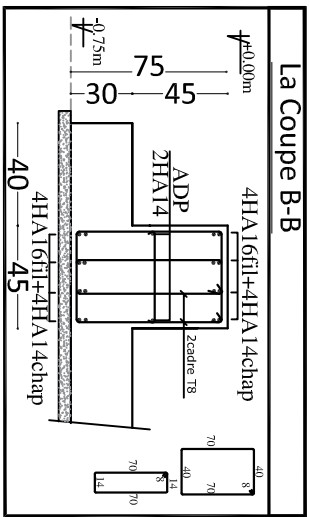
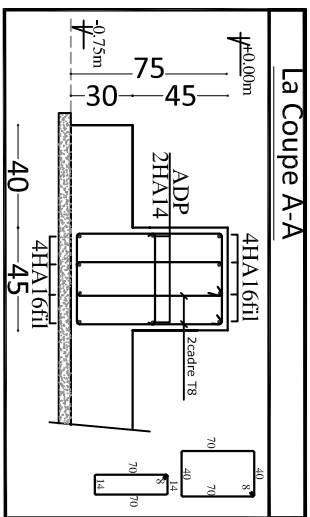
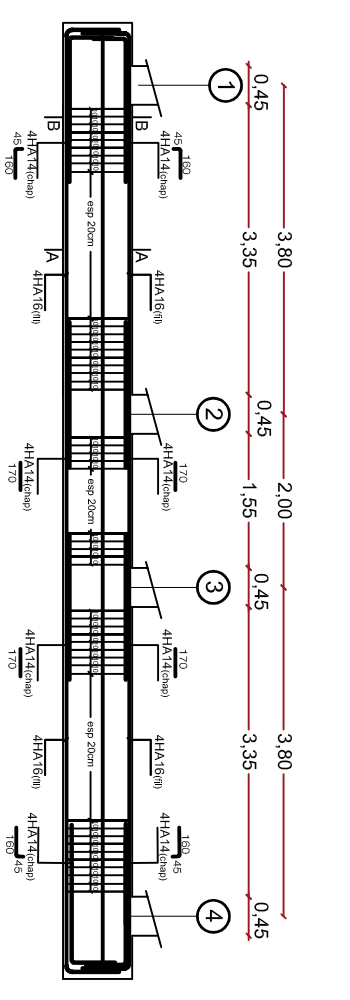
PLAN DE LA COUPE A-A

-Sens X-X

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (45X75)cm²



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Genie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par : *M^{elle} HADDADOU Thania*

Dirigé par : *-M^me SI AHMED.H*

Titre : *-Ferrailage de la nervure*

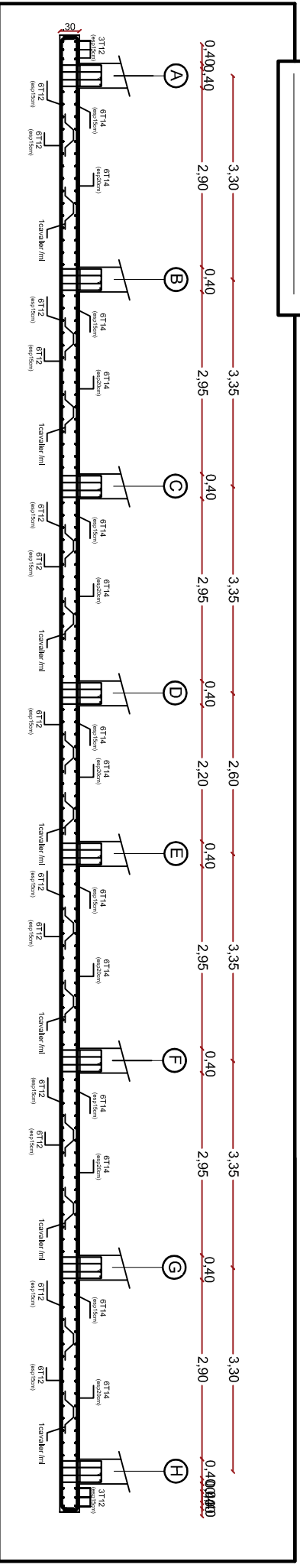
Echelle: *1/50*

Plan N°: *06*

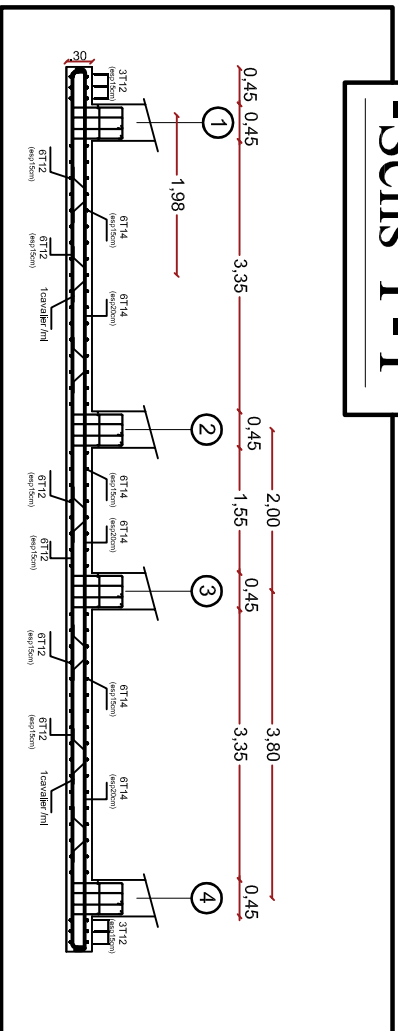
Promotion: *2019*

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER : 30cm²

-Sens X-X



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} HADDADOU Thamina

Titre :

**Ferraillage de la dalle
 du radier**

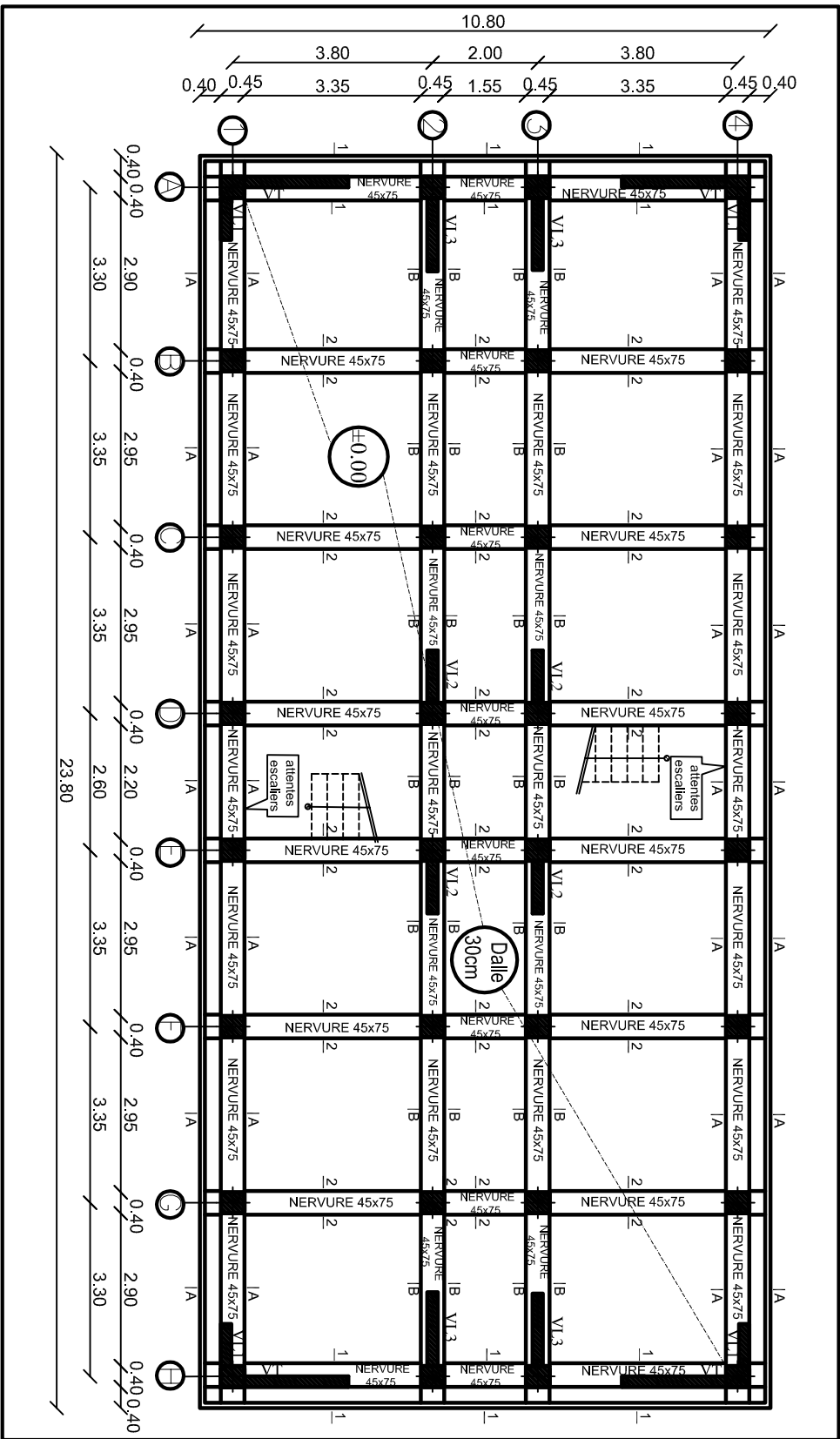
Echelle : 1/50

Plan N° : 07

Dirigé par :

