

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI 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 : construction civil et industriel.

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+4+entre sol) à usage
d'habitation et Commercial contreventé par
Voiles et portiques (Modélisé avec ETABS)*

Etudié par:

M^{elle}: KRIM Dyhia

M^{elle}: IHADJADENE Dyhia

Dirigé par :

Madame : IDRES

Année 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mlle Idres, on la remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Notre remerciement s'adresse à tous nos professeurs pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail accompagné d'un profond amour :

- ✿ A ma mère celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoir qui m'a béni par ces prières.*
- ✿ A mon père mon support dans ma vie, qui m'a appris m'a supporté et m'a dirigé vers la gloire.*
- ✿ A mes chers sœurs Kamilia, Lamia et sa fille Nylia et mes chers frères Farid, Saïd et sa femme Saliha.*
- ✿ A toute la famille Krim, source d'espoir et de motivation.*
- ✿ A Dyhia, chère amie avant d'être binôme.*
- ✿ A tous mes amis de promotion 2ème année mater génie civil et toute personne qui occupe une place dans mon cœur.*

Krim Dyhia

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- ✿ A mes très chers parents, source de vie, d'amour et d'affection.*
- ✿ A mes chers sœurs Hayet, Thinhinane, Djamila et leurs enfants Kahina, Amrane, Djamila, Saïd et M'hand, et mes chers frères M'hand et Ferhat, source de joie et de bonheur.*
- ✿ A toute la famille Ihadjadene, source d'espoir et de motivation.*
- ✿ A Dyhia, chère amie avant d'être binôme.*
- ✿ A tous mes amis de promotion 2ème année mater génie civil et toute personne qui occupe une place dans mon cœur.*

Ihadjadene Dyhia

Liste des figures

Fig I.1 : Plancher en corps creux.

Fig I.2 : schéma statique des escaliers.

Fig I.3 : Diagramme des contrainte –déformation ELU.

Fig I.4 : Diagramme des contrainte –déformation ELS.

Fig I.5 : Diagramme des contrainte –déformation de l'acier.

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

Fig II.2 : poutre principal et secondaire.

Fig II.3 : coupe des voiles en élévation

Fig II.4 : Les différents cas de pré-dimensionnement des voiles.

Fig II.5 : Mur simple cloison et double cloison.

Fig II.6 : Section de poteau le plus sollicité.

Fig III.1 : coupe transversal de l'acrotère.

Fig III.2 : schéma statique de l'acrotère.

Fig III.3 : Diagramme des efforts internes.

Fig III.4 : Schéma de calcul de l'acrotère.

Fig III.5 : Treillis soudées.

Fig III.6 : coupe transversal de la poutrelle.

Fig III.7 : diagramme des moments fléchissant.

Fig III.8 : diagramme des efforts tranchants.

Fig III.9 : coupe transversal de poutrelle.

Fig III.10:diagramme des moments fléchissant.

Fig III.11 : diagramme des efforts tranchant.

Fig III.12 : coupe transversale de la poutrelle.

Fig III.13 : diagramme des moments fléchissant.

Fig III.14 : diagramme des efforts tranchants.

Fig III.15 : coupe transversal de la poutrelle.

Fig III.16 : diagramme des moments fléchissant.

Fig III.17: diagramme des efforts tranchants.

Fig III.18 : schéma des escaliers.

Fig III.19 : schéma des escaliers de l'étage courant.

Fig III.20 : diagramme des efforts internes a l'ELU.

Fig III.21: diagramme des efforts internes a l'ELS

Fig III.22 : schéma des escaliers RDC.

Fig III.23 : diagramme des efforts internes a L'ELU.

Liste des figures

Fig III.24 : diagramme des efforts internes a L'ELU.

Fig III.25 : diagramme des efforts internes a L'ELU (poutre palière).

Fig III.26: diagramme des efforts internes a l'ELS.

Fig III.27 : diagramme des efforts internes a L'ELU (poutre de chainage).

Fig III.28 : diagramme des efforts internes a l'ELS.

Fig VI.1 : La disposition des voiles.

Fig VI.2 : Identification des paramètres.

Fig VI.3 : Diagramme des moments.

FigV.1 : La disposition des voiles.

Fig V.2 : Modèle 3D de la structure.

Fig VII.1 : Présentation des charges simplifiées.

Fig VII.2 : Schéma statique et diagramme des moments fléchissant de la nervure à l'ELU.

Fig VII.3 : Schéma statique et diagramme des moments fléchissant de la nervure à l'ELS.

Fig VII.4 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

Fig VII.5 : Schéma statique et moments fléchissant de la nervure à l'ELU

Fig VII.6 : Schéma statique et moments fléchissant de la nervure à l'ELS.

Fig VII.7 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

Fig VIII.1 : Diagramme des contraintes horizontales à l'ELU.

FigVIII.2 : Diagramme des contraintes horizontales à l'ELS.

FigVIII.3 : Schémas représentatif des charges revenant au voile.

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Fe en fonction de type d'acier.

Tableau II.1 : charges permanente d'étage courant.

Tableau II.2 : charges permanente d'étage terrasse.

Tableau II.3 : charges permanente de mur extérieur.

Tableau II.4 : charges permanente de mur intérieur.

Tableau II.5 : charges permanente des balcons.

Tableau II.6 : les surcharges.

Tableau II.7 : descente de charges sur le poteau le plus sollicité.

Tableau III-1 : charge permanent paillasse (étage courant).

Tableau III-2 : charge permanent paillasse (étage courant).

Tableau III-3 : charge permanent paillasse (RDC).

Tableau III-4 : le poids de garde-corps.

Tableau IV-1: Les inerties des refends dans les deux sens

Tableau IV-2 : Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.

Tableau IV-3 : Rigidité linéaire des poutres longitudinales (poutre Principal) .

Tableau IV-4 : Rigidité linéaire des poutres transversal (poutre secondaire).

Tableau IV-5 : Rigidité linéaire des poteaux dans le sens X-X.

Tableau IV.6 : Rigidité linéaire des poteaux dans le sens Y-Y.

Tableau IV.7 : Rigidité linéaire des portiques longitudinal.

Tableau IV.8 : Rigidité linéaire des portiques transversaux

Tableau IV.9 : Sens longitudinal.

Tableau IV.10 : Sens transversal.

Tableau V.1 : Période choisie en fonction de la condition sur T.

Tableau V.2 : déplacement relatifs.

Tableau V.3 : vérification de l'excentricité.

Tableau V.4: Vérification les déplacements relatifs dans le sens xx.

Tableau V.5 : Vérification les déplacements relatifs dans le sens yy

Tableau VI.1: ferrailage des poteaux a L'ELU suivant les deux sens.

Tableau VI .2 : Valeurs de « λ_g » et « ρ » pour les différentes sections des poteaux.

Tableau VI .3 : Détermination des armatures transversales.

Tableau VI.4 : vérification au cisaillement.

Tableau VI.5 : Détermination de la zone nodale.

Tableau VI.6 : vérification des sections minimale.

Tableau VI .7 : Vérification des contraintes.

Liste des tableaux

Tableau VI.8: Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.

Tableau VI.9: Les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

Tableau VI.10 : Résultats de ferrailages des poutres à l'ELU.

Tableau.11: Influence de l'effort tranchant sur l'acier.

Tableau VI.12 : Ferrailage des voiles longitudinales.

Tableau VI.13 : Ferrailage des voiles longitudinales.

Tab IV.14 : Ferrailage des voiles transversales.

Tableau VII.1 : surface du radier général.

Tableau VII.2: Sollicitations à la base du radier.

Tableau VII.3 : ferrailage de radier

Tableau VII.4 : Ferrailage des nervures à L'ELU.

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes a L'ELS.

Tableau VIII.1 : Vérification des contraintes à l'ELS.

sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage 1

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments 8

Chapitre III : calcul des éléments

-l'acrotère 16

-Plancher 24

-Les escaliers 50

-Poutre palière 71

-Balcon 78

-Poutre de chaînage 82

Chapitre IV : Etude de contreventement 88

Chapitre V : Etude dynamique et sismique 100

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

- Ferrailage des poteaux 119

- Ferrailage des poutres 124

-Ferrailage des voiles 131

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure 140

Chapitre VIII : Etude du mur plaque 162

Introduction générale

La conception d'une structure parasismique est problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les réglemens, et d'économie imposés par les couts croissants des constructions. La résistance d'une structure aux actions horizontale est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système est constitué de portique, de voiles ou des deux en même temps.

Le présent travail est une étude d'une structure à usage d'habitation constituée d'un entre sol ; rez de chaussé et quatre étages courant ; implantée à TIZI OUZOU classée dans la zone IIa suivant le RPA.

La première partie, aura pour la présentation de l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments. Après avoir terminé nous calculerons les ferrailages des différents éléments secondaire (acrotère, escaliers, plancher.....).

La deuxième partie aura pour objectif à déterminer les ferrailages des éléments principaux on utilisant le logiciel ETABS.

Enfin on termine par l'étude des fondations et mur plaque.

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Le projet étudié est un bâtiment (R+4) à usage d'habitation et un entre sol. Ce dernier est constitué de portiques et de voiles. Il est implanté à TIZI OUZOU zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.2 Caractéristiques de bâtiment :

Le bâtiment est constitué de :

- La hauteur totale du bâtiment19,38m.
- La largeur totale de bâtiment14,60m.
- La longueur totale de bâtiment.....25,60m.
- La hauteur de RDC3,06m.
- La hauteur d'étage courant3,06m.
- La hauteur de entre sol.....4,08m.

I.3 La réglementation utilisée :

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage, ainsi que la sécurité des usages pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

- Règles parasismique algériennes (**RPA 99 version 2003**).
- La méthode des états limites (**BAEL 91**).
- Charges et surcharges d'exploitation (**DTR-BC22**).

I.4 Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

I.4.1 L'ossature :

Le bâtiment a une ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent les charges et les surcharges verticales.
- Voiles se sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui reprennent les charges horizontales (vent, séisme,.....).

I.4.2 Plancher :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment. Les planchers assurent par deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique.
- Fonction d'isolation thermique et phonique.

Tous les planchers seront réalisés en :

- Corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et des éléments verticaux (poteaux).

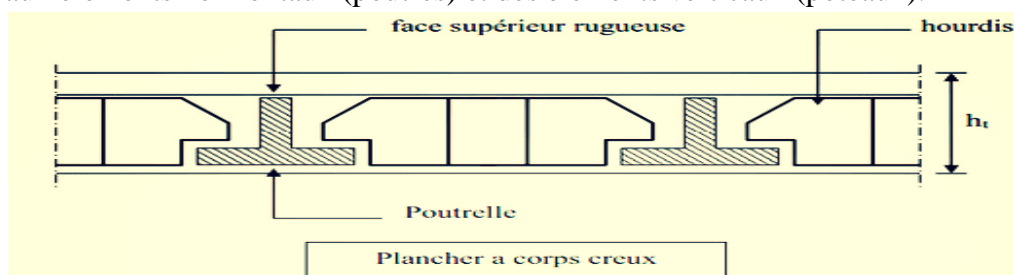


Fig I.1 : Plancher en corps creux.

- Dalle pleine coulée sur place. elles reposent sur 1,2, 3ou 4 appuis constitué par des poutres en béton armé.

I.4.3 Les escaliers:

Sont des éléments non structuraux permettant le passage à pieds entre les niveaux avec deux volées et paliers qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

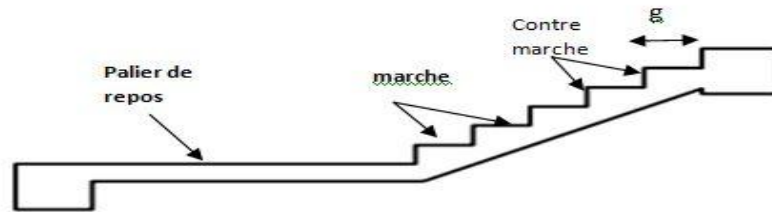


Fig I.2 : schéma statique des escaliers.

I.4.4 Le remplissage (maçonnerie) :

La maçonnerie est réalisée en briques creuses :

- a) Les murs extérieurs : sont constitués en deux rangées en briques creuses de (15cm; 10cm) d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5cm.
- b) Les murs intérieurs : sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

I.4.5 Les revêtements : les revêtements sont comme suite :

- Un carrelage de 2cm pour les planchers et escaliers.
- De l'enduit de plâtre de 2cm d'épaisseur pour les cloisons intérieures et plafonds.
- Du mortier de ciment de 1.5 cm d'épaisseur pour les murs de façades extérieures et la cage d'escaliers.

I.4.6 Terrasse inaccessible :

C'est une zone inaccessible en corps creux composée de plusieurs couches de protection qui forme une pente de 1% pour permettre l'eau pluviale de s'écouler.

I.4.7 L'acrotère :

C'est un relief constitué d'un muret situé en bordure de la toiture. généralement fait en béton armé, il possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé dans la construction est constitué de béton et d'acier.

I.5.1 Le béton :

Le béton est un mélange des matériaux (granulats, de ciment, l'eau) pour le but de reprendre les efforts de compression.

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression dans la majorité des cas à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur par compression axial après 28 jours de durcissement.

Celle-ci dite « valeur caractéristique » est notée f_{c28}

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A .2.1.11 BAEL91 modifiées99).

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

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

Dans notre étude, on prendra $f_{c28}=25\text{Mpa}$.

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton est notée f_{tj} définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,16 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{Art A .2.1 ,12 BAEL 91 modifiées 99}).$$

Cette formule valable pour les bétons courants dans la valeur de $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$

-A $t=28$ jours $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

c) Contrainte limite :

✓ **Etat limite ultime E.L.U :**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$\delta_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

δ_{bc} : Contrainte ultime de béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ en situation durable} \end{cases}$

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

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

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

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

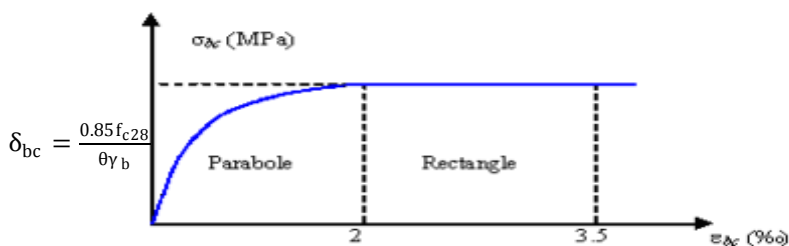


Fig I.3 : Diagramme des contraintes-déformation à l'ELU :

- ✓ **Etat limite de service (ELS)** : est donnée par $\delta_{bc}=0,6f_{c28}$

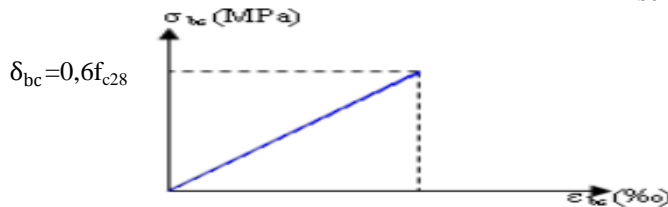


Fig I.4 : Diagramme des contraintes-déformation à l'ELS :

d) Contrainte limite de cisaillement

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

v_u : L'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : Largeur de l'âme

d : Hauteur utile de la poutre ($d=h-c$)

$d=0.9h$: position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration est non préjudiciable : $\tau_u \leq \min\left\{\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\}$

- Fissuration est non préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq \min\left\{\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\}$

e) Déformation du béton :

- ✓ **Module d'élasticité longitudinal :**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales selon la durée de son application.

On distingue deux modules :

- ✓ **module de déformation instantanée :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application $< 24\text{h}$, le module de déformation longitudinal instantanée de béton E_{ij} est comme suit :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A.2.1.21 BAEL 91 modifiées 99}).$$

Dans notre cas $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.

- ✓ **Module de déformation différée :**

Elle est calculée quand la contrainte normale est de longue durée, ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A.2.1.22 BAEL 91 modifiées 99}) \text{ en MPa.}$$

D'où $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$.

Si les résistances sont exprimées en bars la formule devient :

$$E_{ij} = 17000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A.2.1.22 BAEL 91 modifiées 99}).$$

Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

✓ **Module d'élasticité transversal :**

Le module de déformation transversal **G** est donné comme suit :

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

Avec

E : Module de Young

ν : Coefficient de poisson

✓ **Coefficient de poisson :**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté «**ν**». (**Art A.2.1.3 BAEL 91 modifiées 99**).

à l'**ELU**: **ν=0** ⇒ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'**ELS**: **ν = 0,2** ⇒ calcul des déformations (béton non fissuré)

I.5.2 L'acier :

C'est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. En générale, les aciers utilisés sont :

	Aciers hautes adhérences(HA)		Treillis soudé à HA
désignation	FeE400	FeE500	FeTE500
F_e(MPa)	400	500	500

Tableau I.1 : F_e en fonction du type d'acier

Dans notre cas on utilise des armatures à hautes adhérence un acier de **FeE400**.

a) Les contraintes limites :

✓ **ELU** : (**Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99**).

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

γ_s: Coefficient de sécurité : $\begin{cases} \gamma_s=1 \text{ situation durable} \\ \gamma_s=1,15 \text{ situation accidentelle} \end{cases}$

✓ **ELS :**

Cette contrainte dépend la nature des fissures dans le béton; on détermine :

-Fissuration peu nuisible : (**Art A.4.5.32 BAEL 91 modifiées 99**).

Lorsque les éléments sont situés dans des locaux couverts (fermés), la fissuration est considérée comme peu nuisible. Dans ce cas il n'y pas de vérification.

-Fissuration préjudiciable : (**Art. A.4.5.33 BAEL 91 modifiées 99**).

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments étudiées sont exposée aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés est émergés en eau douce.

$$\sigma_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0, 5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$$

Avec :

f_e : La limite d'élasticité des aciers en MPa.

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction de béton en MPa.

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL).

$\eta=1,6$ pour les aciers hautes adhérences (HA).

$\eta=1,3$ pour les treillis soudés.

-Fissuration très préjudiciable : (Art. A.4.5.34 BAEL 91 modifiées 99).

Lorsque les éléments considérées sont exposés à un milieu agressif ou bien doivent assurées une étanchéité, la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

$$\sigma_s = \text{Min } 0,8 \left[\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0, 5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$$

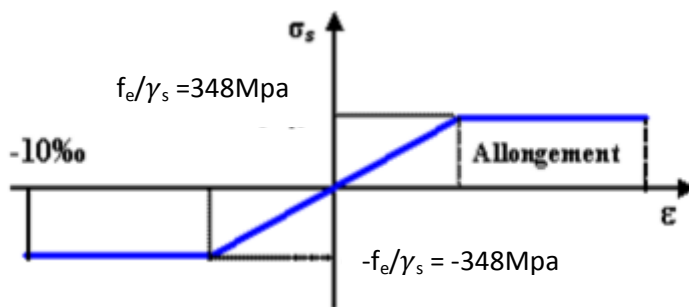


Fig I.5 : Diagramme des contrainte- déformation de l'acier:(Art.A.2.2.2BAEL91 modifiées99).

b) Module d'élasticité longitudinal de l'acier : (Art. A.2.2.1 BAEL 91 modifiées 99).

Il est noté (E_s), sa valeur est constante qui égale à : $E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$.

I.6 Hypothèses de calcul :

Pour notre étude on adopte :

✓ Béton :

- La résistance du béton à la compression à 28 jour est $f_{c28}=25\text{Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé du béton est : $E_{vj}=10818,865\text{Mpa}$.
- Le module d'élasticité instantané du béton est : $E_{ij}=32164,195\text{Mpa}$.

✓ Acier :

- F_eE400 HA pour les armatures transversales et longitudinales.
- F_eE500 HA pour les dalles de compression (treillis soudés).

I.7 Protection des armatures : (Art. A.7.1 BAEL 91 modifiées 99).

Les processus de corrosion des armatures sont les principales causes de dégradation des ouvrages en béton armé, pour l'éviter on adopte les valeurs suivantes de l'enrobage :

- $C \geq 5$ cm pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives.

- $C \geq 3$ cm pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

- $C \geq 1$ cm pour les parois qui seraient situées dans des locaux couverts est clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure (planchers, les poutres, les poteaux et les voiles) avant l'étude de projet. Ce dernier permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments.

II.2 Pré dimensionnement des éléments:

II.2.1 Les planchers :

On utilise deux types de plancher :

Plancher à corps creux.

Plancher à dalle pleine.

a) Plancher à corps creux :

Les plancher à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux: utilisé comme coffrage et comme isolant phonique.
- Les poutrelles : en béton armé ou précontraint qui assure le tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leur armature, elles sont disposées suivant le sens de la plus petite portée.
- La dalle de compression : coulée sur les corps creux qui reprennent les efforts de compression.

La hauteur de plancher est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

h_t : l'épaisseur du plancher

L_{\max} : la longueur de la portée libre maximale dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas : $L_{\max} = 440 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{440}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 19,55$$

On adopte $h_t = 20 \text{ cm}$.

Soit un plancher de (16+4), corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur comme indiqué figure ci-dessous.

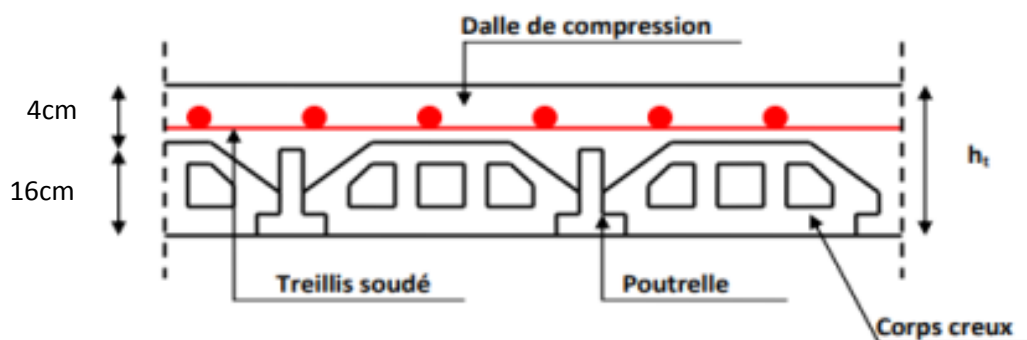


Fig II.1 : Plancher en corps creux.

b) Plancher dalle pleine :

Est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place d'épaisseur 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres

II.2.2 Les poutres :

D'après les prescriptions préconisées par le RPA99 (modifié 2003) les poutres sera effectuée selon les lois suivantes :

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

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

L : La plus grande portée des poutres. Tout en respectant les conditions du RPA99 modifié 2003 (article 7.5.1) à savoir au coffrage relative des poutres

h : La hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

Selon le **RPA99**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

a) Les poutres secondaires :

$$L = 440 - 40 = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \quad \text{Ce qui donne} \quad 26,66 \leq h \leq 40$$

⇒ On prend **h = 35 cm**

Et par conséquent la largeur b sera :

$$0,4h = 14 \text{ cm}$$

$$0,7h = 24,5 \text{ cm}$$

$$\text{donc} \quad 14 \leq b \leq 24,5$$

$$\text{On prend} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

$$h = 35 \geq 30 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$b = 30 \geq 20 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

b) Les poutres principales :

$$L = 460 - 40 = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \quad \text{Ce qui donne} \quad 28 \leq h \leq 42$$

$$\text{On prend} \quad h = 35 \text{ cm}$$

Et par conséquent la largeur b sera :

$$0,4h = 14 \text{ cm}$$

$$0,7h = 24,5 \text{ cm}$$

$$\text{donc} \quad 14 \leq b \leq 24,5$$

$$\text{On prend} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{20} = 1,75 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$h = 35 \geq 30 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$b = 30 \geq 20 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Les sections retenues sont :

- Poutres principales ($b \times h$) = $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires ($b \times h$) = $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

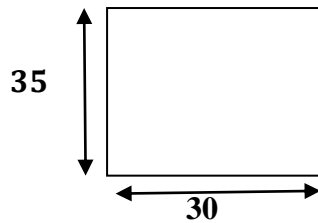


Fig II.2 : Poutre principale et secondaire.

II.2.2 Les poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnée en compression simple, en choisissent le poteau le plus sollicité de la structure.

$$S \geq \frac{N_S}{\delta_{bc}} = G + \frac{Q}{\delta_{bc}}$$

Avec :

N_S : L'effort de compression revenant au poteau qui est considéré égale $G+Q$.

δ_{bc} : Contrainte admissible de béton à la compression simple donné par la relation suivante :

$\delta_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

II.2.3 Les voiles :

Ce sont des murs en béton armé ou nom armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales .Ils sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4e_p$.

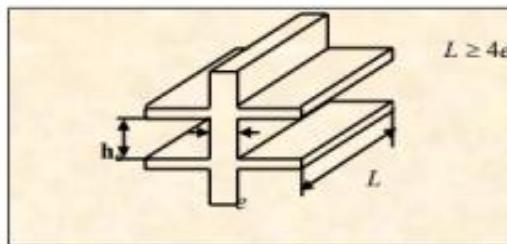


Fig II.3 : coupe des voiles en élévation

L'épaisseur minimale est de 15cm, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure 7.7.RPA. Son épaisseur est calculée par la relation suivante :

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

$$h_e = 4,08 - 0,2 = 3,82 \text{ m}$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{382}{20} = 19,1 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } e_p = 20 \text{ cm}$$

$$4e_p = 80 \text{ cm} \text{ soit } l_{\min} = 130 \text{ cm} \geq 4e_p$$

condition vérifier

l_{\min} : La largeur minimale des voiles

II.3 Détermination des charges et surcharges :

La descente de charge à pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément au niveau de chaque plancher.

II.3.1 Les types des charges :

✓ **Charge permanente :**

Elles ont pour symbole de terme G elles résultants du poids propre des éléments porteurs et non porteurs. Elles sont exprimées en :

Poids volumique des matériaux : KN/m^3 .

Poids spécifique des éléments : KN/m^2 .

✓ **Surcharge :**

On distingue deux familles principales : les charges d'exploitations (Q) et les charges climatiques (vent ; neige.....). Elles sont exprimées en KN/m^2 .

Charge permanente :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	0,2	14	2,80
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison de séparation	0,1	12	1,20
				G=5,40

Tableau II.1: Charge permanente d'étage courant

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multi couche	0,02	6	0,12
3	Hourdis et table de compression	0,2	14	2,80
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Enduit sous plafond	0,02	5	0,1
				G = 4,03

Tableau II.2: Charge permanente de la terrasse

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,015	22	0,33
2	Briques creuses	0,1	12	1,2
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
				G=1.73

Tableau II.3: Charge permanente de murs extérieurs

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges(KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
				G=1,3

Tableau II.4: Charge permanente de murs intérieurs



Fig II.4 : Mur simple cloison et double cloison.

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle plane	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,015	10	0,15
				G=5,1

Tableau II.5: Charge permanente des balcons

Les surcharges :

Eléments	Q (KN/m ²)
Plancher entre sol	2,5
Terrasse inaccessible	1
L'escalier	2,5
Balcon	3,5
Plancher d'étage habitation	1,5
Acrotère	1

Tableau II.6: Les surcharges

II.3.2 Localisation du poteau le plus sollicité :

Les poteaux seront pré dimensionné à l'état limite de service en compression simple tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s

Le poteau le plus sollicité est celui de rez de chaussée correspondant au croisement des portiques « D » et « 2 » comme la figure suivante

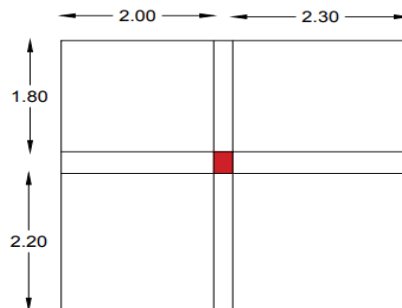


Fig II.5 : Section du poteau le plus sollicité.

II.3.3 Plancher d'étage courant:

$$S_{\text{plancher}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1,8 \times 2) + (1,8 \times 2,3) + (2,2 \times 2) + (2,3 \times 2,2) = 17,2 \text{ m}^2$$

- La surface de plancher revenant au poteau considéré est $S=17,2 \text{ m}^2$

II.4 Détermination différentes poids propres :

○ Planchers :

Planchers	Surface m^2	Charger G KN/m^2	Poids propre KN
Terrasse	17,2	4,03	$17,2 \times 4,03 = 69,316$
Etage courant	17,2	5,40	$17,2 \times 5,40 = 92,88$

○ Poutres :

Planchers	Poids propre des poutres KN	Poids totale des poutres KN
Poutres principales	$(0,30 \times 0,35)(1,8 + 2,2) \times 25 = 10,5$	$10,5 + 11,29 = 21,79$
Poutres secondaires	$0,30 \times 0,35(2 + 2,3) \times 25 = 11,29$	

○ Poteaux :

Poteaux	Poids propre KN
Etage courant et RDC	$0,4 \times 0,4 \times 3,06 \times 25 = 12,24$
Entre sol	$0,4 \times 0,4 \times 4,08 \times 25 = 16,32$

➤ Surcharge des planchers :

Plancher	Surcharges
Terrasse	$Q_t = Q_0 = 1 \times 20,52 = 20,52$
Etage courant	$Q_c = Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = 1,5 \times 20,52 = 30,78$
Etage des RDC	$Q_{RDC} = 2,5 \times 20,52 = 51,3$
Entre sol	$Q_{ES} = 5 \times 20,52 = 102,6$

➤ Loi de dégression des surcharges :

La loi de dégression des surcharges s'applique essentiellement pour les bâtiments dont le nombre d'étage ≥ 5 . Elle est donnée par la formule suivante : (D'après le DTR B.C.2.2 (ART 6.3).

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$$

Q_0 : surcharge d'exploitation de la toiture

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

n : nombre d'étage du haut vers le bas pour $n \geq 5$

On donc :

Terrasse $Q_0 = 1 = 20,52$

4^{eme} $Q_0 + Q_1 = 51,3$

3^{eme} $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 79,173$

2^{eme} $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 103,626$

1^{eme} $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 125,172$

RDC $Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 143,64$

Entre sol $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 212,90$

Niveau	Charge permanentes en KN			Charge d'exploitation en KN				Efforts tranchants $N = Q_{cum} + G_{cum}$	Section des poteaux cm^2	
	G Plancher	G Poutre	G Poteaux	G_T	G_{cum}	Q	Q_{cum}		S_{trouve} N/δ_{bc}	$S_{adopté}$
Terrasse	69,316	21,79	/	91,11	91,11	20,52	20,52	111,63	7,2	/
4	92,88	21,79	12,24	126,91	218,02	30,78	51,30	269,31	17,95	35× 35
3	92,88	21,79	12,24	126,91	344,93	30,78	79,17	424,1	28,27	35× 35
2	92,88	21,79	12,24	126,91	471,84	30,78	103,63	575,47	38,36	35× 35
1	92,88	21,79	12,24	126,91	598,75	30,78	125,17	723,92	48,26	40× 40
RDC	92,88	21,79	12,24	126,91	725,66	51,30	143,64	869,3	57,95	40× 40
Entre sol	92,88	21,79	16,32	131	865,66	102,6	212,9	1078,56	71,90	40× 40

Tableau II .7: Descente de charge sur le poteau le plus sollicité

Les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone II :

Pour les poteaux (40×40) :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$ pour $\longrightarrow 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$ condition vérifier
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ avec $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \leq 30$
- $1/4 < b/h < 4 \longrightarrow 0,25 < 40/40 = 1 < 4$ condition vérifier

Avec (b, h) : Dimension de la section

h_e : Hauteur d'étage

✓ **Vérification au flambement :**

Lorsque un poteau élancé est soumis à efforts de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversal dépend :

- La longueur de flambement
- la section
- la nature des appuis

Le calcul des poteaux au flambement doit satisfaire l'inégalité suivantes

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau

l_f : la longueur de flamb ($l_f = 0.7l_0$) (Cas général)

$l_0=h_e$ =longueur libre du poteau

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3 / 12$ telle que $b=h$

B : Section transversal du poteau ($B = b \times h$) telle que $b=h$

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^2/12}{b^2}}} = \frac{0.7l_0 \times \sqrt{12}}{b} \quad \implies \quad \lambda = 2,42 \frac{l_0}{b}$$

Poteau (40×40) $l_0=3,06 \implies \lambda = 2,42 \times \frac{3,06}{0,40} = 18,51 \leq 50$ vérifier.

Poteau (40×40) $l_0=4,08 \implies \lambda = 2,42 \times \frac{4,08}{0,40} = 24,68 \leq 50$ vérifier.

Poteau (35×35) $l_0=3,06 \implies \lambda = 2,42 \times \frac{3,06}{0,35} = 21,15 \leq 50$ vérifier.

Poteau (35×35) $l_0=4,08 \implies \lambda = 2,42 \times \frac{4,08}{0,35} = 28,21 \leq 50$ vérifier.

III.1 Calcul de l'acrotère :

III.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, il sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre de largeur soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « G » et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ».

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

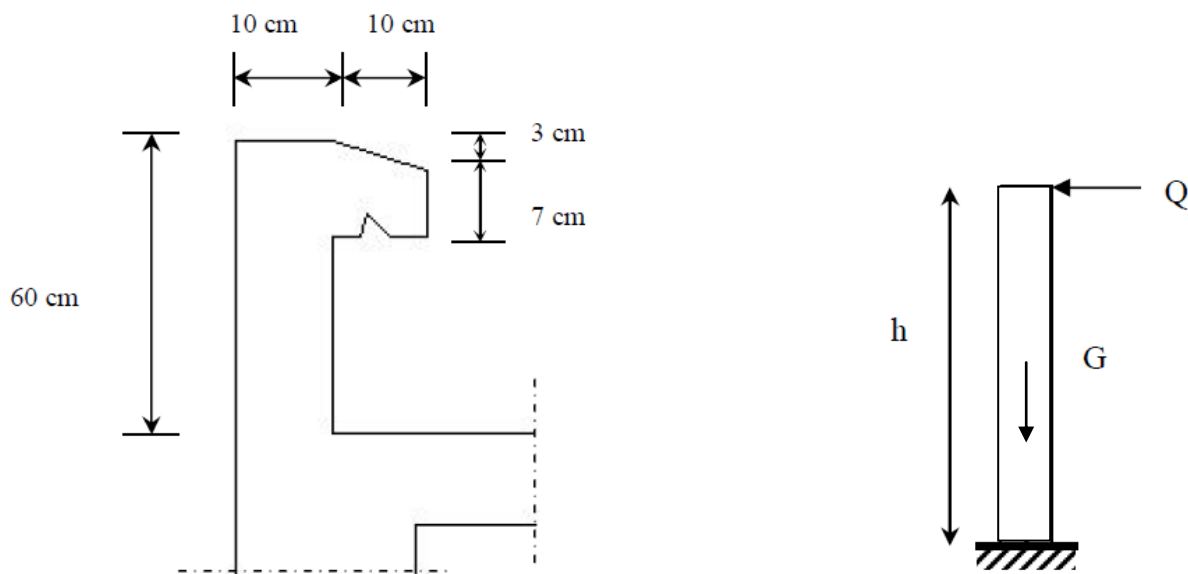


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère. **Figure III.2 :** Schéma statique de l'acrotère.

III.1.2 Calcul des sollicitations :

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

a) Inventaire des charges :

✓ **Poids propre « G » :**

$$G = \rho \times S \times 1\text{ml} \longrightarrow G = 25 \times S$$

Avec :

ρ : Poids volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,6 \right] = 1,7125 \text{ KN/ ml}$$

- ✓ Surcharge d'exploitation « Q » (Effort horizontal dû à la main courante) :

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

b) Les efforts internes :

- ✓ Effort normal dû au poids propre « G » :

$$N_G = G \times H = 1,0275 \text{ KN.}$$

- ✓ Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :

$$M_Q = Q \times H \times 1\text{ml} = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN. m}$$

- ✓ Effort tranchant dû à la main courante « Q » :

$$T_Q = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN. m}$$

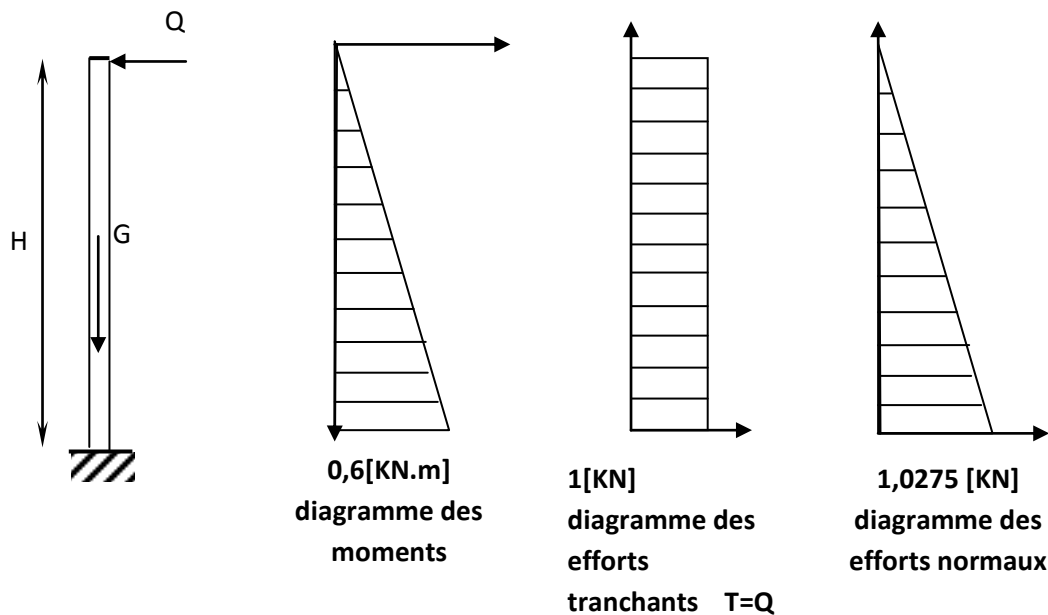


Figure III.3 Diagramme des efforts internes.

III.1.3 Combinaison des efforts (art A.3.2.2 BAEL) :

a) à ELU :

- ✓ Effort normal :

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q \longrightarrow N_u = 1,35 \times 1,0275$$

$$\longrightarrow N_u = 1,38 \text{ KN.}$$

- ✓ Moment de renversement :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q \longrightarrow M_u = 1,5 \times 0,6$$

$$\longrightarrow M_u = 0,9 \text{ KN. m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = 1,5 \times T_Q \longrightarrow T_u = 1,5 \times 1$$

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

b) à l ELS:

○ Effort normal :

$$N_s = N_G + N_Q \longrightarrow N_s = 1,0275 + 0$$

$$\longrightarrow N_s = 1,0275 \text{ KN}$$

○ Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q \longrightarrow M_s = 0 + 0,6$$

$$\longrightarrow M_s = 0,6 \text{ KN}$$

○ Effort tranchant :

$$T_s = T_Q \longrightarrow T_s = 1 \text{ KN}$$

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $B = 100 \text{ cm}$, soumise à un effort normal N et à un moment de renversement M .

La fissuration est considérée comme préjudiciable puisque ces éléments sont exposés aux intempéries (variation de température, eau, neige....etc.).

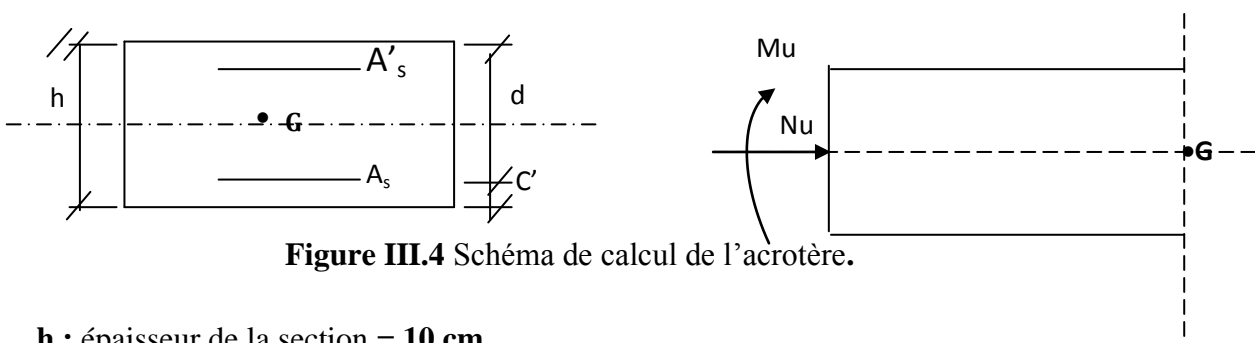


Figure III.4 Schéma de calcul de l'acrotère.

h : épaisseur de la section = **10 cm**.

b : largeur de la section = **100 cm**.

c' : enrobage (c'est la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton) **c'= 2 cm**.

d : hauteur utile = **h-c=8 cm**.

a) calcul à l'ELU :

➤ Position de l'axe neutre :

○ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Avec :

M_u : moment dû à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité

Donc :

$$e_u = \frac{0,9}{1,38} = 0,389 \text{ m} \longrightarrow e_u = 65 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \longrightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Donc : le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

$\frac{h}{2} - c$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc : la section sera calculée en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif « **M_f** » puis on déduira la section d'armatures réelles « **AS** » en **flexion composée**.

➤ **Calcul de la section en flexion simple :**

○ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité des armatures.

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c'$$

$$M_f = 1,38 \left[0,65 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,94 \times 10^3 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,010$$

Avec :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{bu}}{\gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \longrightarrow f_{bu} = \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$\mu_b = 0,010 < \mu = 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

à partir des abaques on tire la valeur de $\longrightarrow \beta = 0,995$

○ **Armature fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ [MPa]} \quad \text{avec : } \beta = 0,995$$

$$A_{stf} = \frac{0,94 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,339 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de la section en flexion composée :**

○ **Armatures réelles :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,339 - \frac{1,38 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,30 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_{st} = 0,30 \text{ cm}^2$$

b) vérifications à L'ELU :

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

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}(e_s - 0,455 \times d)}{f_e(e_s - 0,185 \times d)}$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,0275} = 0,85 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad e_s = 85 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \quad \longrightarrow \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times (25) \quad \longrightarrow \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} .$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1(85 - 0,455 \times 8)}{400(85 - 0,185 \times 8)} = 0,94 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures principales :**

$$A_{st} = 0,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,94 \text{ cm}^2 \geq A_{st} = 0,30 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A = \max(A_{st}; A_{\min})$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adoptera alors la section minimale.

$$A_s = A_{\min} = 0,94 \text{ cm}^2$$

La section d'acier est :

$$A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \text{ on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 15 \text{ cm}$$

✓ **vérification de l'espacement des barres :**

Armatures principales :

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min\{3h; 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min\{4h; 45\text{cm}\} = 40\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification au cisaillement : [Art A.5.1 ; 1.BAEL91]**

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

Avec :

V_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU ;

b : largeur de la barre considérée = 100 [cm] ;

d : hauteur utile de la section, $d = h - c$.

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ Mpa}$$

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5; 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification de l'adhérence des barres : [Art A 6.1, 3..BAEL]**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement droit = 1,5 \longrightarrow HA

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

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

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

Avec :

n : Nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,048} = 0,207$$

$$\tau_{se} = 0,207 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_{se} = 3,15 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

✓ **ancrage des barres : [Art A.6.1, 23...BAEL 91]**

La longueur de scellement l_s est donnée par : $l_s = 40\varnothing = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$.

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de **$0,6L_s = 20 \text{ cm}$** et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

c) Calcul à L'ELS :

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites est les aciers.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

✓ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \longrightarrow \beta_1 = 0,921 \longrightarrow K_1 = 48,29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,921 \times 8 \times 2,01} = 40,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48,29} \times 40,51 = 0,839 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**, cela veut dire qu'il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

✓ **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

Avec :

$\eta = 1,6$: Coefficient de fissuration (barres à haut adhérence)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \longrightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \{266,67; 201,63\}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = 40,51 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

✓ **vérification de l'acrotère au séisme :**

L'action des forces horizontales « F_p » doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante « Q ».

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, zone IIa et groupe 2 $\longrightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 \longrightarrow soit $C_p = 0,8$

G : Poids propre de l'acrotère.

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN/ml} \leq Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal

$Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

III.2 Calcul des planchers en corps creux :

Notre construction comporte des planchers en corps creux à usage d'habitation de (16+4) d'épaisseur avec une dalle de compression et des planchers en dalle pleine pour les balcons.

Le plancher en corps creux est composé de :

- Corps creux utilisée comme coffrage et isolant de 16 cm d'épaisseur.
- Une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur qui armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520).
- Les poutrelles assurent la fonction de portance, elles sont considérées comme des poutres de section en T, appelées aussi nervures.

III.2.1 Ferrailage de la table de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes (BAEL 91 B.8.6.423).

- 20 cm pour les armatures \perp aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures // aux poutrelles.

a) armatures \perp aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L}{F_e} \quad \text{avec } L : \text{ la largeur de hourdis qui est l'entre axe des poutrelles}$$

$$50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm} \quad \text{on prend } L = 65 \text{ cm.}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\perp} = 5\emptyset 6 = 1,17 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } e = 20 \text{ cm}$$

b) armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,17}{2} = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = 5\emptyset 6 = 1,17 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } e = 20 \text{ cm}$$

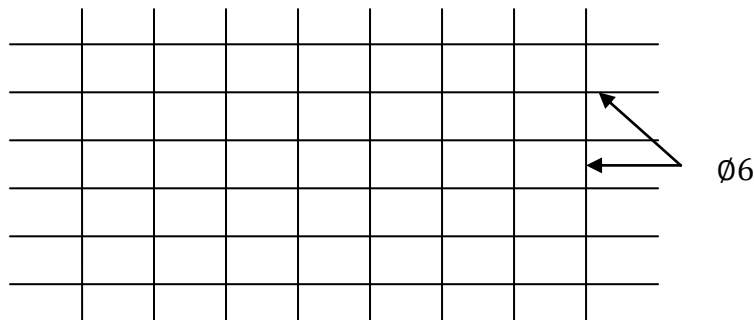


Fig III.5 : treillis soudées de 25×25 cm

III.2.2 Calcul de la poutrelle :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q) la surface de chaque poutrelle est $S = 0,65 * L$. les poutrelles sont disposées dans le sens de la petite travée et leurs calcul se fait sur deux étapes :

a) Avant coulage de la dalle de compression :

Les poutrelles sont considérées comme simplement appuyées sur ses deux extrémités :

✓ **Chargement :**

- poids propre des poutrelles $G_1=0,12 \times 0,04 \times 25=0,12$ KN/ml
- poids des corps creux..... $G_2= 0,95 \times 0,65=0,62$ KN/ml
- poids de la main d'œuvre..... $Q= 1 = 1$ KN/ml

✓ **Ferraillage à l'ELU :**

On fait le ferraillage pour la travée la plus long, en considérant la fissuration non préjudiciable.

➤ **Combinaison de charge :**

$$q_u=1,35(G_1+G_2)+1,5Q$$

$$q_u=1,35(0,12+0,62)+1,5(1)= 2,5$$
KN/ml

➤ **Moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{2,5 \times 4^2}{8} = 5$$
 KN.m

➤ **Effort tranchant:**

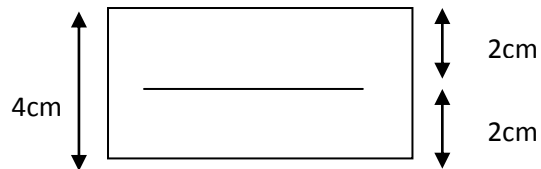
$$T_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$T_u = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5$$
 KN

✓ **Calcul des armatures :**

Dimensionnement :

- b = 12 cm** : largeur de la poutrelle
- h₀ = 4 cm** : hauteur de la poutrelle
- C = 2 cm** : enrobage
- d = 4 - 2 = 2 cm** : hauteur utile



➤ $\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$

Avec:

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2$$
 MPa

Donc on a :

$$\mu_u = \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 7,33 \longrightarrow \mu_u \gg \mu_l = 0,392$$

Donc :

La section est doublement armée **SDA**.

Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est très faible il est impossible de réaliser de nappes d'armatures donc on est obligé de prévoir des étais intermédiaire pour l'aider à supporter les charges avant coulage de la dalle de compression.

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, elle a une section en T.

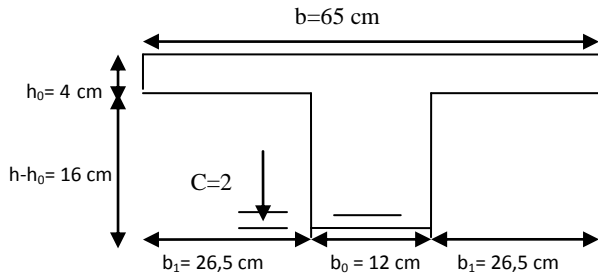
○ Dimensionnement de la poutrelle :

h : hauteur de la poutrelle (16+4).

h₀ : hauteur de la dalle de compression (**h₀ = 4cm**).

b₀ : largeur de la nervure (**b₀ = 12 cm**).

b : distance entre axes de deux poutrelles (**b=65 cm**).



➤ Charge et surcharge :

Poids propre du plancher étage courant : $G = 5,40 \times 0,65 = 3,51 \text{ KN/ml}$

Poids propre du plancher étage commercial : $G = 5,40 \times 0,65 = 3,51 \text{ KN/ml}$

Surcharge : usage d'habitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

Surcharge : usage commercial : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,63 \text{ KN/ml}$

➤ Combinaison de charge :

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

Usage d'habitation : $q_u = 1,35 \times 3,51 + 1,5 \times 0,975 = 6,20 \text{ KN/ml}$

Usage commercial : $q_u = 1,35 \times 3,51 + 1,5 \times 1,63 = 7,18 \text{ KN/ml}$

- $q_s = G + Q$

Usage d'habitation : $q_s = 3,51 + 0,975 = 4,485 \text{ KN/ml}$

Usage commercial : $q_s = 3,51 + 1,63 = 5,14 \text{ KN/ml}$

Nous considérons pour nos calculs, les planchers qui présentent le cas le plus défavorable, à savoir l'étage commercial.

III.2.3 Choix de la méthode :

Les efforts internes peuvent être déterminés à l'aide des méthodes suivantes :

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

✓ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (Art B.6.2,210/BAEL91 modifié 99) :

1) La valeur de la surcharge doit vérifier la condition suivante :

$Q \leq (2G; \text{ou bien } 5 \text{ KN/m}^2) .$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2G = 2 \times 3,51 = 7,02 \text{ KN/ml} \\ Q = 1,63 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Donc : $Q \leq (2G; \text{ou bien } 5\text{KN/m}^2) \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées. \longrightarrow **Condition vérifiée.**

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre (0,8 et 1,25)

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{3,60}{4,40} = 0,82 \leq 1,25$$

$$\frac{4,40}{3,60} = 1,22 \leq 1,25$$

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

Conclusion :

Toutes des conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées. Donc le calcul se fera par la méthode forfaitaire.

III.2.3 Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

✓ **Présentation de la méthode :**

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

M_0 : Moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison avec : $M_0 = ql^2 / 8$.

M_w et M_e : Moment aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t : Moment max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ Dans une travée de rive.}$$

Avec :

α : Rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \text{ Avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

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

0,6 M_0 Pour une poutre à deux travées.

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

0,4 M_0 Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre qui repose sur huit(04) appuis.

a) Calcul à l'ELU :
 $q_u = 7,18 \text{ KN/ml}$

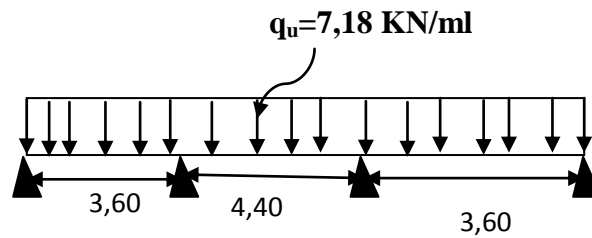


Fig III.6 : coupe transversal de la poutrelle

✓ Calcul des moments :

➤ Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \text{ avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1,63}{1,63+3,51} = 0,32 < \frac{2}{3}$$

		Appuis de rives	Appuis intermédiaires
α	$1+0,3\alpha$	$(1,2 + 0,3\alpha) / 2$	$(1 + 0,3\alpha) / 2$
0,32	1,096	0,648	0,548

➤ Calcul des moments isostatiques :

○ En travée :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

Travée	A-B	B-C	C-D
L (m)	3,60	4,4	3,60
M_0 (KN.m)	11,63	17,38	11,63

○ Aux appuis :

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire β	0,3	0,5	0,5	0,3
M_{appuis}	3,49	8,69	8,69	3,49

➤ Moment fléchissant en travée :

$$M_t \geq \max [1,05M_0; (1+0,3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \text{ et comme } 1+0,3\alpha = 1,096 \geq 1,05$$

$$\longrightarrow M_t \geq [(1+0,3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

1) Etude de travée (AB) travées de rives :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq (1+0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A+M_B}{2} \geq (1,096)(11,63) - \frac{3,49+8,69}{2} = 6,65 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} \geq (0,648)(11,63) = 7,54 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{AB} = 7,54 \text{ KN.m}$

2) Etude de travée (BC) travées intermédiaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq (1+0,3\alpha) M_{02} - \frac{M_B+M_C}{2} \geq (1,096)(17,38) - \frac{8,69+8,69}{2} = 10,36 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} \geq (0,548)(17,38) = 9,52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{BC} = 10,36 \text{ KN.m}$

3) Etude de travée (CD) travées intermédiaires:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{CD} \geq (1+0,3\alpha) M_{03} - \frac{M_C+M_D}{2} \geq (1,096)(11,63) - \frac{8,69+3,49}{2} = 6,65 \text{ KN.m} \\ M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} \geq (0,648)(11,63) = 7,54 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{CD} = 7,54 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$V_w = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad \text{et} \quad V_e = -\frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec V_w et V_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

1) Travée AB

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{7,18 \times 3,6}{2} + \frac{(-8,69) - (-3,49)}{3,6} \longrightarrow V_A = 11,48 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{7,18 \times 3,6}{2} + \frac{(-8,69) - (-3,49)}{3,6} \longrightarrow V_B = -14,37 \text{ KN}$$

2) Travée BC:

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{7,18 \times 4,40}{2} + \frac{(-8,69) - (-8,69)}{4,40} \longrightarrow V_B = 15,80 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{7,18 \times 4,40}{2} + \frac{(-8,69) - (-8,69)}{4,40} \longrightarrow V_C = -15,80 \text{ KN}$$

3) Travée CD:

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{7,18 \times 4}{2} + \frac{(-7,6) - (-5,74)}{4} \longrightarrow V_C = 14,37 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{7,18 \times 4}{2} + \frac{(-7,6) - (-5,74)}{4} \longrightarrow V_D = -11,48 \text{ KN}$$

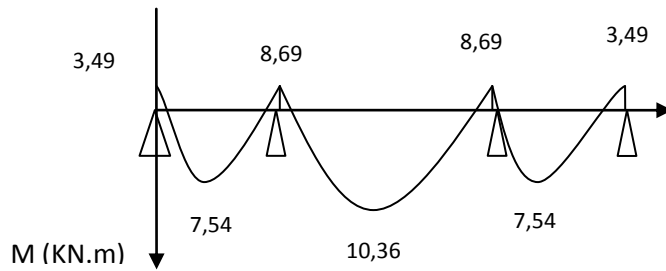


Fig III.7 : Diagramme des moments fléchissant

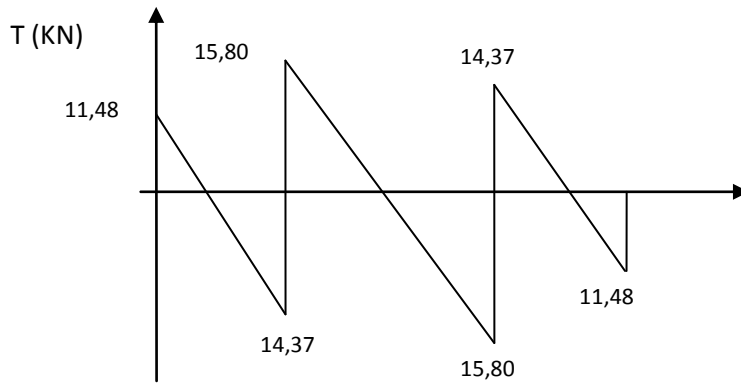


Fig III.8: Diagramme des efforts tranchants

✓ **Calcul des armatures:**

➤ **Calcul des armatures à l'ELU:**

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 10,36 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 8,69 \text{ KN.m}$$

Armatures longitudinales :

- **En travée :** le calcul en travée s'effectue pour une poutre en T.

-Position de l'axe neutre :

Si $M_0 > M_{tDE}$ \longrightarrow l'axe neutre est dans la nervure.

Si $M_0 < M_{tDE}$ \longrightarrow l'axe neutre est dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression est :

$$M_0 = f_{bu} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0) \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85(25)}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$M_0 = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - (0,5 \times 0,04)) = 59,072 \text{ KN.m.}$$

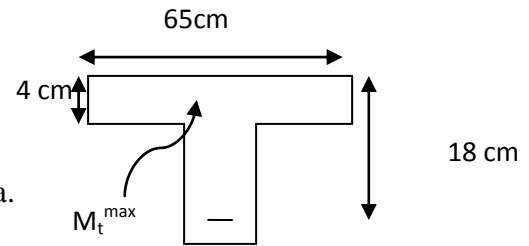
$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_{tBC} = 10,36 \text{ KN.m} \longrightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,36 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,034$$

$\mu = 0,034 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ section simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,36 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$



On prend $A_{st} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

o Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 8,69 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, 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 $h = 20 \text{ cm}$.

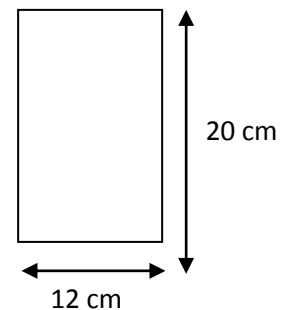
$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,69 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,157$$

$\mu = 0,157 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,157 \rightarrow \beta = 0,914$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,69 \times 10^3}{0,914 \times 18 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

On prend $A_a = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$.



Conclusion :

On adopte le ferrailage suivant :

En travée : 3HA14

Aux appuis : 2HA12

Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\max} \right)$$

Avec :

ϕ_l^{\max} : Diamètre max des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 14 \right) = \min (5,7 ; 12 ; 14) = 5,7 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_{t\min} \leq (0,9d; 40) \text{ cm}$$

$$S_{t\min} \leq (16,2 ; 40) \text{ cm}$$

Donc on prend un espacement : $S_{t\min} = 15 \text{ cm}$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en **HA6**, avec un espacement **St = 15 cm** sur la totalité de la poutrelle.

b) Vérification à l'ELU :✓ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1) :**○ **En travée :**

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

$$A = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Sur appuis :**

On a :

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

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.5.1/ BAEL91 modifié 99) :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte τ_u prise conventionnellement et égale

$$\text{à : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$V_u^{\max} = 15,80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15,80 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,73 \text{ MPa}$$

Article A.5.1, 21 BAEL91 : dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peut nuisibles, la contrainte $\overline{\tau_u}$

En doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa}\right) \longrightarrow \overline{\tau_u} = \min(3,33; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i \text{ avec : } \sum u_i = n\pi\varnothing = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,80 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 131,88} = 0,74 \text{ MPa} \longrightarrow \tau_{se} = 0,74 \text{ MPa} \geq \overline{\tau_{se}} = 0,74 \text{ MPa}$$

Condition vérifié donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- ✓ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL Art : A.5.1.313)**
Sur le béton :

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_c}{\gamma_s} 0,9 db_0$$

$$0,4 \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} 0,9 \times 18 \times 14 = 151,2 \text{ KN} \longrightarrow V_u^{\max} = 15,80 \text{ KN} < 151,2 \text{ KN}$$

Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right) \longrightarrow \frac{1,15}{400} \left(15,80 + \frac{8,69}{0,9 \times 18} \right) = 0,047$$

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 \geq 0,047 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

- ✓ **L'ancrage des barres :**

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } L_s = \emptyset \frac{f_e}{4 \tau_{su}} = 1,4 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 19,78 \text{ cm} \longrightarrow \text{On adopte } L_c = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art A.5.1.1)**

$$V_u^{\max} = 15,80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{15,80 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,135$$

$$\tau_u = 0,135 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (Art. A.5.1.2.1 BAEL91 modifié 99)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4,35; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,135 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- c) **Calcul à l'ELS :**
 $q_s = 5,14 \text{ KN/ml}$

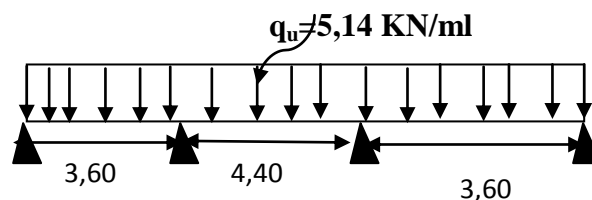


Fig III.9 : coupe transversal de la poutrelle

- ✓ Calcul des moments :
- Calcul des moments isostatiques :
- En travée :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

Travée	A-B	B-C	C-D
L (m)	3,60	4,40	3,60
M ₀ (KN.m)	8,32	12,44	8,32

- Aux appuis :

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire β	0,3	0,5	0,4	0,4
M _{appuis}	2,5	6,22	6,22	2,5

- Moment fléchissant en travée :

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \text{ et comme } 1+0,3\alpha = 1,096 \geq 1,05$$

$$\longrightarrow M_t \geq [(1+0,3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

1) Etude de travée (AB) travées de rives :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq (1+0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1,096)(8,32) - \frac{2,5+6,22}{2} = 4,76 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} \geq (0,648)(8,32) = 5,39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{AB} = 5,39 \text{ KN.m}$

2) Etude de travée (BC) travées intermédiaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq (1+0,3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1,096)(12,44) - \frac{6,22+6,22}{2} = 7,41 \text{ KN.} \\ M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3(0,48)}{2} M_{02} \geq (0,548)(12,44) = 6,82 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{BC} = 7,41 \text{ KN.m}$

3) Etude de travée (CD) travées intermédiaires:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{CD} \geq (1+0,3\alpha) M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1,096)(8,32) - \frac{6,22+2,5}{2} = 4,76 \text{ KN.m} \\ M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3(0,48)}{2} M_{03} \geq (0,648)(8,32) = 5,39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{CD} = 5,39 \text{ KN.}$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$V_w = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad \text{et} \quad V_e = -\frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec V_w et V_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

1) Travée AB

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{5,14 \times 3,60}{2} + \frac{(-6,22) - (-2,5)}{3,60} \longrightarrow V_A = 8,22 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{5,14 \times 3,60}{2} + \frac{(-6,22) - (-2,5)}{3,60} \longrightarrow V_B = -10,29 \text{ KN}$$

2) Travée BC:

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{5,14 \times 4,40}{2} + \frac{(-6,22) - (-6,22)}{4,40} \longrightarrow V_B = 11,31 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{5,14 \times 4,40}{2} + \frac{(-6,22) - (-6,22)}{4,40} \longrightarrow V_C = -11,31 \text{ KN}$$

3) Travée CD:

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{5,14 \times 3,60}{2} + \frac{(-2,5) - (-6,22)}{3,60} \longrightarrow V_C = 10,29 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{5,14 \times 3,60}{2} + \frac{(-2,5) - (-6,22)}{3,60} \longrightarrow V_D = -8,22 \text{ KN}$$

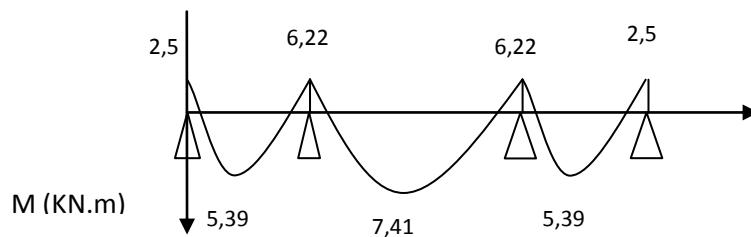


Fig III.10 : Diagramme des moments fléchissant

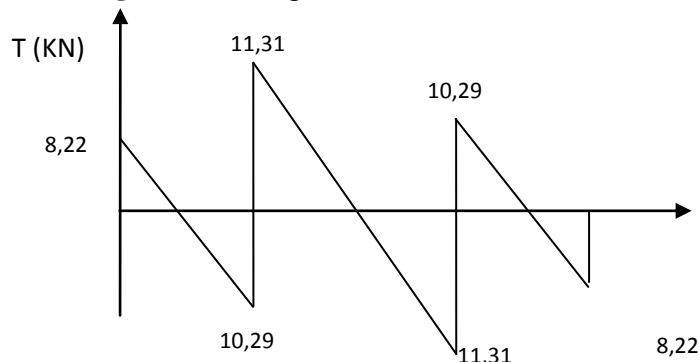


Fig III.11: Diagramme des efforts tranchants

d) Vérifications à l'ELS :

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :** (Art A.4.5, 3 BAEL91 modifié 99), (Art B 6.5.2/ BAEL91 modifié 99)

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

✓ **Etat limite de résistance du béton à la compression :** (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99) :

On doit vérifier que dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

β_1 ; K_1 : valeurs tirées du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de ρ , qui est égale à : $\rho = \frac{100A_s}{b_0 \times d}$

➤ **Contrainte dans le béton :**

○ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \longrightarrow \beta_1 = 0,876, K_1 = 25,32$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,22 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 251,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{251,25}{25,32} = 9,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

○ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 18} = 2,139 \longrightarrow \beta_1 = 0,819 \quad K_1 = 12,62$$

$$\sigma_{st} = \frac{7,41 \times 10^3}{0,819 \times 18 \times 4,62} = 139,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{139,04}{12,62} = 11,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans l'acier :**

○ **Aux appuis :**

$$\sigma_{st} = 9,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

○ **En travée :**

$$\sigma_{st} = 139,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation (vérification de la flèche) : (Art B.6.5.1 BAEL 91) :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M₀ : moment isostatique maximum.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b₀ : Largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{460} = 0,043 \leq \frac{1}{16} = 0,063 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{20}{460} = 0,043 \leq \frac{9,47}{10 \times 19} = 0,050 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016 \geq \frac{4,2}{400} = 0,011 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

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

✓ **Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3 BAEL 91) :**

Les valeurs limites des flèches liées au bon comportement des revêtements et des cloisons dans le cas des éléments supports reposant sur deux appuis sont :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ Pour } L \leq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000} \text{ Pour } L > 5 \text{ m}$$

Dans notre cas $L_{\max} = 4,40 < 5 \text{ m}$

$$\bar{f} = \frac{4400}{500} = 8,8 \text{ mm}$$

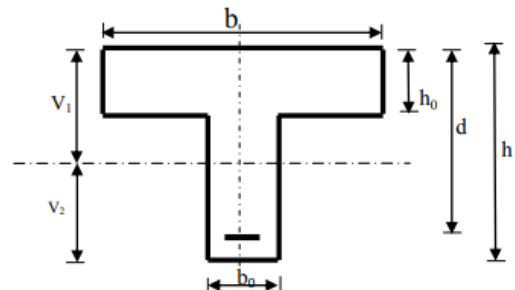
➤ **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3 b_0}{b}) \rho}$$



$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+\mu\lambda_v}$$

Avec :

I_{fv} : Module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700^3 \sqrt{25} = \mathbf{10818,86 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 139,04 \text{ MPa}$$

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec ($n=15$).

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{20} \right)^2 \right] + 15A_t(V_2 - c)^2$$

Y : position de l'axe neutre.

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

S_{xx} : Moment statique de la section

B_0 : aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n \times A = (b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + n A$$

$$B_0 = (65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 4,62 \longrightarrow B_0 = 521,3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{(b \times h_0) \times \frac{h_0}{2} + (h - h_0) \times b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + n A_{st} \times d}{B_0}$$

$$V_1 = \frac{(65 \times 4) \times \frac{4}{2} + (20 - 4) \times 12 \left[\frac{20 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 4,62 \times 18}{521,3} = 7,81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,81 = 12,19 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,81^3 + 12,19^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,81 - \frac{4}{20} \right)^2 \right] + 15 \times 4,62 (12,19 - 2)^2$$

$$I_0 = 23785,87 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des paramètres :

$$\rho = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,021} = 0,78$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,021 \times 139,04 + 2,1} = 0,73$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 23785,87}{1 + 0,73 \times 0,78} = 16671,63 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{7,41 \times 10^6 \times 4400^2}{10 \times 10818,86 \times 16671,63 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{4400}{500}$$

$$f_v = 7,95 \text{ mm} < \bar{f} = 8,8 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul de 2^{ème} plancher

a) calcul à l'ELU :

$$q_u = 7,18 \text{ KN/ml}$$

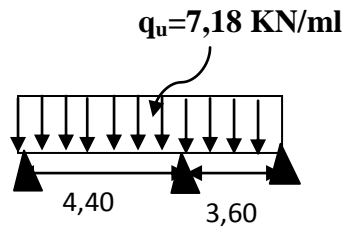


Fig III.12 : coupe transversal de la poutrelle

✓ Calcul des moments :

➤ Calcul des moments isostatiques :

○ En travée :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

Travée	A-B	B-C
L (m)	4,40	3,60
M ₀ (KN.m)	17,38	11,63

○ Aux appuis :

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C
Coefficient forfaitaire β	0,3	0,6	0,3
M _{appuis}	5,21	10,43	5,21

➤ **Moment fléchissant en travée :**

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \text{ et comme } 1+0,3\alpha = 1,096 \geq 1,05$$

$$\longrightarrow M_t \geq [(1+0,3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

1) Etude de travée (AB) travées de rives :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq (1+0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1,096)(17,38) - \frac{5,21+10,43}{2} = 11,23 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} \geq (0,648)(17,38) = 11,26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{AB} = 11,26 \text{ KN.m}$

2) Etude de travée (BC) travées intermédiaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq (1+0,3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1,096)(11,63) - \frac{10,43+5,21}{2} = 4,92 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} \geq (0,548)(11,36) = 6,37 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{BC} = 6,37 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$V_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad \text{et} \quad V_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec V_w et V_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

1) Travée AB

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{7,18 \times 4,40}{2} + \frac{(-10,43) - (-5,21)}{4,40} \longrightarrow V_A = 14,61 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{7,18 \times 4,40}{2} + \frac{(-10,43) - (-5,21)}{4,40} \longrightarrow V_B = -16,98 \text{ KN}$$

2) Travée BC:

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{7,18 \times 3,60}{2} + \frac{(-5,21) - (-10,43)}{3,60} \longrightarrow V_B = 16,98 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{7,18 \times 4,40}{2} + \frac{(-8,69) - (-8,69)}{4,40} \longrightarrow V_C = -14,61 \text{ KN}$$

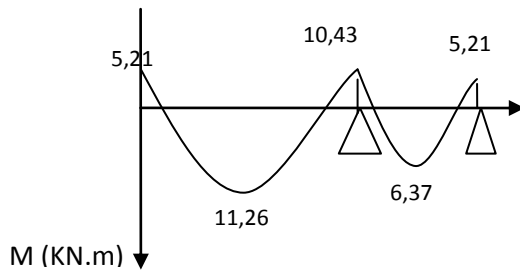


Fig III.13 : Diagramme des moments fléchissant

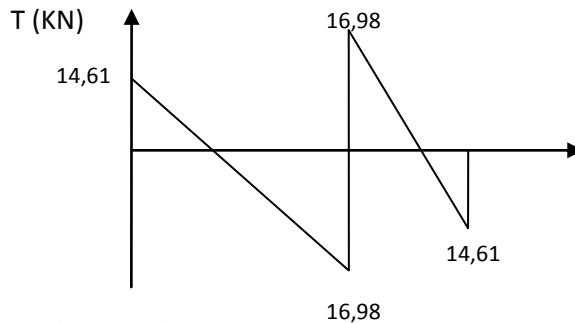


Fig III.14: Diagramme des efforts tranchants

✓ **Calcul des armatures:**

➤ **Calcul des armatures à l'ELU:**

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{max} = 11,26 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 10,43 \text{ KN.m}$$

Armatures longitudinales :

- **En travée :** le calcul en travée s'effectue pour une poutre en T.

Position de l'axe neutre :

Si $M_0 > M_{IDE}$ → l'axe neutre est dans la nervure.

Si $M_0 < M_{IDE}$ → l'axe neutre est dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression est :

$$M_0 = f_{bu} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0) \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85(25)}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$M_0 = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - (0,5 \times 0,04)) = 59,072 \text{ KN.m.}$$

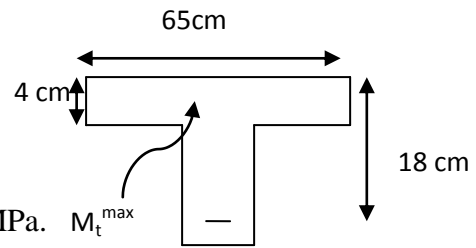
$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_{IBC} = 11,26 \text{ KN.m}$ → l'axe neutre tombe dans la table de compression

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,26 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,038$$

$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392$ —————> section simplement armée.

$\mu = 0,038$ —————> $\beta = 0,981$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,26 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 348} = 1,83 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$



o Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 10,43 \text{ KN.m}$$

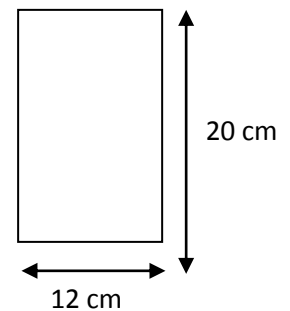
La table étant entièrement tendue, elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction. Le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,43 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,189$$

$\mu = 0,189 < \mu_l = 0,392$ —————> Section simplement armée (S.S.A).

$\mu = 0,189$ —————> $\beta = 0,995$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,43 \times 10^3}{0,995 \times 18 \times 348} = 1,67 \text{ cm}^2$$



On prend $A_a = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$.

Conclusion :

On adopte le ferrailage suivant :

En travée : 3HA14

Aux appuis : 2HA12

Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\max} \right)$$

Avec :

ϕ_l^{\max} : Diamètre max des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 14 \right) = \min (5,7; 12; 14) = 5,7 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

✓ **Espacement des armatures :**

$$S_{tmin} \leq (0,9d; 40) \text{ cm}$$

$$S_{tmin} \leq (16,2; 40) \text{ cm}$$

Donc on prend un espacement : $S_{tmin} = 15 \text{ cm}$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en **HA6**, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité de la poutrelle.

b) Vérification à l'ELU :✓ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1) :**○ **En travée :**

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

$$A = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Sur appuis :**

On a :

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

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.5.1/ BAEL91 modifié 99) :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte τ_u prise conventionnellement et égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$V_u^{\max} = 16,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16,98 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,79 \text{ MPa}$$

Article A.5.1, 21 BAEL91 : dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peut nuisibles, la contrainte $\bar{\tau}_u$:

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i \text{ avec : } \sum u_i = n\pi\varnothing = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,98 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 131,88} = 0,79 \text{ MPa} \longrightarrow \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \geq \bar{\tau}_{se} = 0,79 \text{ MPa}$$

Condition vérifié donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

✓ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL Art : A.5.1.313)**
Sur le béton:

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} 0,9 db_0$$

$$0,4 \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} 0,9 \times 18 \times 14 = 151,2 \text{ KN} \longrightarrow V_u^{\max} = 15,80 \text{ KN} < 151,2 \text{ KN}$$

Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right) \longrightarrow \frac{1,15}{400} \left(16,98 + \frac{10,43}{0,9 \times 18} \right) = 0,051$$

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 \geq 0,051 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

✓ **L'ancrage des barres :**

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } L_s = \emptyset \frac{f_e}{4 \tau_{su}} = 1,4 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 19,78 \text{ cm} \longrightarrow \text{On adopte } L_c = 20 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art A.5.1.1)**

$$V_u^{\max} = 16,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{16,98 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,145$$

$$\tau_u = 0,145 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{Art. A.5.1.2.1 BAEL91 modifié 99})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4,35; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,145 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) **calcul à l'ELS :**

$$q_s = 5,14 \text{ KN/ml}$$

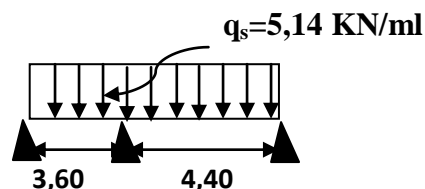


Fig III.15 : Coupe transversal de la poutrelle

- ✓ Calcul des moments :
- Calcul des moments isostatiques :

○ En travée :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

Travée	A-B	B-C
L (m)	4,40	3,60
M ₀ (KN.m)	12,44	8,32

○ Aux appuis :

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C
Coefficient forfaitaire β	0,3	0,6	0,3
M _{appuis}	3,73	7,46	3,73

➤ Moment fléchissant en travée :

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \text{ et comme } 1+0,3\alpha = 1,096 \geq 1,05$$

$$\longrightarrow M_t \geq [(1+0,3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

1) Etude de travée (AB) travées de rives :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq (1+0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1,096)(12,44) - \frac{3,73 + 7,46}{2} = 8,04 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \geq (0,648)(12,44) = 8,06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{AB} = 8,06 \text{ KN.m}$

2) Etude de travée (BC) travées intermédiaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq (1+0,3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1,096)(8,32) - \frac{7,46 + 3,73}{2} = 3,52 \text{ KN.} \\ M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3(0,48)}{2} M_{02} \geq (0,648)(8,32) = 5,39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{BC} = 5,39 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$V_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \text{ et } V_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec V_w et V_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

1) Travée AB

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{5,14 \times 4,40}{2} + \frac{(-7,46) - (-3,73)}{4,40} \longrightarrow V_A = 10,46 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{5,14 \times 4,40}{2} + \frac{(-7,46) - (-3,73)}{4,40} \longrightarrow V_B = -12,16 \text{ KN}$$

2) Travée BC:

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{5,14 \times 3,60}{2} + \frac{(-3,73) - (-7,46)}{3,60} \longrightarrow V_B = 10,29 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{5,14 \times 3,60}{2} + \frac{(-3,73) - (-7,46)}{3,60} \longrightarrow V_C = -8,22 \text{ KN}$$

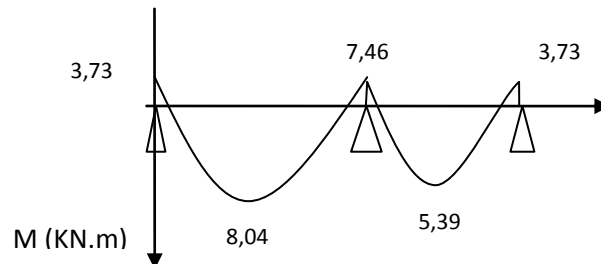


Fig III.16 : Diagramme des moments fléchissant

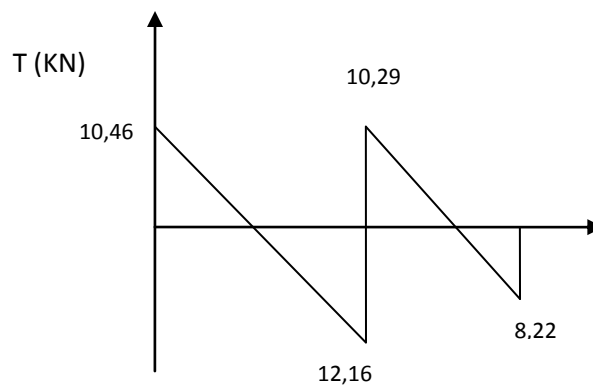


Fig III.17: Diagramme des efforts tranchants

d) Vérifications à l'ELS :

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :** (Art A.4.5, 3 BAEL91 modifié 99), (Art B 6.5.2/ BAEL91 modifié 99)

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

✓ **Etat limite de résistance du béton à la compression :** (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99) :

On doit vérifier que dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

β_1 ; K_1 : valeurs tirées du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de ρ , qui est égale à : $\rho = \frac{100A_s}{b_0 \times d}$

✓ **Contrainte dans le béton :**

○ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \longrightarrow \beta_1 = 0,858, K_1 = 20,21$$

$$\sigma_{st} = \frac{7,46 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2,26} = 213,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{213,73}{20,21} = 10,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

○ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 18} = 2,139 \longrightarrow \beta_1 = 0,819, K_1 = 12,62$$

$$\sigma_{st} = \frac{8,04 \times 10^3}{0,819 \times 18 \times 4,62} = 118,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{118,05}{12,62} = 9,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Contrainte dans l'acier :**

○ **Aux appuis :**

$$\sigma_{st} = 9,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

○ **En travée :**

$$\sigma_{st} = 139,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation (vérification de la flèche) : (Art B.6.5.1 BAEL 91) :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M₀ : moment isostatique maximum.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b₀ : Largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{460} = 0,043 \leq \frac{1}{16} = 0,063 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{20}{460} = 0,043 \leq \frac{9,47}{10 \times 19} = 0,050 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021 \geq \frac{4,2}{400} = 0,011 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

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

✓ **Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3 BAEL 91) :**

Les valeurs limites des flèches liées au bon comportement des revêtements et des cloisons dans le cas des éléments supports reposant sur deux appuis sont :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ Pour } L \leq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000} \text{ Pour } L > 5 \text{ m}$$

Dans notre cas $L_{\max} = 4,40 < 5 \text{ m}$

$$\bar{f} = \frac{4400}{500} = 8,8 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

Avec :

I_{fv} : module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 139,04 \text{ MPa}$$

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n=15).

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{20} \right)^2 \right] + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

V : position de l'axe neutre.

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

S_{XX} : Moment statique de la section

B_0 : aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n \times A = (b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + n A$$

$$B_0 = (65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 4,62 \longrightarrow B_0 = 521,3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{(b \times h_0) \times \frac{h_0}{2} + (h - h_0) \times b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + n A_{st} \times d}{B_0}$$

$$V_1 = \frac{(65 \times 4) \times \frac{4}{2} + (20 - 4) \times 12 \left[\frac{20 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 4,62 \times 18}{521,3} = 7,81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,81 = 12,19 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,81^3 + 12,19^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,81 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 4,62 (12,19 - 2)^2$$

$$I_0 = 23785,87 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des paramètres :**

$$\rho = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,021} = 0,78$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,021 \times 118,05 + 2,1} = 0,69$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 23785,87}{1 + 0,78 \times 0,69} = 17009,79 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{8,04 \times 10^6 \times 4400^2}{10 \times 10818,86 \times 17009,79 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{4400}{500}$$

$$f_v = 8,46 \text{ mm} < \bar{f} = 8,8 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.3 Les escaliers :

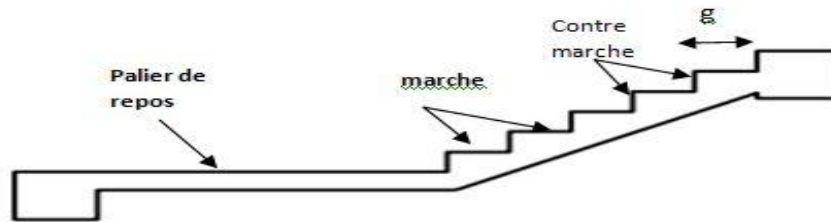


Fig III.18: Schéma des escaliers

- g**: largeur de la marche(viron).
- h**: la hauteur de la contre marche.
- e** : épaisseur de la contre marche.
- H** : hauteur de la volée.
- L** : Longueur linéaire de la paillasse et de celle du palier.
- l** : portée de la paillasse.
- l₁** : longueur de la paillasse.
- l₂** : largeur du palier

III.3.1 Dimensionnement :

Les escaliers seront pré dimensionné suivant la formule de BLONDEL :

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

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Calcul du nombre de contre marches et de marches

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \longrightarrow \text{on prend } h=17 \text{ cm}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \longrightarrow n-1=9-1=8 \quad n : \text{ nombre de contre marche et } m = n-1$$

➤ **Etage courant**

Le giron g :

$$g = \frac{L}{m} = \frac{236}{8} = 29,5\text{cm} \longrightarrow m = n-1 : \text{ le nombre de marche}$$

✓ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

Il faut vérifier : $60\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$ $29,5+2(17)=63,5\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

La condition est vérifiée pour $h=17 \text{ cm}$ d'après le plan d'architecteurs on prend $g= 30 \text{ cm}$

✓ Calcule l'épaisseur de paillasse :

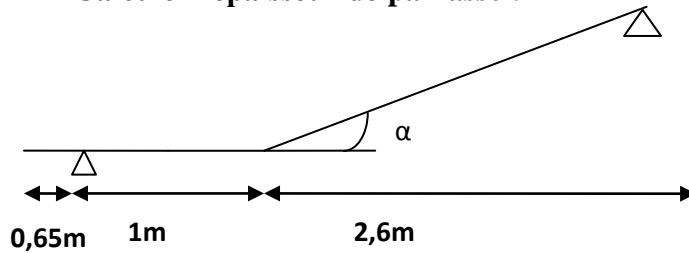


Fig III.19: schéma des escaliers a l'étage courant

$L/30 \leq e_p \leq L/20$ avec L : longueur totale entre nus d'appuis
 $Tg\alpha = H/L = 1,53/2,60 \longrightarrow \alpha = 30,48^\circ$
 Alors $L = L_1 + \frac{L_2}{\cos\alpha} + L_3 \longrightarrow L = 65 + \frac{100}{\cos(19,80)} + 260$ donc $L = 431,28$ cm
 $431,28/30 \leq e_p \leq 431,28/20 \longrightarrow 14,38 \leq e_p \leq 21,56$
 On prend l'épaisseur de paillasse égale à : $e_p = 17$ cm

III.3.2 Charge permanente des escaliers :

Tableau III.1 : Charge permanente paillasse : (Etage courant)

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Marches	0,17 /2	25	2,12
4	Paillasse	0,17/cos 30,48	25	4,93
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
				G=8,25

Tableau III.2 : Charge permanente palier :

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Dalle en BA	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
				G=4,95

III.3.3 Combinaison des charges

a) Calcule a L'ELU

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m$

✓ volée

$q_u^v = 1,35 \times 8,25 + 1,5 \times 2,5 = 14,88 \text{ KN/ml}$

✓ Palier

$q_u^p = 1,35 \times 4,95 + 1,5 \times 2,5 = 10,43 \text{ KN/ml}$

➤ Charge concentrée

$$q_u^{mur} = 1,35 \times 1,73 \times 2,86 = 6,68 \text{ KN}$$

b) Calcul a l'ELS : (G+Q) × 1m

✓ volée

$$q_s^v = 8,25 + 2,5 = 10,78 \text{ KN/ml}$$

✓ Palier

$$q_s^p = 4,95 + 2,5 = 7,45 \text{ KN/ml}$$

➤ Charge concentrée

$$q_s^{mur} = 1 \times 1,73 \times 2,86 = 4,95 \text{ KN}$$

Pour déterminer les efforts dans la volée on applique la loi de RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement simplement appuyés aux extrémités.

III.3.4 Calcul des efforts internes :(ETAGE Courant)

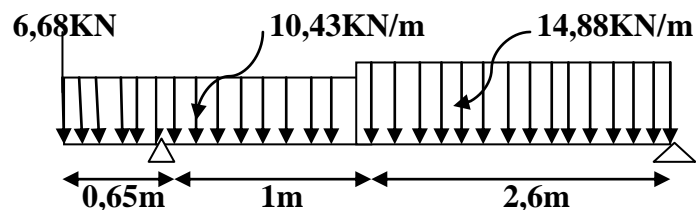
a) Les réactions d'appuis

✓ L'ELU

$$\sum F/x = 0 \longrightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 62,58 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$



$$R_A \times 3,6 + 14,88 \times 2,6 \times 1,3 + 10,43 \times 1,65 \times 3,425 + 6,68 \times 4,25 = 0$$

$$R_B = 24,35 \text{ KN}$$

$$R_A = 38,23 \text{ KN}$$

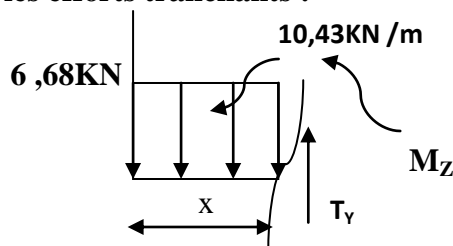
b) Calcule les moments fléchissant et les efforts tranchants :

1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 0,65$

$$\sum M/x = 0$$

$$M_Z = -5,215x^2 - 6,68x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=0,65 \longrightarrow M_Z = -6,54 \text{ KN.m} \\ T_y = 10,43x + 6,68 \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow T_y = 6,68 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=0,65 \longrightarrow T_y = 13,46 \text{ KN} \\ M_Z(x)_{\max} = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 = T_y(x) \longleftarrow 10,43 x_{tm} + 6,68 = 0 \\ X_{tm} = 1,56 \text{ m } \notin (0 ; 0,65) \end{array} \right.$$

2^{ème} tronçon $0,65 \leq x \leq 1,65$

$N_x=0\text{KN}$

$\sum M/x = 0$

$M_Z = +31,55x - 5,215x^2 - 24,84$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0,65 \longrightarrow M_Z = -6,54\text{KN.m} \\ \text{Pour } x=1,65 \longrightarrow M_Z = 13,01\text{KN} \\ T_y = -31,55 + 10,43x \end{array} \right.$

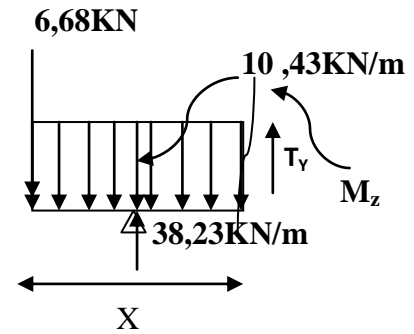
$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0,65 \longrightarrow T_Y = -24,77 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=1,65 \longrightarrow T_Y = -14,34\text{KN} \end{array} \right.$

▪ Calcul du moment maximum en travée :

-Calcul de la distance x_{tm} ou le moment est maximum

$M_Z(x)_{\max} = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 = T_y(x) \longleftrightarrow -31,55 + 10,43x_{tm} = 0$

$\in X_{tm} = 3,02 \text{ m} (0,65, 1,65)$



3^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 2,6$

$N_x=0\text{KN}$

$\sum M/x = 0$

$M_Z = -7,44x^2 + 24,35x$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=2,6 \longrightarrow M_Z = 13,02\text{KN} \\ T_y = +24,35 - 14,88x \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow T_Y = +24,35 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=2,6 \longrightarrow T_Y = -14,34\text{KN} \end{array} \right.$

$M_Z(x)_{\max} = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 = T_y(x)$

$\in X_{tm} = 1,63 \text{ m} \in (0 ; 2,6) \quad T_y = -24,35 + 14,88x = 0$

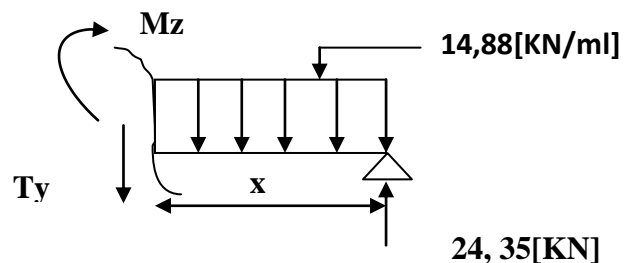
$M_Z(1,63)_{\max} = 24,35 \times 1,63 - 7,44 \times 1,63^2 = 19,92\text{KN.m}$

Le moment max dans les deux travée est de $M_{z\max} = 19,92\text{KN.m}$

Remarque :

En tenant compte du semi-encastrement, les moments en travée et aux appuis seront affecté par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3M_z^{\max} = -5,98\text{KN.m}$
- Aux travées : $M_{ut} = 0,85M_z^{\max} = 16,93\text{KN.m}$



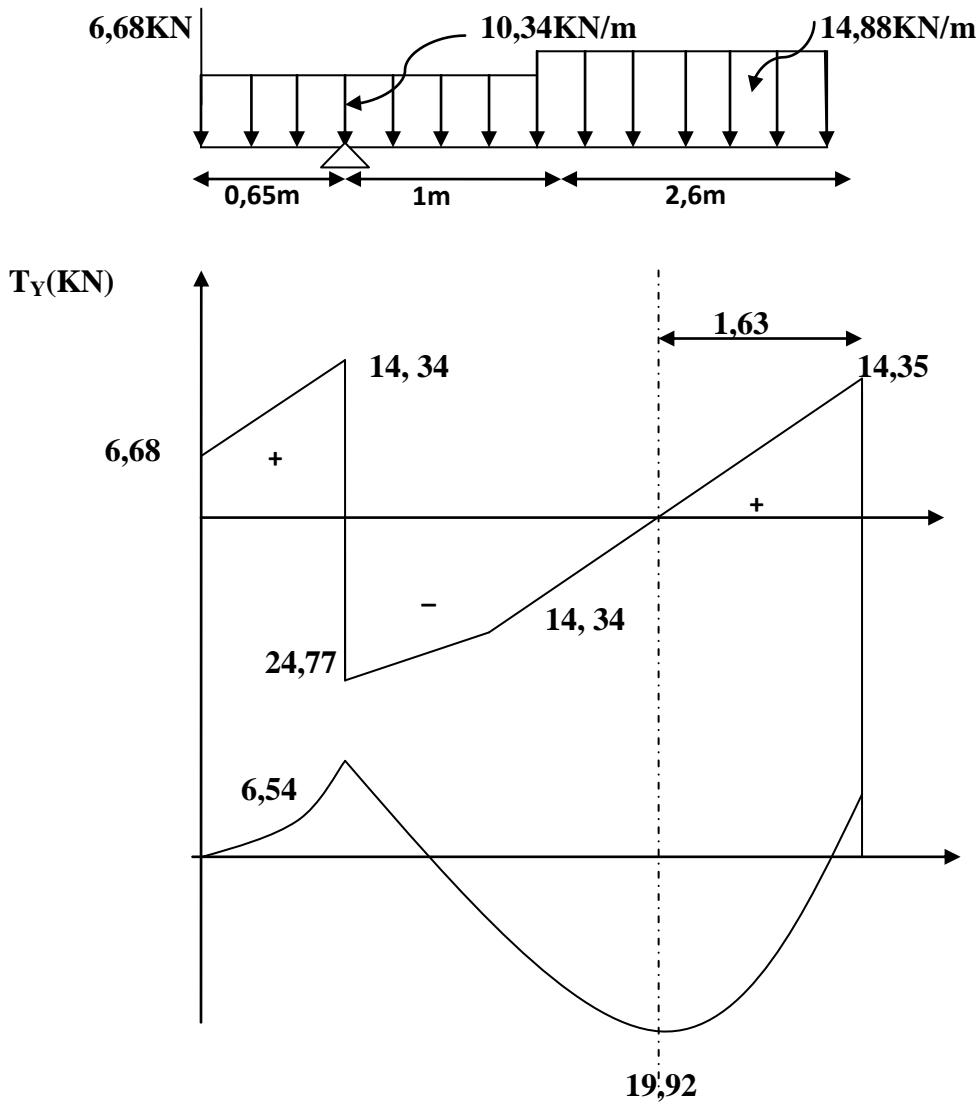


Fig III.20 : Diagramme des efforts internes à L'ELU

✓ Calcul à L'ELS

a) Calcul les réactions d'appuis :