-M^{me} SI AHMED.H

Promotion : 2019

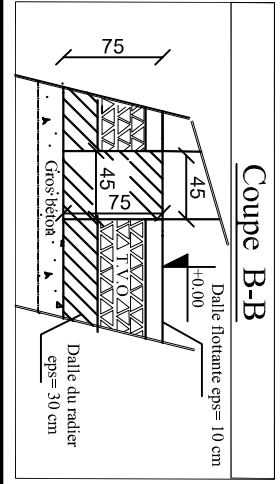
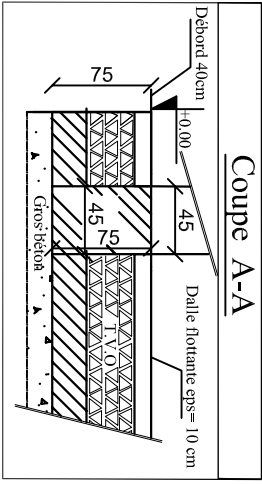
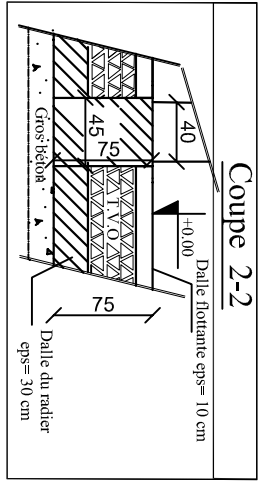
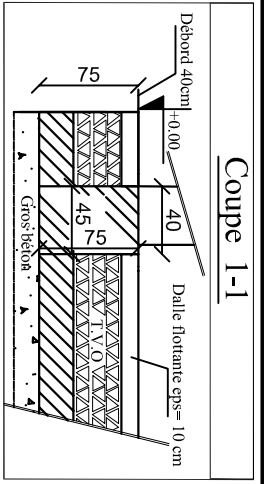


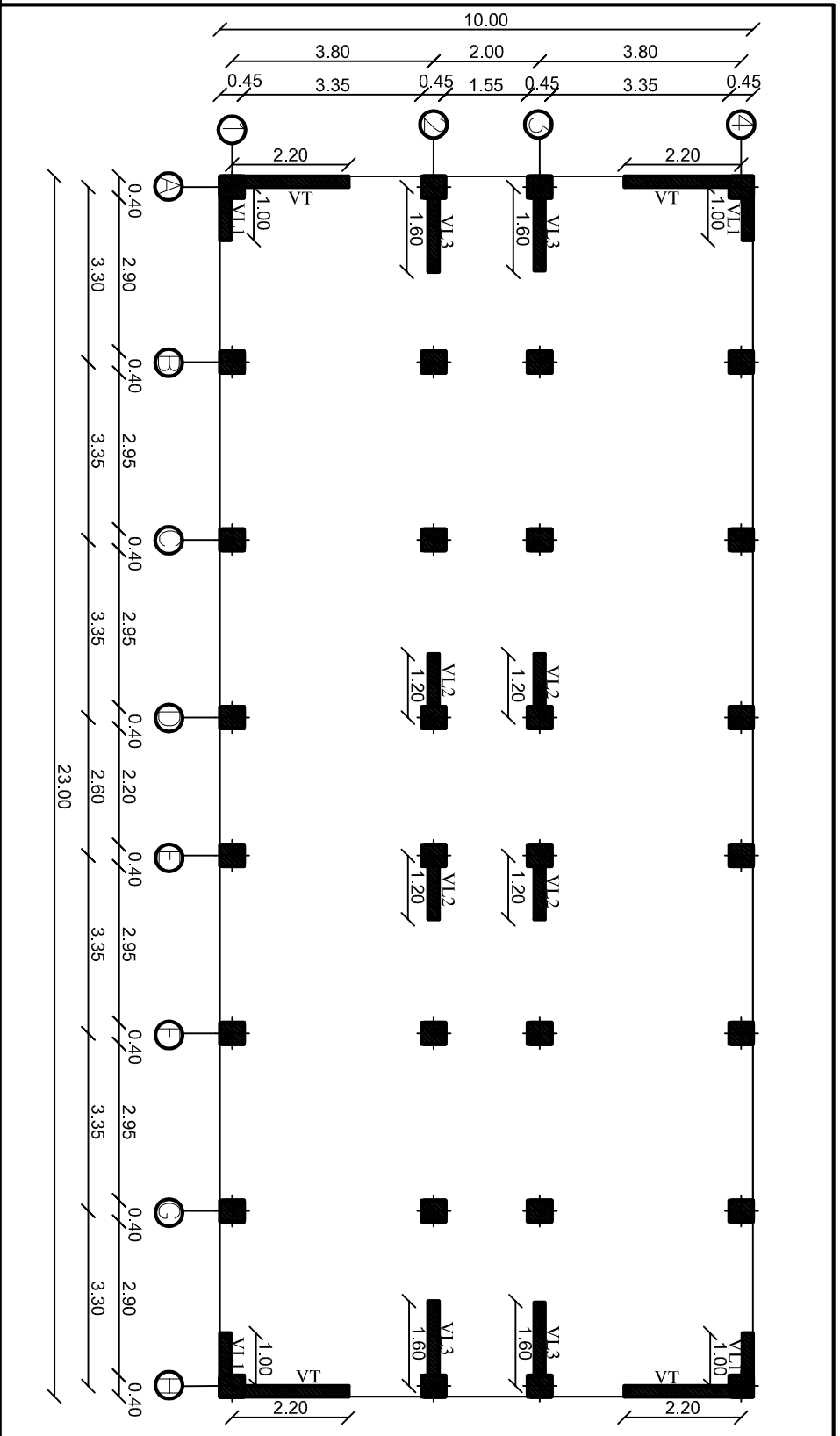
Zone: (I)

- Poteaux: (40X45)
- Nervure : (45X75)
- Débord : 40Cm
- Dalle flottante: ep=10cm
- Dalle de radier: ep=30cm

PLAN DE FONDATIONS
NIV: +0.00
REZ-DE-CHAUSSÉE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>	
<i>Etudié par :</i>	<i>Titre :</i>
<i>M^{elle} HADDADOU Thania</i>	PLAN DE FONDATIONS
<i>Dirigé par :</i>	NIV: +0.00
<i>M^{me} SI AHMED.H</i>	REZ-DE-CHAUSSÉE
	<i>Echelle: 1/50</i>
	<i>Plan N°: 01</i>
	<i>Promotion: 2019</i>





***Les Voiles Longitudinaux:**

VL 01 = 1.00m

VL 02 = 1.20 m

VL 03 = 1.60 m

***Les Voiles Transversaux:**

VT 01 = 2.20 m

LA DISPOSITION DES VOILES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} HADDADOU Thaniina

Titre :