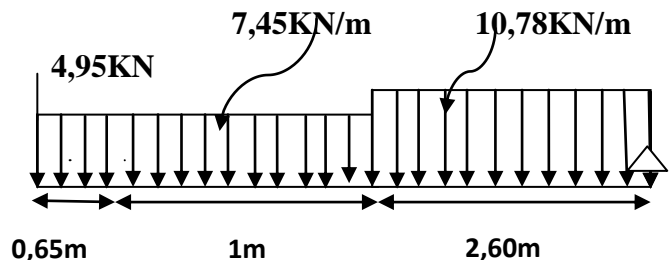
$$\sum F/x=0 \longrightarrow N_x=0 \text{ KN}$$

$$R_A+R_B= 45,27 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B=17,61 \text{ KN}$$

$$R_A=27,66 \text{ KN}$$



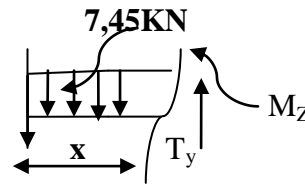
b) Calcule les moments fléchissant et les efforts tranchants :

1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 0,65$

$$\sum M/x = 0$$

$$M_Z = -3,725x^2 - 4,95x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=0,65 \longrightarrow M_Z = -4,79 \text{ KN.m} \\ T_Y = 7,45x + 4,95 \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow T_Y = 4,95 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=0,65 \longrightarrow T_Y = 9,79 \text{ KN} \\ M_Z(x)_{\max} = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 = T_Y(x) \longrightarrow 7,45 x_{Tm} + 4,95 = 0 \end{array} \right.$$

$$x_{Tm} = 0,66 \text{ m } \notin (0 ; 0,65)$$

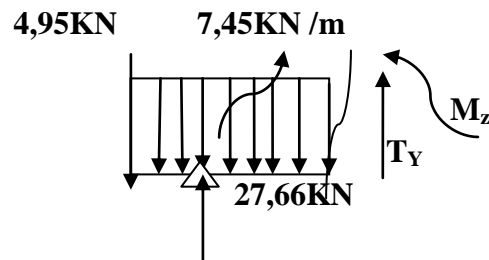
2^{ème} tronçon $0,65 \leq x \leq 1,65$

$$N_x = 0 \text{ KN}$$

$$\sum M/x = 0$$

$$M_Z = 22,71x - 3,725x^2 - 17,98$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0,65 \longrightarrow M_Z = -4,79 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=1,65 \longrightarrow M_Z = 9,35 \text{ KN.m} \\ T_Y = -22,71 + 7,45x \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0,65 \longrightarrow T_Y = -17,87 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=1,65 \longrightarrow T_Y = -10,42 \text{ KN} \end{array} \right.$$

▪ Calcul du moment maximum en travée :

-Calcul de la distance x_{Tm} ou le moment est maximum

$$M_Z(x)_{\max} = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 = T_Y(x) \longrightarrow -22,71 + 7,45x_{Tm} = 0$$

$$x_{Tm} = 4,05 \text{ m } \notin (0,65 ; 1,65)$$

3^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 2,6$

$$N_x = 0 \text{ KN}$$

$$\sum M/x = 0$$

$$M_Z = -5,39x^2 + 17,61x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=2,6 \longrightarrow M_Z = 9,35 \text{ KN.m} \\ T_Y = 17,61 - 10,78x \end{array} \right.$$

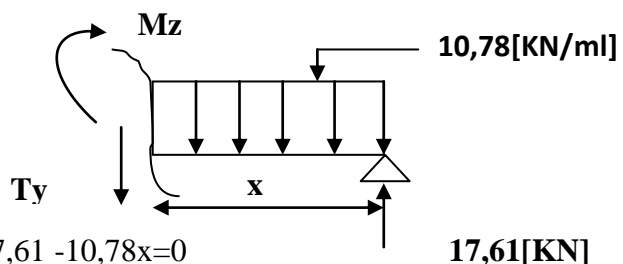
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow T_Y = 17,61 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=2,6 \longrightarrow T_Y = -10,42 \text{ KN} \\ M_Z(x)_{\max} = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 = T_Y(x) \end{array} \right.$$

$$x_{Tm} = 1,63 \text{ m } \in (0 ; 2,4)$$

$$T_Y = 17,61 - 10,78x = 0$$

$$M_Z(1,63)_{\max} = 17,61 \times 1,63 - 5,39 \times 1,63^2 = 14,38 \text{ KN.m}$$

Le moment max dans les deux travée est de $M_{z\max} = 14,38 \text{ KN / m}$



Remarque :

En tenant compte du semi-encastrement, les moments en travée et aux appuis seront affecté par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3M_z^{max} = -4,31 \text{ KN.m}$
- Aux travées : $M_{ut} = 0,85M_z^{max} = 12,22 \text{ KN.m}$

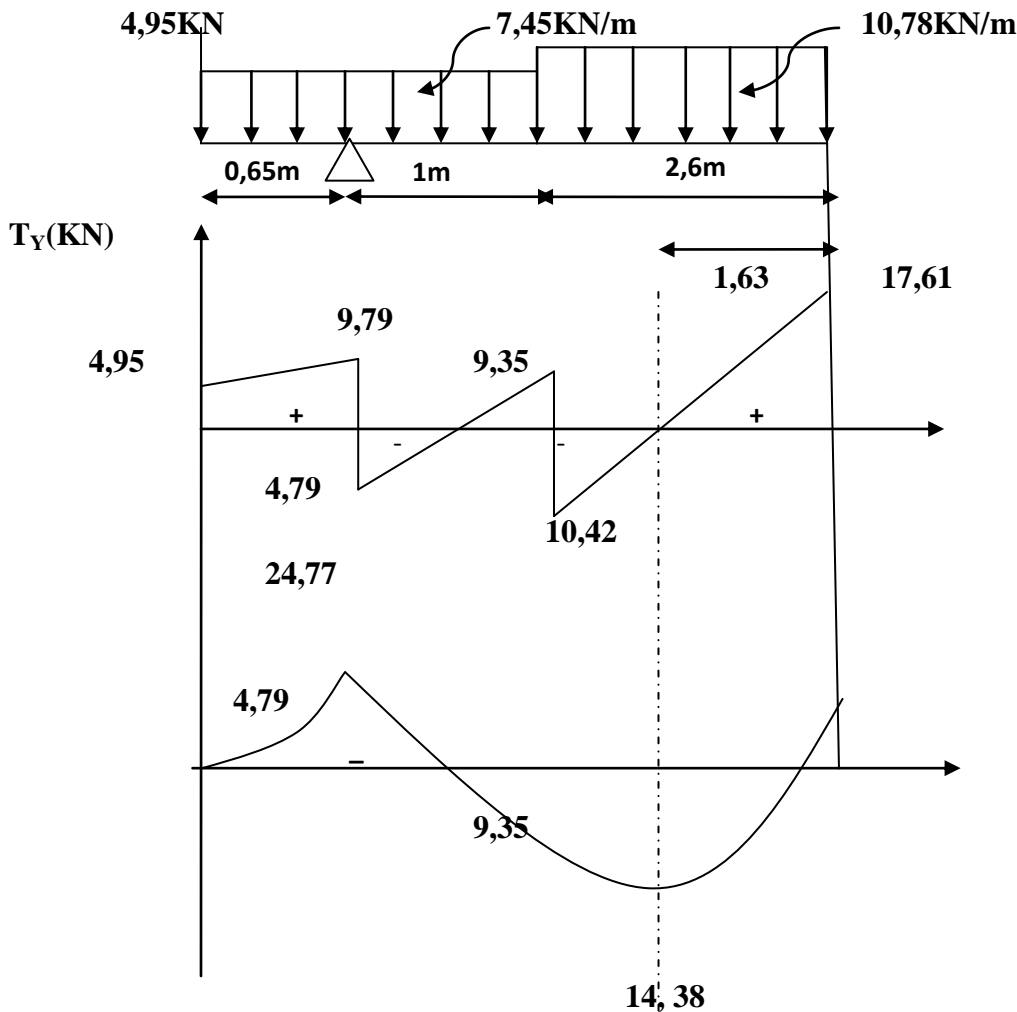


fig III.21 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

III.3.5 Calcul de ferrailage L'ELU :

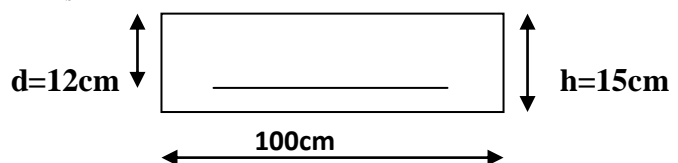
- Aux appuis :

a) Armatures principales :

$b=100\text{cm} ; d=12\text{cm} ; c=3 ; h=15 ; f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b} = 14,2 ; \gamma_b=1,5 ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15} ; f_e=400 ;$

$M_{ua} = 5,98 \text{ KN.m}$

$\mu_b = \frac{M_U}{bd^2f_{bu}} = \frac{5,98 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,030$



$\mu_b < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement armé(SSA).

$$\mu_b = 0,030 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,98 \times 10^3}{0,985 \times 12 \times 348} = 1,45 \text{ cm}^2$$

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

b) Armatures de répartition :

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

Soit A_r= 4HA8=2,01cm² avec un espacement S_t=25cm

○ **En travée :** M_{ut}=16,93KN .m

c) Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16,93 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,082$$

$$\mu_b < \mu_t = 0,392 \longrightarrow \text{(SSA) .}$$

$$\mu_b = 0,082 \longrightarrow \beta = 0,957$$

$$A = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,93 \times 10^3}{0,957 \times 12 \times 348} = 4,23 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA14=9,23cm² avec un espacement S_t=16cm

d) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,3 \text{ cm}^2$$

Soit A_r=4HA10=3,14cm² avec un espacement S_t=25cm

III.3.6 vérification a l'ELU :

✓ **Vérification de l'espacement des barres : (Art A .8.2,42/BAEL91 modifier 99)**

➤ **Armatures principales**

$$S_T = 16 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée .}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$S_T = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée .}$$

Avec h=15cm

✓ **Condition de non fragilité :(Art A .4.2,1/BAEL91 modifier 99)**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

○ **Aux appuis :** A=3,14 cm² > A_{min}=1,45 cm²cv

○ **Aux travées :** A=9,23cm² > A_{min}=1,45 cm²cv

✓ **Vérification de l'effort tranchant : (Art A .5.1,211/BAEL91 modifier 99)**

$$T_{max} = 24,77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPA} \right\}$$

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

$$\tau_u = \frac{24,77 \times 10^3}{100 \times 12 \times 10^2} = 0,206 \text{ MPA}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{CV}$$

✓ Vérification de d'adhérence des barres : Art A .6.1,3/BAEL91 modifier 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} \quad \Psi: \text{coefficient de scellement}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u \max}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{avec} \quad \sum u_i : \text{la somme des périmètre utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = \frac{24,77 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 263,76} = 0,869 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA} \quad \Psi = 1,5 \text{ HA}$$

$$\tau_{se} = 0,869 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ Encrage des barres aux appuis(Art A .6.1,23/BAEL91 modifier 99)

La longueur de scellement (L_s) est donnée par :

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

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = 0,6 \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 35 \text{ cm}$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur la largeur de la poutre a la qu'elle les barres seront ancré, on conclura un crocher dont la longueur d'ancrage mesuré est fixée a $0,4 L_s$

$$L_C = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

III.3.7 Calcul de ferrailage L'ELS :

➤ Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

○ Aux appuis :

➤ Contrainte dans le béton :

$$M_{ua} = 4,31 \text{ [KN.m]}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,262 \quad \text{donc} \quad \beta_1 = 0,918 ; K_1 = 45,98$$

$$\text{Avec } \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,31 \times 10^3}{0,918 \times 12 \times 3,14} = 124,60 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{124,60}{45,98} = 2,70 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ Contrainte dans les aciers

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

$$\sigma_s = 124,60 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

○ Aux travée

✓ Contraite dans le béton

$$M_{ut} = 12,22 \text{ KN .m}$$

$$\rho = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 12} = 0,769 \quad , \quad \beta_1 = 0,873, \quad K_1 = 24,37$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,22 \times 10^3}{0,873 \times 12 \times 9,23} = 126,38 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{149,94}{24,73} = 6,06 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{KPa}$

$$\sigma_s = 126,38 \text{MPa}$$

$$126,38 < 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Valeur limite des flèches : (Art B .6.5,2/BAEL91 modifier 99)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{425} = 0,035 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 ; \dots \dots \dots \text{condition no vérifier.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow \frac{15}{320} = 0,046 \leq \frac{12,22}{14,38 \times 10} = 0,85 \dots \dots \dots \text{condition no vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{9,23}{100 \times 15} = 0,0061 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées.

➤ **Calcul de la flèche**

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_{vj} I_f} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$E_{vj} : \text{module de d'élasticité du béton. } E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 [\text{MPa}]$$

M_t : Moment fléchissant

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_r d}{bh + 15 A_r} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 9,23 \times 12}{100 \times 15 + 15 \times 9,23} = 7,88 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,88 = 7,12 [\text{cm}]$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (7,88^3 + 7,12^3) + 15 \times 9,23 (7,12 - 3)^2$$

$$I_0 = 30691,71 \text{ cm}^4$$

Avec

$$\sigma_{st} = 126,38 \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{9,23}{100 \times 15} = 0,0061$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,0061} = 1,37$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0061 \times 126,38 + 2,1} = 0,29$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 30691,71}{1 + 1,37 \times 0,29} = 24161,51 [\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{12,22 \times 10^6 \times 4250^2}{10 \times 10818,86 \times 24161,51 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{4250}{500}$$

$$f_v = 8,44 [\text{mm}] < \bar{f} = 8,5 [\text{mm}] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Après les calculs et les vérifications nous sommes arrivés aux résultats suivants :

➤ **aux appuis :**

Armature principale : 4HA10 avec $S_t = 25\text{cm}$

Armature de répartition : 4HA8 avec $S_t = 25\text{cm}$

➤ **En travée :**

Armature principale : 6HA14 avec $S_t = 16\text{ cm}$

Armature de répartition : 4HA10 avec $S_t = 25\text{ cm}$

III.3.8 RDC :

➤ Calcule l'épaisseur de paillasse :

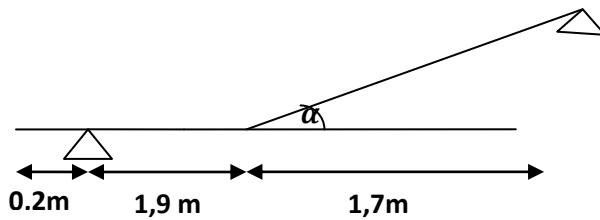


Fig III.22: schéma des escaliers a RDC

$L/30 \leq e_p \leq L/20$ avec L : longueur totale entre nus d'appuis

$Tg\alpha = H/L = 1,02/1,7 \longrightarrow \alpha = 30,96^\circ$

Alors $L = L_1 + \frac{L_2}{\cos\alpha} + L_3 \longrightarrow L = 20 + \frac{190}{\cos(15,03)} + 170$ donc $L = 386,73$ cm

$386,73/30 \leq e_p \leq 386,73/20 \longrightarrow 12,89 \leq e_p \leq 19,34$

On prend l'épaisseur de paillasse égale à : $e_p = 17$ cm.

III.3.9 Combinaison des charges :(RDC)

Tableau III.3 : Charge permanente paillasse : (RDC)

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Marches	0,17 /2	25	2,12
4	Paillasse	0,17/cos30,96	25	4,96
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
				G=8,28

Charge permanente palier : (Tableau III.1.2.2)

a) Calcule à L'ELU

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m$

✓ volée

$q_u^v = 1,35 \times 8,28 + 1,5 \times 2,5 = 14,93 \text{ KN/ml}$

✓ Palier

$q_u^P = 1,35 \times 4,95 + 1,5 \times 2,5 = 10,43 \text{ KN/ml}$

✓ Charge concentrée

$q_u^{mur} = 1,35 \times 1,73 \times 2,86 = 6,68 \text{ KN}$

b) Calcul a l'ELS :

$$q_s = (G+Q) \times 1m$$

✓ volée

$$q_s^v = 7,84 + 2,5 = 10,34 \text{ KN/ml}$$

✓ Palier

$$q_s^p = 4,95 + 2,5 = 7,45 \text{ KN/ml}$$

✓ Charge concentrée

$$q_s^{mur} = 1 \times 1,73 \times 2,86 = 4,95 \text{ KN}$$

Pour déterminer les efforts dans la volée on applique la loi de RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement simplement appuyés aux extrémités.

III.3.10 Calcul des efforts internes :(RDC)

a) Les réactions d'appuis

✓ L'ELU

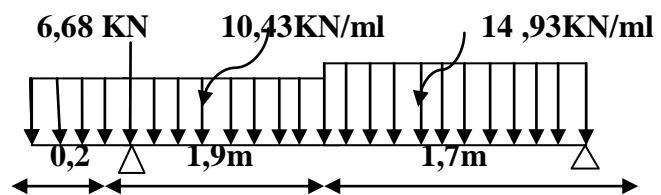
$$\sum F/x = 0 \longrightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 53,96 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B = 24,56 \text{ KN}$$

$$R_A = 29,40 \text{ KN}$$



b) Calcule les moments fléchissant et les efforts tranchants :

1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 0,2$

$$\sum M/x = 0$$

$$M_z = -5,215x^2$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=0,2 \longrightarrow M_z = -0,21 \text{ KN.m} \\ T_y = 10,43x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \longrightarrow T_y = 0 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=0,2 \longrightarrow T_y = 2,09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z(x)_{\max} = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 = T_y(x) \longleftarrow 10,43 \times x_{tm} = 0$$

$$x_{tm} = 0 \text{ m } \notin (0 ; 0,2)$$

2^{ème} tronçon $0,2 \leq x \leq 2,1$

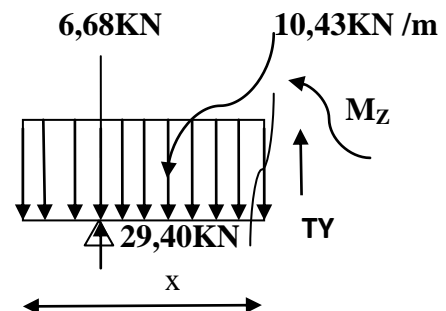
$$N_x = 0 \text{ KN}$$

$$\sum M/x = 0$$

$$M_z = +22,72x - 5,215x^2 - 4,544$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0,2 \longrightarrow M_z = -0,21 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=2,1 \longrightarrow M_z = 20,17 \text{ KN.m} \\ T_y = -22,72 + 10,43x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0,2 \longrightarrow T_y = -20,64 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=2,1 \longrightarrow T_y = -0,82 \text{ KN} \end{cases}$$



▪ Calcul du moment maximum en travée :

-Calcul de la distance x_{tm} ou le moment est maximum

$$M_Z(x)_{\max} = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 = T_Y(x) \longleftrightarrow -22,72 + 10,43x_{Tm} = 0$$

$$\in X_{tm} = 2,17 \notin m(0,65, 1,65)$$

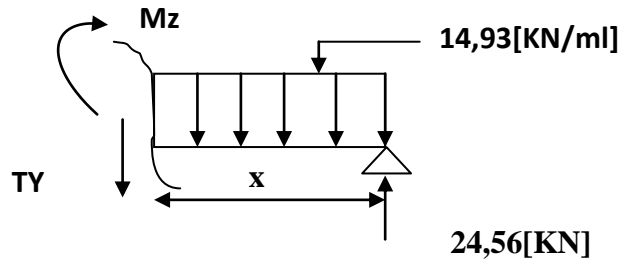
3^{ème} tronçon $0 \leq x \leq 1,7$

$$N_x = 0 \text{ KN}$$

$$\sum M/x = 0$$

$$M_Z = -7,465x^2 + 24,56x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=1,7 \longrightarrow M_Z = 20,17 \text{ KN} \\ T_Y = +24,56 - 14,93x \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow T_Y = 24,56 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=1,7 \longrightarrow T_Y = -0,82 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_Z(x)_{\max} = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 = T_Y(x)$$

$$\in X_{tm} = 1,64 \text{ m} \in (0, 2.4)$$

$$T_Y = +24,56 - 14,93x = 0$$

$$M_Z(1,64)_{\max} = 24,56 \times 1,64 - 7,465 \times 1,64^2 = 20,20 \text{ KN.m}$$

Le moment max dans les deux travées est de $M_{z\max} = 20,20 \text{ KN}$.

10,43KN/m

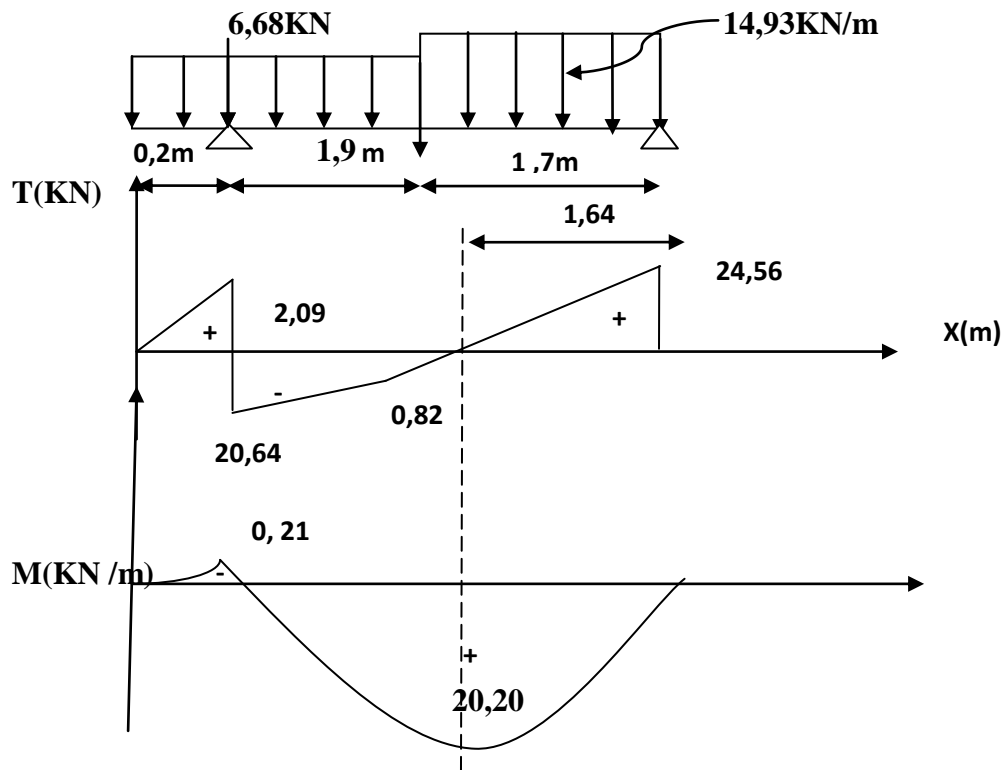


fig III.23 : Diagramme des efforts internes à L'ELU

Remarque :

En tenant compte du semi-encastrement, les moments en travée et aux appuis seront affecté par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3M_z^{max} = -6,06KN.m$
- Aux travées : $M_{ut} = 0,85M_z^{max} = 17,17KN.m$

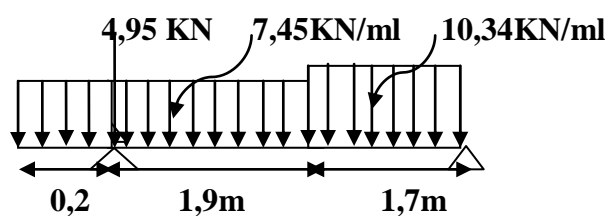
✓ **Calcul à L'ELS**

a) Calcul les réactions d'appuis :

$$\sum F/x = 0 \longrightarrow N_x = 0 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 38,17 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$



$$R_B = 21,05 \text{ KN}$$

$$R_A = 17,12 \text{ KN}$$

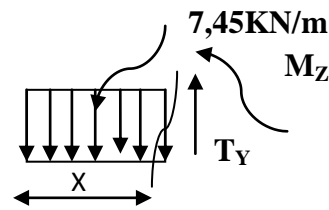
b) Calcule les moments fléchissant et les efforts tranchants :

1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 0,2$

$$\sum M/x = 0$$

$$M_Z = -3,725x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=0,2 \longrightarrow M_Z = -0,15 \text{ KN.} \\ T_Y = 7,45x \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow T_Y = 0 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=0,2 \longrightarrow T_Y = 1,49 \text{ KN} \\ M_Z(x)_{\max} = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 = T_Y(x) \longleftarrow \longrightarrow 7,45 x_{Tm} = 0 \end{array} \right.$$

$$x_{Tm} = 0 \text{ m } \notin (0 ; 0,2)$$

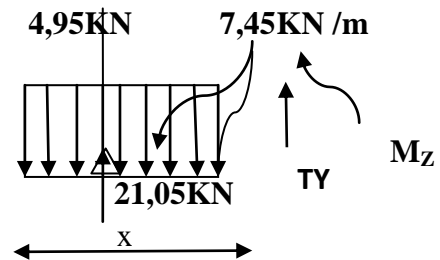
2^{er} tronçon $0,2 \leq x \leq 2,1$

$$N_x = 0 \text{ KN}$$

$$\sum M/x = 0$$

$$M_Z = 16,1x - 3,725x^2 - 3,22$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0,2 \longrightarrow M_Z = -0,15 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=2,1 \longrightarrow M_Z = 14,16 \text{ KN} \\ T_Y = 7,45x - 16,1 \\ \text{Pour } x=0,2 \longrightarrow T_Y = -14,61 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=2,1 \longrightarrow T_Y = -0,46 \text{ KN} \end{array} \right.$$



▪ Calcul du moment maximum en travée :

-Calcul de la distance x_{tm} ou le moment est maximum

$$M_Z(x)_{\max} = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 = T_Y(x) \longleftarrow \longrightarrow -16,1 + 7,45x_{Tm} = 0$$

$$x_{Tm} = 2,16 \text{ m } \notin (0,2 ; 2,1) \text{ m}$$

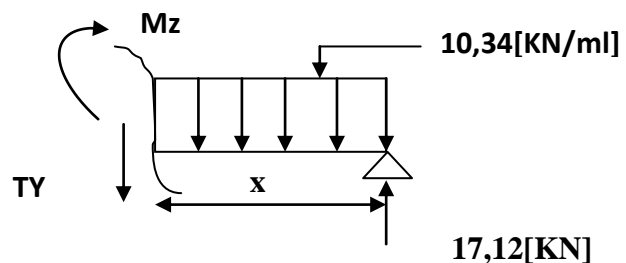
3^{er} tronçon $0 \leq x \leq 1,7$

$$N_x = 0 \text{ KN}$$

$$\sum M/x = 0$$

$$M_Z = -5,17x^2 + 7,12x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=1,7 \longrightarrow M_Z = 14,16 \text{ KN} \\ T_Y = 17,12 - 10,34x \\ \text{Pour } x=0 \longrightarrow T_Y = 17,12 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=1,7 \longrightarrow T_Y = -0,46 \text{ KN} \\ M_Z(x)_{\max} = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 = T_Y(x) \\ \in x_{Tm} = 1,65 \text{ m } \in (0,2,4) \longrightarrow T_Y = 17,12 - 10,34x = 0 \end{array} \right.$$



$$M_Z(1,65)_{\max} = 17,12 \times 1,65 - 5,17 \times 1,65^2 = 14,17 \text{ KN.m}$$

Le moment max dans les deux travée est de $M_{z\max} = 14,17 \text{ KN.m}$

Remarque :

En tenant compte du semi-encastrement, les moments en travée et aux appuis seront affecté par des coefficients 0,85 et 0, 3 respectivement.

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3M_z^{max} = -4,251 \text{ KN.m}$
- Aux travées : $M_{ut} = 0,85M_z^{max} = 12,04 \text{ KN.m}$

c) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS

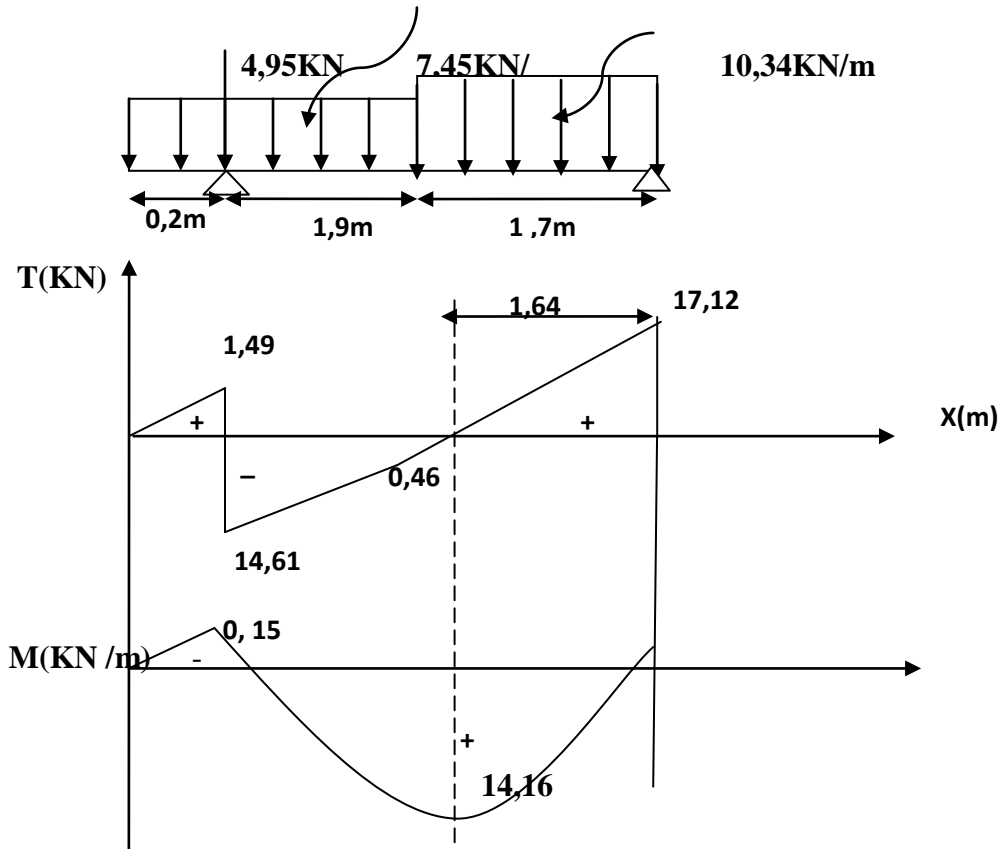


fig III.24 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

➤ Calcul les réactions d'appuis :

a) Calcul à L'ELU

III.3.11 Calcul de ferrailage L'ELU :

➤ Aux appuis :

✓ Armatures principales :

$M_{ua} = 6,06 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,06 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,030$$

$\mu_b < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement armé (SSA) .

$\mu_b = 0,030 \longrightarrow \beta = 0,985$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,06 \times 10^3}{0,985 \times 12 \times 348} = 1,47 \text{ cm}^2$$

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

✓ **Armatures de répartition :**

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

Soit $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_r = 16 \text{ cm}$

○ **En travée : $M_{ut} = 17,17 \text{ KN.m}$**

✓ **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17,17 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,084$$

$$\mu_b < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{(SSA)} .$$

$$\mu_b = 0,084 \implies \beta = 0,956$$

$$A = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,17 \times 10^3}{0,956 \times 12 \times 348} = 4,30 \text{ cm}^2$$

Soit $6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_r = 16 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_r = 25 \text{ cm}$

III.3.12 vérification a l'ELS

➤ **Vérification de l'espacement des barres : (Art A .8.2,42/BAEL91 modifier 99)**

Armatures principales

$$S_r = 16 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée .}$$

Armatures de répartition

$$S_r = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée .}$$

Avec $h = 15 \text{ cm}$

➤ **Condition de non fragilité :(Art A .4.2,1/BAEL91 modifier 99)**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

- Aux appuis : $A = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$

- Aux travées : $A = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : Art A .5.1,211/BAEL91 modifier 99)**

$$T_{max} = 24,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPA} \right\}$$

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

$$\tau_u = \frac{24,56 \times 10^3}{100 \times 12 \times 10^2} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de d'adhérence des barres : Art A .6.1,3/BAEL91 modifier 99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} \quad \Psi: \text{coefficient de scellement}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{max}}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{avec} \quad \sum u_i : \text{la somme des périmètre utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = \frac{24,56 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 226,08} = 1 \text{ MPa}$$

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

$$\Psi = 1,5 \text{ HA}$$

$$\tau_{se} = 1 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Encrege des barres aux appuis : (Art A .6.1,23/BAEL91 modifier 99)**

La longueur de scellement (L_s) est donnée par :

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

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = 0,6 \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 35 \text{ cm}$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur la largeur de la poutre a la qu'elle les barres seront ancré, on conclura un crocher dont la longueur d'ancrage mesuré est fixée a $0,4 L_s$

$$L_C = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

III.3.13 Calcul de ferrailage L'ELS :

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

○ **Aux appuis :**

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$M_{ua} = 4,215 \text{ [KN.m]}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,376 \quad \text{donc} \quad \beta_1 = 0,905, K_1 = 37,63$$

$$\text{Avec } \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,215 \times 10^3}{0,905 \times 12 \times 4,52} = 85,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{85,87}{37,63} = 2,28 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

$$\sigma_s = 85,87 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

○ **Aux travée**

➤ **Contraite dans le béton**

$$M_{ut}=12,04\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$\rho = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 12} = 0,565; \quad \beta_1 = 0,888 \quad K_1 = 29,64$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,04 \times 10^3}{0,888 \times 12 \times 6,78} = 166,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{166,65}{29,64} = 5,62 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ KPa}$

$$\sigma_s = 166,65 \text{ MPa}$$

$$245,28 < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Valeur limite des flèches : (Art B .6.5,2/BAEL91 modifier 99)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{15}{380} = 0,039 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition no vérifier.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{15}{320} = 0,046 \leq \frac{4,251}{14,17 \times 10} = 0,3 \dots \dots \dots \text{condition no vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{6,78}{100 \times 15} = 0,0045 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées.

➤ **Calcul de la flèche**

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_{vj} I_f} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$E_{vj} : \text{module de d'élasticité du béton. } E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 [\text{MPa}]$$

M_t : Moment fléchissant

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2 : I_0 / \text{Moment d'inertie de la section homogène.}$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_r d}{bh + 15 A_r} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 12}{100 \times 15 + 15 \times 6,78} = 7,78 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,78 = 7,22 [\text{cm}]$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (7,78^3 + 7,22^3) + 15 \times 6,78 (7,22 - 3)^2$$

$$I_0 = 30053,71 [\text{cm}^4]$$

Avec

$$\sigma_{st} = 166,65 [\text{MPa}]$$

$$\rho = \frac{6,78}{100 \times 15} = 0,0045$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,0045} = 1,86$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0045 \times 166,65 + 2,1} = 0,28$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 30053,71}{1 + 0,28 \times 1,86} = 21737,95 [\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{4,251 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10818,36 \times 21737,95 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{3800}{500}$$

$$f_v = 2,6 [\text{mm}] < \bar{f} = 7,6 [\text{mm}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Après les calculs et les vérifications nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- aux appuis :
 - Armature principale : 4HA12 avec $S_t = 25 \text{ cm}$
 - Armature de répartition : 4HA10 avec $S_t = 16 \text{ cm}$
- En travée :
 - Armature principale : 6HA12 avec $S_t = 16 \text{ cm}$
 - Armature de répartition : 4HA10 avec $S_t = 25 \text{ cm}$

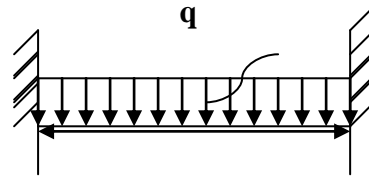
III.4 La poutre palière :

La poutre palière est une section rectangulaire de dimension (b×h), se situe au niveau du palier intermédiaire de l'escalier .Elle est partiellement encastree à ses extrémités dans les poteaux.

III.4.1 pré dimensionnement :

a) Hauteur de la poutre :

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



L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre .

L=420 cm

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \leq h \leq 42$$

On adopte une hauteur de h = 30[cm]

b) Largeur de la poutre :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

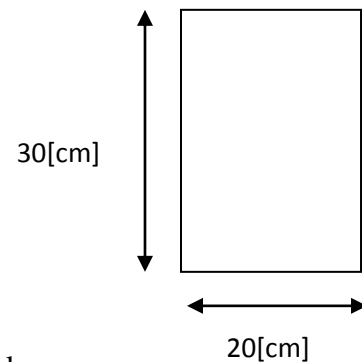
$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

On adopte une largeur de b=20[cm]

Vérification des conditions de RPA99 (ART 7.4.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 20[cm] > 20[cm] \dots\dots\dots CV \\ h = 30[cm] > 30[cm] \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,17 < 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$



Donc la poutre aura pour dimensions :b × h = (20; 30)

III.4.2 Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $25 \times 0,20 \times 0,3 = 1,5 \text{ KN /m}^2$

Poids propre du mur extérieur : $G = 1,73 \times (3,06 - 0,2) = 4,95 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre à L'ELU : $R_a = 38,23 \text{ KN}$

Réaction de l'escalier sur la poutre à L'ELS : $R_a = 27,66 \text{ KN}$

$G = G_M + G_P = 4,95 + 1,5 = 6,45$

III.4.3 Calcul à L'ELU :

a) Combinaison de charge à L'ELU

$$q_u = 1,35G + 2 \frac{R_A}{L}$$

$$q_u = 1,35 \times 6,45 + 2 \frac{38,23}{4,20}$$

$$q_u = 26,91 \text{ KN/m}$$

b) Réaction d'appuis :

$$R_B = R_A = \frac{q_u}{2} l = \frac{26,91}{2} \times 4,20 = 56,51 \text{ KN}$$

c) Calcule des efforts internes :

$$0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$$

$$T_y = 56,51 - 26,91x$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = 56,51 \text{ KN}$

Pour $x=4,20 \rightarrow T_y = -56,51 \text{ KN}$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{26,91}{8} 4,20^2 = 59,34 \text{ KN}$$

o Aux appuis : $M_{ua} = -0,3M_0 = -17,80 \text{ m}$

o Aux travées : $M_{ut} = 0,85M_0 = 50,44 \text{ KN}$

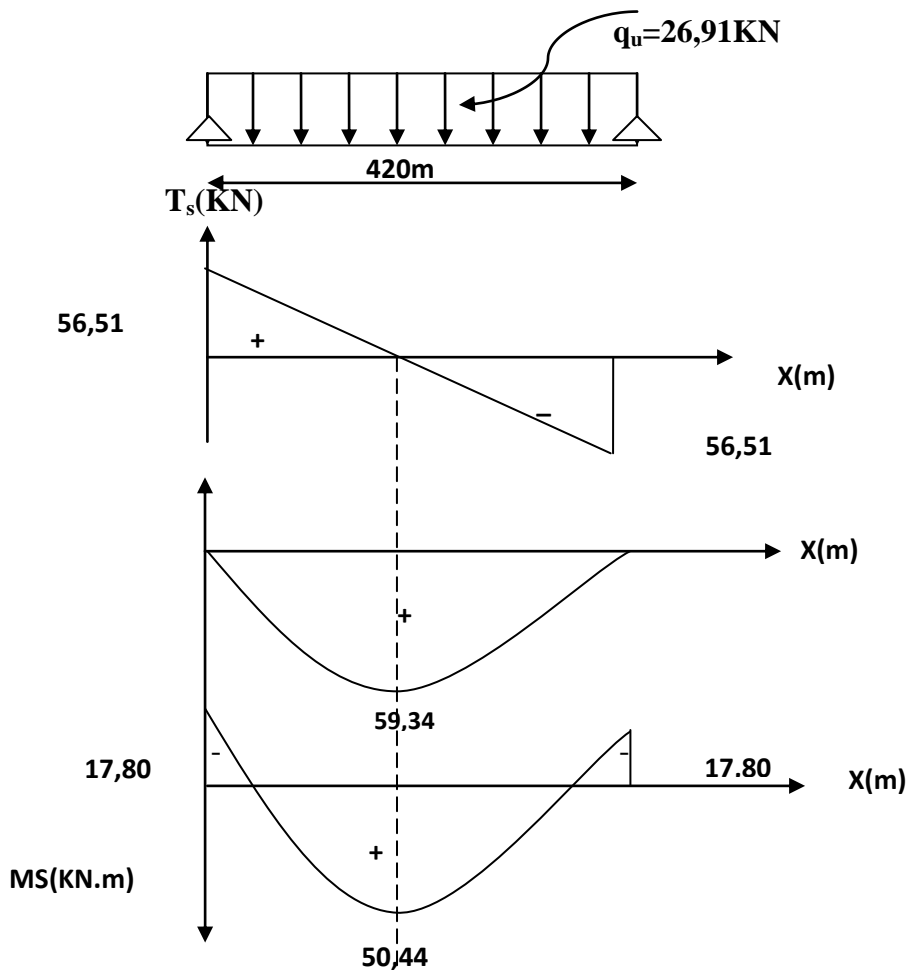


fig III.25 : Diagramme des efforts internes à L'ELU

III.4.4 Calcule des armatures :

○ Aux appuis :

$$b=20\text{cm}; d=28\text{cm} ; c=2 \text{ cm}; h=30 \text{ cm}; f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b} = 14,2 ; \gamma_b=1,5 ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15} ; f_e=400$$

$$M_{ua}=17,80\text{KN} .\text{m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{17,80 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,070$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement armée(SSA).

$$\mu_b = 0,070 \longrightarrow \beta = 0,964$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,80 \times 10^3}{0,964 \times 28 \times 348} = 1,89\text{cm}^2$$

Soit **A = 3HA12=3,39cm²**

○ En travée : **M_{ut}=50,44KN .m**

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{50,44 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,226$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ (SSA).

$$\mu_b = 0,226 \longrightarrow \beta = 0,870$$

$$A = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{50,44 \times 10^3}{0,870 \times 28 \times 348} = 5,95\text{cm}^2$$

Soit **A= 6HA12=6,78cm²**

III.4.5 vérification à l'ELS :

- ✓ **Exigence du RPA sur Les armateur longitudinal :(art 7.5.2.1RPA 99modifié 2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section

$$0,5\% \text{ de la section} = 0,005 \times 20 \times 30 = 3\text{cm}^2$$

En appuis : $A = 3,39\text{cm}^2 > 3\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$

En travée : $A = 6,78\text{cm}^2 > 3\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$

- ✓ **Condition de non fragilité :(Art A .4.2,1/BAEL91 modifier 99)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 20 \times 28 = 0,676 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A = 3,39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{cv}$

- Aux travées : $A = 6,78\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,676\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{cv}$

c) Vérification la contrainte de cisaillement: (Art A .5.1,211/BAEL91 modifier 99)

$$T_u = v_u = 56,51\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right\}$$

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

$$\tau_u = \frac{56,51 \times 10^3}{20 \times 28 \times 10^2} = 1,00\text{MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \longrightarrow$ CV donc pas de risque de cisaillement

- ✓ **Vérification de d'adhérence des barres : Art A .6.1,3/BAEL91 modifier 99)**

○ **En appuis :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} \quad \Psi: \text{coefficient de scellement}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{max}}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{avec} \quad \sum u_i : \text{la somme des périmètre utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

Donc $\tau_{se} = \frac{56,51 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,98 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \Psi = 1,5 \text{ HA}$$

$$\tau_{se} = 1,98 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

○ **En travée**

$$\sum u_i = n \times \phi (\pi + 2) = 3 \times 12 (3,14 + 2) = 185,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{56,51 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 185,04} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Encrage des barres aux appuis : (Art A .6.1,23/BAEL91 modifier 99)**

La longueur de scellement (L_s) est donnée par :

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

Avec $\bar{\tau}_u = 0,6 \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$

○ **Aux appuis**

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 35 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau à laquelle les barres seront ancrée ; la BAEL 91 admet que l'ancrage des barres se termine par un crocher de : $L_C = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

➤ **Diamètre des armatures transversales (art. A.7.2 BAEL91) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 8,57; 12; 20 \} \text{ mm} = 8,57 \text{ mm}$$

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

Soit $A_t = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des barres : (Art 7.5.2.2/RPA 99 version 2003)**

○ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right) = \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right) = 8,7 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 8 \text{ cm}$

○ **Zone courante**

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

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Pourcentage minimum des armatures transversales: (Art 5.1, 22 / BAEL91):**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposés à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

III.4.6 Calcul à L'ELS :

a) Combinaison de charge à L'ELS

$$q_s = 1G + R_s$$

$$q_s = 1 \times (6,45) + 2 \frac{27,66}{4,2}$$

$$q_s = 19,62 \text{ KN/m}$$

b) Réaction d'appuis :

$$R_B = R_A = \frac{q_s}{2} l = \frac{19,62}{2} \times 4,20 = 41,20 \text{ KN}$$

c) Calcul des efforts internes :

$$\text{➤ } 0 \leq x \leq 4,20$$

$$T_y = 41,20 - 19,62x$$

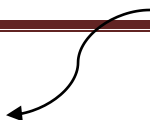
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow T_Y = 41,20 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=4,20 \longrightarrow T_Y = -41,20 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{19,62}{8} 4,20^2 = 43,26 \text{ KN}$$

○ **Aux appuis :** $M_{ua} = -0,3M_0 = -12,97 \text{ KN.m}$

○ **Aux travées :** $M_{ut} = 0,85M_0 = 36,77 \text{ KN.m}$

$$q_s = 19,62 \text{ KN/m}$$



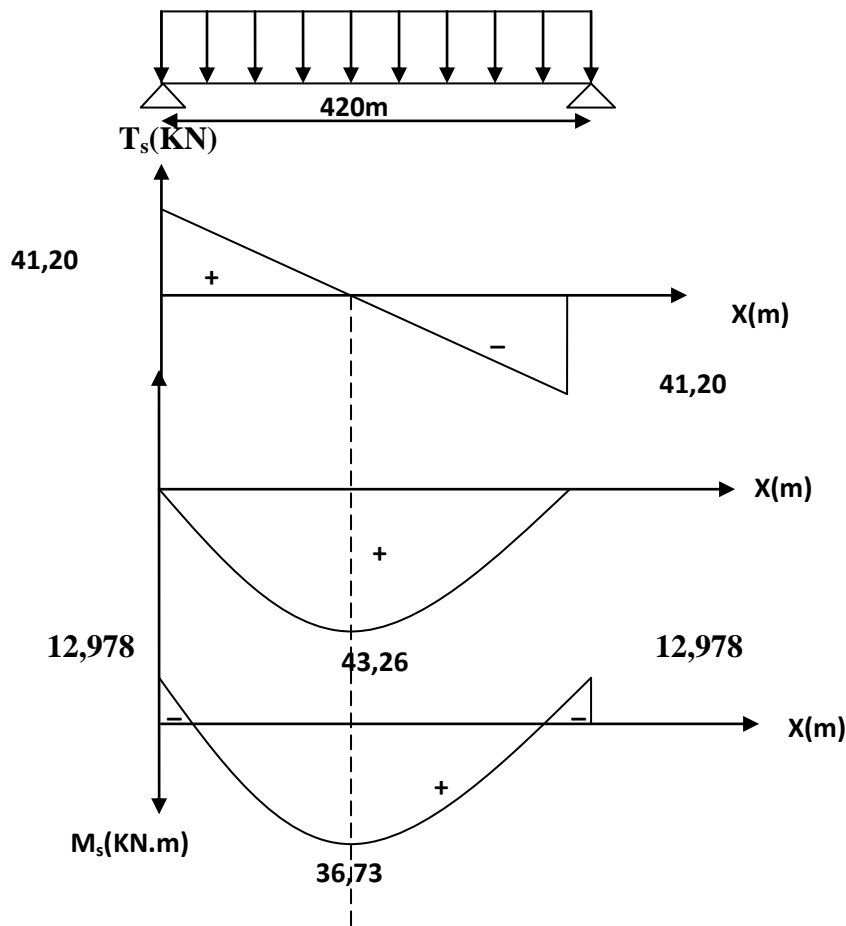


fig III.26 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

III.4.7 Calcul à L'ELS :

✓ **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

Vérification de la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

○ **Aux appuis :**

✓ **Contrainte dans le béton**

$M_{ua} = 12,97 \text{ KN.m}$

$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{20 \times 28} = 0,420$ donc $\beta_1 = 0,9, K_1 = 35$

Avec $\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,97 \times 10^3}{0,9 \times 28 \times 2,35} = 219,01 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{219,01}{35} = 6,25 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

✓ **Contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

$$\sigma_s = 219,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

○ Aux travée

✓ **Contraite dans le béton**

$$M_{ut} = 36,77 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times 6,78}{20 \times 28} = 1,21 \quad \beta_1 = 0,850 \quad K_1 = 18,33$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{36,77 \times 10^3}{0,850 \times 28 \times 6,78} = 227,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{227,86}{18,33} = 12,43 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 227,87 \text{ MPa}$$

$$227,87 < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Etat limite de déformation**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{30}{320} = 0,093 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{30}{420} = 0,071 \leq \frac{36,77}{50,44 \times 10} = 0,073 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{6,64}{100 \times 28} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Conclusion

Après les calculs et les vérifications nous sommes arrivés aux résultats suivants :

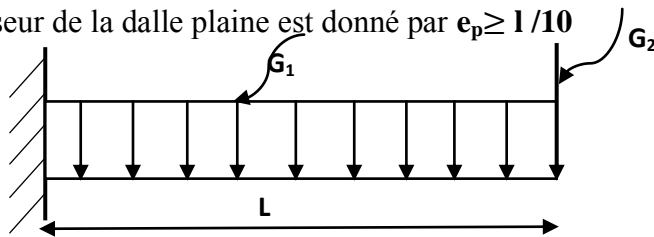
- aux appuis : 3HA12
- aux travées : 6HA12
- Armatures transversales 4HA8 avec un espacement :
 - S_t = 8 cm pour la zone nodale.
 - S_t = 15 cm pour la zone courante

III.5 Calcul des balcons :

III.5.1 Introduction :

Les balcon est constitué par une simple dalle qui est considéré comme des consoles encastrée au niveau de la poutre de rive, soumise aux différentes charge (G,Q,P) .