LA DISPOSITION DES VOILES

Echelle°: 1/50

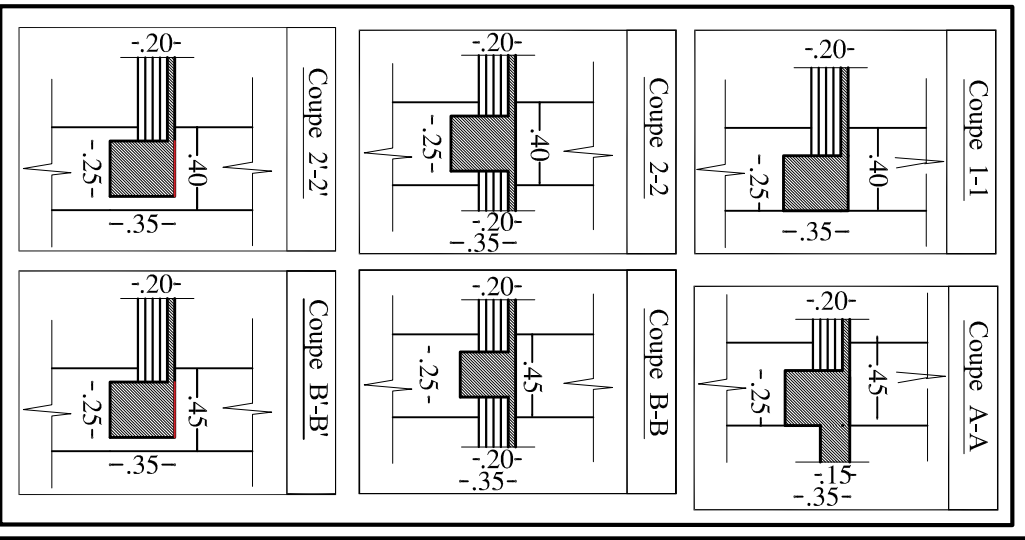
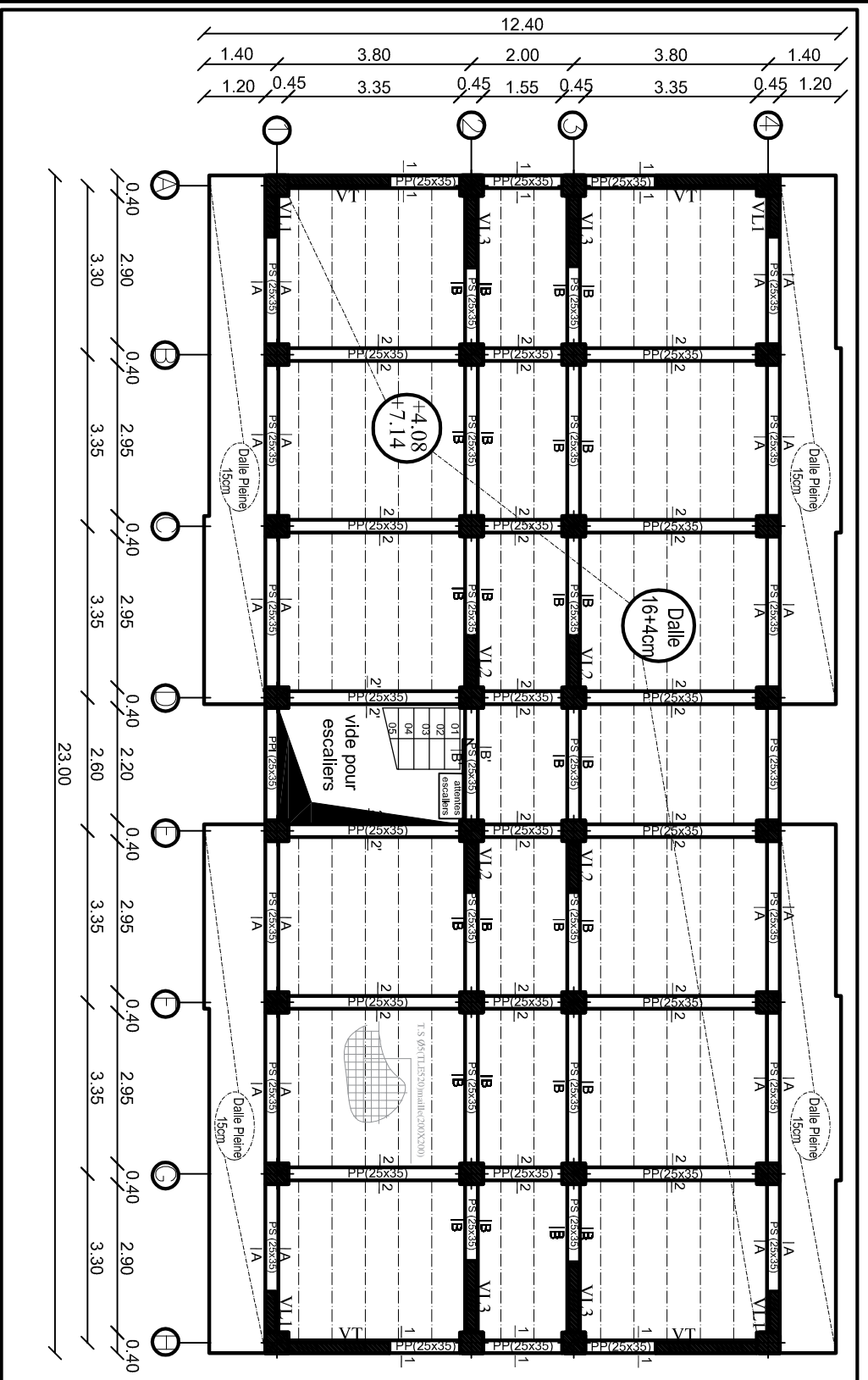
Plan N°: 02

Dirigé par :

-M^{me} SI AHMED.H

Promotion:

2019

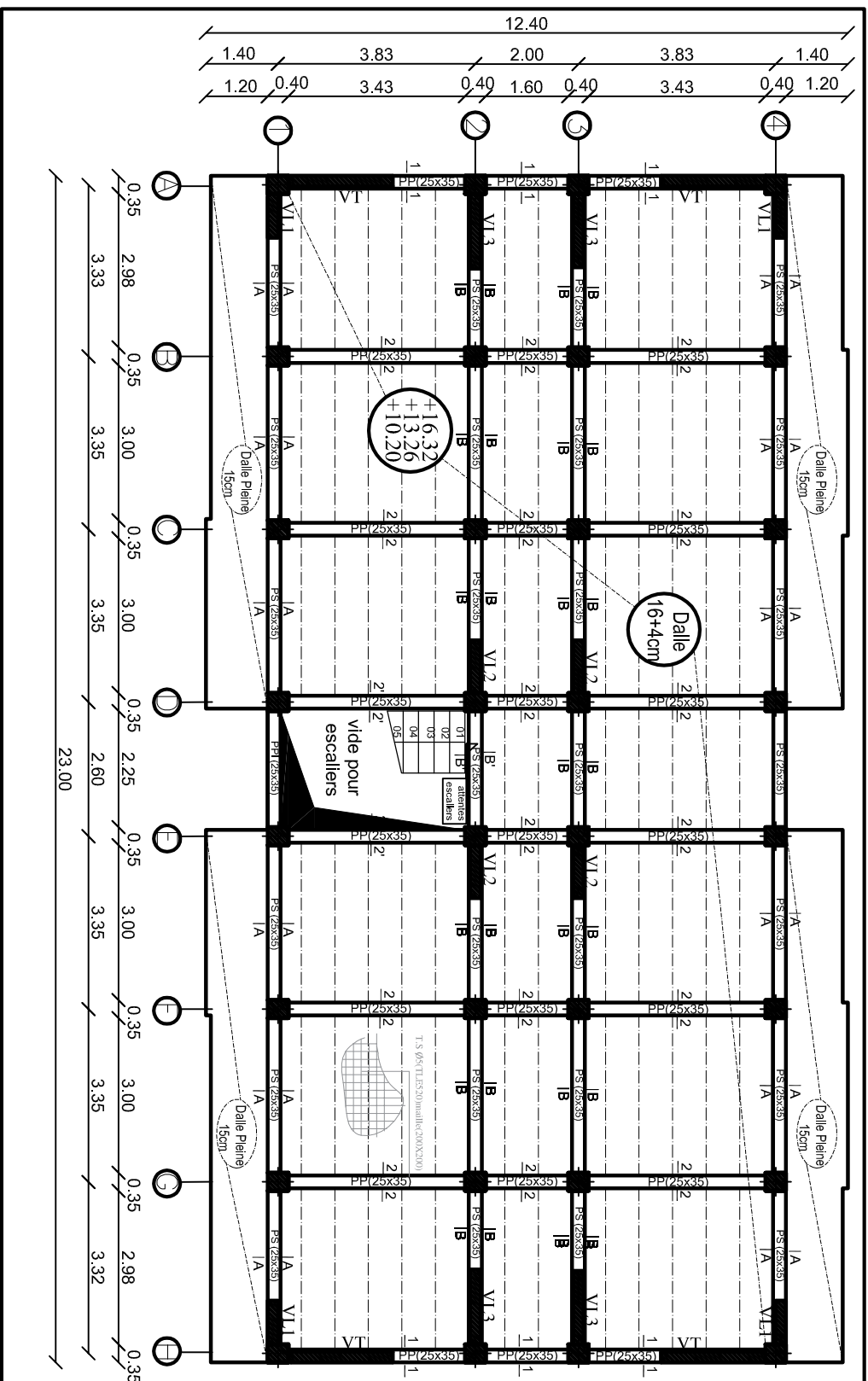


Zone: (I)

- Poteaux: (40X45)
- Poutres principales:(25X35)
- Poutres secondaires:(25X35)
- Dalle(CC): ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: +4.08 ET +7.14
(1^{er} ET 2^{eme} ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>	
Etudié par : <i>-M^{elle} HADDADOU Thania</i>	Titre : PLAN DE COFFRAGE
Dirigé par : <i>-M^{me} SI AHMED.H</i>	NIV: +4.08 ET +7.14 (1^{er} ET 2^{eme} ETAGE)
Echelle: 1/50	
Plan N°: 03	
Promotion: 2019	



Zone: (II)

- Poteaux: (35X40)
- Poutres principales:(25X35)
- Poutres secondaires:(25X35)
- Dalle(CC): ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: +10.20,+13.26 et +16.32
(3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} ETAGE)