L'épaisseur de la dalle plane est donné par $e_p \geq l/10$



l : Largeur de balcon

$e_p = \frac{105}{10} = 10,5 \text{ cm} \rightarrow$ épaisseur choisie $e_p = 15 \text{ cm}$

III.5.2 Détermination des charge et surcharge :

a) Les charges permanentes :

- ✓ Les charges des balcons en dalle plane (Tableaux III.5)
- ✓ Les charge et surcharge de garde corps

Désignation	épaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Brique	0,10	9	0,9
Enduit de ciment (×2)	0,015	18	0,54
			G= 1,44

Tableau III.3 : le poids de garde-corps

b) Les surcharges d'exploitations :

Pour :

- La dalle plane : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- Le garde-corps : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.5.3 Combinaison de charges :

✓ à l'ELU :

La dalle plane :

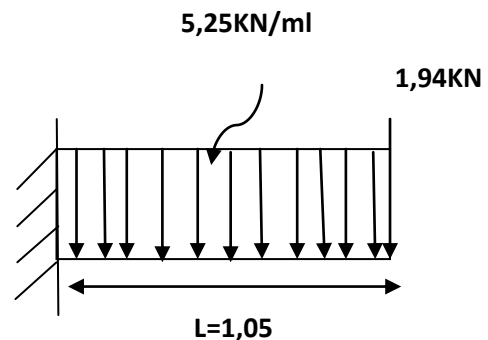
$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml}$

$q_u = (1,35(5,1) + 1,5(3,5)) \times 1 \text{ ml} \rightarrow q_u = 5$

Le garde-corps :

$g_u = (1,35G + 1,5Q)$

$g_u = 1,35(1,44) \rightarrow g_u = 1,94 \text{ KN}$



✓ à l'ELS :

La dalle pleine :

$$q_s = (G+Q)$$

$$q_s = (5,1+3,5) \longrightarrow q_s = 8,6 \text{ KN/ml}$$

Le garde-corps :

$$g_s = G \longrightarrow q_s = 1,44 \text{ KN}$$

III.5.4 Ferrailage :

✓ **Calcul du moment fléchissant**

✓ **à l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l = \frac{5,25(1,05)^2}{2} + 1,94(1,05) = 4,83 \text{ KN.m}$$

✓ **à l'ELS :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s l = \frac{8,6(1,05)^2}{2} + 1,44(1,05) = 6,25 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des armateurs en flexion simple :**

✓ **Armatures principales :**

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 12 ; c = 3 ; h = 15 ; F_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = 14,2 ; \gamma_b = 1,5 ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15} ; f_e = 400$$

$$U_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,83 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392$$

$$U_u = 0,024 \implies \beta = 0,988$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,83 \times 10^3}{0,988 \times 12 \times 348} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10=3,93cm²** avec un espacement $S_t=20\text{cm}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10=3,14cm²** avec un espacement $S_t=16\text{cm}$

III.5.5 vérification à l'ELS :

✓ **Condition de non fragilité : (Art A .4.2,1/BAEL91 modifier 99)**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,45 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

✓ **Vérification de l'adhérence des barres : Art A .6.1,3/BAEL91 modifier 99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{avec} \quad \sum u_i : \text{la somme des périmètre utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

✓ **Effort tranchant**

$$V_u = q_u \times l + g_u = 5,25 \times 1,05 + 1,94 = 7,45 \text{ KN}$$

$$\text{Donc} \quad \tau_{se} = \frac{7,45 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157} = 0,44 \text{ MPa}$$

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

$$\Psi = 1,5 \text{ HA}$$

$$\tau_{se} = 0,44 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

✓ **vérification au cisaillement :** (Art A .5.1,2/BAEL91 modifier 99)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa \right\} = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{7,45 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,062 < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

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

✓ **Vérification de l'espacement des barres :** (Art A .8.2,42/BAEL91 modifier 99)

Armatures principales

$$S_t = 20cm \leq \min(3h, 33cm) = 33cm \longrightarrow \text{condition vérifiée .}$$

Armatures de répartition

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

Avec h=15cm

III.5.6 vérification a l'ELS :

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

Vérification de la condition suivante : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,261$$

$$\rho = 0,261 \longrightarrow \{ \beta_1 = 0,918; k_1 = 45,98 \}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{6,25 \times 10^3}{0,918 \times 3,14 \times 12} = 180,68MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{180,68}{45,98} = 3,92MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots CV$$

✓ **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \quad \text{avec } \eta = 1,6 \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63MPa$$

$$\sigma_{st} = 201,63MPa \geq \sigma_s = 180,68MPa \dots\dots\dots CV$$

✓ **vérification de la flèche :** (Art B .6.5,2/BAEL91 modifier 99)

Les règles de BAEL précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indisponible de calculer la flèche si les conditions suivante sont vérifier.

$$h=15 ; l=1,05m ; M_0=6,25KN.m ; M_t=4,83KN.m ; f_e=400 ; A=3,14cm^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{105} = 0,142 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow \frac{15}{105} = 0,142 \geq \frac{4,83}{6,25 \times 10} = 0,07 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,002 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots\dots\dots CV$$

Les condition sont vérifier ,donc le calcule de la flèche n'est pas nécessaire .

Conclusion

Après les calculs et les vérifications nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Armatures principales 5HA10 avec $S_t=25\text{cm}$
- Armatures répartition 4HA10 avec $S_t=16\text{cm}$

III.6.1 Pré dimensionnement

a) Détermination de la hauteur

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

$$L=330 \text{ cm}$$

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$22 \leq h \leq 33$$

On adopte une hauteur de $h = 30 \text{ cm}$

b) Détermination de la largeur : RPA99 modifié en 2003

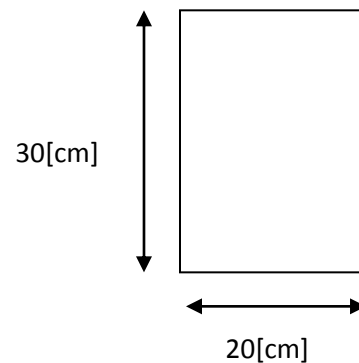
$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

On adopte une largeur de $b=20 \text{ cm}$

Donc la poutre aura pour dimensions : $b \times h = (20; 30)$



III.6.2 Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre $25 \times 0,20 \times 0,3 = 1,5 \text{ KN/m}^2$

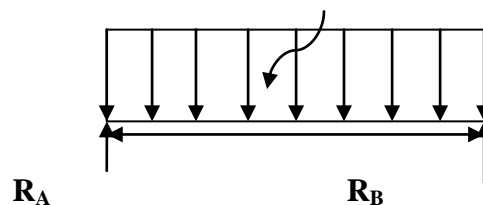
Poids propre du mur extérieur $G = 1,73 \times (3,06 - 0,2) = 4,95 \text{ KN/ml}$

Poids de plancher $G = 3,51 / 2 = 1,755 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 8,205 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation $1,5 \times 0,65 / 2 = 0,488 \text{ KN/ml}$

11,81KN/ml



III.6.3 Calcul à L'ELU :

a) Combinaison de charge à L'ELU

$$q_u = 1,35 \times 8,205 + 1,5 \times 0,488$$

$$q_u = 11,81 \text{ KN/m}$$

b) Réaction d'appuis

$$R_B = R_A = \frac{q_u l}{2} = \frac{11,81}{2} \times 3,30 = 19,49 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes :

$$0 \leq x \leq 3,3$$

$$T_y = 19,49 - 11,81x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow T_y = 19,49 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=4,20 \longrightarrow T_y = -19,49 \text{ KN} \\ M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{11,81}{8} \times 3,3^2 = 16,07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

o **Aux appuis :** $M_{ua} = -0,3M_0 = -4,82 \text{ KN.m}$

o **Aux travées :** $M_{ut} = 0,85M_0 = 13,66 \text{ KN.m}$

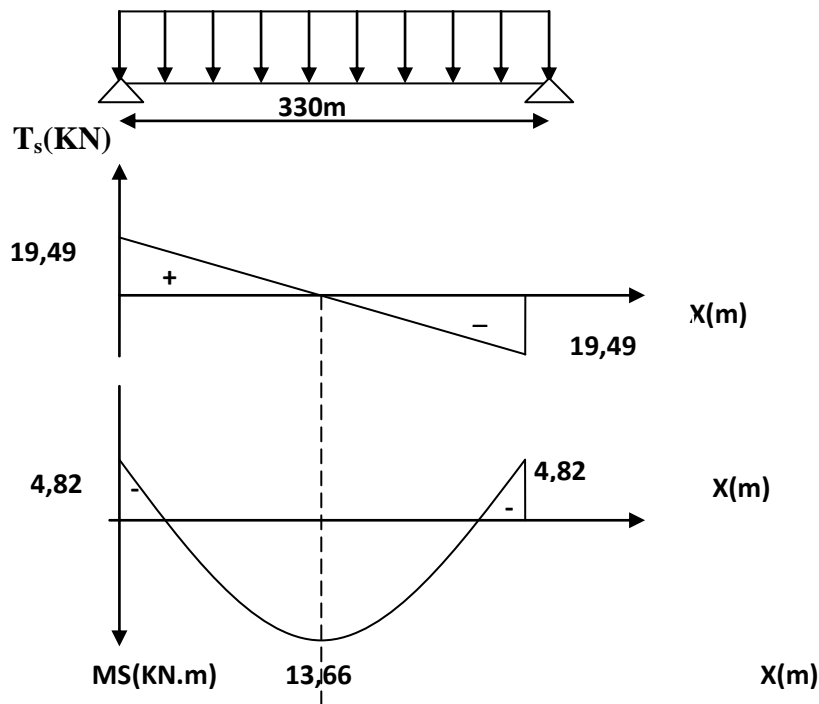


fig III.27 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.6.4 Calcul des armatures :

○ Aux appuis :

$b=20$ cm ; $d=27,5$ cm ; $c=2,5$ cm ; $h=30$ cm ; $M_{ua}=4,82$ KN .m

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{4,82 \times 10^3}{20 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,022$$

$\mu_b < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (SSA) .

$$\mu_b = 0,022 \longrightarrow \beta = 0,989$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,82 \times 10^3}{0,989 \times 27,5 \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2$$

Soit $A = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

○ En travée : $M_{ut} = 13,66$ KN .m

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{13,66 \times 10^3}{20 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,064$$

$\mu_b < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ (SSA) .

$$\mu_b = 0,064 \longrightarrow \beta = 0,967$$

$$A = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,66 \times 10^3}{0,967 \times 27,5 \times 348} = 1,47 \text{ cm}^2$$

Soit $A = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

III.6.5 vérification à l'ELS :

✓ **Condition de non fragilité :(Art A .4.2,1/BAEL91 modifier 99)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 20 \times 27,5 = 0,66 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,66 \text{ cm}^2$ cv

- En travée : $A = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,66 \text{ cm}^2$ cv

✓ **Vérification de la cisaillement : (Art A .5.1,211/BAEL91 modifier 99)**

$$T_U = V_u = 19,49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\tau_u = \frac{19,49 \times 10^3}{20 \times 27,5 \times 10^2} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{CV}$$

✓ **Vérification de d'adhérence des barres : Art A .6.1,3/BAEL91 modifier 99)**

○ **Aux appuis :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} \quad \Psi: \text{coefficient de scellement}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{max}}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{avec} \quad \sum u_i : \text{la somme des périmètre utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = \frac{19,49 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 62,8} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \Psi = 1,5 \text{ HA}$$

$$\tau_{se} = 1,25 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{CV}$$

○ **En travée**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,49 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 75,36} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,04 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{CV}$$

✓ **Encrage des barres aux appuis :(Art A .6.1,23/BAEL91 modifier 99)**

La longueur de scellement (L_s) est donnée par :

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

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = 0,6 \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

○ **Aux appuis**

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 35 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau à laquelle les barres seront ancrée; la BAEL 91 admet que l'ancrage des barres se termine par un crocher de $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$

✓ **Calcule des armatures transversal :**

➤ **Diamètre des armatures transversales (art. A.7.2 BAEL91) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right\} = \min \{8,57; 12; 20\} \text{mm} = 8,57 \text{mm}$$

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

Soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$

➤ **Espacement des barres :(Art 7.5.2.2/RPA 99 version 2003)**

○ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right) = \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right) = 8,75 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 7,5 \text{ cm}$

○ **Zone courante**

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

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1, 22 / BAEL91):**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} .$$

III.6.6 Calcule à L'ELS :

a) Combinaison de charge à L'ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 1 \times 8,205 + 0,488$$

$$q_s = 8,69 \text{KN/m}$$

b) Réaction d'appuis :

$$R_B = R_A = \frac{q_s l}{2} = \frac{8,69}{2} \times 3,3 = 14,34 \text{KN}$$

c) Calcule des efforts internes :

$$0 \leq x \leq 3,3$$

$$T_y = 14,34 - 8,69x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow T_y = 14,34 \text{KN} \\ \text{Pour } x=3,3 \longrightarrow T_y = -14,34 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{8,69}{8} 3,3^2 = 11,82 \text{KN}$$

○ **Aux appuis :** $M_{us} = -0,3M_0 = -3,55 \text{KN.m}$

○ **En travée :** $M_{ut} = 0,85M_0 = 10,05 \text{KN.m}$

$$q_s = 8,69 \text{KN/m}$$

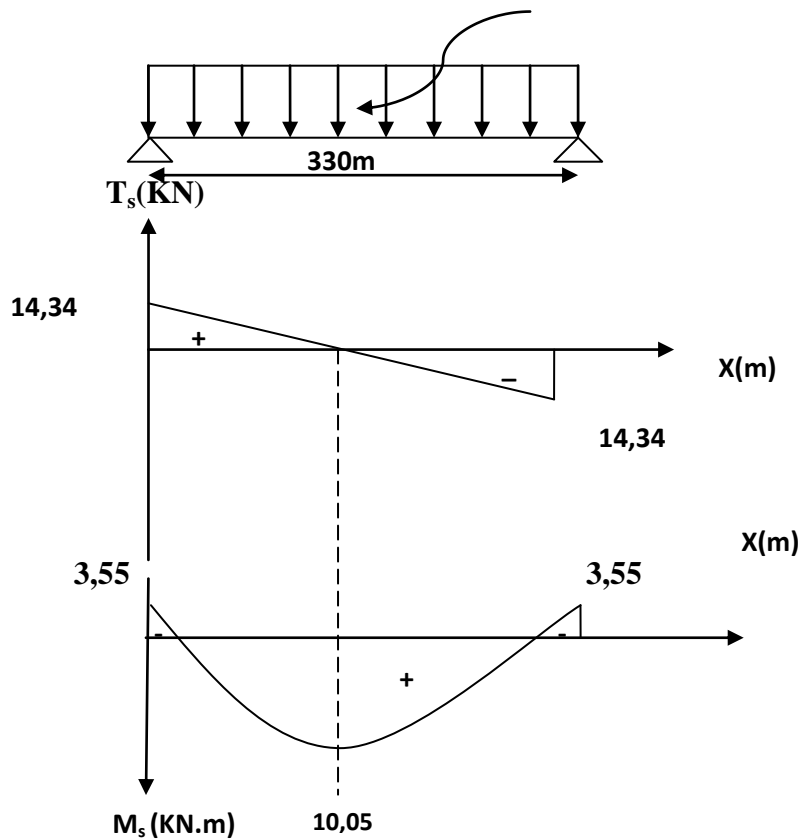


fig III.28 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

III.6.7 Calcul à L'ELS :

✓ **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

Vérification de la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

○ **Aux appuis :**

✓ **Contrainte dans le béton**

$M_{ua} = 3,55 KN \cdot m$

$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1,57}{20 \times 27,5} = 0,285$ donc $\beta_1 = 0,916, K_1 = 44,52$

Avec $\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3,55 \times 10^3}{0,9 \times 27,5 \times 1,57} = 91,36 [MPa]$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{91,36}{44,52} = 2,05 < 15 MPa \dots \dots \dots CV$

✓ **Contrainte dans les aciers :**

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$

$\sigma_s = 91,36 MPa < \bar{\sigma}_s = 348 MPa \dots \dots \dots CV$

○ **Aux travées**

✓ **Contraite dans le béton**

$$M_{ut}=10,05\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 27,5} = 0,41; \beta_1 = 0,902 \quad K_1 = 36,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10,05 \times 10^3}{0,902 \times 27,5 \times 2,26} = 179,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{179,27}{36,02} = 4,98 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Contraite dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 179,27 \text{ MPa}$$

$$179,27 < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Etat limite de déformation**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{30}{330} = 0,090 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 ; \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{30}{330} = 0,090 \geq \frac{10,05}{11,82 \times 10} = 0,085 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{2,26}{20 \times 27,5} = 0,0041 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Conclusion

Après les calculs et les vérifications nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- aux appuis : 2HA10
- aux travées : 2HA12
- Armateurs transversale 4HA8 avec un espacement :
 - $S_t = 7,5 \text{ cm}$ pour la zone nodale.
 - $S_t = 15 \text{ cm}$ pour la zone corante.

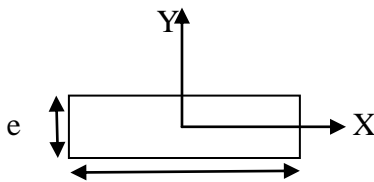
IV.1 Introduction

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontal, engendrée par le vent ou le séisme. Leur but de comparer l'inertie des voiles par apport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître des sollicitations sur les éléments voiles et portiques.

IV.2 Les étapes d'étude de contreventement :

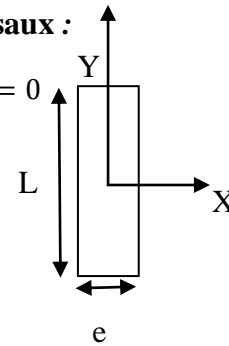
- Les refends longitudinaux :

$$I_x = \frac{Le^3}{12} = 0; I_y = \frac{eL^3}{12}$$



- Les refends transversaux :

$$I_x = \frac{eL^3}{12}; I_y = \frac{Le^3}{12} = 0$$



IV.3 Calcul des inerties fictives des portiques :

Méthode des approximations successives :

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher et de comparer aux flèches.

L'inertie fictive des portiques est donnée par $I_{en} = \frac{F_n}{D_n}$ avec $D_n = \sum \Delta_n$

I_{en} : inertie équivalente du portique au niveau « i ».

Δ_n : Déplacement du portique au niveau « i ».

F_n : Flèche du refond au niveau « i ».

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n).

IV.4 les résultats d'étude de contreventement :

La disposition des voiles :

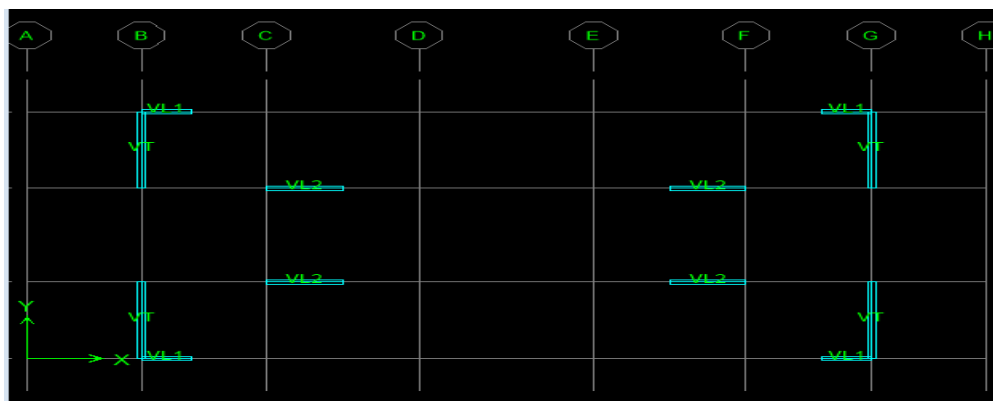


Fig IV.1: La disposition des voiles

Refend longitudinal					
Voile	e(m)	L(m)	nombre	I(m4)	
VL1	0,2	1,3	4	0,147	
VL2	0,2	2	4	0,533	I _{moyen} =0,68
Refend transversal					
VT	0,2	3,6	4	0,77	I _{moyen} =3,08

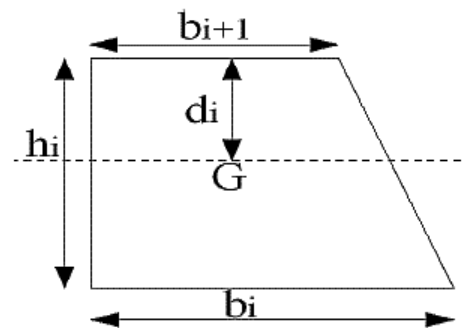
Tableau IV.1: Les inerties des refends dans les deux sens

IV.5 Calcul des flèches dans les refends :

Méthode des moments des aires

La flèche que prendrait un refend à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (1tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} S_i = (b_i + b_{i+1}) \frac{h_i}{2} \\ d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i \end{array} \right.$$



f_i : flèche de refend choisit au niveau « i ».

S_i : Surface du trapèze.

d_i : entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré

Niveaux	H (m)	B _i (m)	B _{i+1} (m)	S _i (m ²)	d _i (m)	S _i x d _i	f _i .EI= ∑ S _i x d _i
4	3,06	3,06	0	4,6818	2,04	9,55	343,804
3	3,06	6,12	3,06	14,0454	1,7	23,877	334,254
2	3,06	9,18	6,12	23,409	1,632	38,203	310,377
1	3,06	12,24	9,18	32,7726	1,6028	52,528	272,174
RDC	3,06	15,3	12,24	42,1362	1,5866	66,853	219,646
ES	4,08	19,38	16,32	72,828	2,098	152,793	152,793

Tableau IV.2 : Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.

f_{e/sol} = 152,793

f_{RDC} = 219,646

f₁ = 272,147

f₂ = 310,377

f₃ = 334,254

f₄ = 343,804

IV.6 Calcul des rigidités au niveau des portiques :

IV.6.1 Présentation de la méthode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, qui permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, et de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

IV.6.2 Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considéré concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
 - Rectangulaire pour le vent.
 - triangulaire pour le séisme.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

IV.6.3 Etapes de calculs :

- ✓ Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Rigidités linéaires d'un poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Rigidités linéaires d'une poutre : $K_{pout} = \frac{I_{pout}}{L_c}$

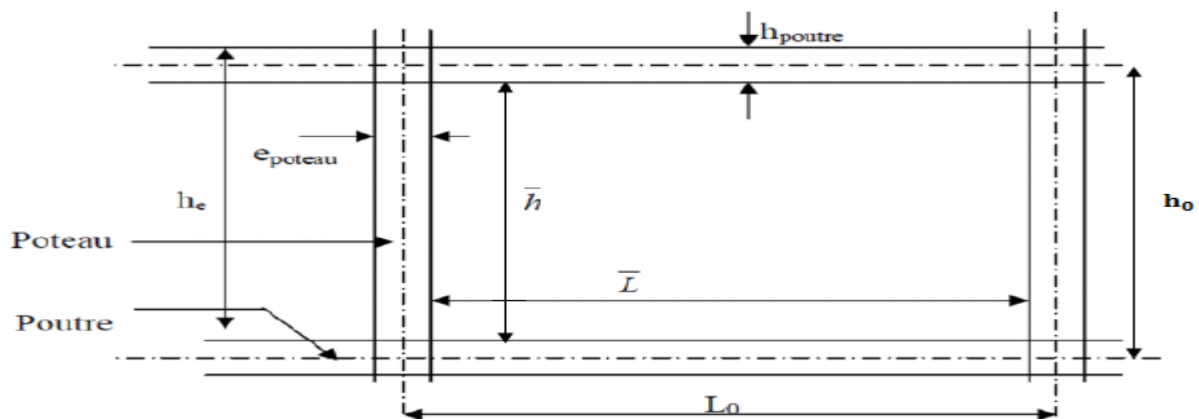


Fig IV.2 : Identification des paramètres.

Avec :

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau) égale à $(L_0 - h_{pot})$

L_c : Longueur de calcul de la poutre.

h_c : Hauteur de calcul de poteau.

e_p : Largeur des poteaux.

I : Moment d'inertie de l'élément.

\bar{L} : Longueur entre nus des poteaux.

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidités linéaires (poutre, poteau).

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

Les calculs sont résumés dans les tableaux suivant :

Niveau	Travées	L	h(cm)	$L_c(\text{cm}) L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{pout}$	$I_{pout} (\text{cm}^4)$	$K_{pout} = I_{pout} / L_c$
4,3,2	1,2	325	35	342,5	107187,5	312,95
	2,3	405	35	422,5	107187,5	253,7
	3,4	325	35	342,5	107187,5	312,95
1,RDC	1,2	320	35	337,5	107187,5	317,59
	2,3	400	35	417,5	107187,5	256,74
	3,4	320	35	337,5	107187,5	317,59
ES	1,2	320	35	337,5	107187,5	317,59
	2,3	400	35	417,5	107187,5	256,74
	3,4	320	35	337,5	107187,5	317,59

Tableau IV.3 : Rigidité linéaire des poutres transversaux (poutre secondaire)

Niveau	Travées	L	h(cm)	$L_c(\text{cm}) L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{pout}}$	$I_{\text{Pout}} (\text{cm}^4)$	$K_{\text{pout}} = \frac{I_{\text{Pout}}}{L_c}$
4,3,2	1,2	265	35	282,5	107187,5	379,42
	2,3	295	35	312,5	107187,5	343
	3,4	365	35	382,5	107187,5	280,23
	4,5	425	35	442,5	107187,5	242,23
	5,6	365	35	382,5	107187,5	280,23
	6,7	295	35	312,5	107187,5	343
	7,8	265	35	312,5	107187,5	379,42
1,RDC	1,2	260	35	277,5	107187,5	386,26
	2,3	290	35	307,5	107187,5	348,57
	3,4	360	35	377,5	107187,5	283,94
	4,5	420	35	437,5	107187,5	245
	5,6	360	35	377,5	107187,5	283,94
	6,7	290	35	307,5	107187,5	348,57
	7,8	260	35	277,5	107187,5	386,26
ES	1,2	260	35	277,5	107187,5	386,26
	2,3	290	35	307,5	107187,5	348,57
	3,4	360	35	377,5	107187,5	283,94
	4,5	420	35	437,5	107187,5	245
	5,6	360	35	377,5	107187,5	283,94
	6,7	290	35	307,5	107187,5	348,57
	7,8	260	35	277,5	107187,5	386,26

Tableau IV.4 : Rigidité linéaire des poutres longitudinal (poutres principales)

Niveau	Axes	L(cm)	h(cm)	h _c (cm)=L+h /2	I _{pot} (cm ⁴)	K _{Pot} =I _{pot} /h _c
4,3,2	1	271	35	288,5	125052,8	433,46
	2	271	35	288,5	125052,8	433,46
	3	271	35	288,5	125052,8	433,46
	4	271	35	288,5	125052,8	433,46
	5	271	35	288,5	125052,8	433,46
	6	271	35	288,5	125052,8	433,46
	7	271	35	288,5	125052,8	433,46
	8	271	35	288,5	125052,8	433,46
1,RDC	1	271	40	291	213333, 33	733,10
	2	271	40	291	213333, 33	733,10
	3	271	40	291	213333, 33	733,10
	4	271	40	291	213333, 33	733,10
	5	271	40	291	213333, 33	733,10
	6	271	40	291	213333, 33	733,10
	7	271	40	291	213333, 33	733,10
	8	271	40	291	213333, 33	733,10
ES	1	373	40	393	213333, 33	542,83
	2	373	40	393	213333, 33	542,83
	3	373	40	393	213333, 33	542,83
	4	373	40	393	213333, 33	542,83
	5	373	40	393	213333, 33	542,83
	6	373	40	393	213333, 33	542,83
	7	373	40	393	213333, 33	542,83
	8	373	40	393	213333, 33	542,83

Tableau IV.5 : Rigidité linéaire des poteaux dans le sens X-X

Niveau	Axes	L(cm)	h(cm)	h _c (cm)=L+h /2	I _{pot} (cm ⁴)	K _{Pot} =I _{pot} /h _c
4,3,2	1	271	35	288,5	125052,8	433,46
	2	271	35	288,5	125052,8	433,46
	3	271	35	288,5	125052,8	433,46
1,RDC	1	271	40	291	213333, 33	733,10
	2	271	40	291	213333, 33	733,10
	3	271	40	291	213333, 33	733,10
ES Cas de RDC	1	373	40	393	213333, 33	542,83
	2	373	40	393	213333, 33	542,83
	3	373	40	393	213333, 33	542,83

Tableau IV.6 : Rigidité linéaire des poteaux dans le sens Y-Y

✓ Calcul des coefficients \bar{K} (rigidité moyennes) :

- Cas d'étage courants \bar{K} :
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{pout\ sup} + \sum K_{pout\ inf}}{2K_{pot}}$$
- Cas de RDC :
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr\ (poutres\ sup)}}{K_{pot}}$$

✓ Calcul des coefficients des rigidités des poteaux :

- Cas d'étage courant : $a_{ij} = \frac{\bar{K}}{2+\bar{K}}$
- Cas de RDC : $a_{ij} = \frac{0,5+\bar{K}}{2+\bar{K}}$

✓ Calcul de la rigidité des poteaux i au niveau j

$$r_{ij} = a_{ij} K_{pot} \frac{12E}{h_c^2}$$

E : module de déformation instantané du béton E=321641,195(daN /cm²).

✓ Calcul des rigidités d'un portique au niveau j dans le sens x-x et y-y :

$R_{jx} = \sum r_{ijx}$: Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$r_{jy} = \sum r_{iyy}$: Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Portiques	hc	$I_{pot}(cm^4)$	$K_{pot}(cm^3)$	$K_{pout}(cm^3)$	\bar{K}	a_j	$r_{jx}Kn/cm$	$R_{jx}(Kn/cm)$
1	288,5	125052,8	433,46	379,42	0,88	0,31	62,31	631,14
2	288,5	125052,8	433,46	343	1,67	0,46	92,46	
3	288,5	125052,8	433,46	280,23	1,44	0,42	84,42	
4	288,5	125052,8	433,46	242,23	1,21	0,38	76,38	
5	288,5	125052,8	433,46	280,23	1,21	0,38	76,38	
6	288,5	125052,8	433,46	343	1,44	0,42	84,42	
7	288,5	125052,8	433,46	379,42	1,67	0,46	92,46	
8	288,5	125052,8	433,46		0,88	0,31	62,31	
1	291	213333,33	733,10	386,26	0,53	0,21	70,17	815,12
2	291	213333,33	733,10	348,57	1	0,33	110,27	
3	291	213333,33	733,10	283,94	0,86	0,3	100,24	
4	291	213333,33	733,10	245	0,72	0,26	86,88	
5	291	213333,33	733,10	283,94	0,72	0,26	86,88	
6	291	213333,33	733,10	348,57	0,86	0,3	100,24	
7	291	213333,33	733,10	386,26	1	0,33	110,27	
8	291	213333,33	733,10		0,53	0,21	70,17	
1	393	213333,33	542,83	386,26	0,71	0,45	61,04	369
2	393	213333,33	542,83	348,57	1,35	0,55	74,61	
3	393	213333,33	542,83	283,94	1,17	0,53	71,89	
4	393	213333,33	542,83	245	0,97	0,50	67,83	
5	393	213333,33	542,83	283,94	0,97	0,50	67,83	
6	393	213333,33	542,83	348,57	1,17	0,53	71,89	
7	393	213333,33	542,83	386,26	1,35	0,55	74,61	
8	393	213333,33	542,83		0,71	0,45	61,04	

Tableau IV.7 : Rigidité linéaire des portiques longitudinal

Portiques	Hc	I _{pot} (cm ⁴)	K _{pot} (cm ³)	K _{pout} (cm ³)	\bar{K}	a _j	r _{jx} Kn/cm	R _{jx} (Kn/cm)
1	342,5	89322,92	433,63	312,95	0,72	0,26	37,10	149,2
2	422,5	89322,92	433,63	253,7	1,31	0,40	37,50	
3	422,5	89322,92	433,63	312,95	1,31	0,40	37,50	
4	342,5	89322,92	433,63		0,72	0,26	37,10	
1	337,5	89322,92	733,10	317,59	0,43	0,18	44,71	180,32
2	417,5	89322,92	733,10	256,74	0,78	0,28	45,45	
3	417,5	89322,92	733,10	317,59	0,78	0,28	45,45	
4	337,5	89322,92	733,10		0,43	0,18	44,71	
1	337,5	89322,92	542,83	317,59	0,59	0,23	42,31	166,36
2	417,5	89322,92	542,83	256,7	1,05	0,34	40,87	
3	417,5	89322,92	542,83	317,95	1,05	0,34	40,87	
4	337,5	89322,92	542,83		0,59	0,23	42,31	

Tableau IV.8 : Rigidité linéaire des portiques transversaux

✓ Calcul des déplacements des portiques :

-La rotation d'étage est donnée :

Niveau étage courant :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Niveau RDC :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

Avec

$$M_n = T_n \times h_n$$

T_n : effort tranchant de niveau « n ».

$$K_{tn} : \text{raideur des poutres. } K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{raideur des poteaux. } K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

h : hauteur d'étage.

L : longueur libre de la poutre.

Les déplacements sont donnée par : $\Delta_n = \Psi_n \cdot h$

Avec :

$$E \Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

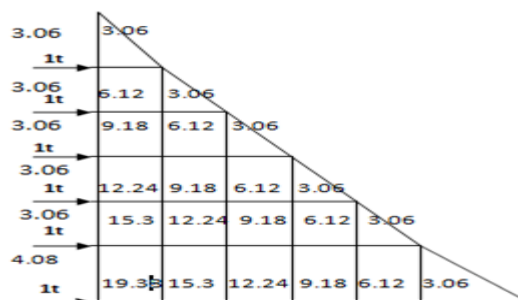


Fig IV.3 : Diagramme des moments.

Niveau	Portique	$\sum k_{pn}$	$\sum k_{in}$	M_n	M_{n+1}	EO_n	$E\Psi_n$	EA_n	$D_n = \sum EA_n$	F_i	I_e	$\sum I_e$
4	A-B	0.0035	0.0022	3.06	0	80,95	135,79	415,52	2908,64	343.804	0.11	0,77
	B-C	0.0035	0.0022	3.06	0	80,95	135,79	415,52		343.804	0.11	
	C-D	0.0035	0.0022	3.06	0	80,95	135,79	415,52		343.804	0.11	
	D-E	0.0035	0.0022	3.06	0	80,95	135,79	415,52		343.804	0.11	
	E-F	0.0035	0.0022	3.06	0	80,95	135,79	415,52		343.804	0.11	
	F-G	0.0035	0.0022	3.06	0	80,95	135,79	415,52		343.804	0.11	
	G-H	0.0035	0.0022	3.06	0	80,95	135,79	415,52		343.804	0.11	
3	A-B	0.0035	0.0022	6.12	3.06	190,62	247,93	758,67	5310,7	334.254	0.063	0.44
	B-C	0.0035	0.0022	6.12	3.06	190,62	247,93	758,67		334.254	0.063	
	C-D	0.0035	0.0022	6.12	3.06	190,62	247,93	758,67		334.254	0.063	
	D-E	0.0035	0.0022	6.12	3.06	190,62	247,93	758,67		334.254	0.063	
	E-F	0.0035	0.0022	6.12	3.06	190,62	247,93	758,67		334.254	0.063	
	F-G	0.0035	0.0022	6.12	3.06	190,62	247,93	758,67		334.254	0.063	
	G-H	0.0035	0.0022	6.12	3.06	190,62	247,93	758,67		334.254	0.063	
2	A-B	0.0035	0.0022	9.18	6.12	305,23	432,81	1324,4	9270,8	310.377	0.033	0.23
	B-C	0.0035	0.0022	9.18	6.12	305,23	432,81	1324,4		310.377	0.033	
	C-D	0.0035	0.0022	9.18	6.12	305,23	432,81	1324,4		310.377	0.033	
	D-E	0.0035	0.0022	9.18	6.12	305,23	432,81	1324,4		310.377	0.033	
	E-F	0.0035	0.0022	9.18	6.12	305,23	432,81	1324,4		310.377	0.033	
	F-G	0.0035	0.0022	9.18	6.12	305,23	432,81	1324,4		310.377	0.033	
	G-H	0.0035	0.0022	9.18	6.12	305,23	432,81	1324,4		310.377	0.033	
1	A-B	0,0059	0.0023	12.24	9.18	560,38	631,27	1931,68	13521,76	272.174	0.02	0.14
	B-C	0,0059	0.0023	12.24	9.18	560,38	631,27	1931,68		272.174	0.02	
	C-D	0,0059	0.0023	12.24	9.18	560,38	631,27	1931,68		272.174	0.02	
	D-E	0,0059	0.0023	12.24	9.18	560,38	631,27	1931,68		272.174	0.02	
	E-F	0,0059	0.0023	12.24	9.18	560,38	631,27	1931,68		272.174	0.02	
	F-G	0,0059	0.0023	12.24	9.18	560,38	631,27	1931,68		272.174	0.02	
	G-H	0,0059	0.0023	12.24	9.18	560,38	631,27	1931,68		272.174	0.02	
RD C	A-B	0,0059	0.0023	15.3	12.24	702,15	806,25	2467,12	17269,84	219.646	0.013	0.091
	B-C	0,0059	0.0023	15.3	12.24	702,15	806,25	2467,12		219.646	0.013	
	C-D	0,0059	0.0023	15.3	12.24	702,15	806,25	2467,12		219.646	0.013	
	D-E	0,0059	0.0023	15.3	12.24	702,15	806,25	2467,12		219.646	0.013	
	E-F	0,0059	0.0023	15.3	12.24	702,15	806,25	2467,12		219.646	0.013	
	F-G	0,0059	0.0023	15.3	12.24	702,15	806,25	2467,12		219.646	0.013	
	G-H	0,0059	0.0023	15.3	12.24	702,15	806,25	2467,12		219.646	0.013	
E/S ol	A-B	0,0043	0.0023	19.38	15.3	910,36	455,18	1857,13	12999,91	152.793	0.012	0.084
	B-C	0,0043	0.0023	19.38	15.3	910,36	455,18	1857,13		152.793	0.012	
	C-D	0,0043	0.0023	19.38	15.3	910,36	455,18	1857,13		152.793	0.012	
	D-E	0,0043	0.0023	19.38	15.3	910,36	455,18	1857,13		152.793	0.012	
	E-F	0,0043	0.0023	19.38	15.3	910,36	455,18	1857,13		152.793	0.012	
	F-G	0,0043	0.0023	19.38	15.3	910,36	455,18	1857,13		152.793	0.012	
	G-H	0,0043	0.0023	19.38	15.3	910,36	455,18	1857,13		152.793	0.012	

Tableau IV.9 : Sens longitudinal

niveau	Portique	$\sum k_{pn}$	$\sum k_{in}$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum E\Delta_n$	F_i	I_e	$\sum I_e$
4	1-2	0.0017	0.00087	3.06	0	105,2	187,25	573	1719,02	343.804	0.2	0.6
	2-3	0.0017	0.00087	3.06	0	105,2	187,25	573		343.804	0.2	
	3-4	0.0017	0.00087	3.06	0	105,2	187,25	573		343.804	0.2	
3	1-2	0.0017	0.00087	6.12	3.06	269,3	459,91	1407,32	4221,96	334.254	0.08	0.24
	2-3	0.0017	0.00087	6.12	3.06	269,3	459,91	1407,32		334.254	0.08	
	3-4	0.0017	0.00087	6.12	3.06	269,3	459,91	1407,32		334.254	0.08	
2	1-2	0.0017	0.00087	9.18	6.12	650,52	757,16	2316,90	6950,7	310.377	0.04	0.12
	2-3	0.0017	0.00087	9.18	6.12	650,52	757,16	2316,90		310.377	0.04	
	3-4	0.0017	0.00087	9.18	6.12	650,52	757,16	2316,90		310.377	0.04	
1	1-2	0.0029	0.00089	12.24	9.18	863,80	990,29	3030,28	9090,84	272.174	0.03	0.09
	2-3	0.0029	0.00089	12.24	9.18	863,80	990,29	3030,28		272.174	0.03	
	3-4	0.0029	0.00089	12.24	9.18	863,80	990,29	3030,28		272.174	0.03	
RDC	1-2	0.0029	0.00089	15.3	12.24	1116,78	1220,58	3734,97	11204,91	219.65	0.02	0.06
	2-3	0.0029	0.00089	15.3	12.24	1116,78	1220,58	3734,97		219.65	0.02	
	3-4	0.0029	0.00089	15.3	12.24	1116,78	1220,58	3734,97		219.65	0.02	
E/Sol	1-2	0.0022	0.00089	19.38	15.3	1324,38	662,19	2701,73	8105,19	152.793	0.019	0.057
	2-3	0.0022	0.00089	19.38	15.3	1324,38	662,19	2701,73		152.793	0.019	
	3-4	0.0022	0.00089	19.38	15.3	1324,38	662,19	2701,73		152.793	0.019	

Tableau IV.10 : Sens transversal

	E/Sol	RDC	1	2	3	4	I Moyenne
Sens transversales	0,6	0,24	0,12	0,09	0,06	0,057	1,167
Sens longitudinale	0,77	0,44	0,23	0,14	0,091	0,084	1,76

Tableau IV.11 : Résumé des inerties fictives des portiques.

- ✓ Comparaison des inerties des voiles et des portiques :
- Sens transversal :

Inertie	Inertie [m ⁴]	Pourcentage [%]
Portiques	1,167	27,48
Voiles	3,08	72,52
Portiques+voiles	4,25	100

- **Sens longitudinal :**

Inertie	Inertie [m⁴]	Pourcentage [%]
Portiques	1,76	72,13
Voiles	0,68	27,87
Portiques+voiles	2,44	100

-En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que le contreventement est le même dans les deux sens. L'inertie des portiques dépasse 25 % de l'inertie totale de la structure.

D'après le RPA (Article 4.2.3) : **le système de contreventement est mixte**

D'où le coefficient de comportement **R = 5** (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).

V.1 Introduction :

Parmi les catastrophe naturelles qui affectent le nord de l’Algérie .les secousses sismiques sont celles qui ont le d’effets destructeurs dans les zones urbanisé, qui demande plusieurs méthode de calcule très rigoureuses telle que la MEF qui s’appuyés sur l’outil informatique et des logiciels de calcul (ETABS, ROBOT.....etc.).

Dans ce chapitre nous présentons les étapes de la modélisation de notre structure sur ETABS.

V.2 choix de la méthode de calcul :

Selon le RPA99, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d’analyse modale spectrale.
 - La méthode d’analyse dynamique par accélérogrammes.

I.2 .1 La méthode statique équivalente :(MSE)

Dans cette méthode en RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme par un système de forces statiques dont les effets seront considères séparément suivant les deux directions définis par les axes principaux de la structure .

Condition d’applications de la :(MSE)

a) Le bloc étudié, vérifier les conditions de régularité en plan et en élévation avec $H \leq 65m$ **condition vérifier** en zone I et IIa.

b) Le bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant les conditions complémentaire exigée par le RPA (ART4 .1.2) énoncée la condition de la hauteur on a. Les bâtiments concernes ne doivent pas dépasser(07) niveaux ou 23m en zone (IIa) pour les groupes d’usages 2.

V.2 .2 La méthode dynamique modal :

a) La méthode d’analyse modale spectrale : peut être utilisée dans le cas particulier où le cas de la méthode statique représenter par un spectre de réponse.

b) La méthode d’analyse dynamique par accélérogrammes : peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d’interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Conclusion :

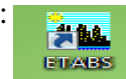
La structure répand aux conditions exigées en RPA donc une utilise la méthode statique équivalente.

V.3 Modalisation et introduction des données :

La structure sera modélisée pal le logiciel ETABS par les étapes suivant :

✓ **Première étape**

- Unité de calcule (KN.m)
- Le nombre de niveau : 6m
- Hauteur de RDC : 3,06m
- H Hauteur de RDC : 3,06m
- Hauteur de entre sol: 4,08m



✓ **Deuxièmes étape :** 

Définition des matériaux (béton et acier) par les propriétés suivant :

Masse volumique : $2,5\text{KN/m}^3$

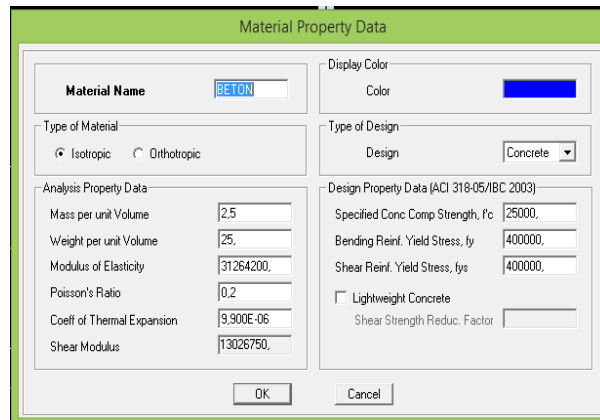
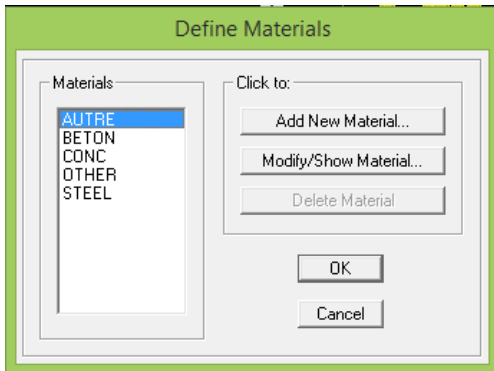
Poids volumique : 25KN/m^3

Module d'élasticité : 32164200KN/m

Coefficient de poisson : 0,2 (à L'ELS)

Resistance du béton à la compression $f_{c28}=25000\text{KN/m}^2$

Nuances des aciers FeE400 : 400000KN/m



✓ **Troisième étape :**

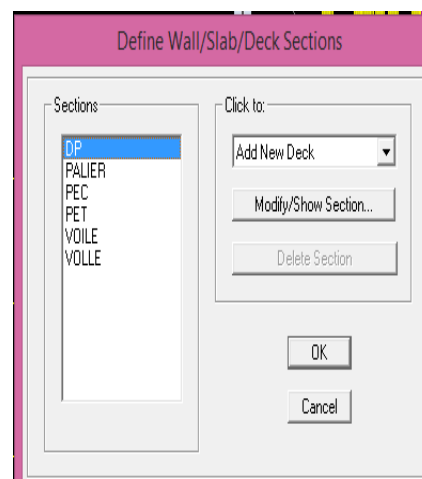
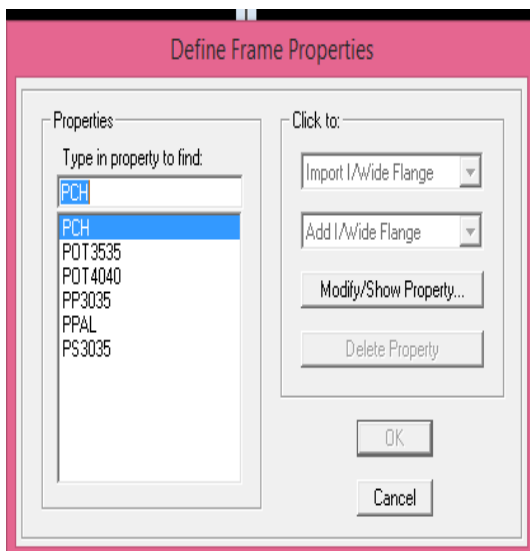
➤ **Poutres**

- Poutre principal (30×35).
- Poutre secondaire (30×35).
- Poutre de chainage (20× 30).
- Poutre palière (20×30).

➤ **poteaux**

- (40× 40) cm² pour entre sol ; RDC ; 1^{er} étage
- (35× 35) cm² pour 2; 3; 4 étage

Remarque : dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifié:
Les poutres → beam et pour les poteaux → column



➤ Les voiles

Pour les voiles l'épaisseur est de 20cm

Les planchers

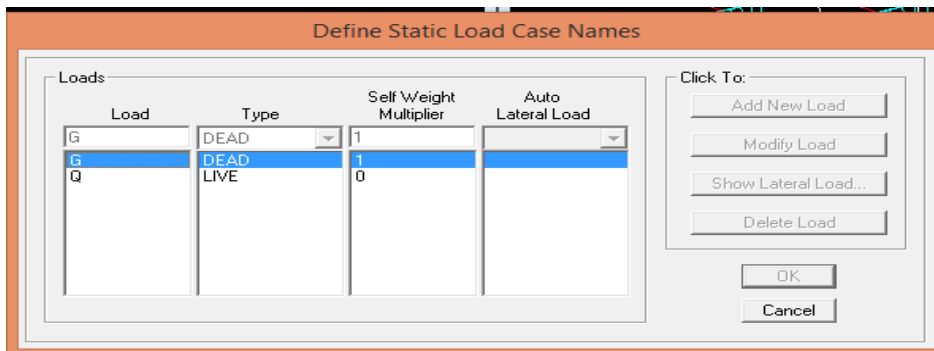
- Les dalles plaines : épaisseur de 15 cm.
- Plancher a corps creux : ou utilise des sections en T.

✓ Quatrième étape :

Cette étape consiste à définir les charge appliqué sur la structure a modélisé

▪ Charges statiques (G et Q):

- Charges permanentes: G
- Charges d'exploitation: Q

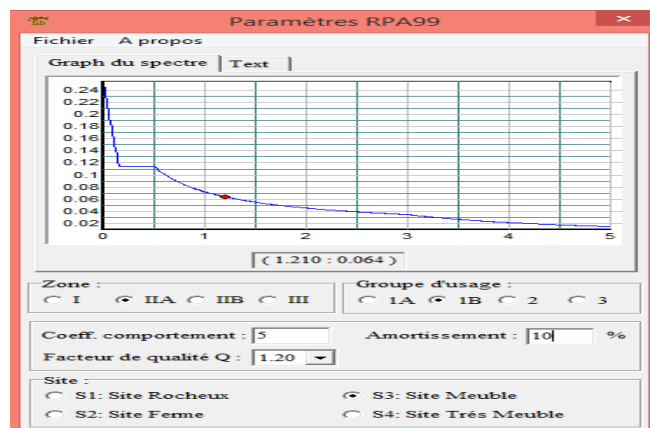


✓ Cinquième étape :

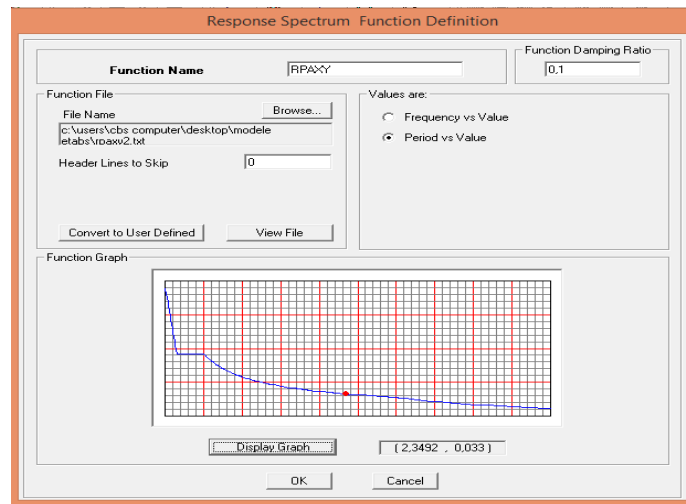
Définition du chargement qui sera appliqué a la structure :

▪ Chargement dynamique:


- La zone : IIa
- Le groupe d'usage 1B
- Coefficient de comportement :R=5
- Coefficient d'amortissement A :A= 10% (Tableau RPA99.2003)
- Nature de site :site meuble 3
- Facteur de qualité : $Q=1+\sum P_Q=1,20$

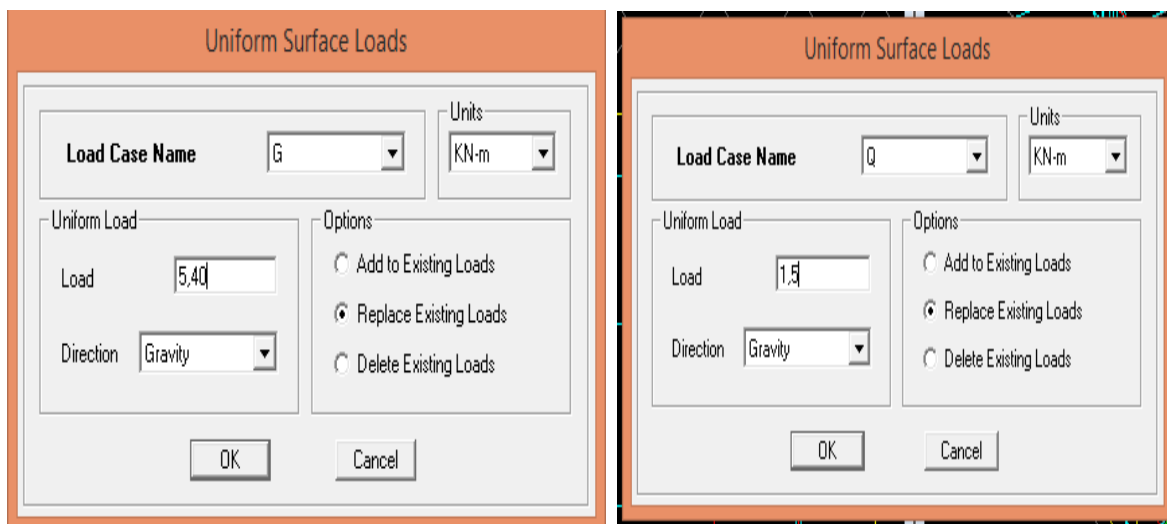


Après avoir introduit les données dans leurs cases respective, on clique sur l'onglet Text et on enregistre. Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel ETABS.



✓ **Sixième étapes :**

Chargement est défini par la sélection des plancher et l'introduction de chargement linéaire qui lui revient on cliquant sur 




Septième étapes :

✓ On introduit les combinaisons suivantes :

- BAEL 91** :1,35G+1,5Q (l'ELU)
- G+Q** (l'ELS)
- Accidentelles** : (G+Q ±E) et (0,8±E)

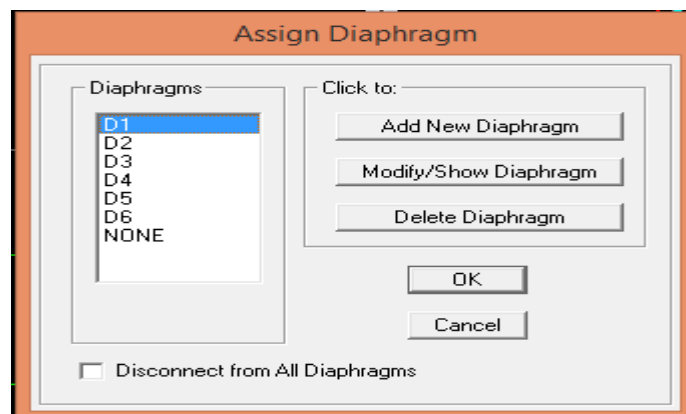
✓ **Huitième étapes :**

Appuis : Les poteaux sont supposé encastrés dans les fondations pour modaliser cet encastrement on clique sur 



Diaphragme : 

Comme les planchers sont considérés infiniment rigides, on doit relier toutes les nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'il forme un diaphragme.

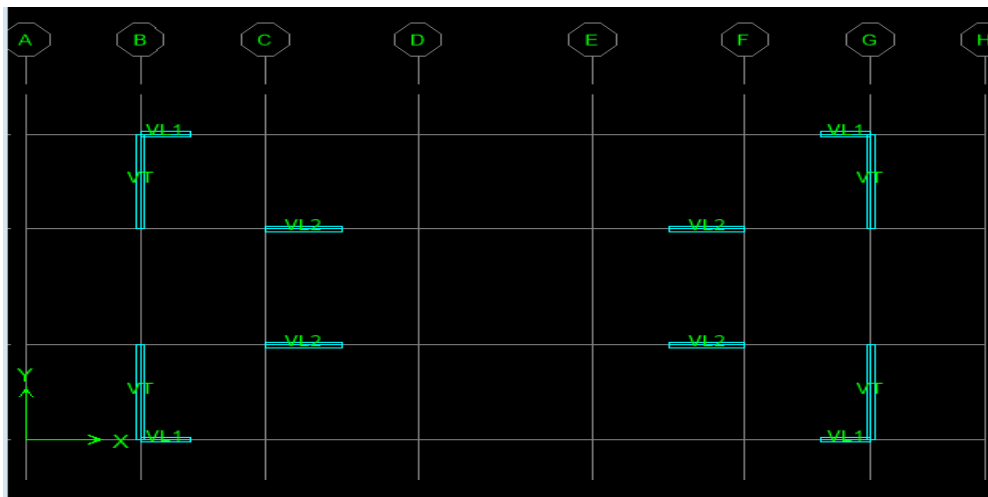


✓ **Neuvième étape :**

Consiste à l'analyse et visualisation des résultats, pour lancer l'analyse de la structure, on

se positionne sur l'onglet **Analyse** et on sélectionne **Run Analyse ou clique sur** 

Avant l'exploitation des résultats de l'ETABS on doit vérifier les conditions du RPA.



FigIV.1 : La disposition des voiles

Après avoir introduire toutes les donnés on obtient :

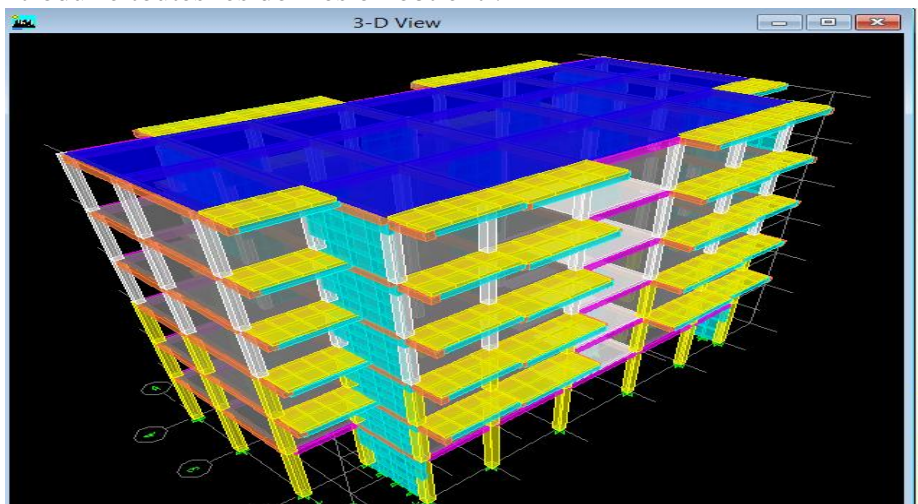


Fig V.2 : Modèle 3D de la structure

V.4 Vérification des résultats du logiciel selon le RPA(2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure le RPA exige de faire des vérifications sur :

- le type de contreventement.
- mode de vibration.
- vérification de la période fondamentale.
- vérification de l'effort normal dans les poteaux.
- vérification de l'effort tranchant à la base.
- vérification des déplacements.
- vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité).

- vérification de l'effet P-delta.

V.4.1 Mode de vibration :

Pour les structures représentées par des modèle plans dans deux direction orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chaque des deux directions d’excitation doit être tel que soit la somme des masses modales effectives pour les modes retenu soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,551036	77,4968	0,0324	0,0000	77,4968	0,0324	0,0000	0,0428
2	0,391351	0,0384	73,3342	0,0000	77,5352	73,3666	0,0000	98,2250
3	0,324835	0,1370	0,0564	0,0000	77,6722	73,4230	0,0000	0,0763
4	0,148569	15,0612	0,0048	0,0000	92,7335	73,4278	0,0000	0,0006
5	0,087958	0,0022	20,0531	0,0000	92,7356	93,4809	0,0000	1,4731
6	0,073800	0,0012	0,0289	0,0000	92,7369	93,5098	0,0000	0,0023
7	0,066845	4,7794	0,0002	0,0000	97,5162	93,5100	0,0000	0,0000
8	0,039784	0,0276	4,5765	0,0000	97,5438	98,0865	0,0000	0,1532
9	0,039390	1,7213	0,1003	0,0000	99,2652	98,1868	0,0000	0,0037
10	0,033327	0,0041	0,0101	0,0000	99,2693	98,1970	0,0000	0,0004
11	0,027719	0,5816	0,0004	0,0000	99,8508	98,1973	0,0000	0,0000
12	0,025604	0,0013	1,3175	0,0000	99,8521	99,5149	0,0000	0,0173

Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0,55s**

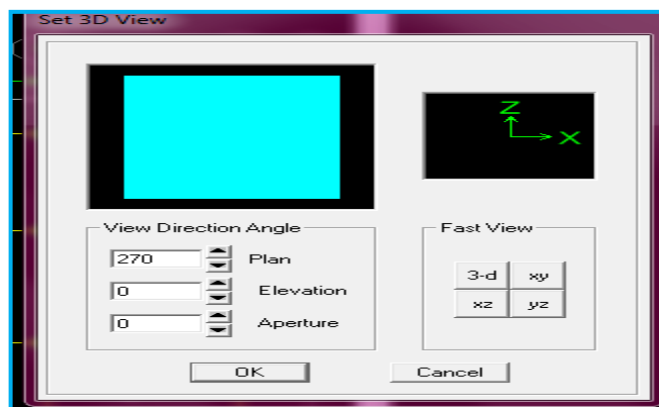
- Les modes 1 et 2 sont des modes de translation, (le 1^{er} selon la direction x et le 2^{ème} selon la direction y)
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

V.4.2 Étude du contreventement et vérification du coefficient de comportement R :

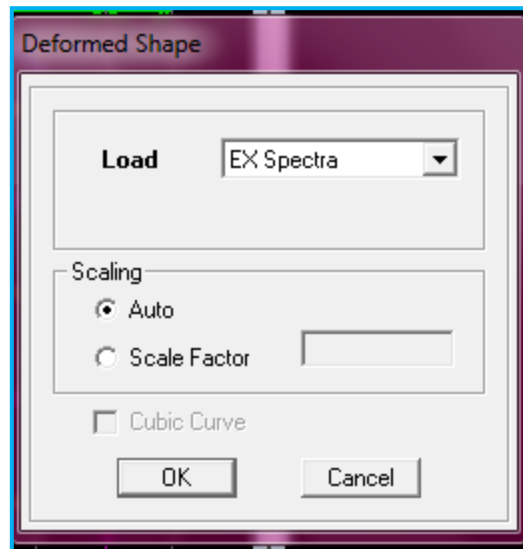
Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View → set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne xz on met 0 pour Aperture

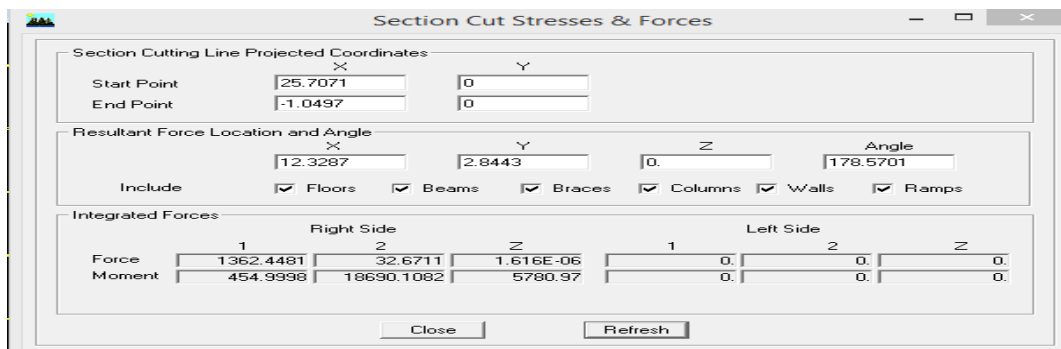


Ensuite →display →show deformed shape → on sélectionne la combinaison Ex.



Ensuite draw →draw section cut

→on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient la fenêtre suivante :



Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **Floors Beams Braces Walls Ramps** et on clique sur Refresh on aura une nouvelle valeur dans Force case 1:

Sens X-X

On a 1362,4481 → 100%

959,7084 → X

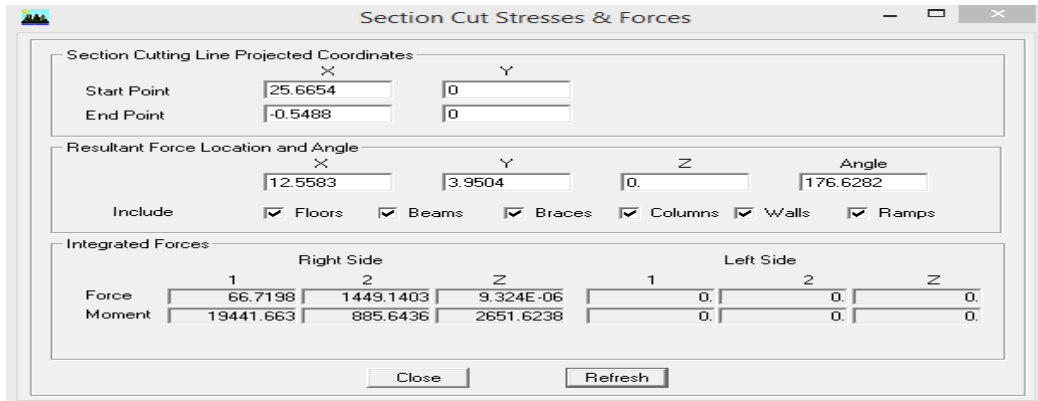
X : Etant le % des efforts repris par les portiques

Donc : Effort repris par les voiles= 30%

Effort repris par les portiques= 70%

Sens Y-Y

Sur ETABS on obtient les résultats suivants :

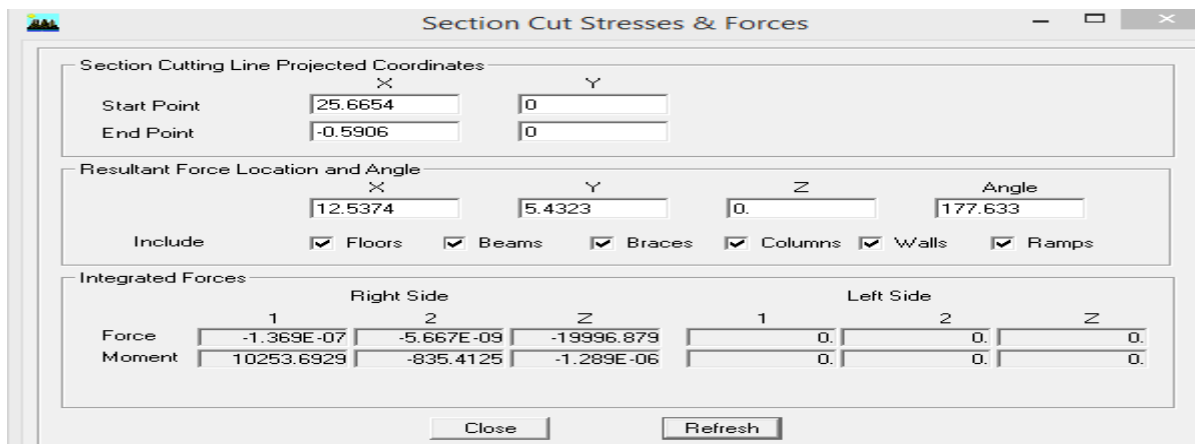


Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **Floors Beams Braces Walls Ramps** et on clique sur Refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 2:

On a 1449,1403 —————> 100%
 378,5949 —————> X

Donc : Effort repris par les voiles= 74%
 Effort repris par les portiques= 26%

Sens Z-Z :



On a 19996,879 —————> 100%
 7464,1546 —————> X

Donc : Effort repris par les voiles= 37%
 Effort repris par les portiques= 63%

Résumé :

- Charges horizontale repris par les voiles suivant X : 30%
- Charges horizontale repris par les voiles suivant Y : 26%
- Charges verticale repris par les voiles: 37%

Les voiles reprennent 20% des sollicitations due aux charges verticales.
 On considère que les charges horizontales est reprise par voiles et portiques.
 Type de contreventement mixte, d'où le coefficient de comportement R est pris égal à 5.

V.4.3 Vérification de l'effort normal dans les poteaux :

La condition suivante permet la vérification de l'effort normal dans les poteaux :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{RPA99 version 2003(Art 7.1.3. 3)}$$

N_d : L'effort normal dans les poteaux

B_c : Section de poteaux

Pour déterminer l'effort normal dan les poteaux pour chaque section par logiciel par les étapes suivantes :

- ✓ On sélectionne les poteaux de l'entre sol (40×40)

Display → **Show Table** → un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → **frame force** → **Table: Colum force.**

Puis on définit les combinaisons (G+Q ±E) et (0,8× G ±E) on cliquant sur **select cases /combos**



Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
ETAGE 1	C1	ELU	0,000	-230,92	-5,13	-1,51	-0,441	1,206
ETAGE 1	C1	ELU	0,765	-226,79	-5,13	-1,51	-0,441	2,361
ETAGE 1	C1	ELU	0,765	-214,31	-1,89	0,80	0,489	1,163
ETAGE 1	C1	ELU	1,355	-211,12	-1,89	0,80	0,489	0,691
ETAGE 1	C1	ELU	1,530	-210,18	-1,89	0,80	0,489	0,551
ETAGE 1	C1	ELU	1,530	-196,33	-3,18	1,04	0,435	1,140
ETAGE 1	C1	ELU	2,295	-192,20	-3,18	1,04	0,435	0,346
ETAGE 1	C1	ELU	2,295	-193,82	1,43	10,59	-0,640	0,991
ETAGE 1	C1	ELU	2,710	-191,58	1,43	10,59	-0,640	-3,40
ETAGE 1	C1	GQEX	0,000	-168,19	-3,71	-1,15	-0,316	0,841
ETAGE 1	C1	GQEX	0,765	-165,13	-3,71	-1,15	-0,316	1,711
ETAGE 1	C1	GQEX	0,765	-156,07	-1,36	0,57	0,350	0,841
ETAGE 1	C1	GQEX	1,355	-153,71	-1,36	0,57	0,350	0,501
ETAGE 1	C1	GQEX	1,530	-153,01	-1,36	0,57	0,350	0,401
ETAGE 1	C1	GQEX	1,530	-143,00	-2,30	0,74	0,311	0,821
ETAGE 1	C1	GQEX	2,295	-139,94	-2,30	0,74	0,311	0,251
ETAGE 1	C1	GQEX	2,295	-141,13	1,05	7,67	-0,460	0,721
ETAGE 1	C1	GQEX	2,710	139,47	1,05	7,67	-0,460	2,45

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max pour le poteau (40 × 40)

$$N_d = 1060,8 \text{ KN}$$

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_c \times 28} = \frac{1060,8}{40 \times 40 \times 2,5} = 0,26 \leq 0,3 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

V.4.4 Vérification de la période fondamentale :

Cette valeur peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (Art 4.24 du RPA99/version2003)

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4}, \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

- **h_n** : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N dans notre cas h_n= 19,38m.
- **C_T** : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage [tableau 4-6 du RPA99/version2003].

Dans notre cas **C_T**=0.05.

- **D** : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans notre cas **D_x**=25,60 m et **D_y**=14,60m.

Donc

$$T_1 = 0,05 \times 19,38^{3/4} = 0,46 \text{ s}$$

$$T_2 = \frac{0,09 \times 19,38}{\sqrt{25,6}} = 0,34 \text{ s}$$

$$T_3 = \frac{0,09 \times 19,38}{\sqrt{14,60}} = 0,46 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0,46 ; 0,34 ; 0,46) = 0,34 \text{ s}$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée suivant ce tableau :

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

Tab IV.2 : Période choisie en fonction de la condition sur T

Avec $T_{analytique} = 0,55s \longrightarrow T_{empirique} = 0,34 s$

On a : $1,3 T_{empirique} = 0,44s < T_{analytique} = 0,55s$

Donc $T = 1,3T_{empirique} = 0,44s$

V.4.5 Vérification de l'effort tranchant à la base :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 et relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismique V. L'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure.

✓ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{RPA99, version 2003 Art 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de zone sismique donné par le tableau (4.1 du RPA)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique : II} \\ \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 0,15$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

R : coefficient de comportement global de la structure **R=5 (Tab4,3 RPA99)**

Etude dynamique et sismique :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

T₁ et T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donné par

T₁ = 0,15 s
 T₂ = 0,5s **→ Site meuble (S₃) (RPA 99, version 2003, Tab 4.7)**

η: Facteur de correction d’amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad \text{(RPA 99, Art 4.3)}$$

ξ (%) : est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages. **(RPA 99, Tab 4.2).**

On prend ξ = 8,5%.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{10,5}} = 0.82 \geq 0,7 \dots\dots\dots CV$

0 ≤ T ≤ T₂ D = 2,5η = 2,5 × 0,82 = 2,05 donc **D = 2,05**

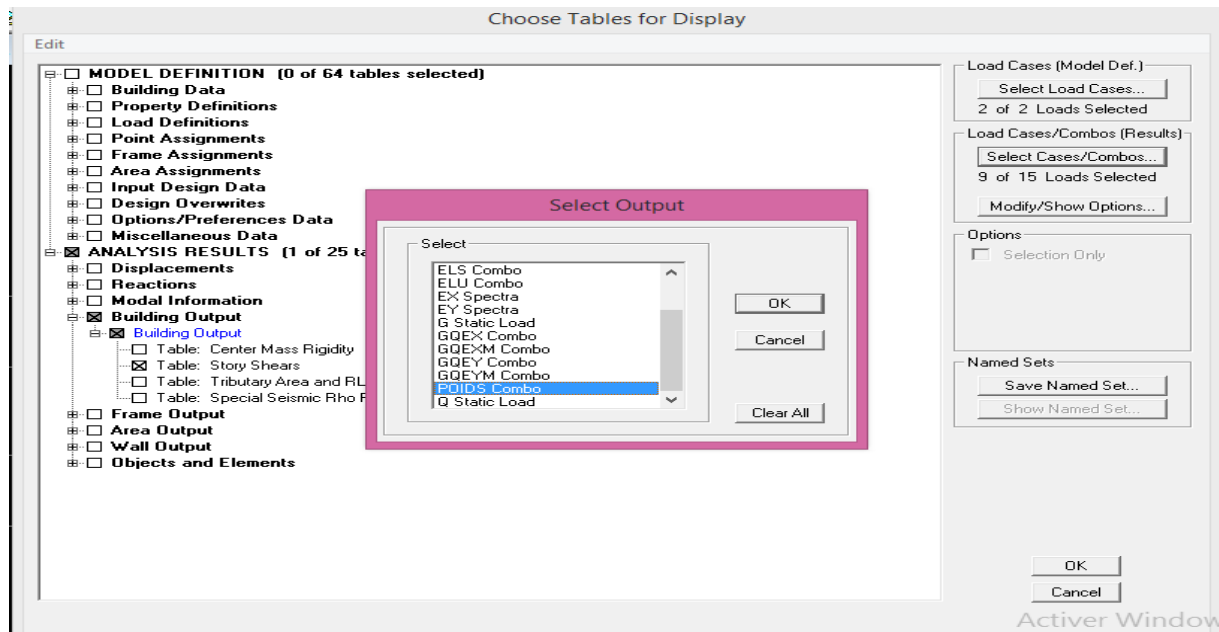
Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux ...etc.) .Donné par la formule suivant

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \longrightarrow \quad \mathbf{Q = 1.2}$$

Critère « q »	P _q	
	Observé	N/obsé
1. Conditions minimales sur les files	/	0,05
2. Redondance en plan	/	0,05
3. Régularité en plan	/	0,05
4. Régularité en élévation	/	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l’exécution	0	/
	$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$	1,2

W_t : poids Total de la structure donné par **ETABES** par les étapes suivant :

Display → **show Tabel** → **Building output** → **Tabel Story shars**



The image shows a table titled 'Story Shears' with the following data:

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE4	POIDS	Top	2311,96	0,00	0,00	0,000	13711,410	-29130,715
ETAGE4	POIDS	Bottom	3015,38	0,00	0,00	0,000	17899,796	-37994,839
ETAGE3	POIDS	Top	5808,50	0,00	0,00	0,000	34436,042	-73188,154
ETAGE3	POIDS	Bottom	6511,92	0,00	0,00	0,000	38624,427	-82052,278
ETAG2	POIDS	Top	9305,04	0,00	0,00	0,000	55160,673	-117245,590
ETAG2	POIDS	Bottom	10008,45	0,00	0,00	0,000	59349,059	-126109,710
ETAGE1	POIDS	Top	12801,57	0,00	0,00	0,000	75885,305	-161303,030
ETAGE1	POIDS	Bottom	13591,05	0,00	0,00	0,000	80606,131	-171251,540
RDC	POIDS	Top	16384,17	0,00	0,00	0,000	97142,377	-206444,850
RDC	POIDS	Bottom	17173,65	0,00	0,00	0,000	101863,203	-216393,360
ES	POIDS	Top	19574,60	0,00	0,00	0,000	116390,414	-246645,270
ES	POIDS	Bottom	20627,24	0,00	0,00	0,000	122684,848	-259909,960

Alors le poids total de la structure : $W_t=20627,24KN$

D'après tout les résultats on remplace dans la formule suivant :

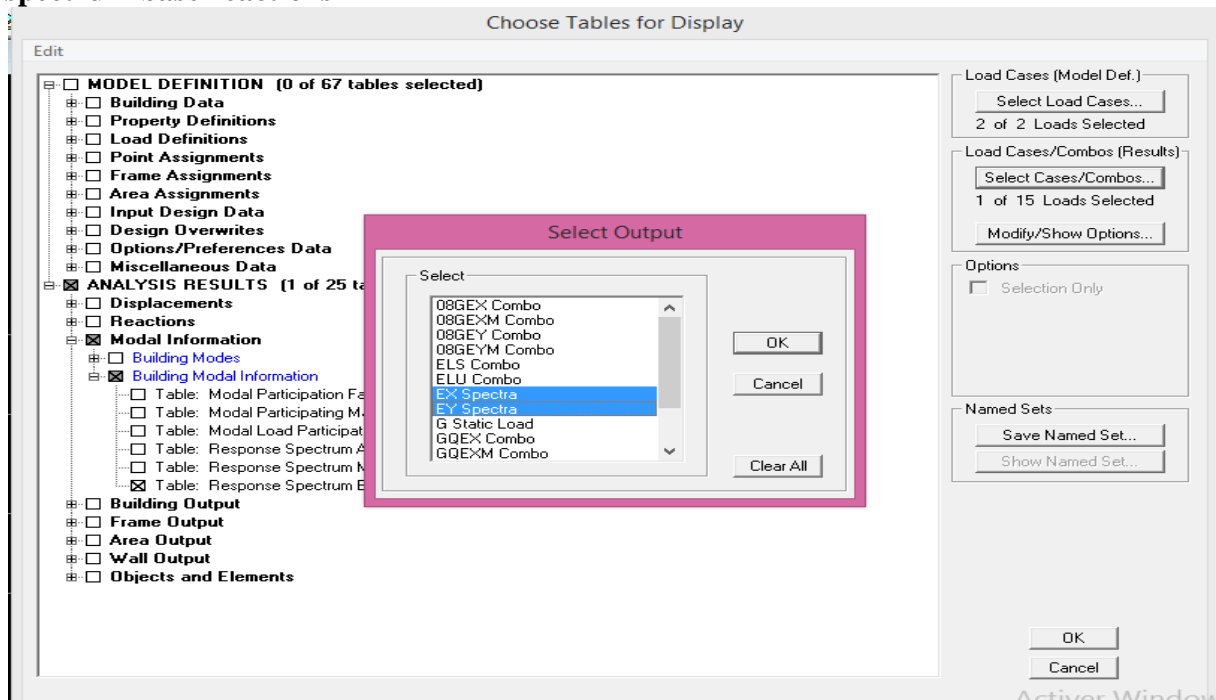
$$V = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0,15 \times 2,05 \times 1,2}{5} \times 20627,24$$

$$V=1522,29 KN$$

✓ Calcul de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer l'effort tranchant par logiciel, on suit les étapes suivantes:

Display → show tables → building modal information → table: response spectrum base reactions



Les résultants s'affichent comme suite:

Sens x-x

$$V_{x \text{ logiciel}} = 1360,93\text{KN} > 0.8 \times 1522,29 = 1217,83\text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens y-y

$$V_{y \text{ logiciel}} = 1450,23\text{KN} > 0.8 \times 1522,29 = 1217,83\text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

V.4.6 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \text{ (RPA 99, Art 4.43)}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: coefficient de comportement

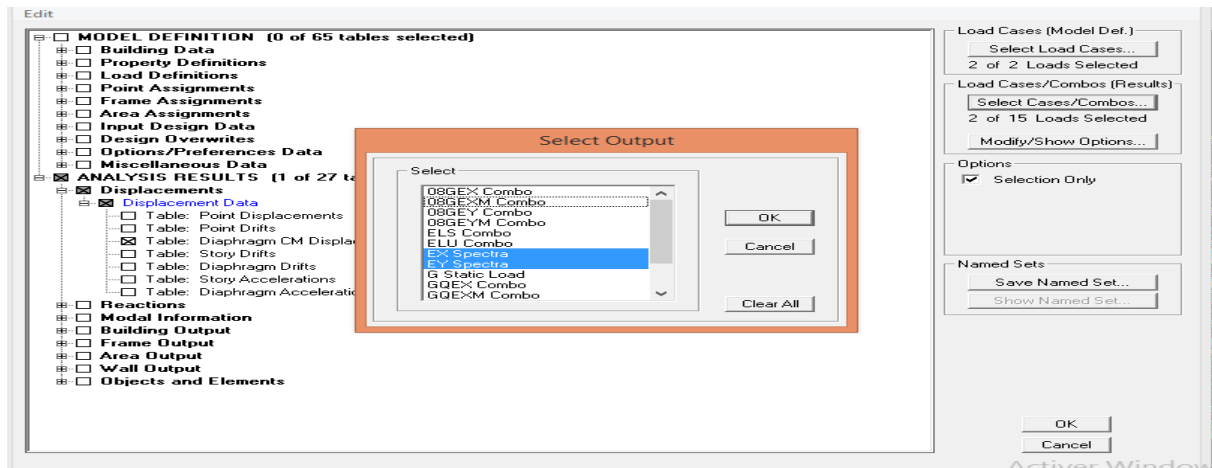
Le déplacement relative du niveau (K) par rapport au (k-1) est donnée par

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_k < 1\% H \text{ (RPA99 version 2003 ART 5.19)}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → show tables Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement

Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Story	Load	U _x	σ _k	Δ _k	Load	U _y	σ _k	Δ _k	1%H étage	obs
ETAGE4	EX	0.0091	0,046	0,007	EY	0.0051	0,026	0,005	0,0306	cv
ETAGE3	EX	0.0077	0,039	0,008	EY	0.0041	0,021	0,005	0,0306	cv
ETAG2	EX	0.0061	0,031	0,009	EY	0.0031	0,016	0,005	0,0306	cv
ETAGE1	EX	0.0044	0,022	0,009	EY	0.0021	0,011	0,005	0,0306	cv
RDC	EX	0.0026	0,013	0,0077	EY	0.0012	0,006	0,0035	0,0306	cv
ES	EX	0.0011	0,0055	0,0055	EY	0.0005	0,0025	0,0025	0,0408	cv

Tab IV.2 : déplacement relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage. **Condition vérifié**

V.4.7 Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité) :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans.

L'excentricité est supposée égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

➤ **Excentricité théorique :**

$$e = |C_M - C_R| \leq 5\% L$$

Avec :

C_M: centre de masse.

C_R: centre de rigidité.

➤ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par la RPA (art 4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_x \leq 5\% L_x \\ e_y \leq 5\% L_y \end{cases}$$

Donc :

Sens X : $e_x = 0,05 \times 25,60 = 1,28 \text{ m}$

Sens Y : $e_y = 0,05 \times 14,60 = 0,73 \text{ m}$

Poids totale de bâtiment : $W_T = 20704,78 \text{ KN}$

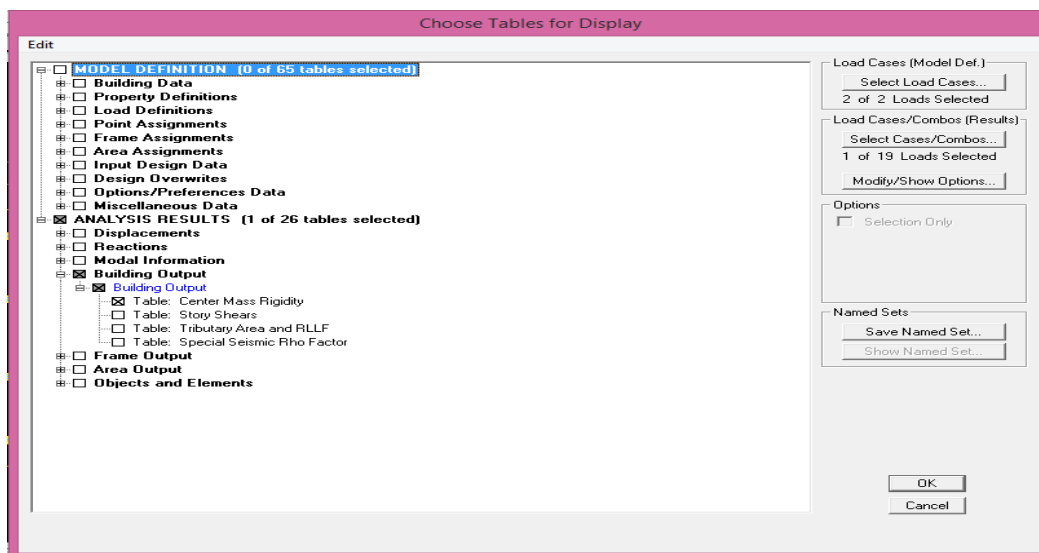
➤ **Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :**

On suit les étapes suivantes :

Display → **show tables** un tableau s'affiche et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **building output** → **table: center mass rigidity**

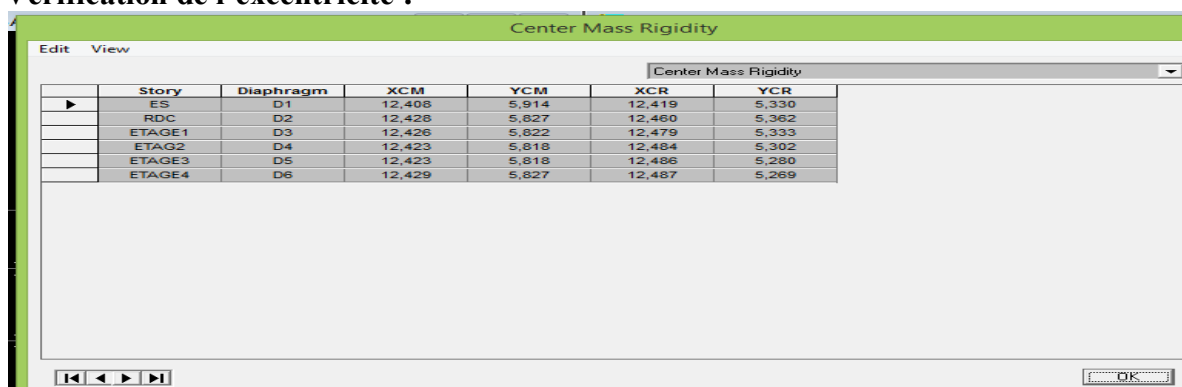
Puis on clique sur **select cases/combo** pour définir toutes les combinaisons.



Puis on clique **ok** → **ok**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Vérification de l'excentricité :



Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	5%Lx	obs	YCM	YCR	YCM-YCR	5%Ly	obs
ES	D1	12.408	12.416	0,01	1,28	CV	5,914	5,330	0,584	0,73	CV
RDC	D2	12.428	12.460	0,032	1,28	CV	5,827	5,362	0,465	0,73	CV
ETAGE1	D3	12.426	12.479	0,53	1,28	CV	5,822	5,333	0,489	0,73	CV
ETAGE2	D4	12.423	12.484	0,061	1,28	CV	5,818	5,302	0,516	0,73	CV
ETAGE3	D5	12.423	12.486	0,063	1,28	CV	5,818	5,280	0,538	0,73	CV
ETAGE4	D6	12.429	12.487	0,058	1,28	CV	5,827	5,269	0,558	0,73	CV

Tab IV.3 : vérification de l'excentricité

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens donc **l'excentricité est vérifiée**

V.4.8 Vérification de l'effet P-delta :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, si :

- ✓ $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.
- ✓ $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- ✓ $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K

V_k : effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : déplacement relatif du niveau K-1.

h_k : hauteur de l'étage K.

- Dans le sens XX:

Story	P_k	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	V_k	H_k	$V_k \times H_k$	θ	obs
ET4	3015,38	0,007	21,11	359,89	3,06	1101,26	0,019	CV
ET3	3496,53	0,008	27,97	693,02	3,06	2120,64	0,013	CV
ET2	3496,53	0,009	31,47	957,24	3,06	2929,15	0,011	CV
ET1	3582,6	0,009	32,24	1155,44	3,06	3535,65	0,0091	CV
RDC	3582,6	0,0077	27,58	1289,65	3,06	3946,33	0,0070	CV
ES	3453,59	0,0055	18,99	1260,93	4,08	5144,59	0,0037	CV

Tab IV.4: Vérification les déplacements relatifs dans le sens xx.

- Dans le sens YY:

Story	P_k	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	V_k	H_k	$V_k \times h_k$	θ	obs.
ET4	3015,38	0,005	15,08	422,57	3,06	1293,06	0,012	CV
ET3	3496,53	0,005	17,48	769,41	3,06	2354,39	0,0074	CV
ET2	3496,53	0,005	17,48	1010,73	3,06	3092,83	0,0057	CV
ET1	3582,6	0,005	21,50	1201,54	3,06	3676,71	0,0058	CV
RDC	3582,6	0,0035	12,54	1353,74	3,06	4142,44	0,0030	CV
ES	3453,59	0,0025	8,63	1450,23	4,08	5916,94	0,0015	CV

Tab IV.5 : Vérification les déplacements relatifs dans le sens yy

Conclusion :

On voit bien que θ_y et θ_x sont $< 0,1$ Dans l'effet de 2^{ème} ordre ou l'effet P- Δ peut être négligé pour le cas de notre structureCV

Donc on peut passer au ferrailage des éléments structuraux

VI.1 Ferrailage des poteaux

VI.1.1 Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée selon la combinaison la plus défavorable, ils sont soumis à un effort normal N et un moment de flexion M dans les deux sens longitudinal et transversal.

a) Armateurs longitudinales :

Les sections d'armatures des poteaux sont déterminées à l'aide du logiciel de calcul de ferrailage « SOCOTEC » qui se base sur les principes de calcul du BAEL 99. Toutefois l'utilisateur doit respecter quelques paramètres pour ne pas fausser les résultats.

✓ Différence de la convention de signes entre les deux logiciels :

La convention de signes entre « ETABS » et « SOCOTEC » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « ETABS » représentent des efforts de traction et ceux négatifs représentent des efforts de compression.

Contrairement à « SOCOTEC », où les efforts normaux positifs représentent des efforts de compression et ceux négatifs des efforts de traction.

D'après le RPA99version 2003 (**Art7.4.2 .1**) les armateurs longitudinal doivent être a haute adhérence, droit et sans crochet.

Le pourcentage minimal sera de 0,8% de section droite du poteau (zone II).

-Poteaux (35×35): $A_{\min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{cm}^2$

-Poteaux (40×40): $A_{\min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6\% \times bh$

-Poteaux (35×35): $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{cm}^2$

-Poteaux (40×40): $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courant est de $4\% \times bh$

-Poteaux (35×35): $A_{\max}=0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{cm}^2$

-Poteaux (40×40): $A_{\max}=0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$

Le diamètre minimal est de 12mm

La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40\phi$ (zone IIa).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm

b) Armateurs transversales : (**Art7.4.2 .2 le RPA99version 2003**) :

Les armateurs transversal des poteaux sont calculée a l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_t f_e}$$

Avec

V_u : Effort tranchant de calcul

h_t : Hauteur total de section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armateur transversale.

A_t : armateur transversales

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant

$$\begin{cases} \rho = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec } \lambda_g : \text{L'élanement géométrique}$$

S_t : Espacement des armateurs transversaux :

$$S_t \leq \min(10\phi; 15\text{cm}) \text{ en zone nodal}$$

$$S_t \leq \min(15\phi;) \text{ en zone courant}$$

Avec ϕ diamètre minimal des armateurs longitudinal dans les poteaux.