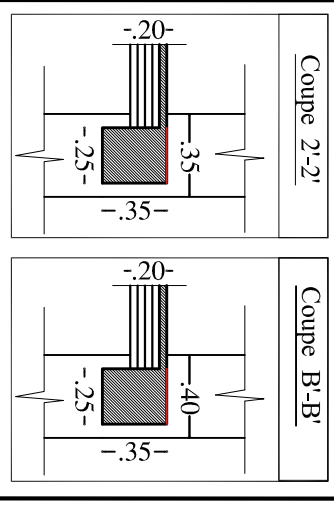
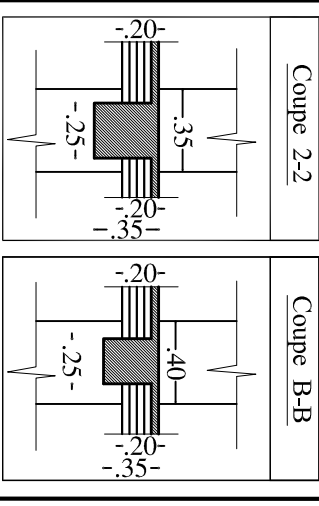
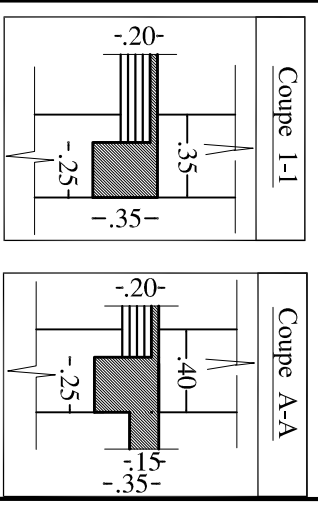
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

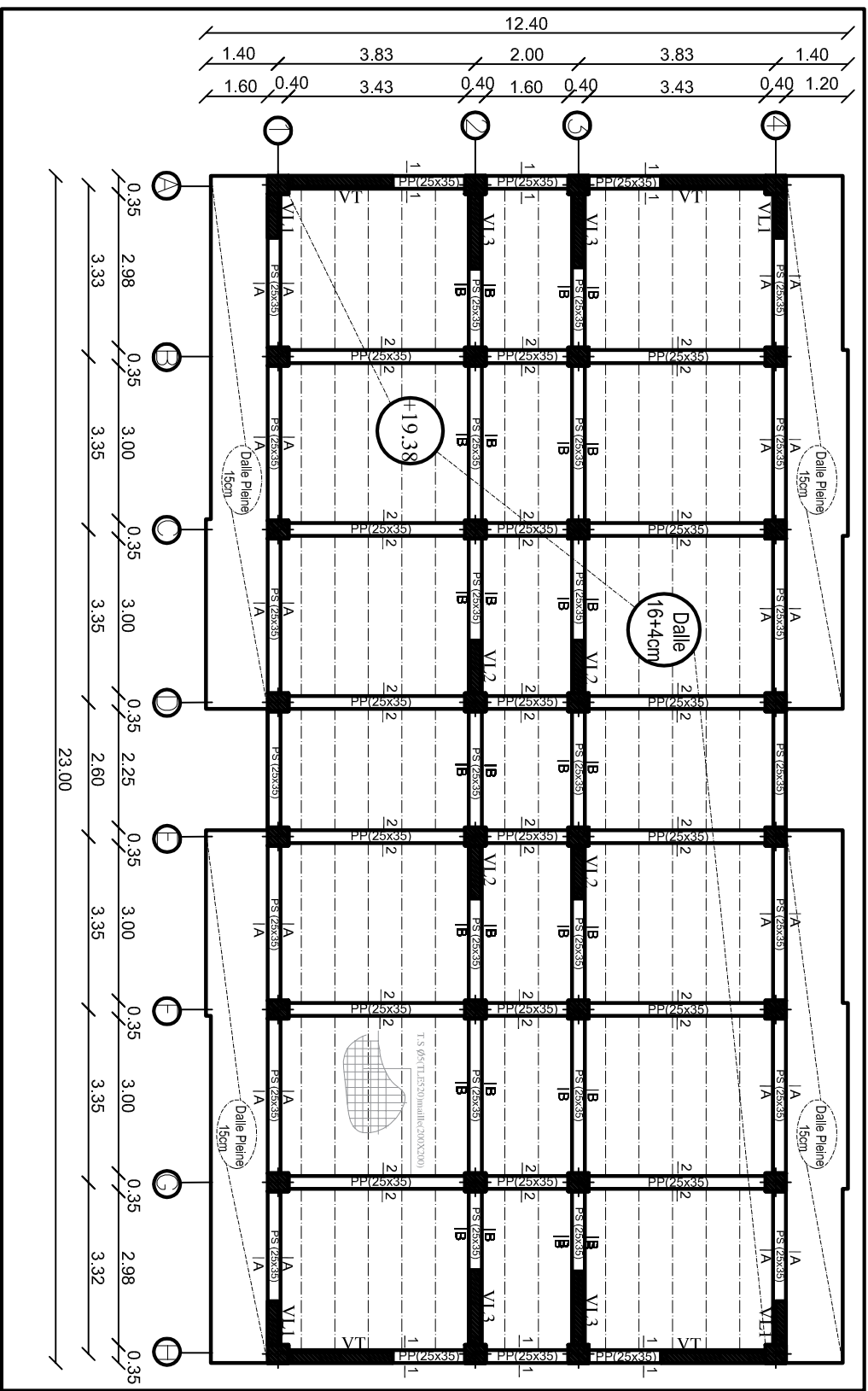
Etudié par :
 -M^{elle} HADDADOU Thania

Dirigé par :
 -M^{me} SI AHMED.H

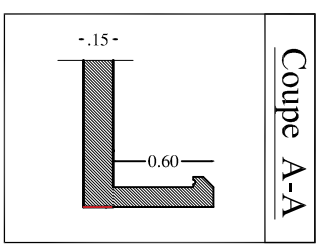
Titre :
PLAN DE COFFRAGE
NIV: +10.20,+13.26 et +16.32
(3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} ETAGE)

Echelle: 1/50
Plan N°: 04
Promotion: 2019

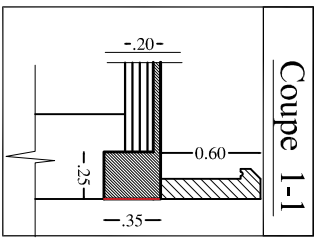




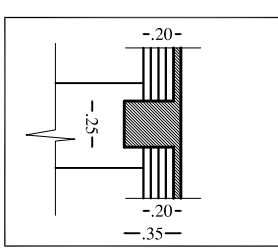
PLAN DE COFFRAGE
NIV: +19.38(TERRASSE)



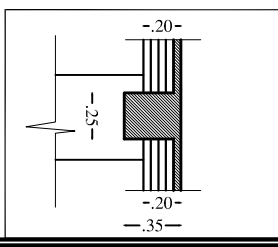
Coupe A-A



Coupe 1-1



Coupe B-B



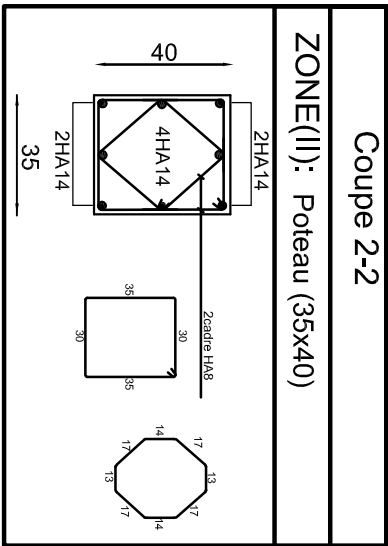
Coupe 2-2

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>	
<i>Etudié par : M^{lle} HADDADOU Thania</i>	
<i>Dirigé par : M^{me} SI AHMED.H</i>	
Titre :	PLAN DE COFFRAGE
NIV: +19.38(TERRASSE)	Echelle: 1/50
Promotion: 2019	Plan N°: 05

FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (I) et Zone (II)

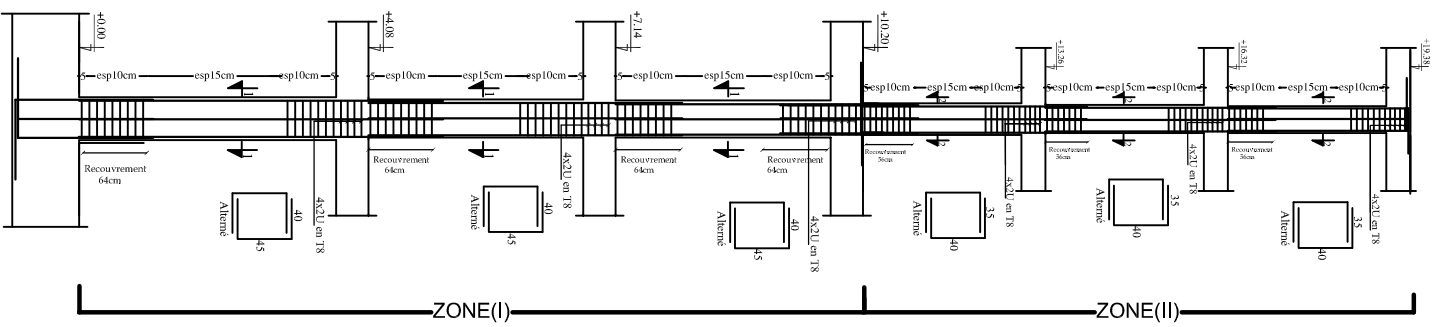
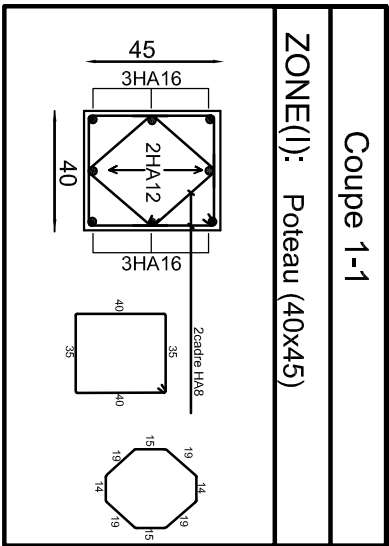
Coupe 2-2

ZONE(II) : Poteau (35x40)



Coupe 1-1

ZONE(I) : Poteau (40x45)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} HADDADOU Thania

Titre :
FERRAILLAGE DES POTEAUX

Echelle: 1/50

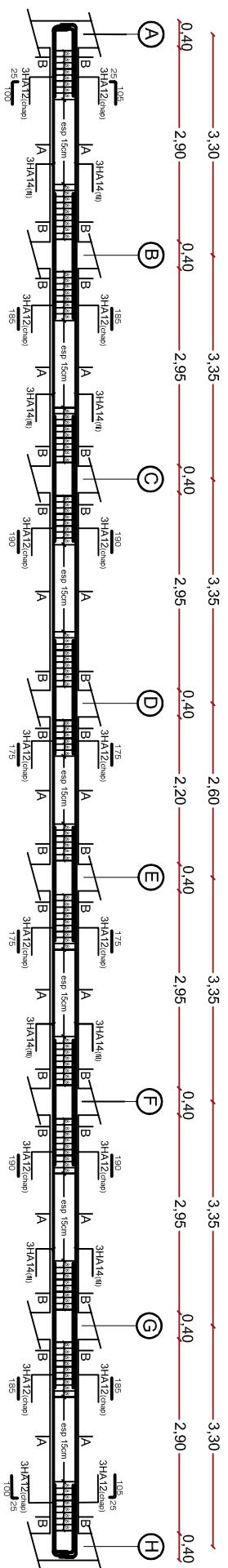
Dirigé par :
-M^{me} SI AHMED.H

Pour les : Zone (I) et Zone (II)

Promotion:
2019

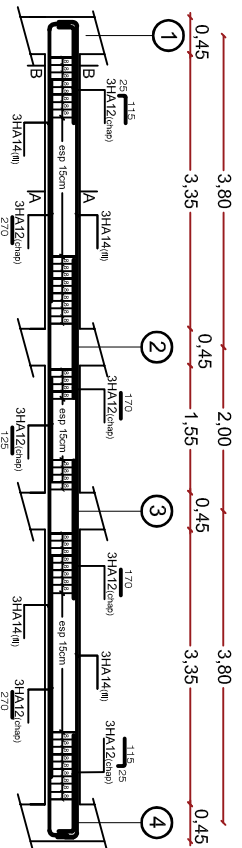
-Ferrailage des poutres

Ferrailage des poutres secondaires (25x35)cm²:axe 1 ; 2 et 3

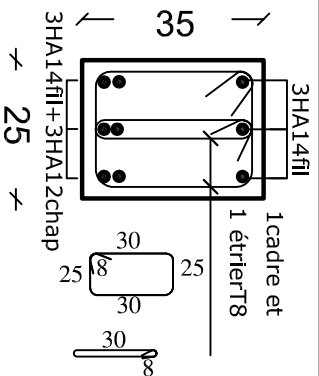


Ferrailage des poutres principales (25x35)cm²:

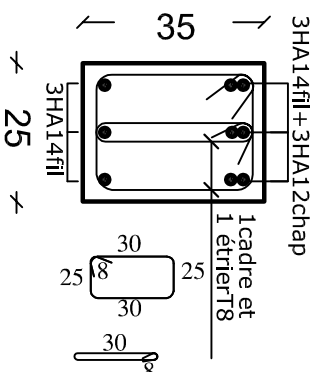
axe A,B,C,D,E,F,G et H



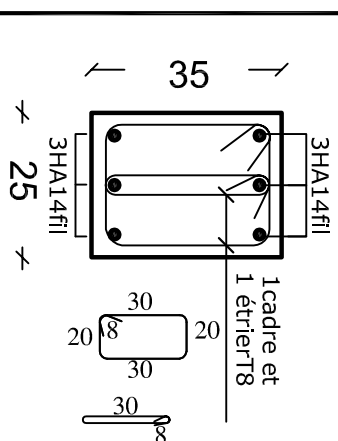
Coupe A-A/Travée



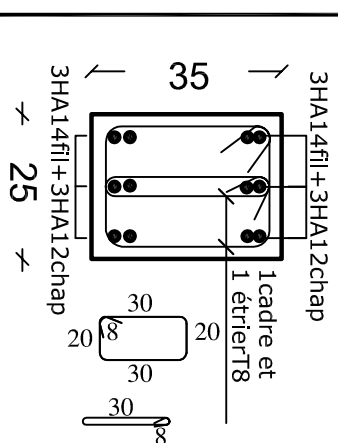
Coupe B-B/Appui



Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} HADDADOU Thanina

Titre :

Ferrailage des poutres

Echelle: 1/50

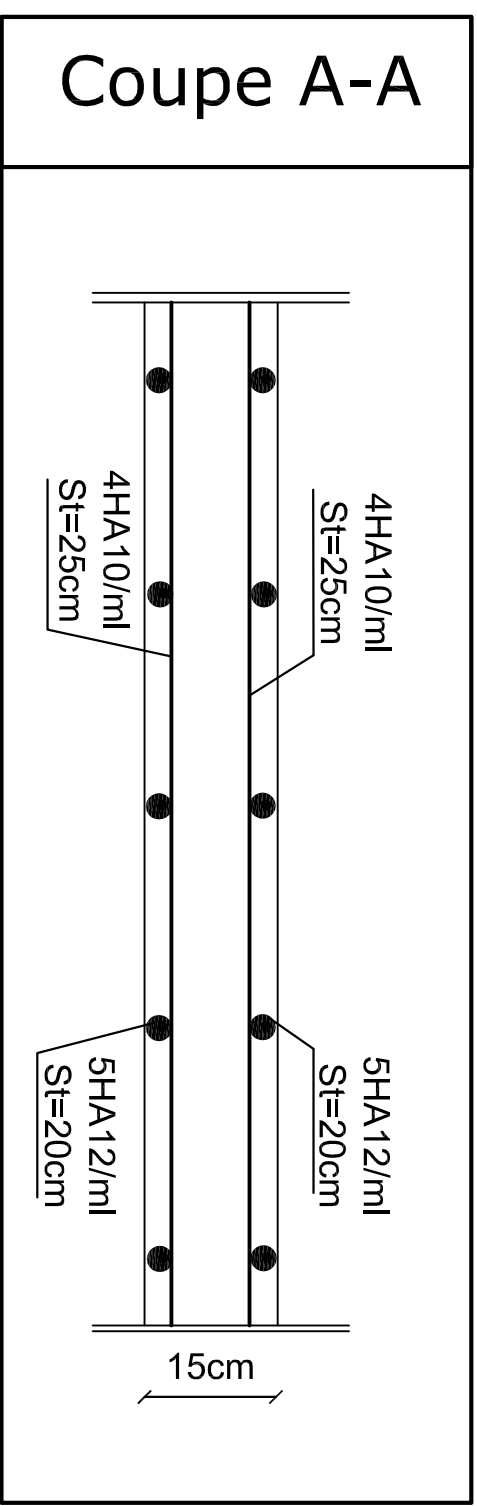
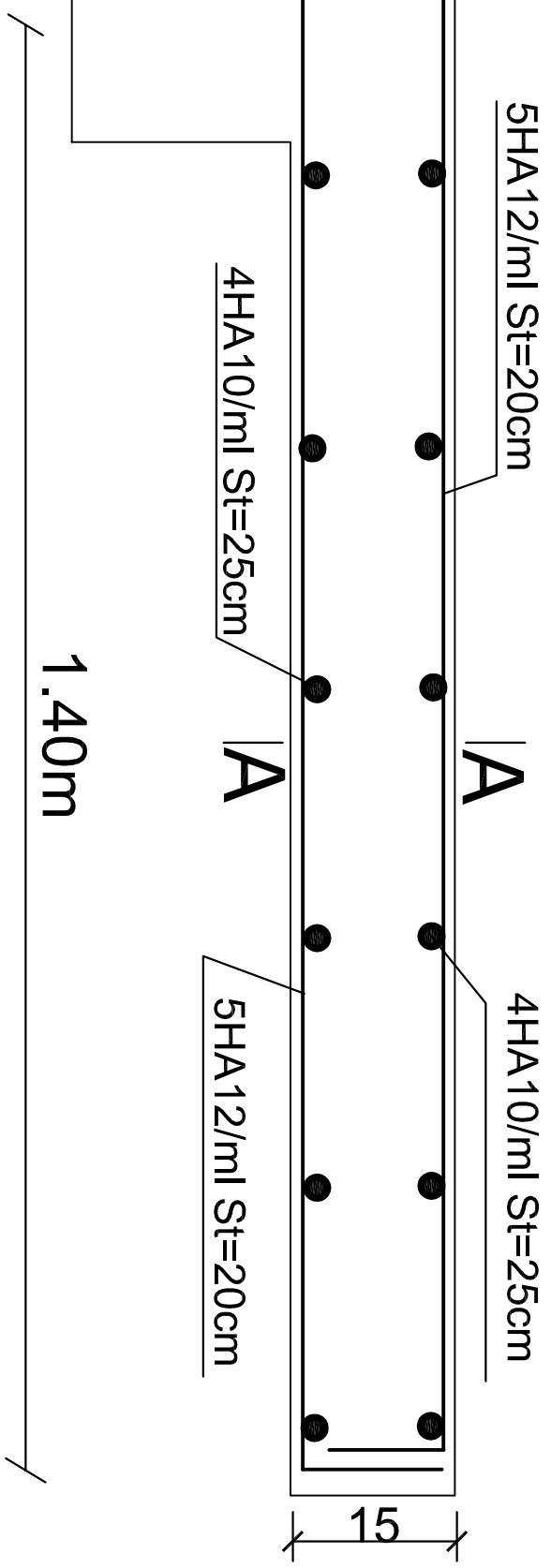
Plan N°.08