La quantité d'armateur transversale minimal :

$$\frac{A_t}{bs_t} \text{ En\% ; elle donné comme suite :}$$

$$-0,3\% \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

$$-0,8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

-Par interpolation entre les valeurs limites présidentes $3 < \lambda_g < 5$ avec $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

a et b : représentent les dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets a 135° ayant un longueur droite de 10 ϕ_t minimum.

c) Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- 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.1.2 Calcul du ferrailage des poteaux

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	Section n cm ²	Effort normale KN	Moment KN.m	Situation	(h/2) - c	obs	A _{inf} cm ²	A _{sup} cm ²	A _{min} cm ²	A adopté cm ²	Choix de A
Zone I	40x40	N _{max} = 1060,8	M _{cor} = - 5,744	ELU	0,18	SE C	0	0	12,8	14,20	4HA16 + 4HA14
		N _{min} = 93,71	M _{cor} =- 0,675	0,8G-EX	0,18	SE C	0	0			
		N _{cor} = 792,53	M _{max} = 37,942	ULU	0,18	SE C	0	0			
Zone II	35x35	N _{max} = 530,23	M _{cor} = 11,791	ELU	0,15 5	SE C	0	0	9,8	10,68	4HA14 + 4HA12
		N _{min} = 4,14	M _{cor} = - 0,247	0,8G-EX	0,15 5	SE C	0	0			
		N _{cor} = 115,68	M _{max} = 38,817	EIU	0,15 5	SP C	1,3 7	0			

Tableau VI.1: ferrailage des poteaux a L'ELU suivant les deux sens

VI.1.3 Vérification à l'ELU :

a) Armatures transversales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_t f_e} \longrightarrow A_t = \frac{\rho V_u S_t}{h_t f_e}$

b) Espacement des armatures selon le RPA 99 version 2003

En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \times 1,2; 15\text{cm})$ en zone nodal soit : **St = 10cm.**

En zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$ soit $S_t \leq 15 \times 1,2$

On prend **St = 15 cm**

L'élançement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Section des poteaux des différent niveaux	Niveau	Hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	ρ
40×40	ES	h=4,08m	7,14	2,5
	RDC ,1étage	h= 3,06m	5,355	2,5
35×35	2 ^{eme} ,3 ^{eme} ,4 ^{eme} étage ,Terrasse	h= 3,06m	6,12	2,5

Tableau VI .2 : Valeurs de « λ_g » et « ρ » pour les différentes sections des poteaux.

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b$

$3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpolé entre les deux valeurs précédentes

Donc on a $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_{\min} = 0,003 \times S \times b$ (Art 7.5.2 .2 le RPA99version 2003) :

Poteaux (35×35):

En zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 35 \times 10 = 1,05\text{cm}^2$

En zone courant : $A_t^{\min} = 0,003 \times 35 \times 15 = 1,575\text{cm}^2$

Poteaux (40×40):

En zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 40 \times 10 = 1,2\text{cm}^2$

En zone courant : $A_t^{\min} = 0,003 \times 40 \times 15 = 1,8\text{cm}^2$

Poteaux	A_t^{\min}		ρ	Espacement		V_u	A_t		A_{\min}	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	Obs
	Zone courante	Zone nodale		Zone courante	Zone nodale		Zone courante	Zone nodale			
40×40	1,575	1,05	2,5	15	10	24,04	0,564	0,375	1,8	4HA8= 2,01cm ²	CV
35×35	1,8	1,2	2,5	15	10	26,97	0,722	0,482	1,575	4HA8= 2,01cm ²	CV

Tableau VI .3 : Détermination des armatures transversales

c) Longueur d'ancrage : (BAEL 99/Article A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$\psi = 1.5$ pour les aciers haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

- pour HA 12 $l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 11.34 \text{ cm}$
- Pour HA 14 $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$
- Pour HA 20 $l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$

d) Longueur de recouvrement

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 40 \times \phi$

Pour:

- HA12 : $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$
- HA14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- HA20 : $L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

e) Vérification au cisaillement :(RPA99/Art 7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \text{d'ou } \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 & \text{d'ou } \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

poteau	Niveau	b=h	V_u	$\lambda_g \geq 5$	d	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	Obs
40×40	Es	0,40	24,04	7,14	0,38	0,075	0,158	1,875	CV
	RDC ,1étage			5,355					
35×35	2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage ,Terrasse	0,35	26,97	6,12	0,33	0,075	0,233	1,875	CV

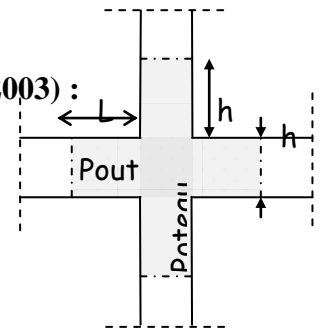
Tableau VI.4 : vérification au cisaillement

f) Détermination de la zone nodale :(Art7.4.2 .1 le RPA99version 2003) :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux donné par :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire



Poteau	h	h'
40×40	4,08	$h' = \max \left(\frac{408-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 62,17 \text{ cm}$
	3,06	$h' = \max \left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
35×35	3,06	$h' = \max \left(\frac{408-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.5 : Détermination de la zone nodale

VI.1.4 Vérification à l'ELS :(Art A.4.2,1 BAEL 91/ Modifié 99):

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN .m)	$e_s = \frac{M_s}{N_s}$ (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A adoptée > Amin
40×40	N ^{max} _ M ^{cor}	770,08	-4,139	0,537	4,735	14,20	CV
	N ^{min} _ M ^{cor}	137,7	0,955	0,694	4,807		CV
	N ^{cor} _ M ^{max}	576,42	27,322	4,740	10,059		CV
35×35)	N ^{max} _ M ^{cor}	384,46	8,431	2,193	4,571	10,68	CV
	N ^{min} _ M ^{cor}	8,06	-0,38	4,714	10,32		CV
	N ^{cor} _ M ^{max}	84,16	28,15	33,448	0,940		CV

Tableau VI.6 : vérification des sections minimale

b) Vérification des contraintes à L'ELS :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa, avec } (\sigma_{\text{inf}} \text{ et } \sigma_{\text{sup}}) < \bar{\sigma}_{bc}$$

Afin de se simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferraillage SOCOTEC.

Sections	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN.m)	$\frac{h}{6}$ (m)	Nature	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
40×40	N ^{max} _ M ^{cor}	770,08	-4,139	0,066	SEC	4,42	5,2	15	CV
	N ^{min} _ M ^{cor}	137,7	0,955	0,066	SEC	0,95	0,77	15	CV
	N ^{cor} _ M ^{max}	576,42	27,322	0,066	SEC	6,16	1,04	15	CV
35×35	N ^{max} _ M ^{max}	384,46	8,431	0,058	SPC	4,32	1,96	15	CV
	N ^{min} _ M ^{cor}	8,06	-0,38	0,058	SPC	2,61	0	15	CV
	N ^{cor} _ N ^{max}	84,16	28,15	0,058	SPC	9,06	0	15	CV

Tableau VI .7 : Vérification des contraintes

VI.2 Ferraillage des poutres :

VI.2.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible Les différentes sollicitations sont déterminées à partir des combinaisons suivantes :

$$1.35G + 1.5Q \text{ (ELU).}$$

- $G + Q \pm E$
 - $0.8G \pm E$
- } (Combinaisons d’actions sismiques (RPA 99 révisé 2003))

En suite on fera les vérifications à l’ELS : $G+Q$

VI.2.2 Recommandations du RPA 2003 pour le ferraillage des poutres (Article 7.5.2) :

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.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 ϕ en zone I et IIa
- 50 ϕ en zone IIb et III

Dimension des poutres	A minimale (cm ²) 0,5% de la section	A maximale cm ²	
		Zone courante 4% de section	Zone de recouvrement 6% de la section
Poutre principale et secondaire (30×35)	5,25	42	63

Tableau VI.8: Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.

b) Armatures transversales :

La quantité d’armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t \times b$$

L’espacement maximum entre les armatures transversales est donné comme suit :

- Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right).$
- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}.$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

VI.2.3 Calcul des armatures (ELU) :

a) Armatures longitudinales :

➤ **Etape de calcul :**

Le moment réduit limite μ_1 est égale à 0,392 pour les combinaisons à ELU et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Ensuite on calcule le moment réduit μ avec la relation suivante :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation durable	1,5	1,15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,48	400	400

Tableau VI.9: Les différentes caractéristiques de béton et l'acier

Après avoir calculé μ on le compare à μ_1 et on aura 2 cas :

- **1^{er} cas :** $\mu \leq \mu_1$ section simplement armée (**SSA**) les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

- **2^{ème} cas :** $\mu \geq \mu_1$ section doublement armée (**SDA**)

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \quad \text{avec} \quad A_{s1} = A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

➤ **Ferrailage des poutres :**

Poutres principes (30x35):

- En travée:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{45,574 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,098$$

$$\mu = 0,098 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,098 \longrightarrow \beta = 0,948$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{45,574 \times 10^3}{0,948 \times 33 \times 348} = 4,19 \text{cm}^2$$

- o Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{58,61 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,126$$

$$\mu = 0,126 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,126 \longrightarrow \beta = 0,932$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{58,61 \times 10^3}{0,932 \times 33 \times 348} = 5,48 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires (30x35):

- o En travée:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,529 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,042 \longrightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19,529 \times 10^3}{0,979 \times 33 \times 348} = 1,74 \text{ cm}^2$$

- o Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32,32 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,070$$

$$\mu = 0,070 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,070 \longrightarrow \beta = 0,964$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32,32 \times 10^3}{0,964 \times 33 \times 348} = 2,92 \text{ cm}^2$$

a) Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10} \right)$$

Poutres principales

$$\phi_t \leq \min (1; 1,4 ; 3) = 1 \text{ cm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale : $S_{tmax} \leq \min (h/4, 12 \phi) = \min(35/4, 12 \times 1,4) \quad St = 8 \text{ cm.}$
- Zone courante : $S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$

D'où :

- Zone nodale : $A_t = 0,003.S_t.b = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2.$
- Zone courante : $A_t = 0,003.S_t.b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$

Soit : **At = 4 HA 8** (1 cadre et un étrier de $\phi 8$) = 2,01 cm².

Poutres secondaires :

$\phi_t \leq \min(1; 1,4; 3) = 1 \text{ cm}$ On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$
 Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale : $S_{tmax} \leq \min(h/4, 12 \phi) = \min(35/4, 12 \times 1,4)$ $S_t = 8 \text{ cm.}$
- Zone courante : $S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$

D'où :

- Zone nodale : $A_t = 0.003.S_t.b = 0.003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2.$
- Zone courante : $A_t = 0.003.S_t.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

b) Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale $l' = 2h$ de la poutre considérée.

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où :

- Poutres principales : $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$
- Poutres secondaires : $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

✓ **Condition de non fragilité (BAEL 99 / Art. A.4.2.1)**

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = 0,23 . b . d . \frac{f_t 28}{f_e}$$

- **Poutres principales:** $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2.$
- **Poutres secondaires :** $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2.$

	localisation	M_{max} KN.m	$A_{calculé}$ cm^2	obs	A_{min}	$A_{adoptée}$ cm^2	$A_{min} < A_{adoptée} < A_{max}$
Poutre principale 30X35	Travée	45,574	4,19	SSA	1,20	3HA14 +2HA12	6,88
	Appuis	-58,61	5,48	SSA		3HA14 +3HA12	8,01
Poutres secondaires 30x35	Travée	19,529	1,74	SSA	1,2	5HA12	5,65
	Appuis	-32,32	2,92	SSA		6HA12	6,78

Tableau VI.10 : Résultats de ferrailages des poutres à l'ELU

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{min} donc, la condition est vérifiée.

✓ Vérification au cisaillement (BAEL 99 / Art. 5.1.1)

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b} \times d$$

▪ Poutres principales:

$$\tau_u = \frac{100,3 \times 10^3}{300 \times 330} = 1,013 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires:

$$\tau_u = \frac{42,34 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

✓ influence de l'effort tranchant :

➤ Sur le béton (Art a.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

$$T_u^{\max} \leq T_u = 0,4 \times \frac{0,9bdf_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 0,4 \times \frac{0,9bdf_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 30 \times 33 \times 25 \times 10^{-1}}{1,5} = 594 \text{ KN}$$

Poutre principale : 100,3 KN ≤ 594 KN → condition vérifiée

Poutre secondaire : 42,34 KN ≤ 550 KN → condition vérifiée

➤ sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée) :

$$\frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right] \leq A_s \text{ avec } M_u \text{ est le moment aux appuis et en valeur algébrique.}$$

Poutres	T_u^{\max} KN	M_u KN.m	d (m)	$\left[T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right]$	Obc
Poutre principale	100,3	45,574	0,33	-53,148	Cv
Poutre secondaire	42,34	19,529	0,33	-23,41	Cv

Tableau.11: Influence de l'effort tranchant sur l'acier

d) vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL Art A.6.1.3 :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d \times \sum u_i}$$

Où :

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

Poutres principales: $\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm.}$

Poutres secondaires: $\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm.}$

D'où :

Poutres principales: $\tau_{se} = \frac{100,3 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 131,88} = 2,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$

Poutres secondaires: $\tau_{se} = \frac{19,529 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 131,88} = 0,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

e) Ancrage des barres (BAEL 99/ Art. 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur minimale de recouvrement est égale à :

$$l_s = 40\varphi \text{ (zone II) [RPA 2003/ Art. 7.5.2.1]}$$

D'où :

Pour les **HA 12** : $l_s = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}$

Pour les **HA 14** : $l_s = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$

l_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

$$l_c = 0,4l_s$$

Pour les **HA 12** : $l_c = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm.}$

Pour les **HA 14** : $l_c = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm.}$

VI.2.4 Vérifications à l'ELS :

a) État limite de compression du béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\rho = 100. \frac{A}{b.d}$$

Poutres	M_s^{\max}	$A_{\text{adoptée}}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
Poutre principale	32,699	6,88	0,069	0,955	96,1	150,81	1,57	15	cv
	42,048	8,01	0,081	0,952	89,2	167,09	1,87	15	cv
Poutre secondaire	6,846	5,65	0,057	0,959	107	38,29	0,36	15	cv
	23,194	6,78	0,068	0,956	98,6	108,44	1,1	15	Cv

b) Etat limite d'ouverture des fissures

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5, 32 du BAEL99**)

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 utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens

✓ Calcul de la flèche

$$f < f_{adm} = \frac{L}{500}$$

Dans notre cas la flèche est donnée par ETABS

Poutres principales

$$f = 0,1 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

$$f = 1,637 \times 10^{-3} \text{ cm} < f_{adm} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

VI.3 Ferraillage des voiles :

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures es flexion composée sous l'action des sollicitation verticales (G et Q)et horizontal dues au séisme .pour faire face à ces sollicitation ,on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armateurs verticales
- Armateurs transversal
- Armateur transversales

VI.3.1 Combinaison d'action

Les combinaisons d'action sismiques et d'action dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous :

Selon BAEL 99	Selon RPA versien2003
1,35+1,5Q G+Q	G + Q ± E 0.8G ± E

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en deux

Zone I : ES, RDC, 2^{ème}.

Zone II : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage, terrasse.

Avec

VL1 : voiles de 1,30 m de longueur

VL2 : voiles de 2 m de longueur

VT : voiles de 3,60 m de longueur

VI.3.2 Exposer de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction en utilisant les formules suivant :

- $\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$
- $\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

M, N : leur valeur seront tirés du logiciel ETABS

-Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \text{ [Art 7.7.4 RPA99/ modifié 2003]}$$

Avec :

- **h_e:**La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- **L_c:**La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

- L : longueur du voile.
- L_t : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

a) Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

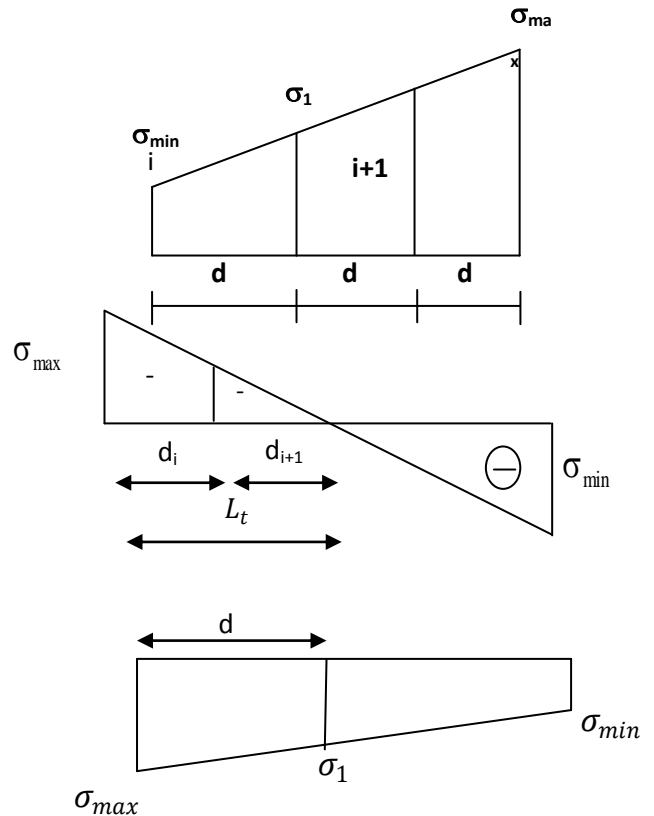
b) Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} - \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

c) Section entièrement tendue (SET) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



VI.3.3 Détermination des armatures :

Section entièrement comprimée :

a) Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

$$A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

b) Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \frac{4cm^2}{ml}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

Section partiellement comprimée :

a) Armatures verticales

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier

b) Armatures minimales : (Art A.4.2, 1/BAEL91 modifié 99)

$$\begin{cases} A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e} \\ A_{\min} \geq 0,2\% \cdot B \end{cases}$$

Section entièrement tendue (SET) :**a) Armatures verticales**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\begin{cases} A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e} \\ A_{min} \geq 0,15\% \cdot B \end{cases}$$

b) Armatures horizontales :RPA (ART 7.7 .4.3)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10∅**

La section des armatures horizontales doit être : **A_H > 0,15 % . B**

-Les barres horizontal doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0,1de l'épaisseur du voile.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après 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.

d) Armatures de coutures : (Art 7.7.4.3 RPA 99 révisé 2003)

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 :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \\ V=1,4T \end{cases} \quad \text{Avec : } T : \text{Effort tranchant calculé au niveau considéré.}$$

e) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile

f) Disposition constructives**Espacement : Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30\text{cm}\}$$

-Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

- **40∅** pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.

- **20∅** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

IV.3.4 Vérification des contraintes de cisaillement : D'après le RPA99 /2003(Art 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } V=1.4 T$$

D'après (BAEL91 modifié 99 /Art 5.1, 1)

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } d=0,9L$$

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,06 \frac{f_{ct}}{\gamma_b}; 1,5 \text{ Mpa} \right\}$$

VI.3.5 Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service, il faudra vérifier si la contrainte de compression est inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

Avec

N_s: effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptée.

- **Exemple de ferrailage :**

- ✓ **Caractéristiques géométriques : (VL1en Zone II)**

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
1.3	0,20	0,26	0,037

- ✓ **Sollicitations de calcul :**

$$N_{\max}=2159,4\text{KN} \quad T=12,8\text{KN} \quad M=-565,18\text{KN/m}$$

$$N_{\min}=-696,66\text{KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{2159,4}{0,26} + \frac{565}{0,037} = 18234 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{2159,4}{0,26} - \frac{565,18 \times 0,65}{0,037} = -1623 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- ✓ **Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{18234}{18234 + 1623} \times 1,3 = 1,2\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 1,3 - 1,2 = 0,1\text{m}$$

- ✓ **Calcul la longueur d**

$$d_1 \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = \left(\frac{4,08}{2}; \frac{2}{3} \times 1,2 \right) = \min(2,04; 0,8) = 0,8 \text{ m}$$

Donc

$$d_{\text{adop}}=0,5\text{m}$$

✓ Détermination des armatures :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min(L_t-d)}}{L_t} = \frac{1623(0,1 - 0,5)}{0,1} = - 6492 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} - \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1623 - 6492}{2} \times 0,5 \times 0,2 = 243,45 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6492}{2} \times 0,5 \times 0,20 = 324,6 \text{KN}$$

✓ Calcul des armatures verticales :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{243,45}{348 \times 10^{-1}} = 6,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{324,6}{348 \times 10^{-1}} = 9,33 \text{cm}^2$$

✓ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{0,5 \times 0,20 \times 2,1}{348}; 0,002 \times 0,5 \times 0,2\right) \times 10^4$$

$$A_{\min} \geq \max(6,03; 2) = 6,03 \text{cm}^2$$

✓ Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 12,8 \times 10}{348} = 0,5 \text{cm}^2$$

$$A'_{v1} = A_{V1} + \frac{A_{vj}}{4} = 7,24 \text{cm}^2$$

$$A'_{v2} = A_{V2} + \frac{A_{vj}}{4} = 9,46 \text{ cm}^2$$

✓ Ferraillage adopté :

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1^{er} bande	$A_1=6,99 \text{cm}^2$	$2 \times 4 \text{HA}14=12,31 \text{cm}^2$	$S_t= 10 \text{cm}$
2^{eme} bande	$A_2=9,33 \text{cm}^2$	$2 \times 4 \text{HA}14=12,31 \text{cm}^2$	$S_t= 20 \text{cm}$

✓ Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 99 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{24,62}{4} = 6,16 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA2003: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 50 = 1,5 \text{cm}^2$
-

On prend : $A_H = \max(6,16; 1,5) = 6,16 \text{cm}^2$.

Soit

$6 \text{HA}12 = 6,79 \text{cm}^2$; avec $S_t = 15 \text{cm}$.

VI.3.6 Les vérifications :○ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

○ **Vérification des contraintes de cisaillement :**● **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{v}{b.d} = \frac{17,92 \times 10^2}{200 \times 0,9 \times 1300} = 0,077 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,077 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

● **D'après le BAEL 99**

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{12,8 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1300} = 0,055 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

VI.3.7 Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1573,87 \times 10^3}{0,1 \times 10^6 + 15 \times 12,31 \times 10^2} = 13,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

VL1	Zone	I	II	
Sollicitation de calcul	H _{poutre} (m)	0,35	0,35	
	hauteur d'étage(m)	4,08	3,06	
	L (m)	1,3	1,3	
	e (m)	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,26	0,26	
	H	3,73	2,71	
	T(kN)	12,8	23,6	
	N _{ser} (kN)	1573,87	808,02	
	Vu (kN)	17,92	33,04	
	σ _{max} (kN/m ²)	18230,000	11788,72	
	σ _{min} (kN/m ²)	-1623,000	-3238,64	
	σs (kN/m ²)	348,00	348,00	
armatures verticales	Lc	1,2	1,02	
	Lt	0,1	0,28	
	d	0,8	0,68	
	d _{adopté}	0,5	0,68	
	σ ₁	6492,00	4626,63	
	N ₁	243,45	94,38	
	N ₂	324,6	314,62	
	A _{v1} /bande (cm ²)	6,99	2,71	
	A _v /bande (cm ²)	9,33	9,04	
	A _{vj} (cm ²)	0,5	1,04	
	A'v1/bande/nappe	7,24	2,97	
	A'v2/bande/nappe	9,46	9,3	
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	6,03	8,2	
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm ²)	12,31	9,24	
	A'v2 adopté (cm ²)	12,31	11,30	
	Choix de A (cm ²)	Bande1	2×4HA14	2×4HA10
		Bande2	2×4HA14	2×5HA12
	ST	30	30	
	Espacement (cm)	Bande1	10	10
Bande2		20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	6,16	4,40	
	AH adopté (cm ²)	6,79	4,71	
	choix de la section	2×3HA12	2×3HA10	
	Espacement (cm)	15	15	
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8/m ²		
A Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	0,077	0,014	
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{ Mpa}$	0,055	0,1	
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	13,28	5,28	

Tableau VI.12 : Ferrailage des voiles longitudinales

VL2	Zone	I	II	
Sollicitation de calcul	H _{poutre} (m)	0,35	0,35	
	hauteur d'étage(m)	4,08	3,06	
	L (m)	2	2	
	e (m)	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,4	0,4	
	H	3,73	2,71	
	T(kN)	8,21	15,01	
	N _{ser} (kN)	2302,86	917,83	
	Vu (kN)	11,494	21,014	
	σ _{max} (kN/m ²)	13726,4	6911,62	
	σ _{min} (kN/m ²)	-12315,6	-6252,58	
	σ _s (kN/m ²)	348	348	
armatures verticales	L _c	1,05	1,05	
	L _t	0,95	0,95	
	d	0,7	0,7	
	d _{adopté}	0,7	0,7	
	d ₂ =L _t - d _{adopté}	0,25	0,25	
	σ ₁	3240,95	1645,42	
	N ₁	635,23	322,50	
	N ₂	226,87	115,18	
	A _{v1} /bande (cm ²)	18,25	9,26	
	A _v /bande (cm ²)	6,52	3,31	
	A _{vj} (cm ²)	0,36	0,66	
	A'v1/bande/nappe	18,34	9,43	
	A'v2/bande/nappe	6,61	3,48	
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	8,45	8,45	
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm ²)	18,46	13,56	
	A'v2 adopté (cm ²)	9,24	9,42	
	Choix de A (cm ²)	Bande1	2×6HA14	2×6HA12
		Bande2	2×3HA14	2×6HA10
	ST	30	30	
	Espacement (cm)	Bande1	20	20
Bande2		10	10	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	6,93	5,75	
	AH adopté (cm ²)	9,05	6,28	
	choix de la section	2×4HA12	2×4HA10	
	Espacement (cm)	15	15	
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8/m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	0,0032	0,0058	
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{ Mpa}$	0,023	0,042	
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	13,73	5,72	

Tableau VI.13 : Ferrailage des voiles longitudinales

VT	Zone	I	II	
Sollicitation de calcul	$H_{poutre}(m)$	0,35	0,35	
	hauteur d'étage(m)	4,08	3,06	
	L (m)	3,60	3,60	
	e (m)	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,72	0,72	
	H	3,73	2,71	
	T(kN)	20,79	35,59	
	N_{ser} (kN)	4452,73	2418,59	
	V_u (kN)	29,11	49,83	
	σ_{max} (kN/m ²)	9408,77	5082,79	
	σ_{min} (kN/m ²)	-7565,25	-3769,55	
	σ_s (kN/m ²)	348,00	348,00	
armatures verticales	Lc	1,98	2,07	
	Lt	1,62	0,53	
	d	1,32	1,38	
	$d_{adopté}$	1,30	1,3	
	$d_2=L_t-d_{adopté}$	0,32	-0,77	
	σ_1	1494,37	5476,52	
	N_1	789,21	221,91	
	N_2	194,27	711,94	
	$A_{v1}/bande$ (cm ²)	22,68	6,38	
	$A_v/bande$ (cm ²)	5,58	20,45	
	A_{vj} (cm ²)	0,91	0,8	
	$A'v1/bande/nappe$	22,91	6,58	
	$A'v2/bande/nappe$	5,81	20,65	
Armatures minimales	$A_{min}/bande/nappe$ (cm ²)	5,2	5,2	
Ferrailage adopté	$A'v1$ adopté (cm ²)	28,13	12,31	
	$A'v2$ adopté (cm ²)	12,31	27,69	
	Choix de A (cm ²)	Bande1	2×4HA16	2×4HA14
		Bande2	2×4HA14	2×9HA14
	ST	30	30	
	Espacement (cm)	Bande1	10	10
Bande2		20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	10,11	10	
	AH adopté (cm ²)	11,31	11,31	
	choix de la section	2×5HA12	2×5HA12	
	Espacement (cm)	15	15	
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8/m ²		
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5MPa$	0,045	0,077	
	$\bar{\tau}_u = 2,5 Mpa$	0,032	0,055	
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$	14,73	8,02	

Tab IV.14 : Ferrailage des voiles transversales

VII.1 Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui assurent la stabilité d'une construction, ainsi que la bonne transmission des sollicitations (charges) et leur diffusion dans le sol.

Nous pouvons classer les fondations en :

Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

Fondations profondes : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, 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 $\sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

$$1.35G + 1.5Q \text{ (ELU).}$$

$$\left. \begin{array}{l} \cdot \quad G + Q \pm E \\ \cdot \quad 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ (Article 10.1.4.1 du RPA 2003)}$$

VII.3 Choix du type de fondation:**1) Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort N_s qui est obtenu a la base de tous les poteaux du **ES**

$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Les dimensions adoptées

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{40} = 1 \quad \text{donc} \quad A=B=1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}}$$

$$N_s = 770,08 \text{ KN} \quad \sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{770,08}{250}} = 1,75 \text{ m}$$

$$A = B = 2 \text{ m}$$

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes

2) Semelle filante :

✓ dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 2,5$ MPa).

B : Largeur de la semelle.

G et **Q** : charge et surcharge à la base du voile.

L : Longueur de la semelle sous voile.

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

• Voile sens transversal :

Voile	N _{ser}	L (m)	nombre	B (m)	S = B × L (m ²)
VT	-4452,73	3,60	4	4,95	71,28

• Voiles sens longitudinales:

Voiles	N _{ser}	L (m)	nombre	B (m)	S = B × L (m ²)
VL1	-1573,87	1,3	4	4,85	25,22
VL2	-2302,86	2	4	4,60	36,8
Somme					62,02

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 71,28 + 62,02 = 133,3 \text{ m}^2$$

✓ dimensionnement des semelles filantes sous les poteaux :

• Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N (KN)	M _i (KN.m)	e _i (m)	N × e _i
C7	388,5	-1,76	-12,6	-4895,1
C8	266,25	-2,635	-9,6	-2556
C9	376,15	-3,048	-6,3	-2369,75
C10	770,08	-4,139	-2,3	-1771,18
C11	762,16	4,483	2,3	1752,97
C12	385,74	3,237	6,3	2430,16
C13	254,72	-2,699	9,6	2354,11
C14	392,64	-1,928	12,6	4947,26
Somme	3596,24	-8,489	/	-107,53

La charge totale transmise par les poteaux est : $N_t = 3596,24 \text{ KN}$

Exemple de calcul :

Détermination de coordonnées de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-107,53 - 8,489}{3596,24} = -0,032 \longrightarrow e = -0,032 \text{ m}$$

Avec : $R = \sum N_i$

Détermination de la distribution par [ml] de la semelle :

$$e = -0,032 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{25,56}{6} = 4,26 \text{ m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3596,24}{25,56} \left(1 - \frac{6 \times (-0,032)}{25,56}\right) = 139,54 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3596,24}{25,56} \left(1 + \frac{6 \times (-0,032)}{25,56}\right) = 139,64 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3596,24}{25,56} \left(1 + \frac{3 \times (-0,032)}{25,56}\right) = 140,17 \text{ KN/ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{140,17}{250} = 0,56 \text{ m} ; \text{ On prend } B = 1 \text{ m}$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

Avec : n : Nombre de portiques dans le sens considéré.

$$S_p = n (B \times L) \longrightarrow S_p = (1 \times 25,56) \times 4 \longrightarrow S_p = 102,24 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 102,24 + 133,3 \longrightarrow S_t = 235,54 \text{ m}^2$$

Remarque:

- La surface totale du bâtiment est $S_{\text{Bat}} = (19,60 \times 3,60) + (8,40 \times 25,56) = 285,264 \text{ m}^2$

- La surface totale de la semelle filante : $S_t = 102,24 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{235,54}{285,264} = 0,82 > 0,50$$

La surface totale des semelles représente 82% de la surface de bâtiment.

Conclusion:

La surface totale des semelles (dans les deux sens longitudinal et transversal) dépasse les 50% de la surface totale de bâtiment. On opte pour **un radier général** comme fondation de notre bâtiment.

3) Calcul du radier général

Le radier est une fondation superficielle de type plateforme maçonné qui est la base de départ d'un bâtiment, il travaille comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis a la réaction du sol diminuée du poids propre du radier .

Les avantages de radier :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

✓ **Pré dimensionnement du radier :**

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

b) Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{4,60}{8} \leq h_r \leq \frac{4,60}{5} \longrightarrow 57,5 \leq h_r \leq 92$$

On prend $h_r = 70 \text{ cm}$

c) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \times EI}{K \times b}} > \frac{2}{n} L_{\max}$$

L_e : Longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K=40[\text{MPa}]$

L_{\max} : Distance entre axes maximale des poteaux.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale déferée ($E_{vj} = 10818.86 \text{ MPA}$)

b : Largeur de la nervure du radier.

I : Inertie de la section du radier ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).

Le calcul est s'effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,60}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,93\text{m}$$

D'après ces condition de la longueur élastique ;on opte pour : $h = 100 \text{ cm}$

d) La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec un minimum de } 25\text{cm}$$

h_d : épaisseur du radier

L_{\max} : portée maximal

$$h_d \geq \frac{460}{20} \longrightarrow h_d \geq 23 \text{ cm}$$

On prend $h_d = 25 \text{ cm}$.

e) La nervure (poutre)

Elle doit vérifier la condition suivant :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{460}{10} \longrightarrow h_n \geq 46 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 100 \text{ cm}$.

La nervure du radier doit vérifier une

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 0.4 \times 100 \leq b \leq 0.7 \times 100$$

$40 \leq b \leq 70$; soit $b = 55 \text{ cm}$.

➤ Conclusion

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier.

La dalle : $h_d = 25\text{cm}$

La nervure :

$$b = 55 \text{ cm}$$

$$h_n = 100 \text{ cm}$$

➤ Calcul de la surface nécessaire au radier

Chargement	Charge permanente de la structure		$G = 19820,87\text{KN.}$
	Charge d'exploitation de la structure		$Q = 4031,85 \text{ KN.}$
Combinaison d'actions	ELU	$N_U = 1,35G + 1,5Q$ $= 1,35 \times 19820,87 + 1,5 \times 4031,85 = 32805,95\text{KN}$	
	ELS	$N_S = G + Q = 19820,87 + 4031,85 = 23852,72\text{KN}$	
la surface du radier	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_U}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{32805,95}{1,33 \times 250} = 98,66\text{m}^2$	
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{23852,72}{250} = 95,41\text{m}^2$	
Surface adoptée	$S_{rad} = \max (s_{nec}^{ELU} , s_{nec}^{ELS}) = 98,66 \text{ m}^2$		
la surface du bâtiment	$S_{bat} = 285,264\text{m}^2$		
Conclusion	$S_{bat} = 285,264 \text{ m}^2 > S_{rad} = 98,66 \text{ m}^2$ On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. La BAEL, nous impose un débord minimal de largeur l_d qui sera calculé comme suite :		
Longueur de débord	$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30\text{cm} \right) = 50\text{cm}$ $L_{deb} = 50 \text{ cm}$		
Surface de débord	$S_{debord} = [(L_x + L_y) \times L_{deb}] \times 2$ $S_{debord} = [25,60 + 8,40 + 4 + 19,60] \times 0,5 \times 2$ $S_{deb} = 57,6\text{m}^2$		
surface totale du radier	$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 285,264 + 57,6 = 342,864\text{m}^2$		

Tableau VII.1: surface du radier général

➤ Calcul des sollicitations à la base du radier :

Poids du bâtiment		G = 19820,87KN.	
Charges permanentes	Poids de la dalle	$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 342,864 \times 0,25 \times 25$	2142,9KN
	Poids des nervures	$P_{nerv} = b (h_n - h_d) \rho_b \sum(Lx.n + Ly \times m)$ $P_{nerv} = 0,55 \times (1 - 0,25) \times 25 [(25,20 \times 3 + 8 \times 8 + (19,20 \times 2 + 3,20 \times 6)]$	2033,625 KN
	Poids de tablier	$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \sum(Lx.n + Ly \times m) = 0,55 \times 197,2 = 108,46m^2.$ $P_{TVO} = (342,864 - 108,46) \times 0,75 \times 17$	2988,651KN
	Poids de la dalle flottante	$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} \cdot e_p \cdot \rho_b$ <p>e_p : Epaisseur de la dalle.</p> $\frac{1}{50} \leq \frac{e_p}{l_{max}} \leq \frac{1}{40} \longrightarrow \frac{l_{max}}{50} \leq e_p \leq \frac{l_{max}}{40}$ $\frac{460}{50} \leq e_p \leq \frac{460}{40} \longrightarrow 9,2 \leq e_p \leq 11,5$ <p>on prend $e_p = 10cm$</p> $P_{dalle\ flottante} = 342,864 \times 0,1 \times 25$	857,16KN
	Poids de radier: Σ		
Surcharges d'exploitations	Surcharge de bâtiment Q		4031,85 KN
	Surcharge du radier : $Q = 2,5 \times 342,864$		857,16 KN
Poids total de la structure	$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 19820,87 + 8022,336$		27843,206 KN
	$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 4031,85 + 857,16$		4892,01KN
Combinaisons	A P'ELU $N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 27843,206 + 1,5 \times 4892,01$		44926,34KN
	A P'ELS $N_S = G + Q = 27843,206 + 4892,01$		32735,216KN

Tableau VII.2: Sollicitations à la base du radier.

VII.4 Vérification :

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec

$$b=100\text{cm} \quad ; \quad d = 0,9h_d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{44926,34 \times 1}{342,864} \times \frac{4,60}{2} = 301,37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{301,37 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1,34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la stabilité du radier :**

Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

$$X_G = 11,53 \text{ m}$$

$$Y_G = 6,12 \text{ m}$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$$

$$I_{xx} = 2753,43 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 6877,96 \text{ m}^4$$

➤ **Sens longitudinal**

l'ELU :

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

$$M_x = 19465,703 + 1360,93 \times 1 = 20826,63 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{44926,34}{342,864} + \frac{20826,63}{6877,96} \times 11,53 = 165,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{44926,34}{342,864} - \frac{20826,63}{6877,96} \times 11,53 = 96,12 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 165,95 + 96,12}{4} = 148,5 \text{ KN/m}^2 ; 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 1,33 \times 250 = 332,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

l'ELS :

$$M_x = 20826,63 \text{ KN.m} \quad N_s = 32735,216 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{32735,216}{342,864} + \frac{20826,63}{6877,96} \times 11,53 = 130,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{32735,216}{342,864} - \frac{20826,63}{6877,96} \times 11,53 = 60,56 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 130,39 + 60,56}{4} = 112,93 \text{ KN/m}^2 ; \quad \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{\text{sol}} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

➤ **Sens transversal**

l'ELU :

$$M = M_0 + T_0 h$$

$$M_x = 18693,461 + 1450,23 \times 1 = 20143,69 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{44926,34}{342,864} + \frac{20143,69}{2753,43} \times 6,12 = 175,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{44926,34}{342,864} - \frac{20143,69}{2753,43} \times 6,12 = 86,26 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 175,81 + 86,26}{4} = 153,42 \text{ KN/m}^2 ; \quad 1,33\sigma_{\text{sol}} = 1,33 \times 250 = 332,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

l'ELS :

$$M_x = 20143,69 \text{ KN.m} \quad N_s = 32735,216 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{32735,216}{342,864} + \frac{20143,69}{2753,43} \times 11,53 = 140,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{32735,216}{342,864} - \frac{20143,69}{2753,43} \times 11,53 = 50,70 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 140,25 + 50,70}{4} = 117,86 \text{ KN/m}^2 ; \quad \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{\text{sol}} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

➤ **Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2,42 BAEL) :**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure.

○ **Vérification pour les poteaux :**

$N_u = 1060,80 \text{ KN}$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,4 + (2 \times 1)) \times 2 = 5,6\text{m}$$

$$N_{uc} = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5,6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4200 \text{ KN}$$

$N_u = 1060,80 \leq 4200 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

○ **vérification pour les voiles :**

$N_u = 4207,62\text{KN}$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1 + (2 \times 1)) \times 2 = 6,4 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,4 \times 25000}{1,5} = 4800 \text{ [KN]}$$

$N_u = 4207,62\text{KN} < 4800 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

VII.5 Ferrailage du radier

Ferrailage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumis a un chargement uniforme et encastree sur quatre cotés.

○ $\rho_x = \frac{L_x}{L_y} < 0,4 \longrightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens .

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad M_{0y} = 0$$

○ $0,4 \leq \rho_x = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

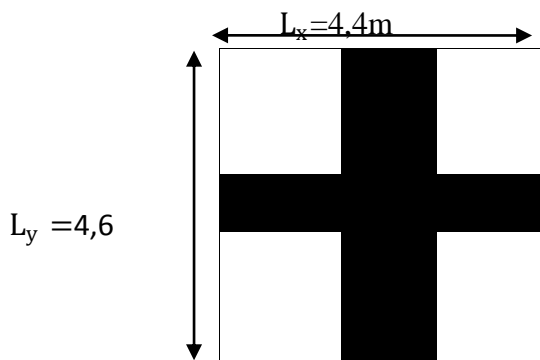
$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Avec :

μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,40}{4,60} = 0,95 \implies \begin{cases} u_x = 0,0410 \\ u_y = 0,888 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \implies$ La dalle travaille dans les deux sens

La contrainte moyenne max

➤ Sens longitudinal

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 148,5 - \frac{8022,363}{342,864} = 125,10 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 112,93 - \frac{8022,363}{342,864} = 89,53 \text{ KN/m}^2$$

➤ Sans transversal

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 153,42 - \frac{8022,363}{342,864} = 130,02 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 117,86 - \frac{8022,363}{342,864} = 94,46 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moment:

➤ Moment isostatique :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,041 \times 125,1 \times 4,4^2 = 99,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,888 \times 99,3 = 88,19 \text{ KN.m}$$

Remarque:

A fin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures ,les moment calculée seront minorés en leur affectant un coefficient :

0,85 : pour les moments en travées de rives.

0,5 : pour les moments sur appuis intermédiaire.

0,3 : pour les moments sur appuis de rives.

➤ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 99,3 = 84,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 88,19 = 74,96 \text{ KN.m}$$

➤ Moment aux appuis intermédiaires :

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 99,3 = -49,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 88,19 = -44,10 \text{ KN.m}$$

➤ Moment sur appuis de rives :

$$M_{ax} = -0,3 M_{0x} = -0,3 \times 99,3 = -29,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_{0y} = -0,3 \times 88,19 = -26,46 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1ml

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 22,5 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} b d^2} ; A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Sens	Zone	M _u KN.m	μ _u	β	section	A cm ²	A _{adoptée} cm ²	S _t cm
x-x	Appuis	49,65	0,07	0,964	SSA	6,58	6HA12=6,78cm ²	15
	Travée	84,41	0,12	0,936	SSA	11,52	6HA16=12,06 cm ²	15
y-y	Appuis	44,10	0,061	0,968	SSA	5,82	6HA12=6,78 cm ²	15
	Travée	74,96	0,104	0,945	SSA	10,13	6HA16=6HA16=12,06 cm ²	15

Tableau VII.3 : ferrailage de radier

Vérification

✓ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL99/ArtB.7.4)**

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_x = \frac{A^x_{min}}{bh}$$

ρ_x : Pourcentage d'acier minimal est égal 0,8‰ pour les HA FeE400)

$$A^x_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2} = 0,0008 \times 100 \times 25 \times \frac{3 - 0,95}{2} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$A^x_{min} = 2,05 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens X-X et Y-Y :**

$$\begin{cases} A_{ua} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \\ A_{ut} = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

✓ **Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)**

Sens X-X : S_t=15cm

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 25; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens Y-Y :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 25; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{4,40}{4,60}$$

Sens XX :

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} \text{ avec } P = q_u \times l_y \times l_x = 125,10 \times 4,4 \times 4,6 = 2532,024 \text{ KN/m}^2$$

$$V_u = \frac{2532,024}{3 \times 4,6} = 183,48 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens YY :

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{2532,024}{2 \times 4,6 + 4,4} = 186,18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{186,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225} = 0,83 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armateurs transversaux ne sont pas nécessaires.

Vérification a ELS :

$$\rho = 0,95 \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,888 \end{cases}$$

$$q_s = 89,53 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0410 \times 89,53 \times 4,4^2 = 71,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,888 \times 71,07 = 63,11 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travées :**

○ sens X-X : $M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 71,07 = 60,41 \text{ KN.m}$

○ sens Y-Y :

$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 63,11 = 53,64 \text{ KN.m}$

➤ **Moment aux appuis :**

$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 71,07 = -35,54 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 63,11 = -31,56 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$; $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	zone	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
Xx	Appuis	35,54	6,78	0,30	0,941	43,14	247,58	5,73	15	Cv
	Travée	60,41	12,06	0,536	0,890	30,45	250,41	8,21		Cv
Yy	Appuis	31,56	6,78	0,30	0,941	43,14	219,85	5,09		Cv
	Travée	53,64	12,06	0,536	0,890	30,45	222,11	7,29		

VII.6 Ferrailage de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, 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 (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal.

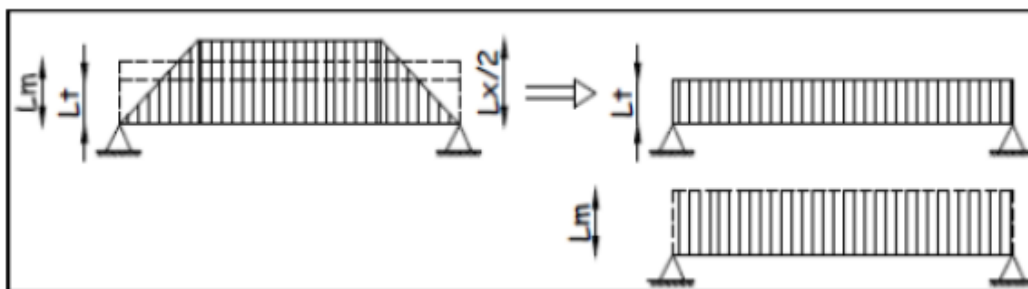


Figure VII.1 : Présentation des charges simplifiées.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement triangulaires :

-Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.

-Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

2ème Cas : Chargement trapézoïdale :

-Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

-Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$

Sollicitations :

➤ **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_u = q_u l_m$$

$$Q_s = q_s l_m$$

➤ **Pour les efforts tranchants :**

$$Q_u = q_u l_t$$

$$Q_s = q_s l_t$$

➤ **Détermination des charges :**

L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nerveure}}}{S_{\text{nerveure}}}\right) = \left(148,5 - \frac{8022,363}{342,864} - \frac{2033,625}{108,46}\right) = 106,35 \text{ KN/m}^2.$$

A L'ELS:

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nerveure}}}{S_{\text{nerveure}}}\right) = \left(112,93 - \frac{8022,363}{342,864} - \frac{2033,625}{108,46}\right) = 70,78 \text{ KN/m}$$

- **Sens longitudinal (on a 4 files)**

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x m	L _y m	ρ _x	chargement	L _m m	L _t m	q _u KN/m ²	q _s KN/m ²	Q _u KN/m	∑ Q _u KN/m	Q _s KN/m	∑ Q _s KN/m	Q _u KN/m	∑ Q _u KN/m	Q _s KN/m	∑ Q _s KN/m
AB	1	3	4,40	0,68	Triangulaire	0,99	0,75	106,35	70,78	105,29	210,58	70,07	140,14	79,76	159,52	53,08	106,16
	2	3	3,60	0,83	Triangulaire	0,99	0,75	106,35	70,78	105,29		70,07		79,76		53,08	
BC	1	3,30	4,40	0,75	Triangulaire	1,09	0,83	106,35	70,78	115,92	231,84	77,15	154,3	88,27	176,54	58,75	117,5
	2	3,30	3,60	0,92	Triangulaire	1,09	0,83	106,35	70,78	115,92		77,15		88,27		58,75	
CD	1	4	4,40	0,91	trapézoïdal	1,45	1,17	106,35	70,78	154,21	295,66	102,63	196,77	124,43	230,78	82,81	153,59
	2	4	3,60	0,9	Triangulaire	1,33	1	106,35	70,78	141,45		94,14		106,35		70,78	
DE	1	4,60	4,40	0,96	trapézoïdal	1,59	1,24	106,35	70,78	169,09	363,71	112,54	242,07	131,87	302,03	87,77	2 01,02
	2	4,60	3,60	0,78	trapézoïdal	1,83	1,60	106,35	70,78	194,62		129,53		170,16		113,25	
EF	1	4	4,40	0,91	trapézoïdal	1,45	1,17	106,35	70,78	154,21	295,65	102,63	196,77	124,43	230,78	82,81	153,59
	2	4	3,60	0,9	Triangulaire	1,33	1	106,35	70,78	141,44		94,14		106,35		70,78	
FG	1	3,30	4,40	0,75	Triangulaire	1,09	0,83	106,35	70,78	115,92	257,36	77,15	158,54	88,27	176,54	58,75	117,5
	2	3,30	3,60	0,92	Triangulaire	1,15	0,83	106,35	70,78	122,30		81,39		88,27		58,75	
GH	1	3	4,40	0,68	Triangulaire	0,99	0,75	106,35	70,78	105,28	210,56	70,07	140,14	79,76	159,52	53,08	
	2	3	3,60	0,83	Triangulaire	0,99	0,75	106,35	70,78	105,28		70,07		79,76		53,08	

➤ Calcul des charges (avec la file la plus sollicité file 3) :

- Sens transversal (on a 8files) :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x m	L _y m	ρ _x	chargement	L _m M	L _t m	q _u KN/m ²	q _s KN/m ²	Q _u KN/m	∑ Q _u KN/m	Q _s KN/m	∑ Q _s KN/m	Q _u KN/m	∑ Q _u KN/m	Q _s KN/m	∑ Q _s KN/m
AB	1	4	4,40	0,91	Triangulaire	1,33	1	106,35	70,78	141,44	310,53	94,13	206,67	136,35	268,22	70,78	158,54
	2	4,60	4,40	0,96	trapézoïdal	1,59	1,24	106,35	70,78	169,09		112,54		131,87		87,76	
BC	1	4	3,60	0,9	trapézoïdal	1,46	1,19	106,35	70,78	155,27	349,89	103,33	232,85	126,56	296,72	84,23	197,48
	2	4,60	3,60	0,78	trapézoïdal	1,83	1,60	106,35	70,78	194,62		129,52		170,16		113,25	

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

➤ Sens longitudinal :

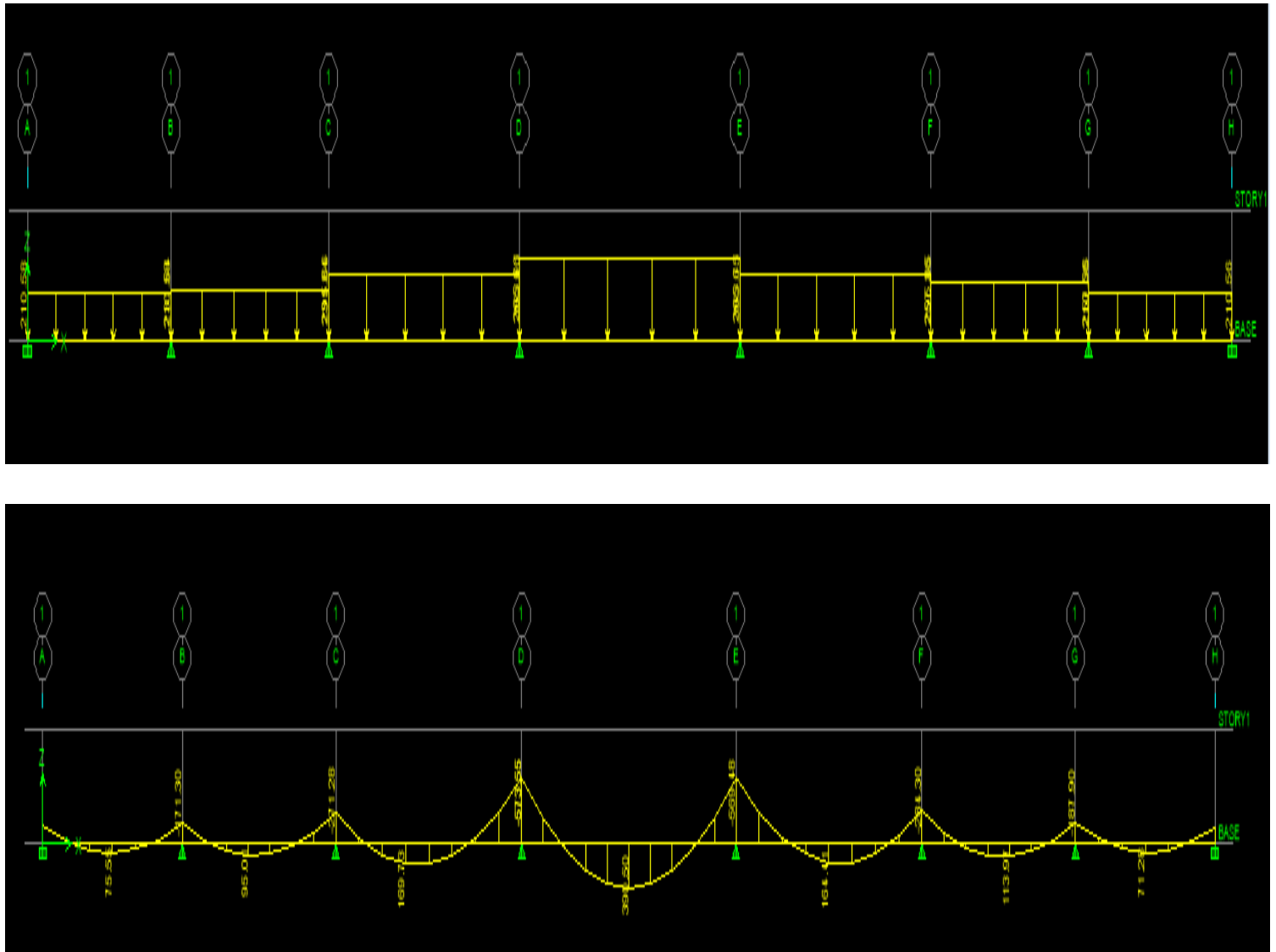


Fig VII.2 : Schéma statique et diagramme des moments fléchissant de la nervure à l'ELU.

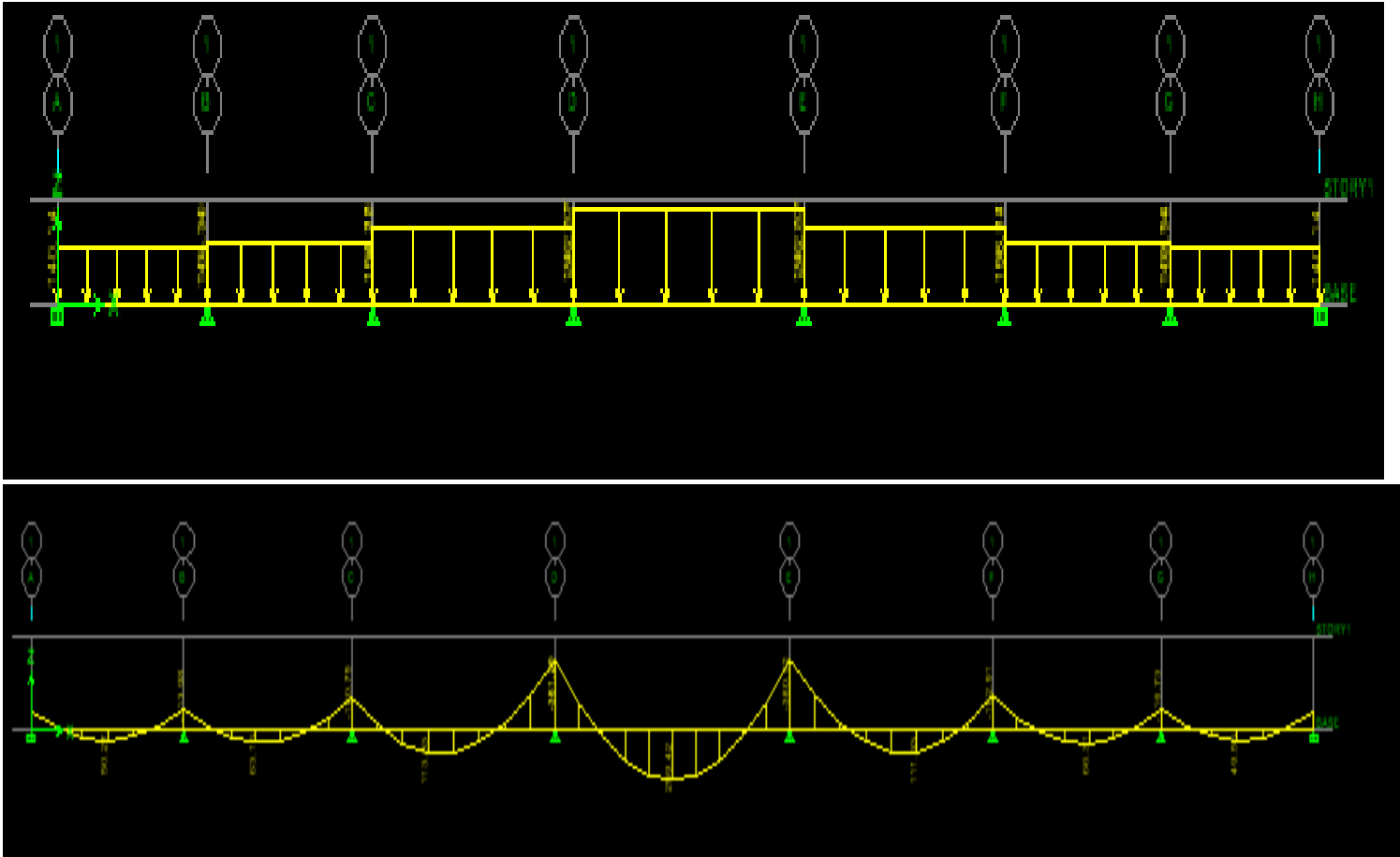
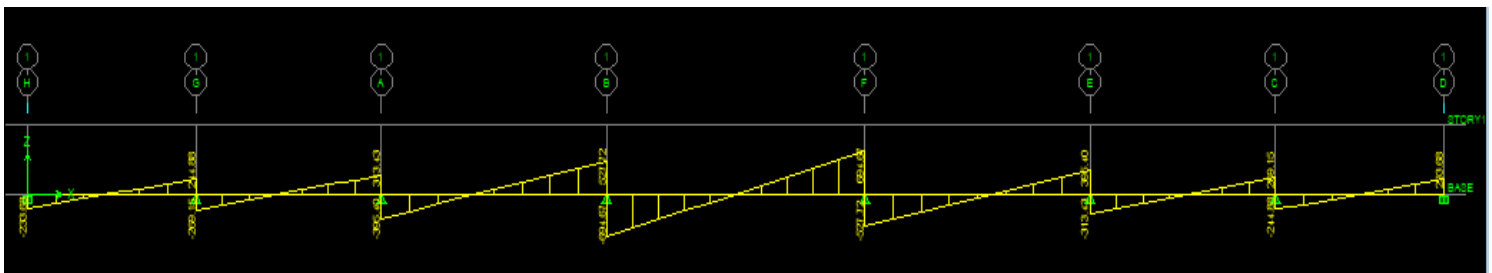
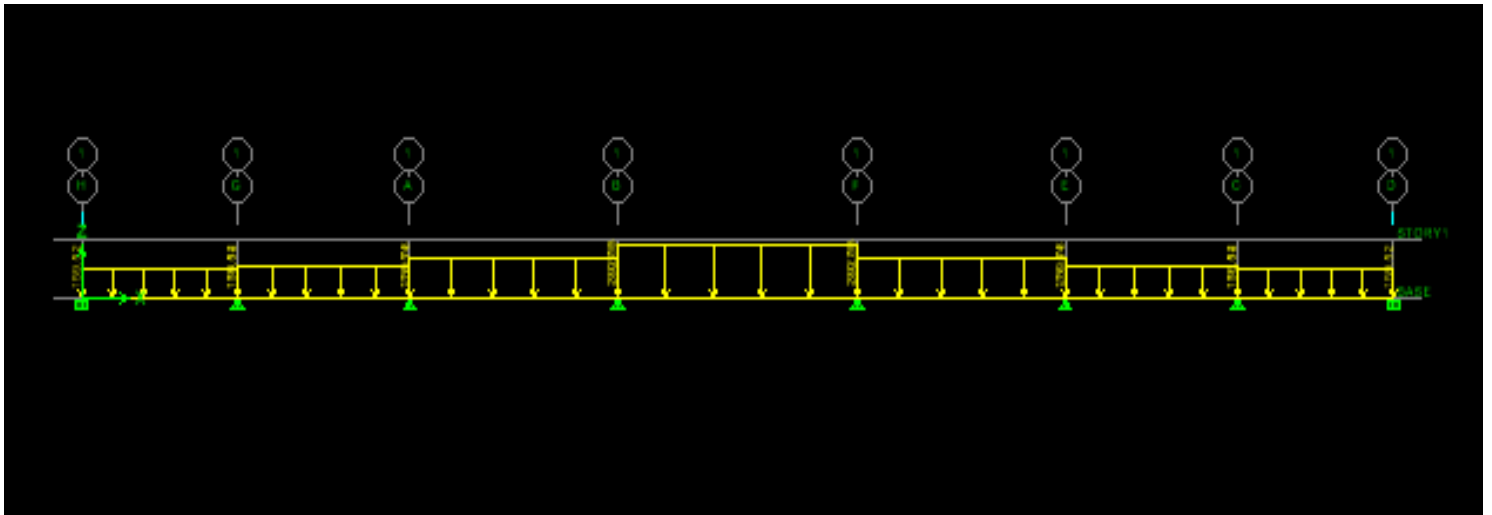


Figure VII.3 : Schéma statique et diagramme des moments fléchissant de la nervure à l'ELS.



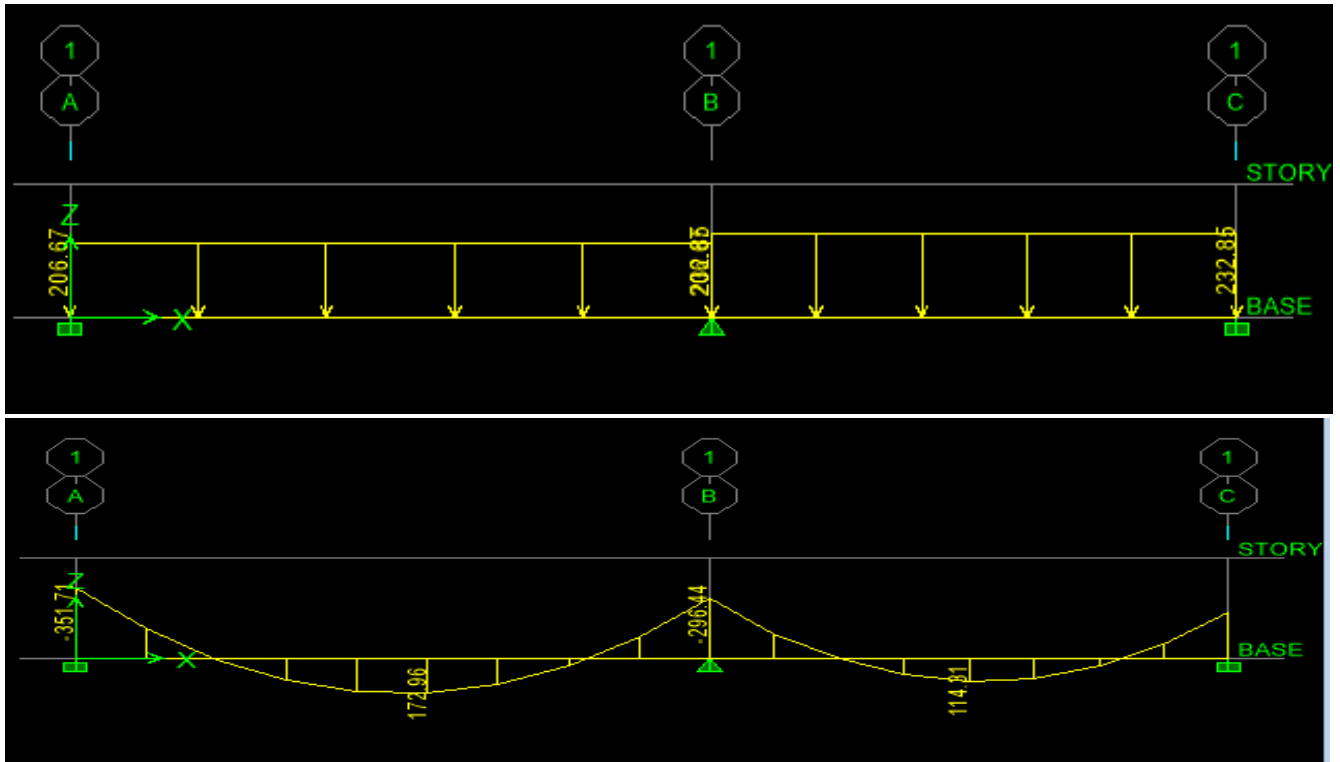


Fig VII.6 : Schéma statique et moments fléchissant de la nervure à l'ELS.

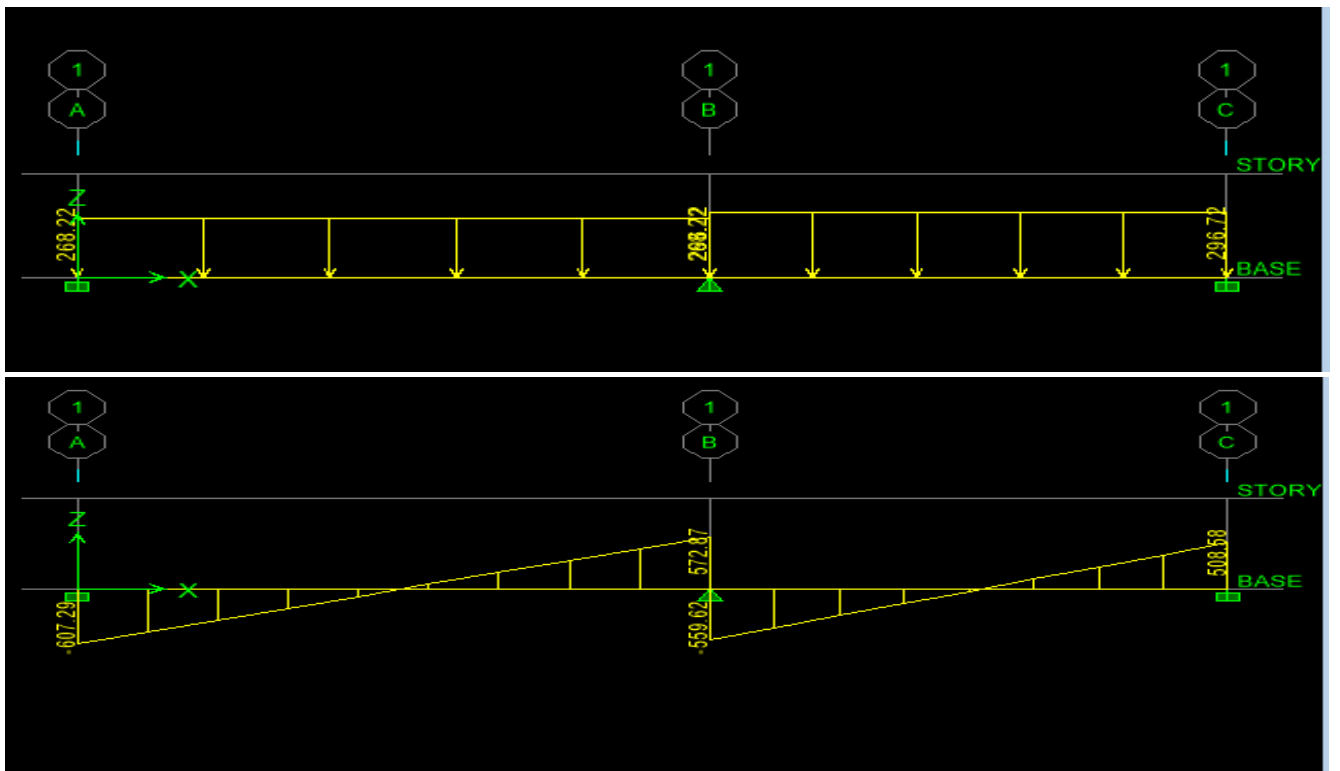


Fig VII.7 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

Sollicitation maximale :

➤ **Sens longitudinal :**

$$M_{t_{umax}} = 390,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{umax}} = 573,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{smax}} = 259,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{smax}} = 381,20 \text{ KN.m}$$

$$T_{umax} = 694,87 \text{ KN}$$

➤ **Sens transversal :**

$$M_{t_{umax}} = 259,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{umax}} = 528,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{smax}} = 172,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{smax}} = 351,71 \text{ KN.m}$$

$$T_{umax} = 607,29 \text{ KN}$$

Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 55 \text{ cm}$, $h = 120 \text{ cm}$, $d = 95 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ **Exemple de calcul :**

$$M_{t_{umax}} = 390,55 \text{ KN.m} ; M_{a_{umax}} = -573,55 \text{ [KN.m]}$$

○ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{573,55 \times 10^6}{550 \times 950^2 \times 14,2} = 0,082 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,082 \longrightarrow \beta = 0,957$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{573,55 \times 10^6}{0,957 \times 950 \times 348 \times 100} = 18,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16+6HA14=21,29cm²**

			M (KN.m)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	choix	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
sens	Sens longitudinal	Appui	573,55	0,082	0,957	18,13	6HA16+6HA14	21,30
		Travée	390,55	0,056	0,971	12,16	6HA14+6HA10	13,95
	Sens transversal	Appui	528,46	0,075	0,960	16,65	6HA12+6HA16	18,85
		travée	259,88	0,037	0,981	8,01	6HA12+6HA10	11,50

Tableau VII.4 : Ferrailage des nervures à L'ELU.

VII.7 Vérification:

L'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 550 \times 950 \times 2,1}{400 \times 100} = 6,31 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{adopté} = 21,30 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,31 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 13,95 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,31 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 18,85 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,31 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 11,50 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,31 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte de cisaillement :(Effort tranchant)

○ **Sens longitudinale**

$$T_{umax} = 694,87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ [MPa]} \right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{694,87 \times 10^3}{550 \times 950} = 1,3 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Sens transversal**

$$T_{umax} = 607,29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{607,29 \times 10^3}{550 \times 950} = 1,16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures transversales :

le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 6 \text{ mm}$

Espacement des armateurs

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1,6 \right\} = \{25; 19,2\} \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,475 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 2,475 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

l'ELS :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	21,30	381,20	0,407	0,902	36,03	208,85	348	5,80	15	CV
	Travée	13,95	359,42	0,268	0,918	45,98	295,43	348	6,43	15	CV
yy	Appuis	18,85	351,71	0,360	0,907	38,76	216,54	348	5,59	15	CV
	Travée	11,50	172,96	0,225	0,924	50,79	171,34	348	3,37	15	CV

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes a L'ELS

VIII Etude du mur plaque

VIII .1 Introduction :

Les murs de soutènement sont des ouvrages en béton armé ou en maçonnerie, destinés à reprendre les poussées des terres. Le mur de soutènement en béton armé est généralement composé d'un voile qui reçoit la poussée des terres et une semelle qui sert de fondation à l'ouvrage.

VIII .2 Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 2003 (Art 10.1.2)** est de **15 cm**, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

VIII .3 Méthode de calcul :

Le mur n'est pas solidaire avec la structure, donc il sera considéré comme étant une console encastrée à sa base.

Détermination de la contrainte engendrée par la poussée des terres :

➤ **Méthode de RANKINE :**

▪ **Hypothèses :**

- L'écran est verticale.
- Cette méthode néglige le frottement entre le mur et le sol.
- Sol horizontale.

Toutes les conditions sont vérifiées, ça veut dire que la méthode de RANKINE est applicable.

➤ **Calcul de la contrainte derrière l'écran :**

Dans notre projet on a un sol frottant ($\varphi \neq 0$; $C=0$). Le voile est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres qui s'exercent sur sa face qui sont σ_h et σ_v

$$\text{Avec : } \sigma_h = k \cdot \sigma_v \begin{cases} K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{4} \right) & \text{poussée active} \\ K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{4} \right) & \text{poussée passif} \end{cases}$$

φ : Angle de frottement interne de sol.

➤ **Caractéristique de sol :**

Surcharges éventuelles $q = 10 \text{ KN/ml}$.

Poids volumique des terres $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$.

Angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$

Cohésion $C = 0$

VIII .4 Calcul des contraintes :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_h : Contrainte horizontale

σ_v : Contrainte verticale

Avec : $\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$

K_a : coefficient de poussée des terres au repos.

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

Pour un sol horizontal ($\beta = 0$) donc

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333$$

a) Calcul à l'ELU :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a (1,35\gamma \cdot h + 1,5 \cdot q)$$

Pour :

$$h=0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,333 \times 1,5 \times 10 = 4,995 \text{ KN/m}^2$$

$$h=2,91 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (1,35 \times 17 \times 2,91 + 1,5 \times 10) 0,333 = 27,23 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul à l'ELS :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a (\gamma \cdot h + q)$$

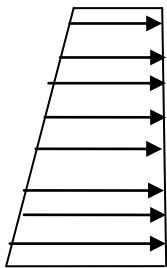
Pour :

$$h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,333 \times 10 = 3,33 \text{ KN/m}^2$$

$$h=2,91 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (17 \times 2,91 + 10) 0,333 = 19,80 \text{ KN/m}^2$$

ELU

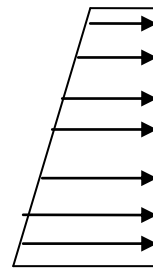
$$\sigma_h = 4,995 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_h = 27,23 \text{ KN/m}^2$$

ELS

$$\sigma_h = 3,33 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_h = 19,80 \text{ KN/m}^2$$

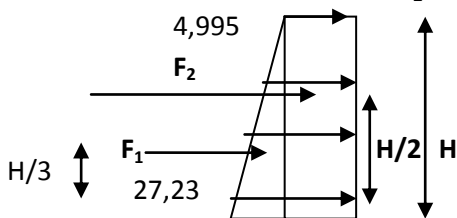
Figure VIII.1 : Diagramme des contraintes horizontales à l'ELU Figure VIII.2 Diagramme des contraintes horizontales à l'ELS

VIII .5 Charges moyennes pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{3 \times 27,23 + 4,995}{4} = 21,67 \text{ KN/m}^2 \quad \underline{q_u} = \sigma_m \times 1 \text{ ml} \quad \underline{q_u} = 21,67 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{3 \times 19,80 + 3,33}{4} = 15,68 \text{ KN/m}^2 \quad \underline{q_s} = \sigma_m \times 1 \text{ ml} \quad \underline{q_s} = 15,68 \text{ KN/ml}$$

VIII .6 calcul des forces de poussées :



$$F_1 = \int_0^H \sigma_h \cdot dh = 4,995 \times 2,91 = 14,54 \text{ KN}$$

$$F_2 = \int_0^H \sigma_h \cdot dh = \frac{1}{2} (27,23 - 4,995) \times 2,91 = 32,35 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de la force de poussée selon l'art 10.4.3 du RPA99-V2003:**

$$P_{ad} = K_{ad} (1 + K_v) \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + \frac{qH}{\cos \beta} \right)$$

Avec :

K_{ad} : coefficient de poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi (\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2$$

Avec :

Poids volumique des terres $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$.

Angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$

$\theta : \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v} = 8,168^\circ$ avec: $k_h = A=0,15$; $k_v = 0,3A = 0,045$

β : angle d'inclinaison de la surface libre du remblai $\beta = 0$

$$K_{ad} = 0,64 \quad P_{ad} = 67,60 \text{ KN/m}^2$$

La charge à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul dynamique

$$q^{\max} = 67,60 \times 1 \text{ ml} = 67,60 \text{ KN/ml}$$

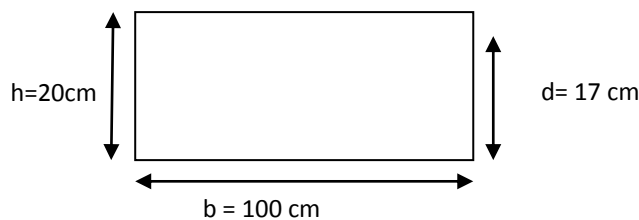
VIII .7 Ferrailage de mur plaque:

Détermination des moments :

$$M^{\max} = (1,35 \times 14,54 + 1,5 \times 32,35) \times 1 \text{ ml} = 68,154 \text{ KN.m}$$

VIII .8 Ferrailage de mur plaque:

a) **Armature principales :**



$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{68,154 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14,2} = 0,166 < \mu_i = 0,392 \text{ (SSA)} \quad \beta = 0,909$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{68,154 \times 10^6}{0,909 \times 170 \times 348} = 12,67 \text{ cm}^2$$

On opte pour **10HA14 = 15,39 cm²** avec un espacement de 15 cm.

b) **Armature de répartition :**

$$A_h = \frac{A_{adopt \acute{e}e}}{4} = \frac{15,39}{4} = 3,85 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA10 = 4,71 cm²**

c) Vérification :

➤ ELU :

Condition de non fragilité (BAEL91 –art A.4.2,1) :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 1000 \times 220 \frac{2,1}{400} = 2,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} 2,66 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification des espacement des barres (BAEL91- art A.4.5,34) :

La fissuration étant préjudiciable, donc l'espacement entre les barres est :

$$S_t = \leq \min (20 \text{ cm}; 1,5 h) \quad S_t \leq 20 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement (BAEL91- art A.5.1,211) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{db_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} \mid 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 98,36 \text{ KN} \quad \text{Avec : } V_u = \frac{q_u l}{2} \quad \text{Avec } l = 2,91 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{98,36 \times 10^3}{170 \times 1000} = 0,58 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91-art A.6.1, 3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \text{sachant que } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les HA}$$

$$\text{On a : } \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9a \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i : \text{somme des périmètre utile des barres}$$

$$\sum U_i = 10 \times 14 \times 3,14 = 439,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{98,36 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 439,6} = 1,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée → pas de risque d'entraînement des barres.

Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2,84 \text{ MPa} \quad \begin{cases} \Psi_s = 1,5 \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$l_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm}$$

$$l_s = 40\varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on opte } l_s = 60 \text{ cm}$$

Les règles de la BAEL91 modifiée 99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les acier HA.

$$l_c = 0,4 l_s = 24 \text{ cm}$$

L'ELS :

Elle s'effectue comme suit :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad \text{avec : } M_s = (14,54+32,35) \times 1\text{ml} = 46,89 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \quad \text{pour retirer } K_1 \text{ dans les tables pour le calcul de } K \text{ qui égale à } \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Avec :

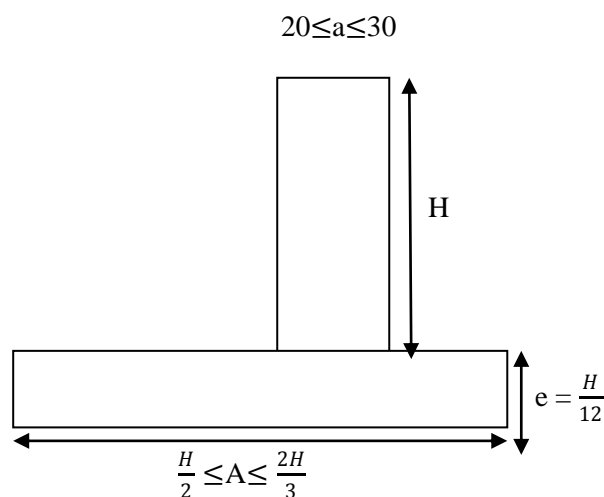
σ_{st} : Contrainte de l'acier

A_s : armature adoptée à l'ELU

M_s KN.m	A_s cm ²	ρ_1	β	K	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
46,89	15,39	0,905	0,866	22,31	206,95	348	9,27	15	vérifiée

Tableau VIII.1 : Vérification des contraintes à l'ELS

Vérification vis-à-vis de la stabilité du mur :



Pré dimensionnement :

$$A = 1,80 \text{ m} \quad a = 0,20 \text{ m} \quad e = 0,25$$

N.B : pour parvenir à la stabilité de mur vis-à-vis du renversement, on a dû augmenter la largeur de la semelle jusqu'à 2,40 m

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

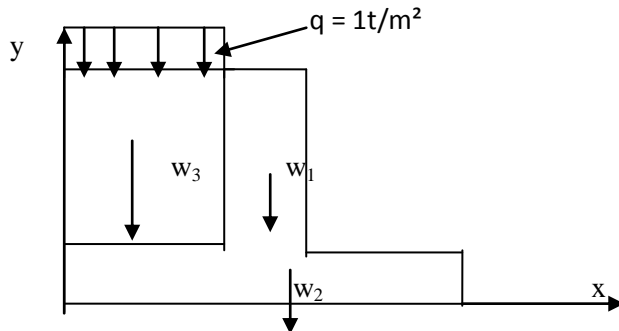
Surcharges éventuelles $q = 10 \text{ KN/ml}$.

Poids volumique des terres $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$.

Angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$

Cohésion $C = 0$

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2,5$ bars.



figVIII.1 : Schémas représentatif des charges revenant au voile

Calcul du poids du mur :

$$W = W_1 + W_2 + W_3$$

$$W_1 = (0,20 \times 2,91)25 = 14,55 \text{ KN/ml}$$

$$W_2 = (0,25 \times 2,40)25 = 15 \text{ KN/ml}$$

$$W_3 = (1,2 \times 2,91)17 + 10 = 69,36 \text{ KN/ml}$$

$$W = 18,19 + 15 + 66,90 = 98,91 \text{ KN/ml}$$

Les forces de poussées

$$F_1 = 3,33 \times 2,91 = 9,7 \text{ KN}$$

$$F_2 = (19,80 - 3,33) \times 2,91 / 2 = 23,96 \text{ KN}$$

$$F_r = \frac{\sum \text{des moments par rapport à (0) des forces stabilisatrices}}{\sum \text{des moments par rapport à (0) des forces renversantes}} > 1,5$$

$$F_r = \frac{W_1 \times 1,3 + W_2 \times 1,2 + W_3 \times 0,6}{F_1 \times 0,97 + F_2 \times 1,455} = 1,77 > 1,5 \text{ condition vérifiée}$$

Vérification de la stabilité du mur au glissement :

$$F_g = \frac{\sum \text{des forces opposant au glissement}}{\sum \text{des forces favorisant le glissement}} > 1,5$$

$$F_g = \frac{R_v \tan \varphi}{F_1 + F_2} = \frac{(w_1 + w_2 + w_3) \tan 30}{F_1 + F_2} = 1,7 > 1,5 \text{ condition vérifiée}$$

N.B : un matériau drainant est prévu derrière le mur.

Conclusion générale

Ce projet constitue pour nous la première expérience ; il nous a aidé à mettre en application nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master.

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul, ainsi que la réglementation régissant les principes de conceptions et de calcul des ouvrages dans le domaine de bâtiment et d'approfondir nos connaissances.

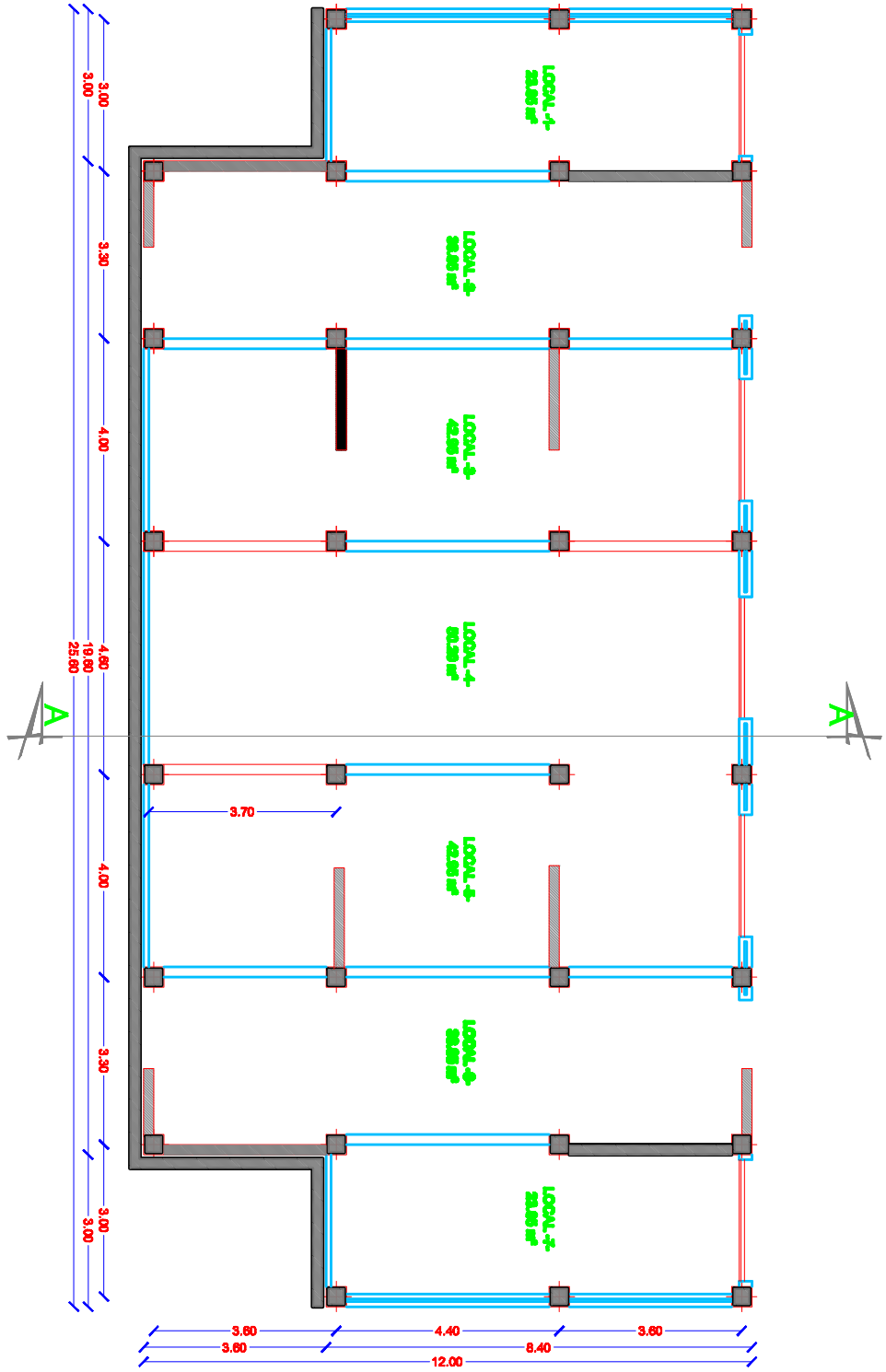
Pour notre étude de ce projet on a utilisé le logiciel ETABS pour interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude.

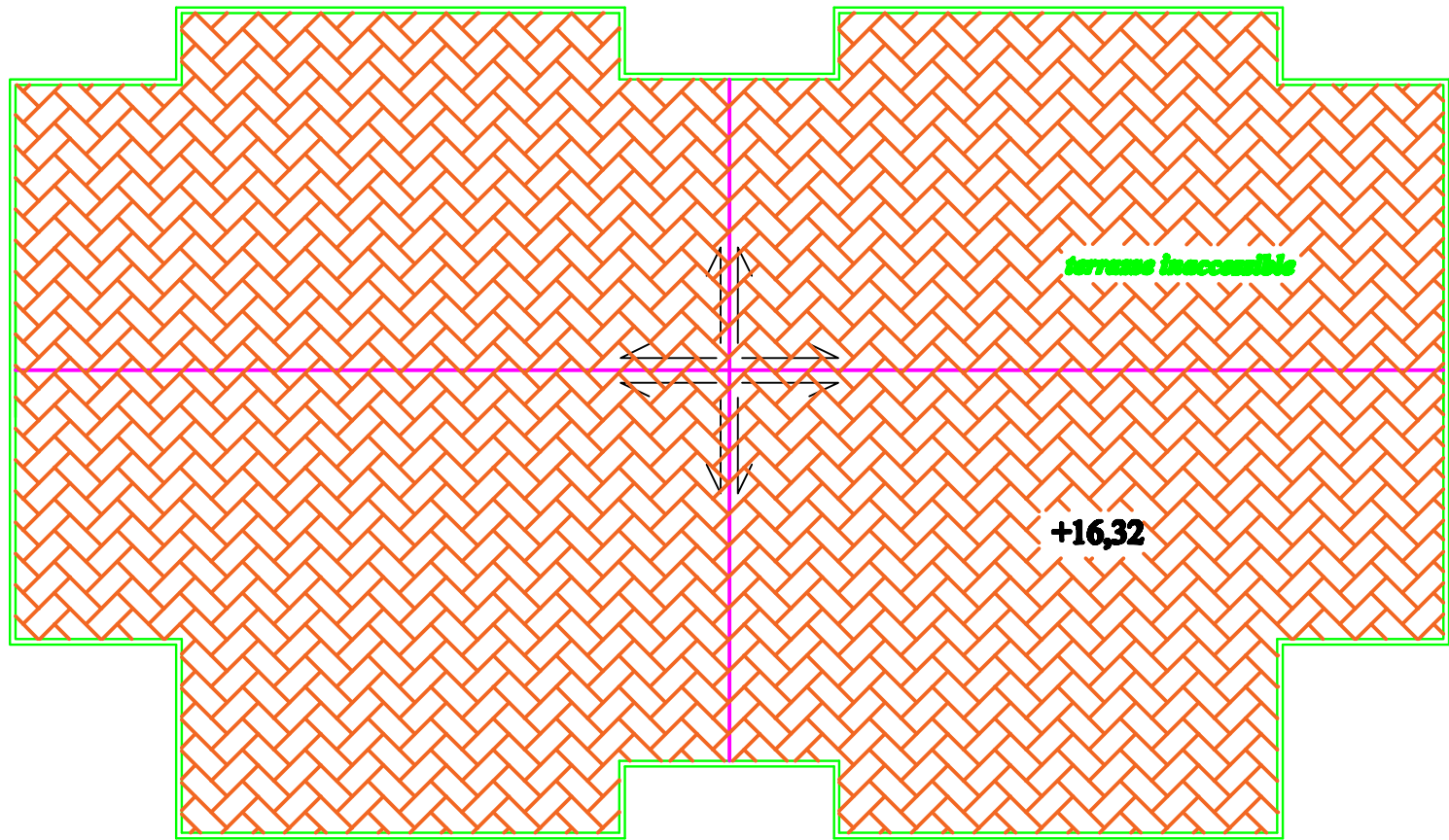
Bibliographie

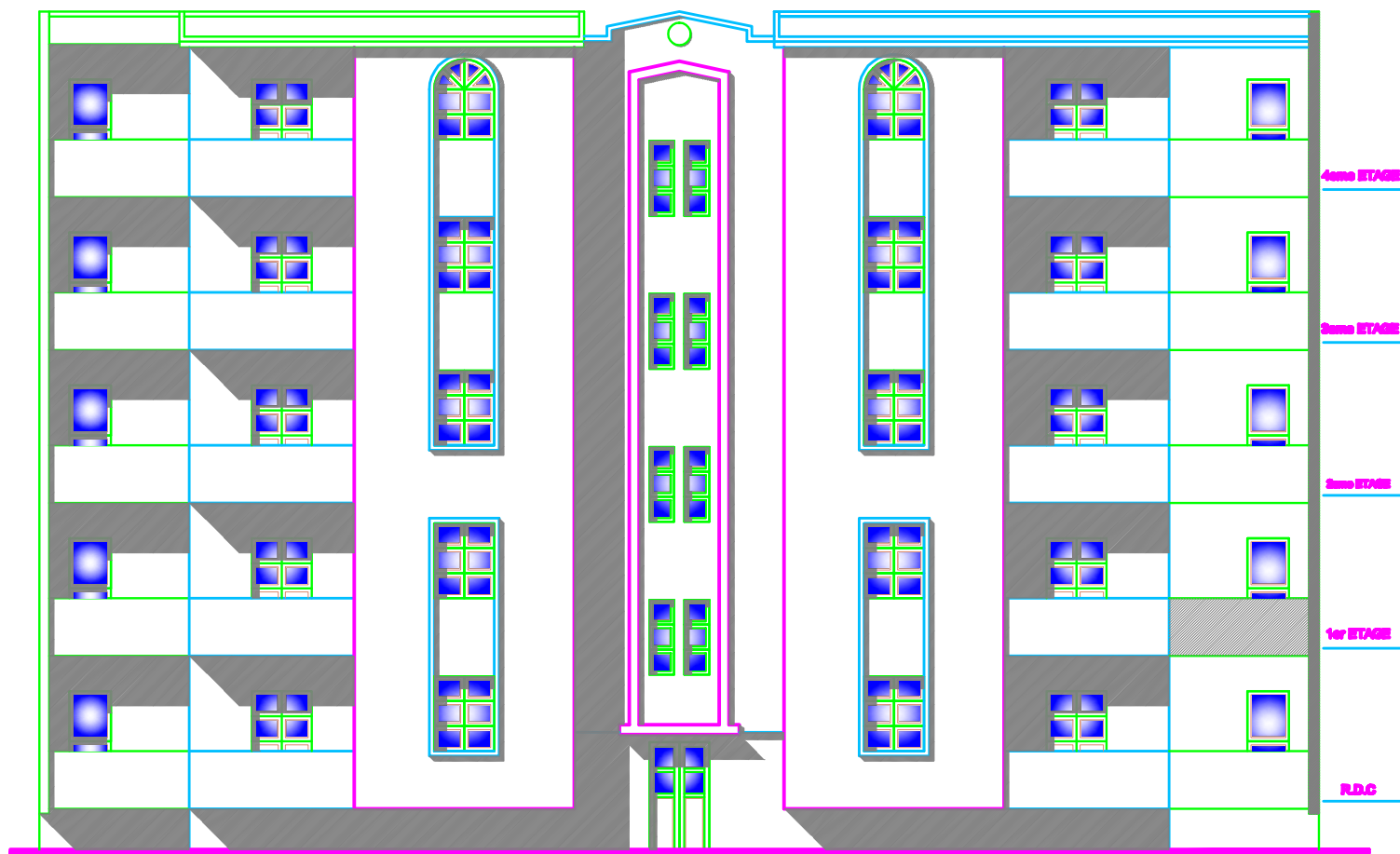
- ❖ Règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003).
- ❖ Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.
- ❖ DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- ❖ Thèse de MASTER en génie civil des promotions précédentes.
- ❖ Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- ❖ Cours d'ETABS (Madame RADJEF).