Dirigé par :

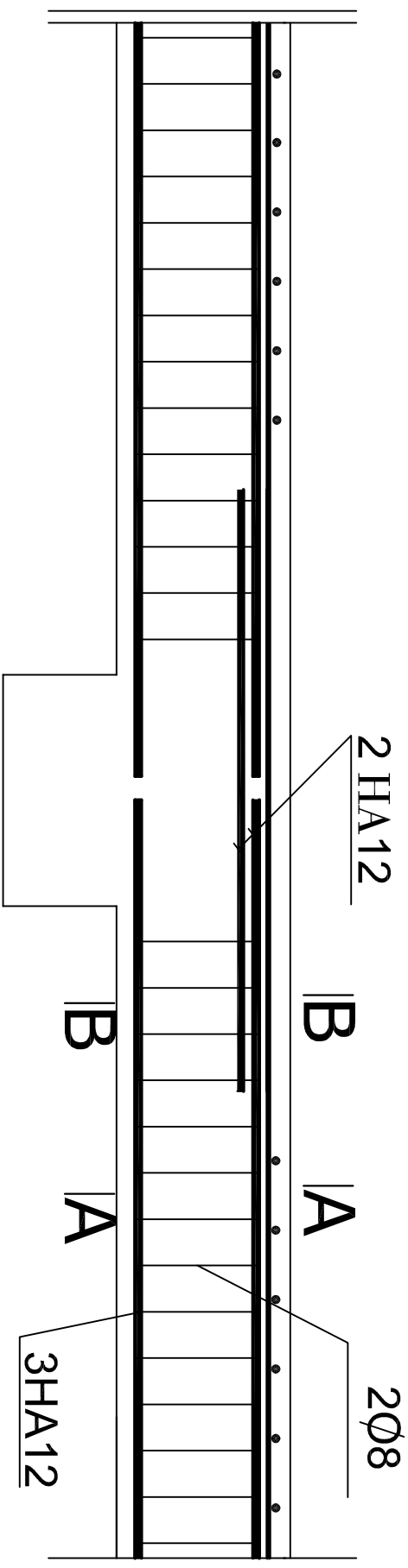
-M^{me} SI AHMED.H

Promotion:

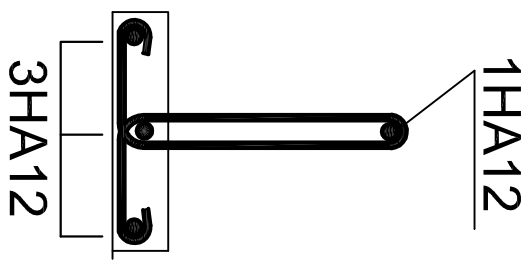
2019



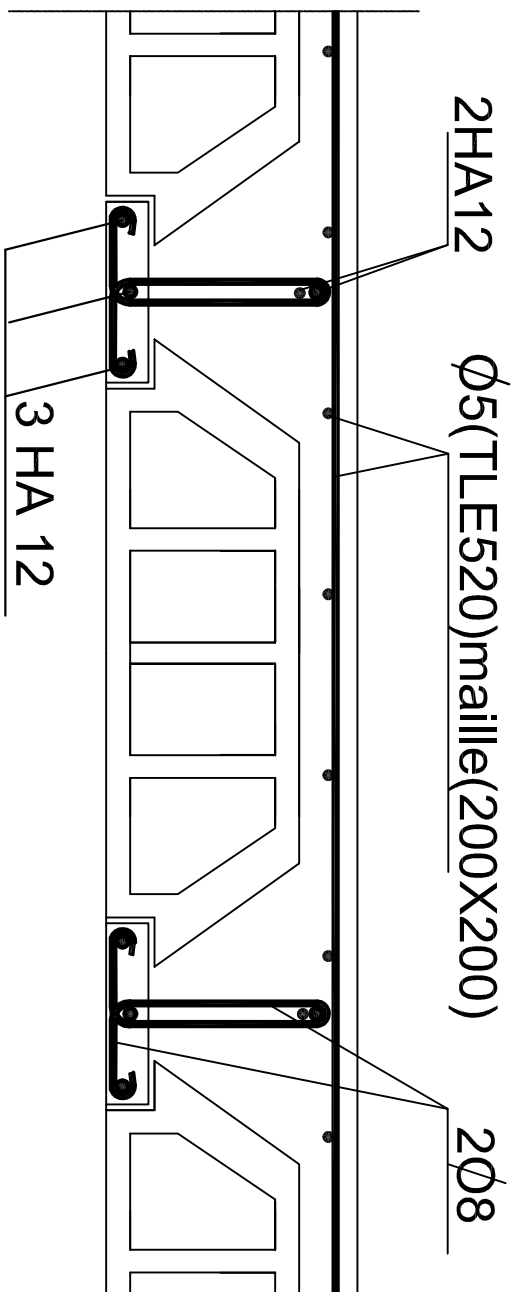
Ferrailage du balcon



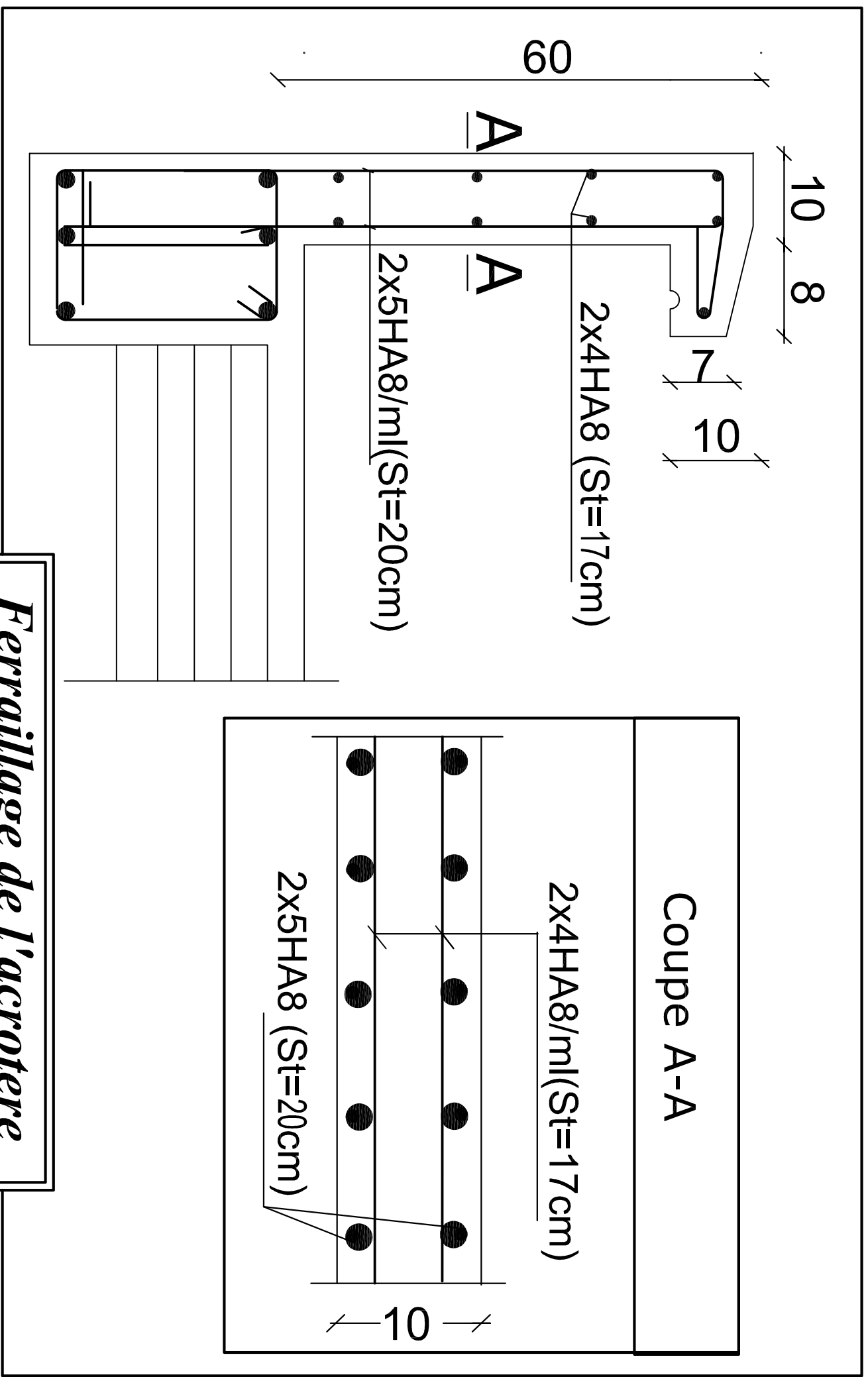
Coupe A-A

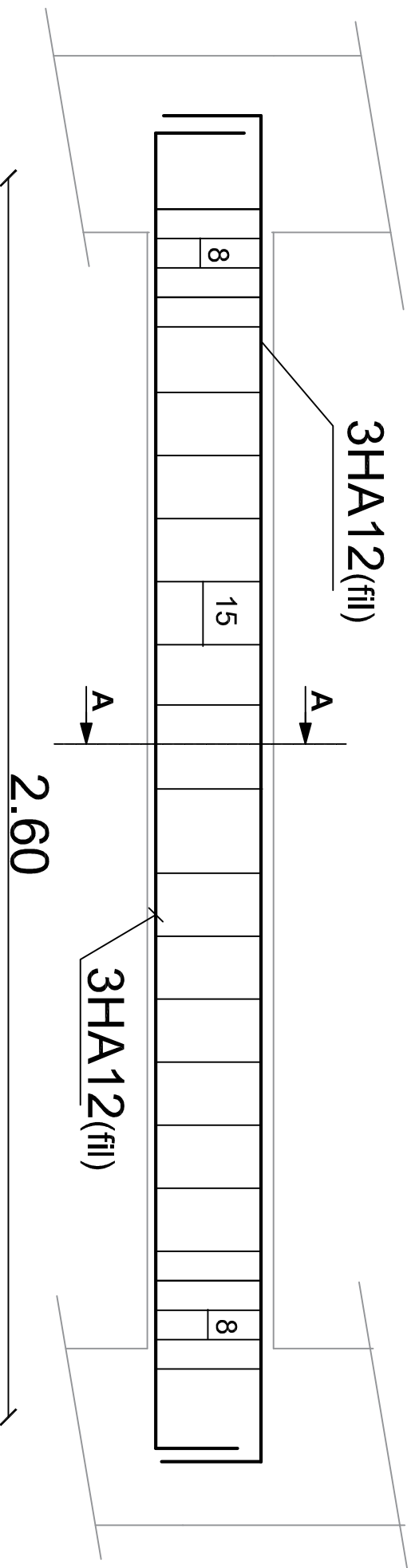


Coupe B-B

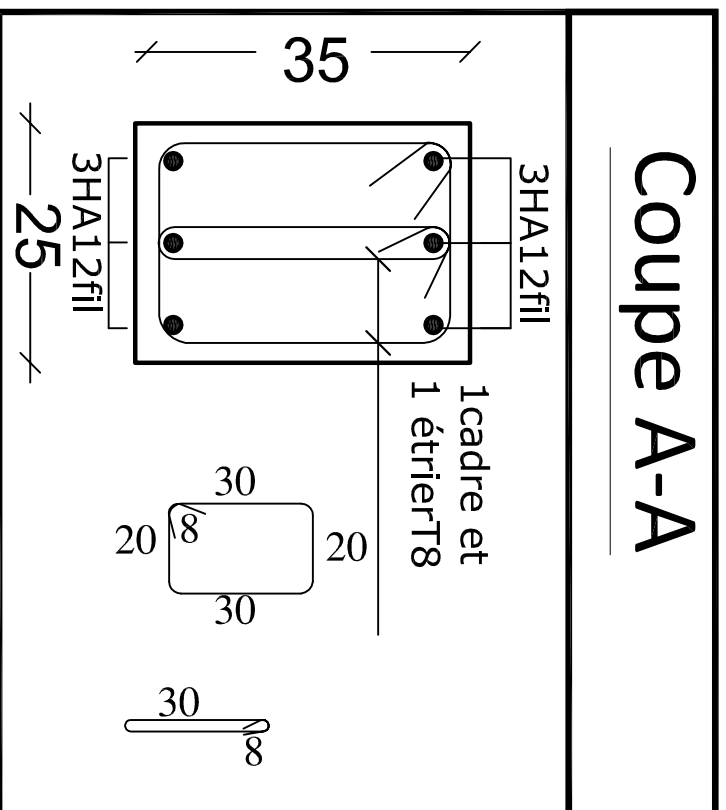


Ferrailage du plancher





Coupe A-A

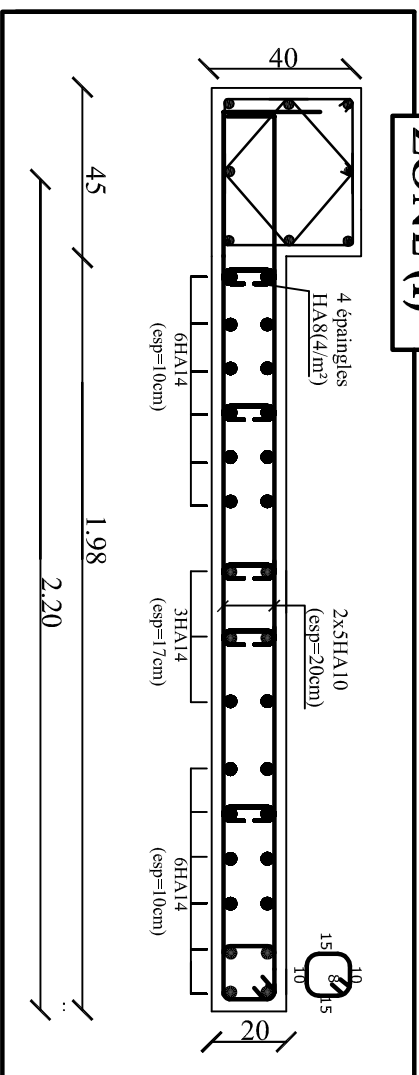


Ferrailage de la poutre palière

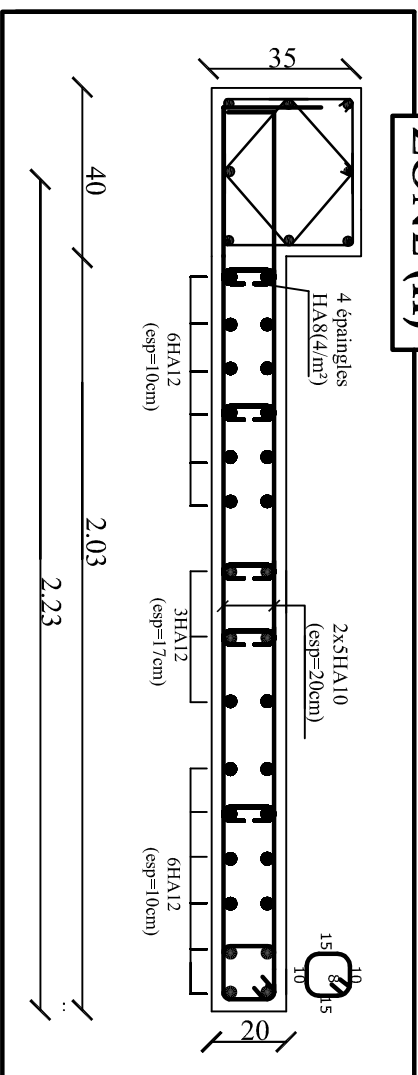
Voile Transversal : VT

-L=2.20m

ZONE (I)



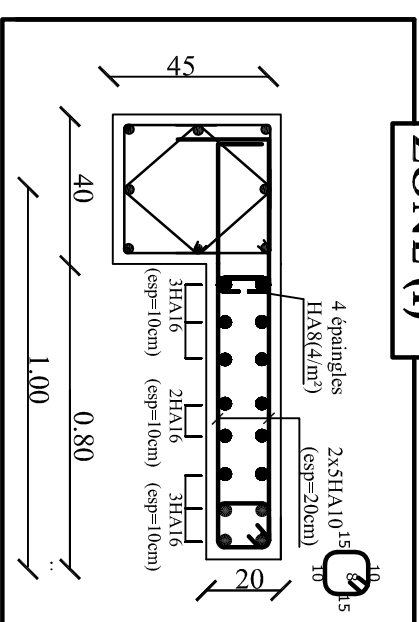
ZONE (II)



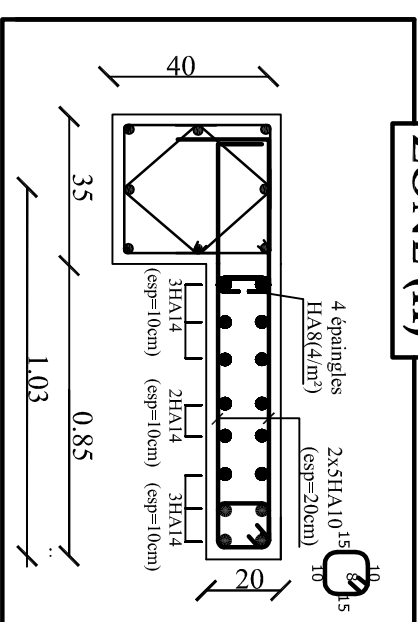
Voile Longitudinal: VL01

-L=1.00m

ZONE (I)



ZONE (II)



**FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAUX ET TRANSVERSAUX**

VL01 et VT

Pour les: Zone (I) et Zone (II)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{lle} HADDADOU Thamina

Titre :

FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAUX ET TRANSVERSAUX

Echelle : 1/50

Plan N°: 10

Dirigé par :

-M^{me} SI AHMED.H

Pour les: Zone (I) et Zone (II)

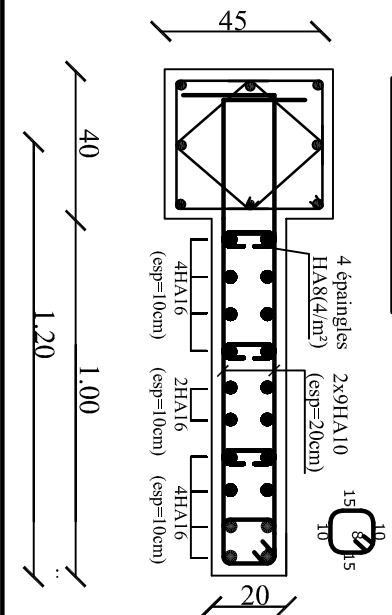
Promotion:

2019

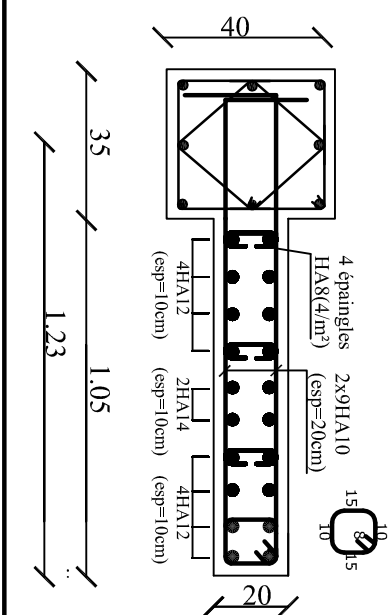
Voile Longitudinal: VL02

-L=1.20m

ZONE (I)



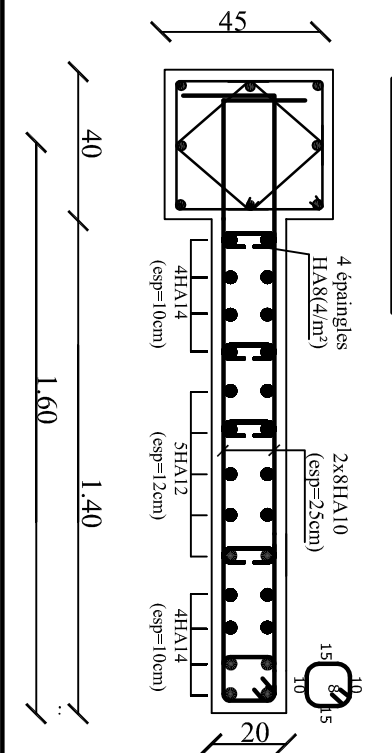
ZONE (II)



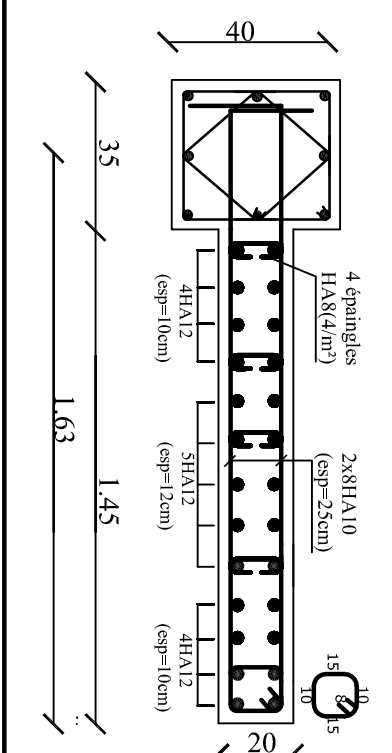
Voile Longitudinal: VL03

-L=1.60m

ZONE (I)



ZONE (II)



**FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAUX
VL02 et VL03
Pour les: Zone (I) et Zone (II)**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

M^{lle} HADDADOU Thamina

Titre :

**FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAUX**

Echelle: 1/50

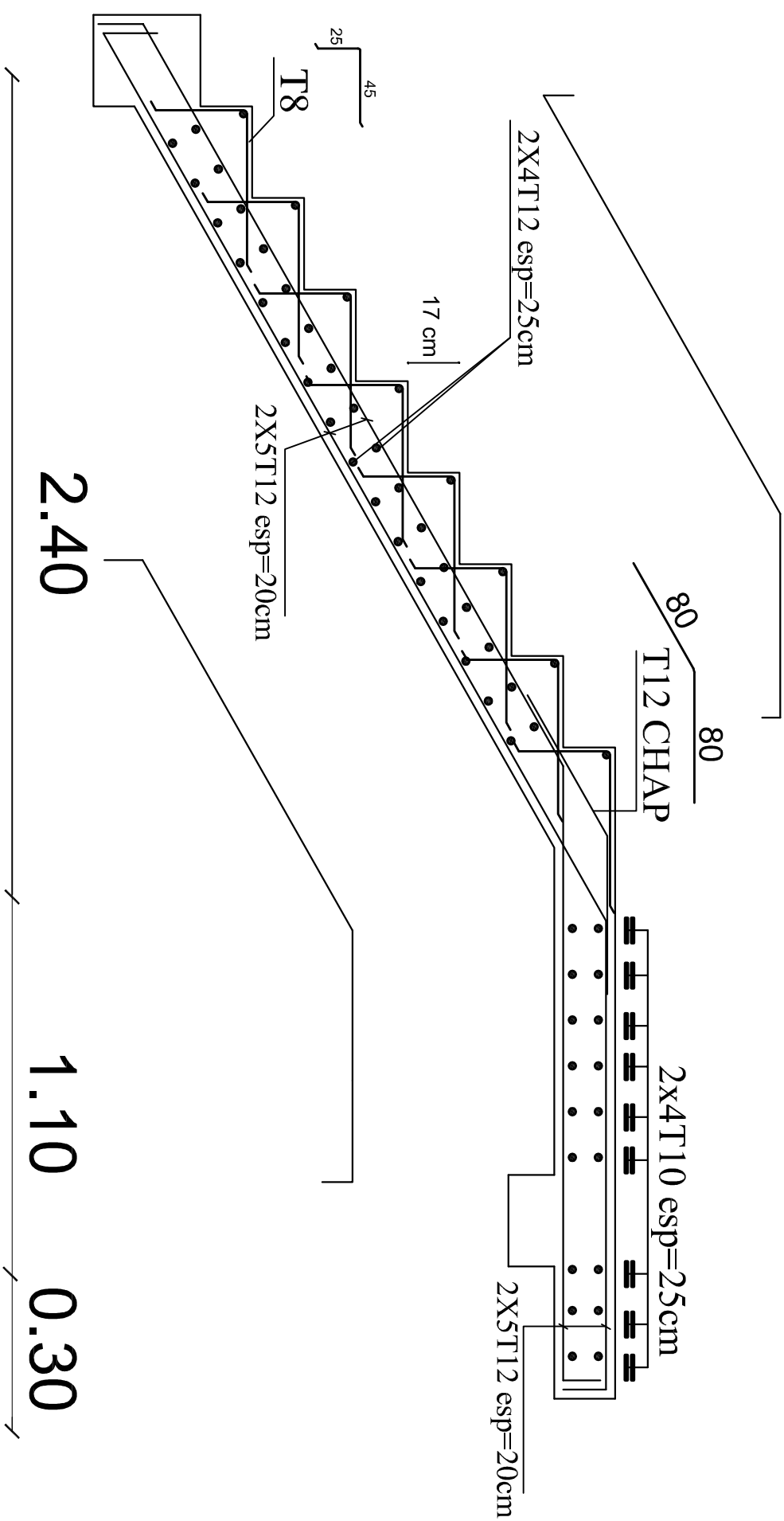
Dirigé par :

M^{me} SI AHMED.H

Plan N°: 11

Pour les: Zone (I) et Zone (II)

*Promotion:
2019*



Ferrailage de l'escalier