PLAN DE L'ENTRE SOL

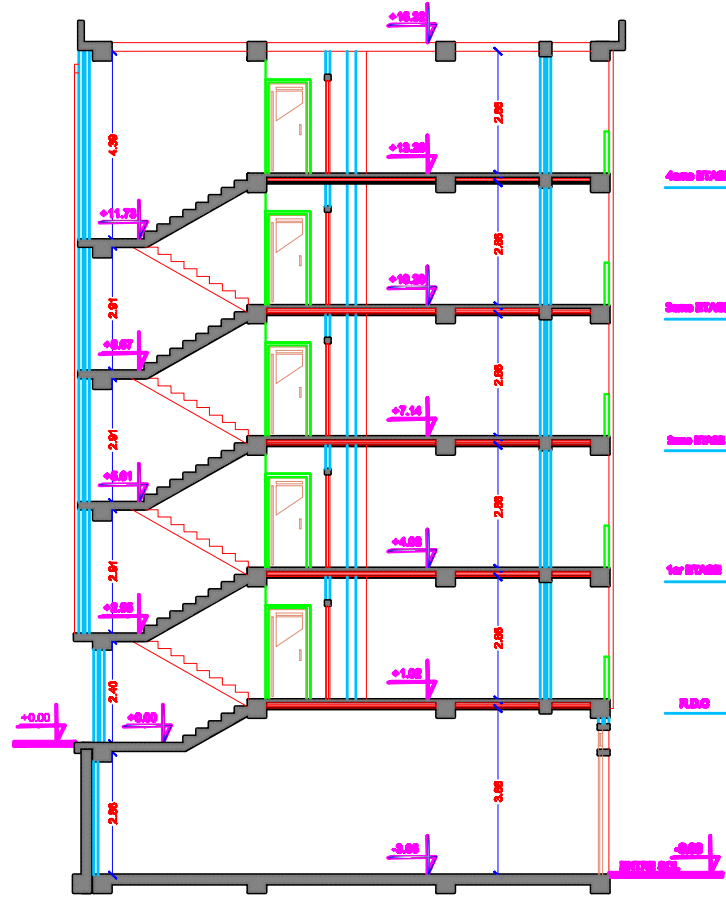


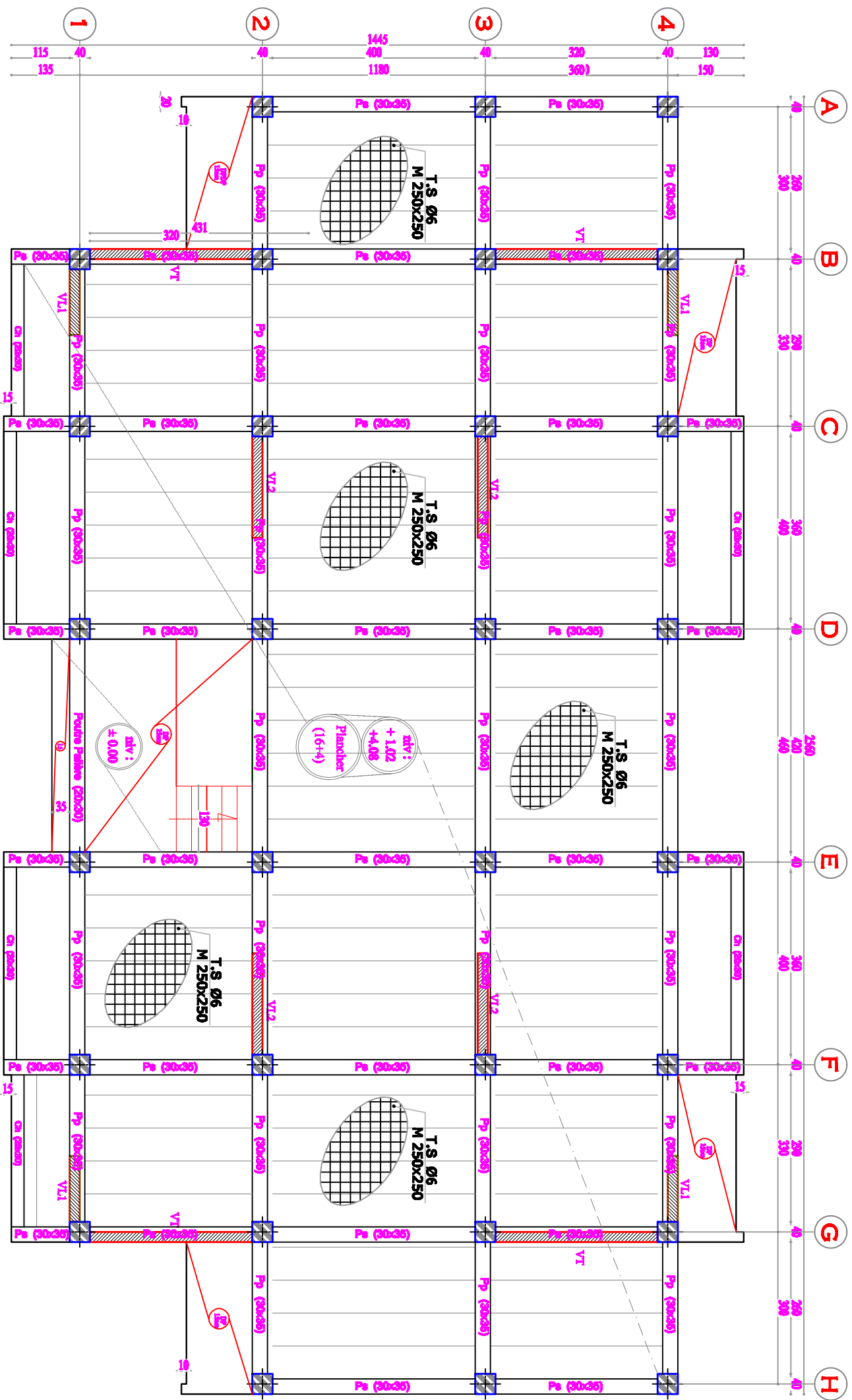
Plan de terrasse





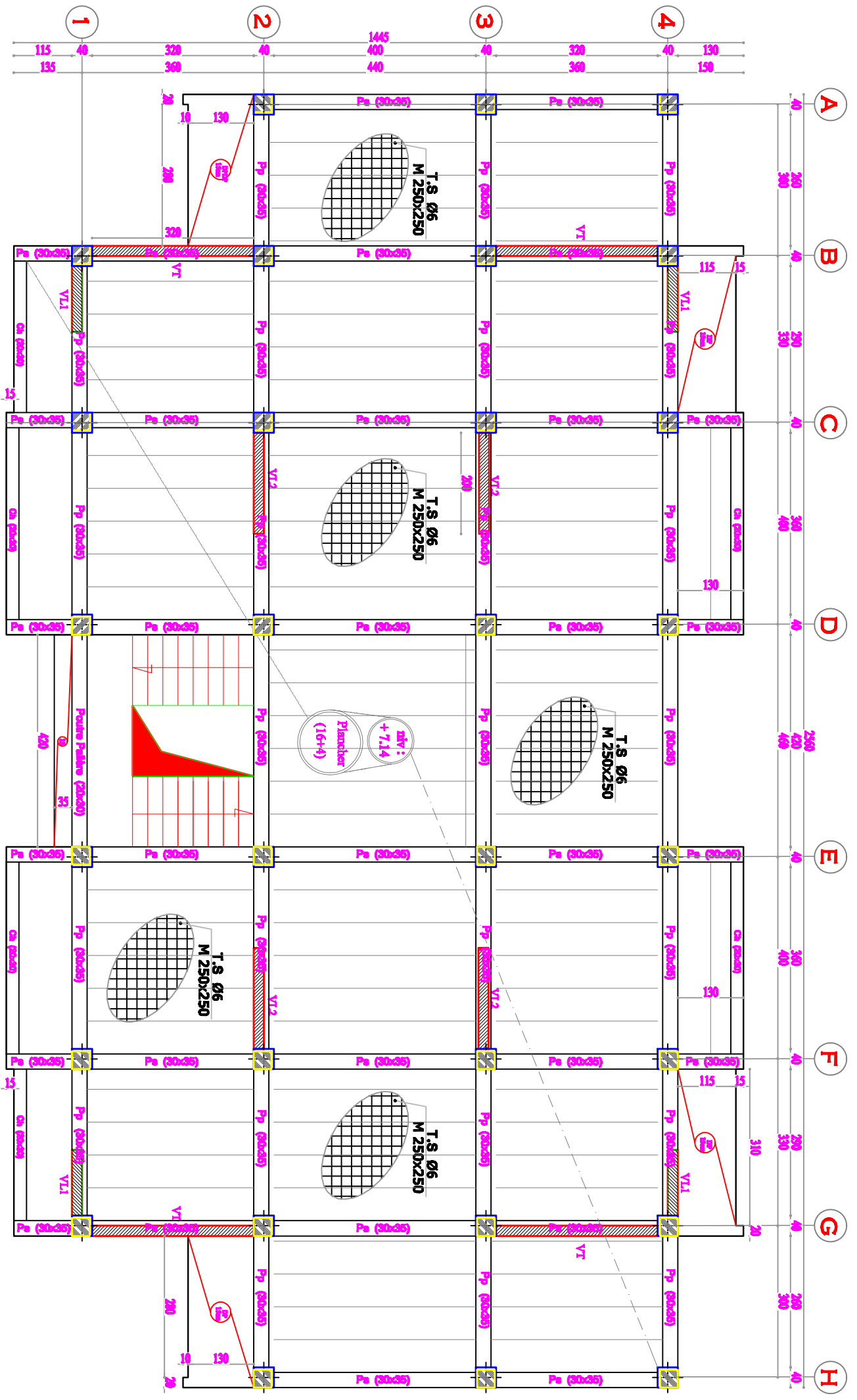
Façade principale





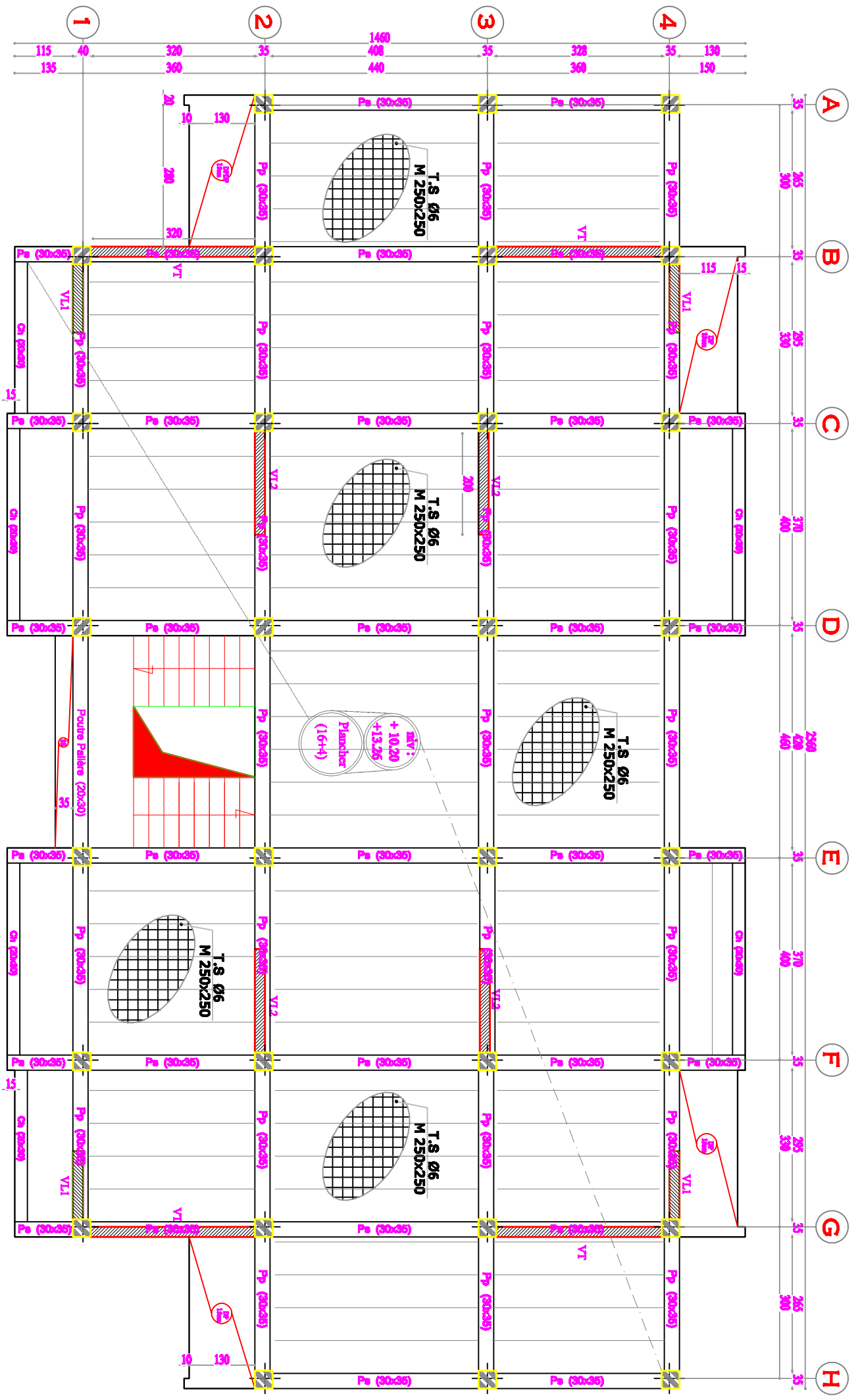
COFFRAGE PLANCHER NIV:+ 1.02 & + 4.08

<p align="center">UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</p>		<p align="center">Titre : plan de coffrage plancher niv +1.02 et +4,08</p>	
<p>Etudié par : -Krim Dyhia -Ihadjadene Dyhia</p>		<p>Plan N°:1</p>	
<p>Dirigé par : -M^{re} : Idres</p>		<p>Promotion: 2019-2020</p>	



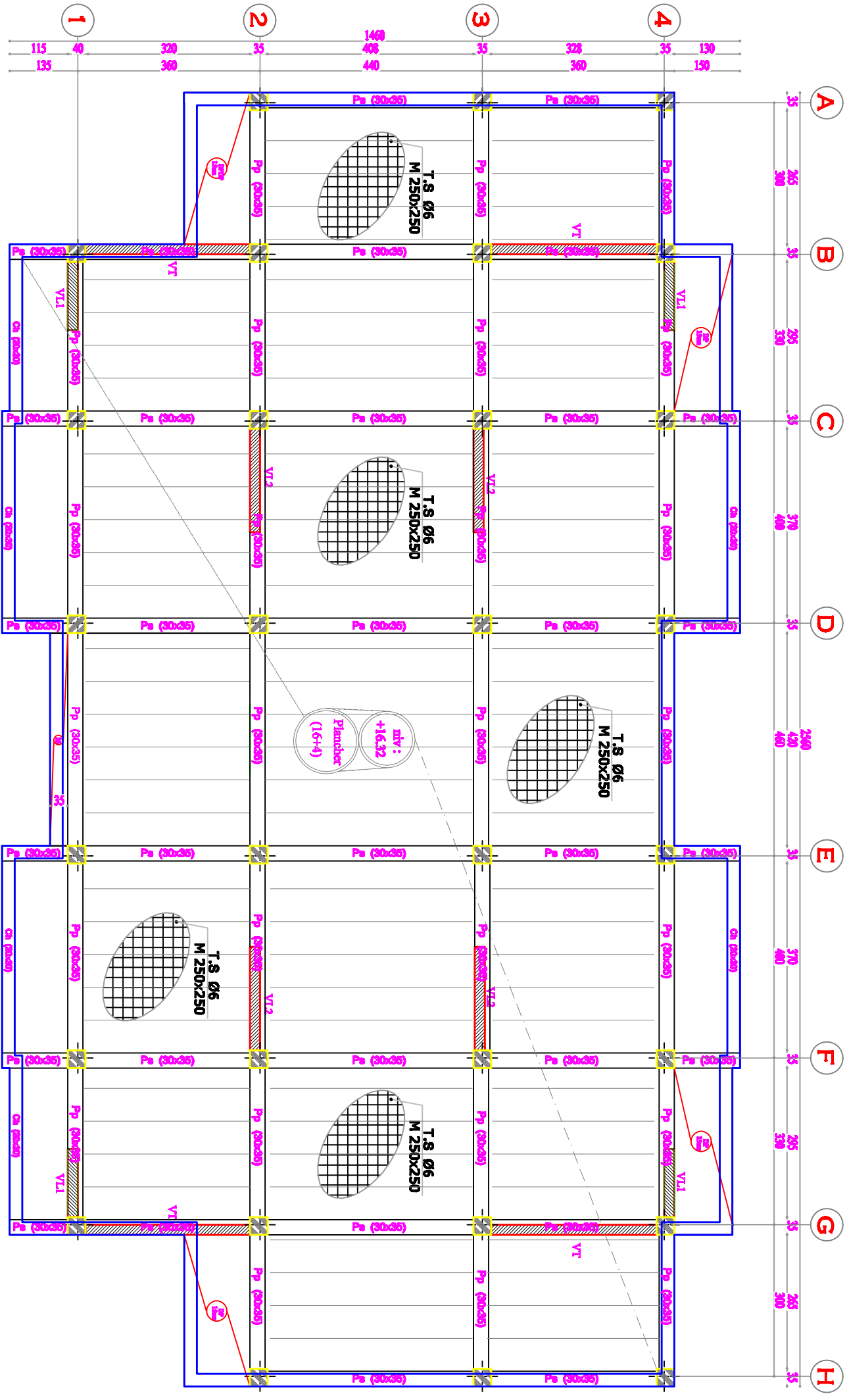
COFFRAGE PLANCHER NIV:+7.14

<p>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</p>	
<p>Etudié par : -Krim Dyhia -Ihadjadene Dyhia</p>	<p>Titre : plan de coffrage plancher niveau +7,14</p>
<p>Dirigé par : -M^{re} : Idres</p>	<p>Plan N°:2 Promotion: 2019-2020</p>



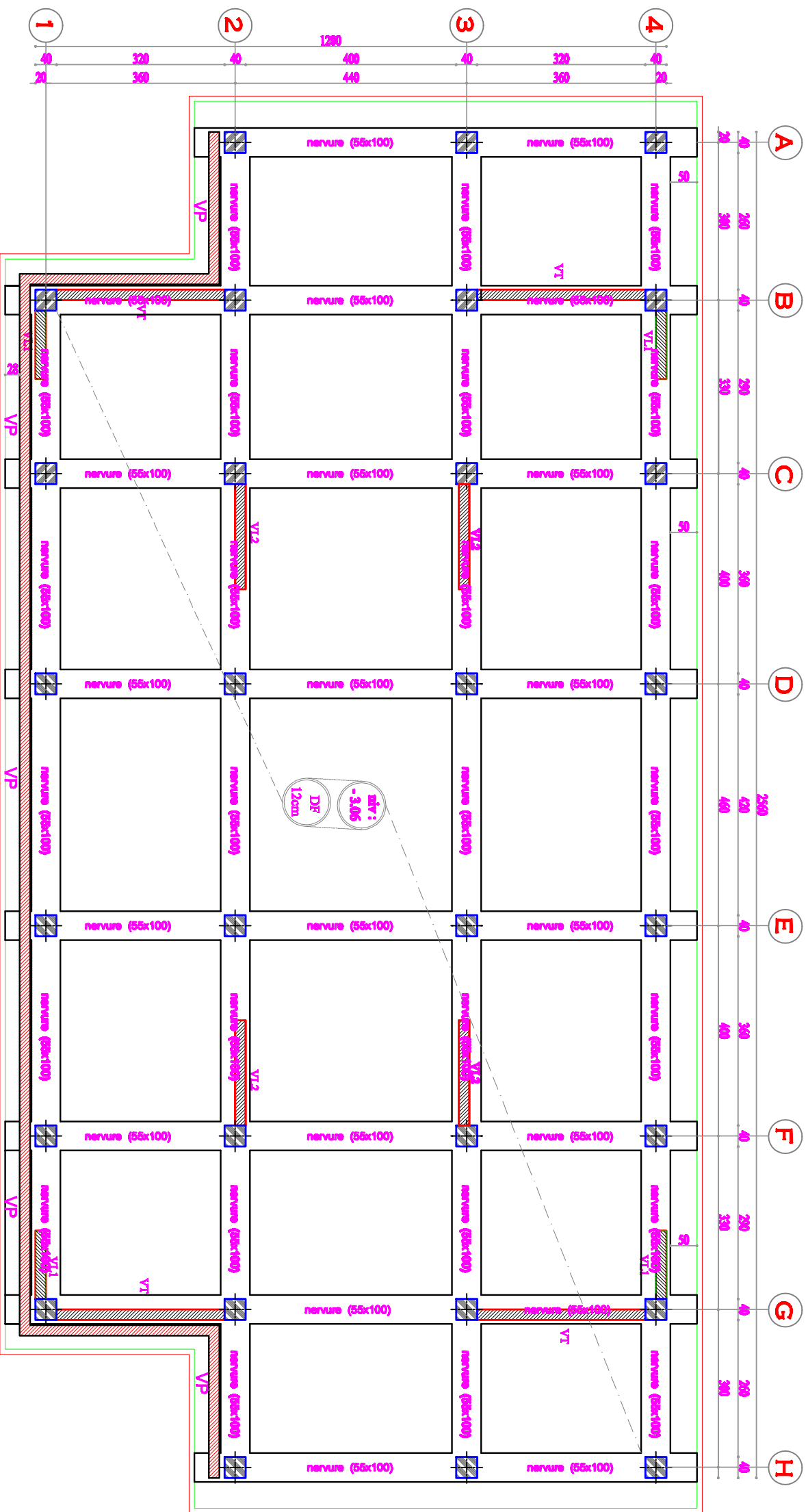
COFFRAGE PLANCHER NIV:+ 10.20 & + 13.26

<p>UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI OUZZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</p>	
<p>Etudié par : -Krim Dyhia -Ihadjadene Dyhia</p>	<p>Titre : plan de coffrage plancher niveau +10.20 et +13,26</p>
<p>Dirigé par : -M^{re} : Idres</p>	<p>Plan N°:3 Promotion: 2019-2020</p>



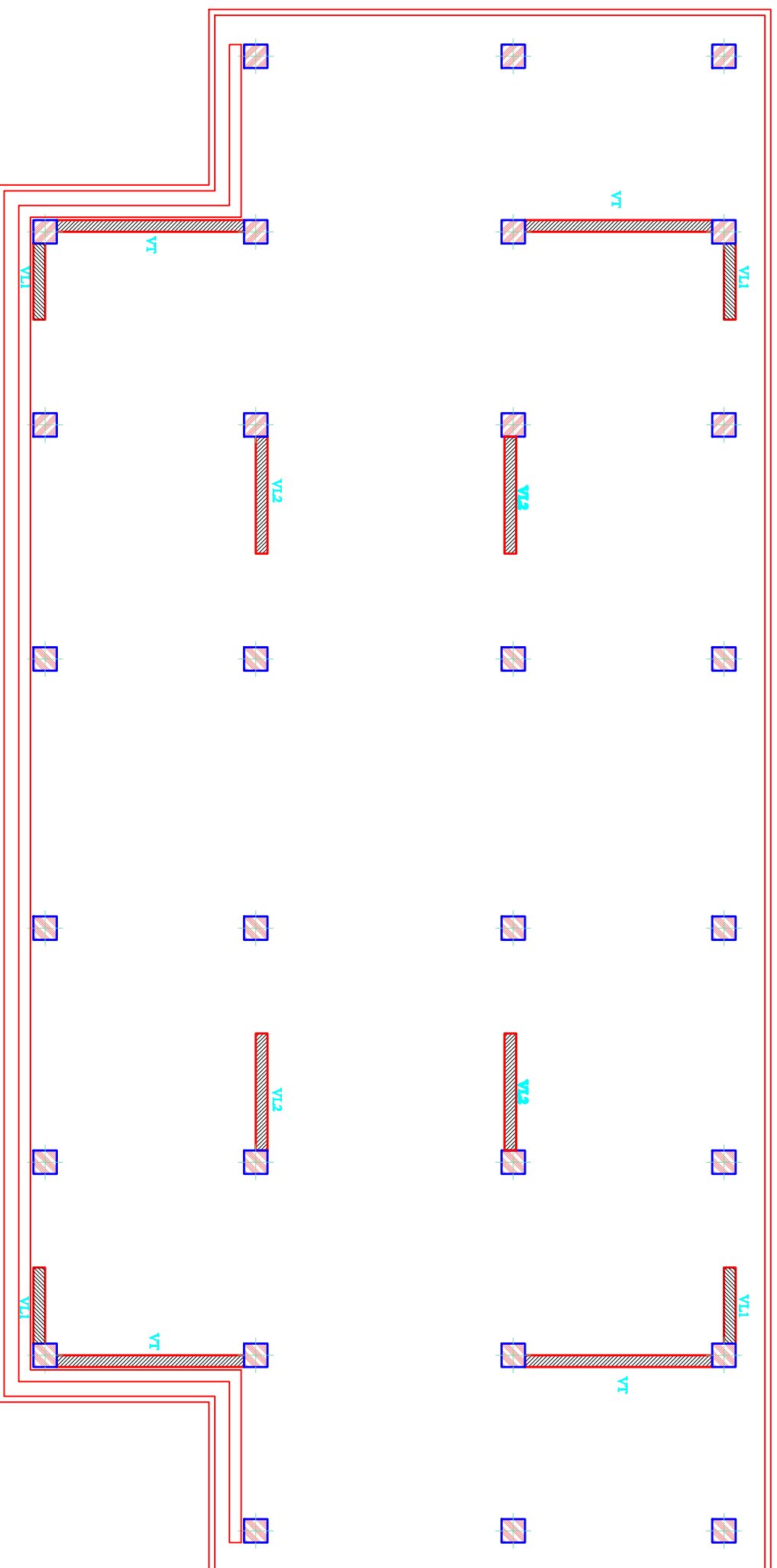
COFFRAGE PLANCHER NIV.+ 16.32

<p align="center">UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</p>		<p align="center">Titre : plan de coffrage plancher niveau +16.32</p>	
<p>Etudié par : -Krim Dyhia -Inadjadene Dyhia</p>		<p>Plan N°:4</p>	
<p>Dirigé par : -M^{re} : Idres</p>		<p>Promotion: 2019-2020</p>	



COFFRAGE RADIER GENERAL NIV:- 3.06

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
<i>Etudié par :</i> -Krim Dyhia -Ihadjadene Dyhia	<i>Titre :</i> plan de coffrage de radier-3,06
<i>Dirigé par :</i> -M ^{de} : Idres	<i>Plan N°:</i> 5 <i>Promotion:</i> 2019-2020



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

Krim Dyhia
-Thadjadene Dyhia

Titre :

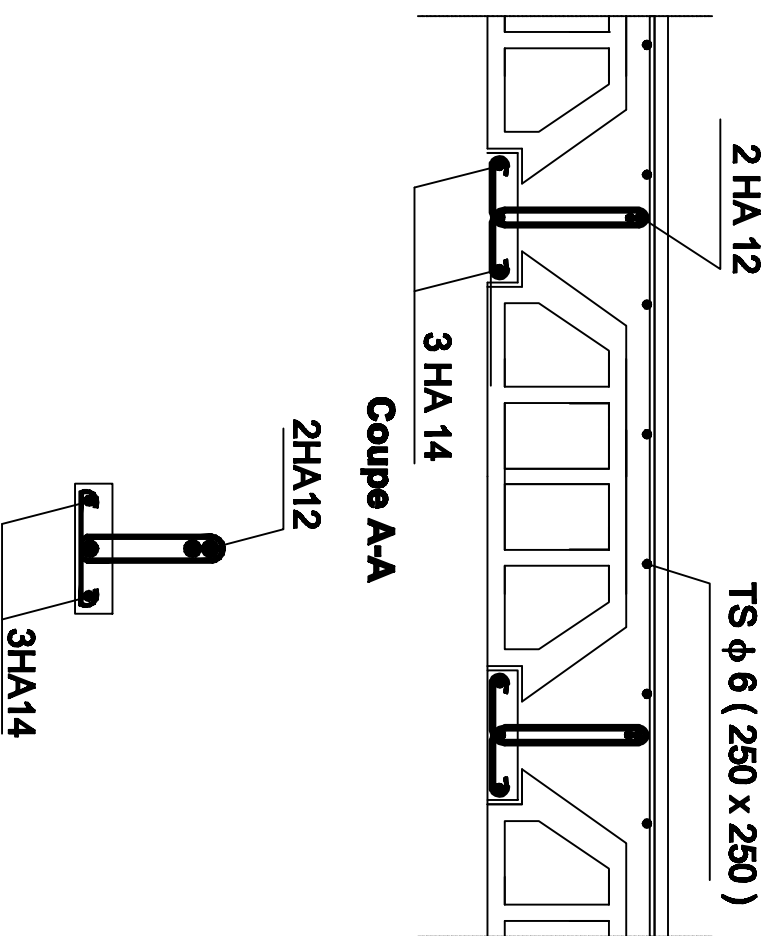
**La disposition
 des voiles**

Plan N°:8

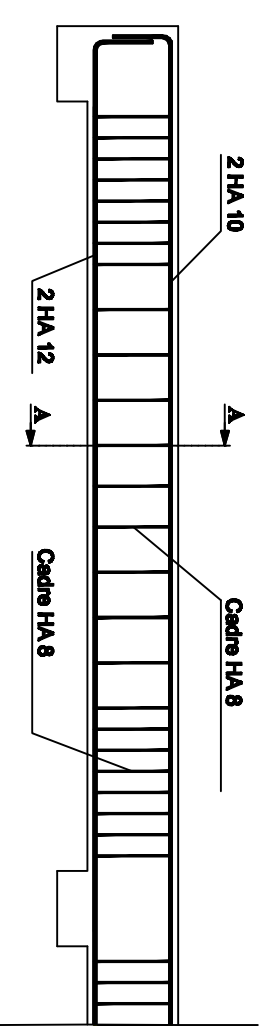
Dirigé par :

-M^{re} : Idres

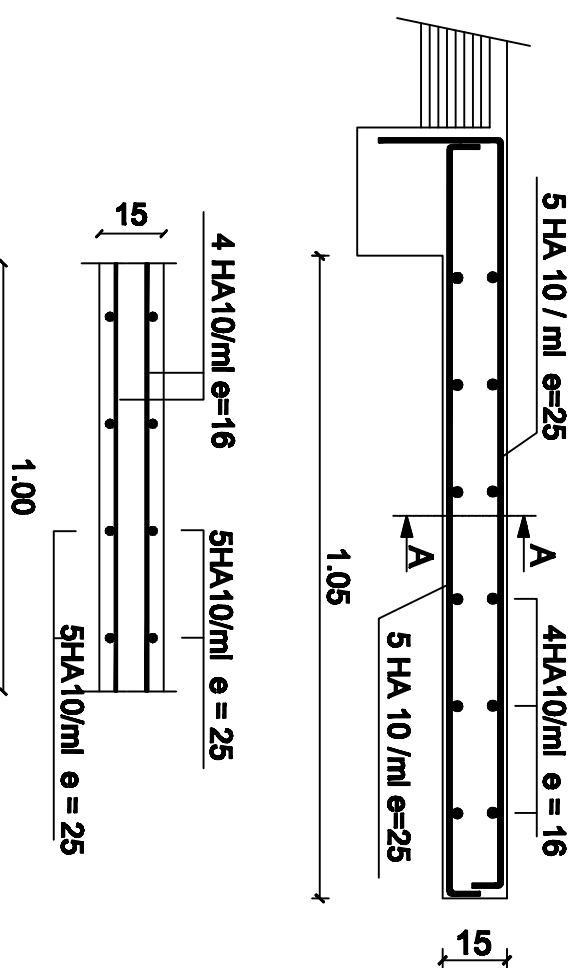
**Promotion:
 2019-2020**



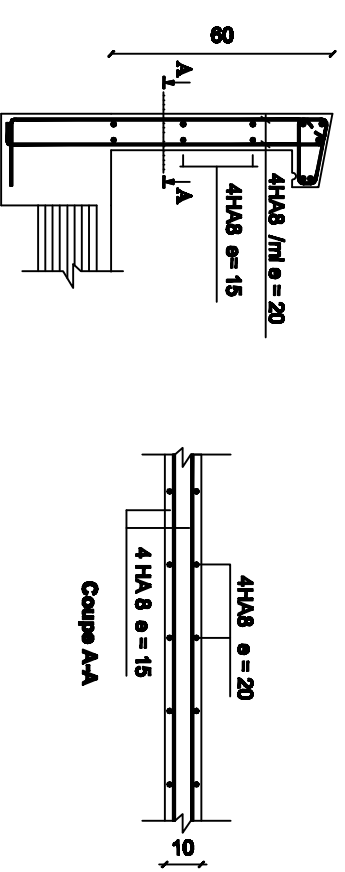
Ferrailage du plancher



Ferrailage de la poutre de chaînage



Ferrailage du balcon



Ferrailage de l'acrotère

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-Krim Dyhia
-Thadjadene Dyhia

Titre :

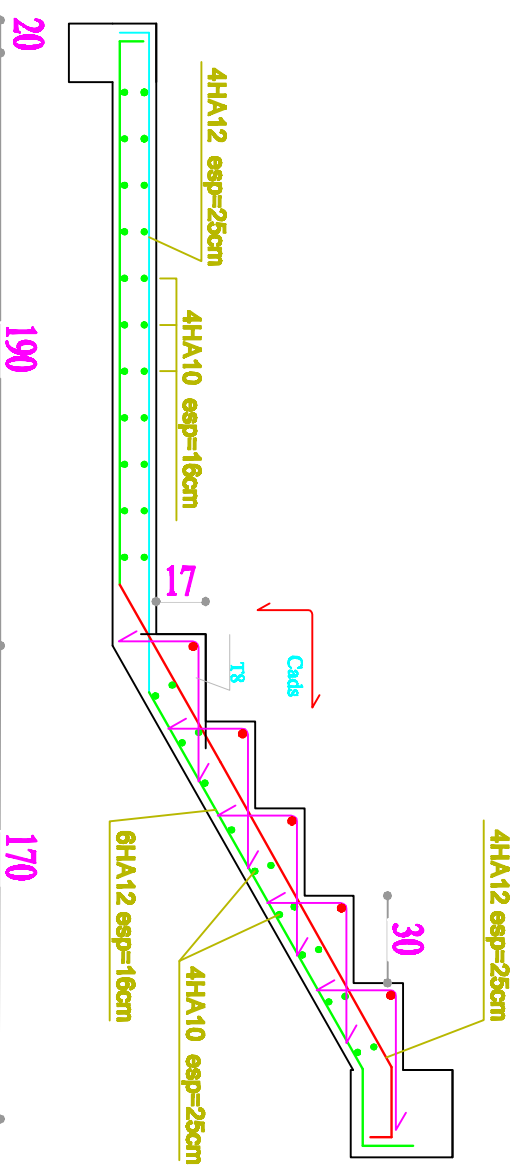
Ferrailage de
plancher, balcon, poutre
de chaînage et l'acrotère

Plan N°:

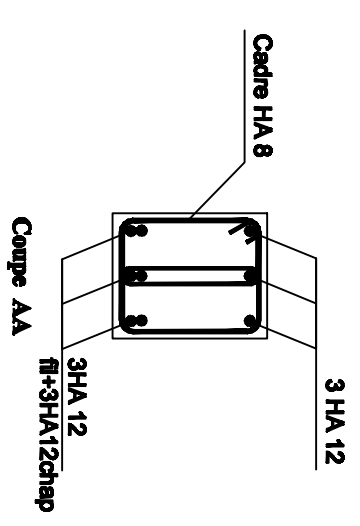
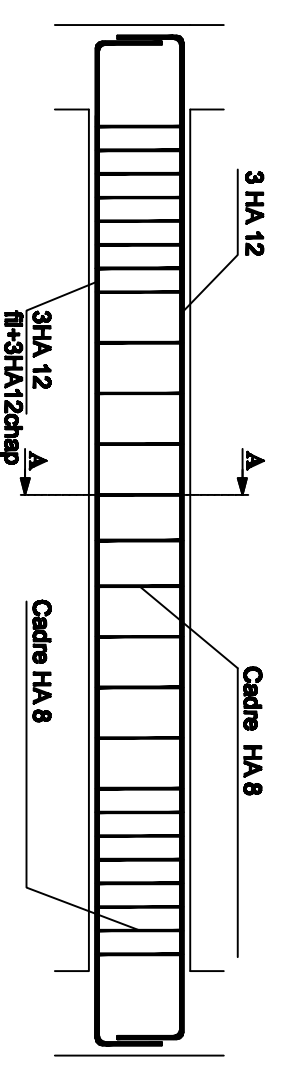
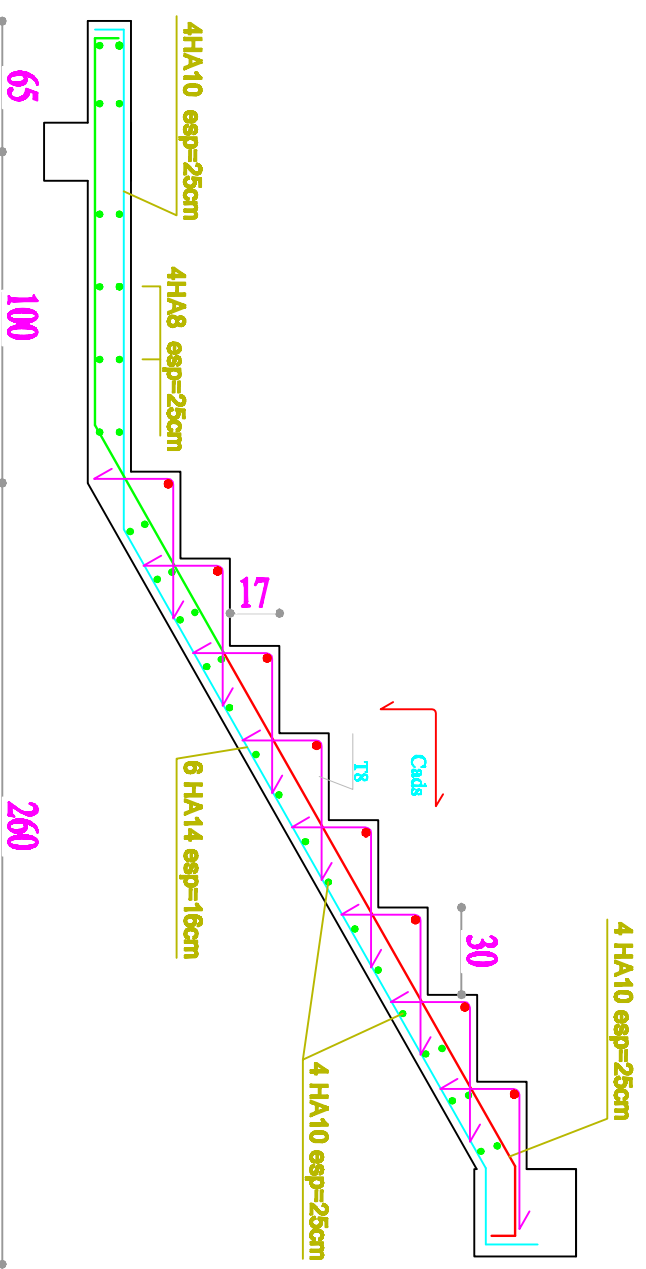
Dirigé par :
-M^{re} : Idres

Promotion:
2019-2020

FERRAILLAGE ESCALIER RDC



FERRAILLAGE ESCALIER ETAGE COURANT



Ferrailage de la poutre palière

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-Krim Dyhia
 -Thadjadene Dyhia

Titre :

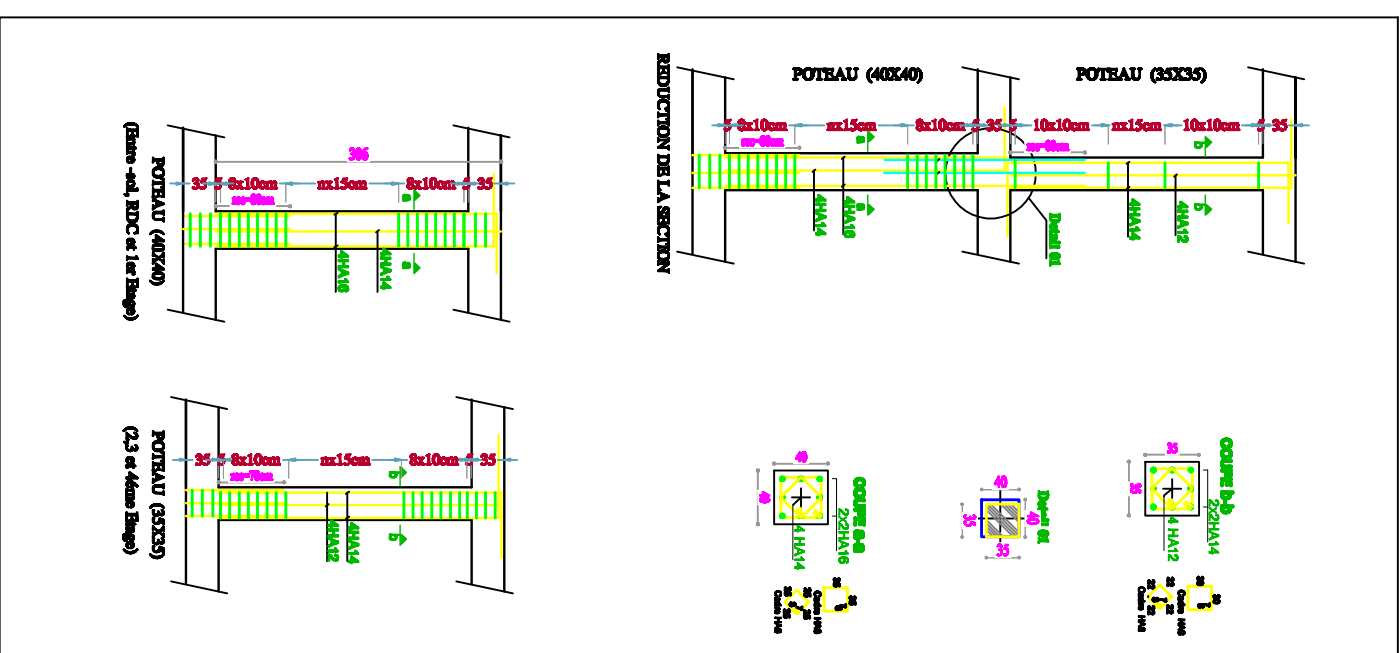
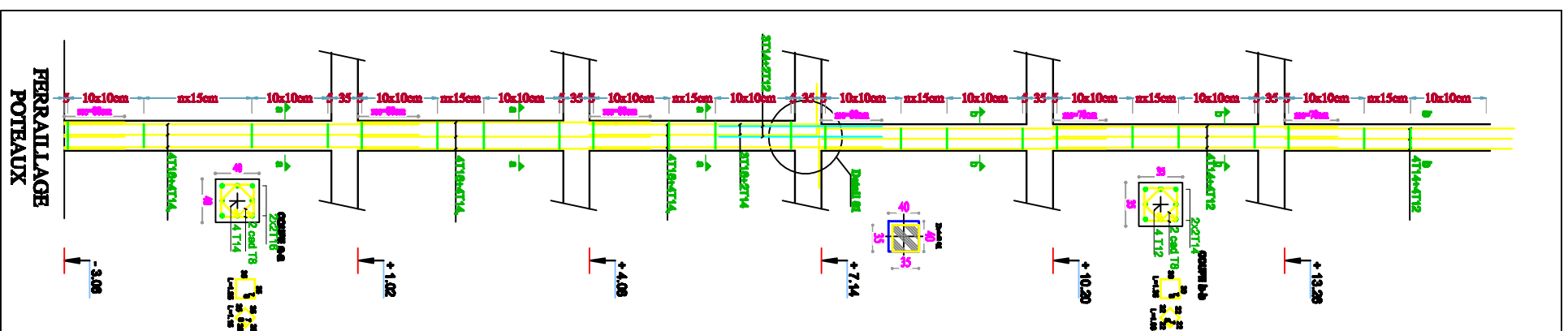
Ferrailage
 d'escalier et la
 poutre palière

Plan N°:

Promotion:
 2019-2020

Dirigé par :

-M^{me} : Idres



FERRAILLAGE POUTEAUX

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Eludé par :

-Esm Dhyia
 -Inadjadene Dhyia

Dirigé par :

-M^{re} : Idress

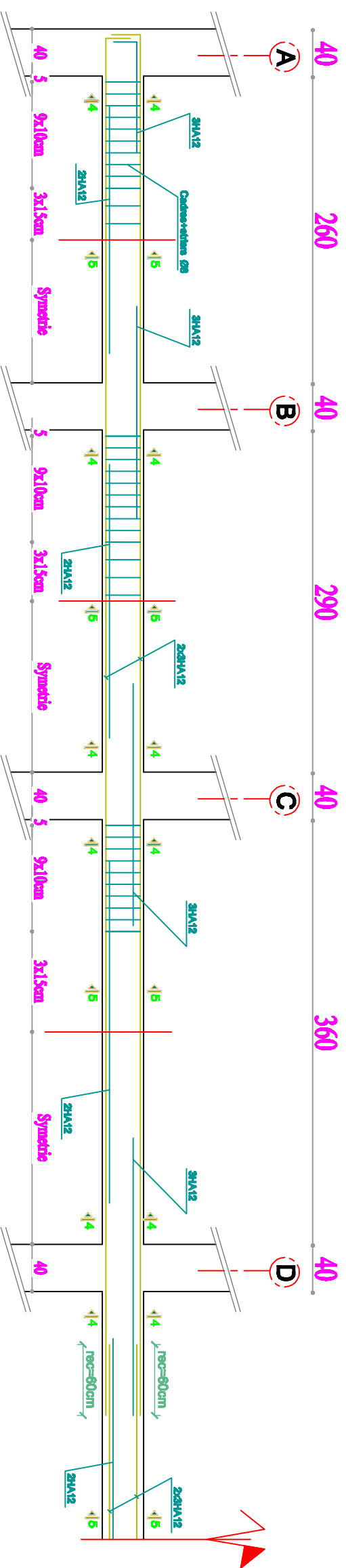
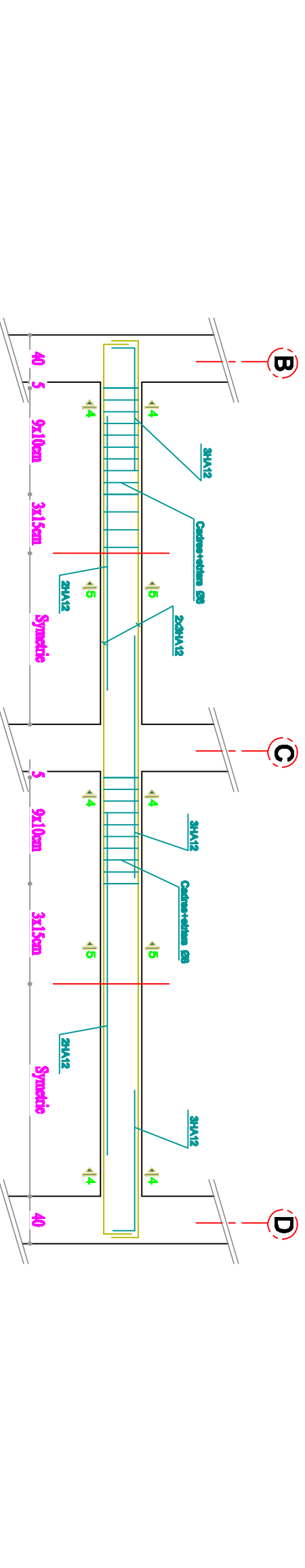
Titre :

Ferrailage
 des pouteaux

Plan N° :

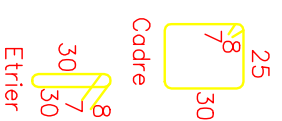
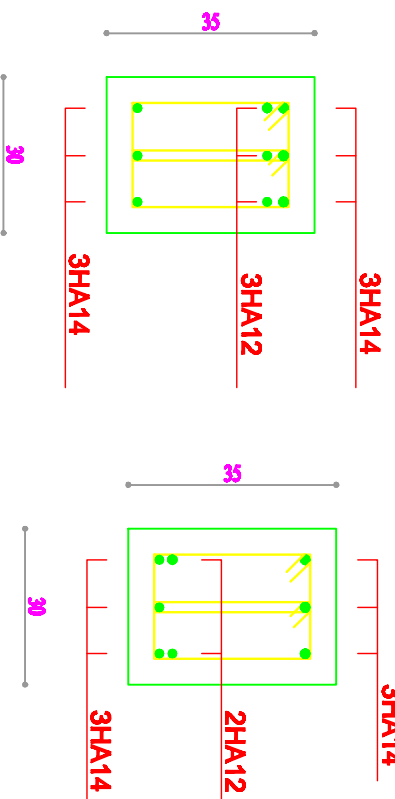
Promotion:
 2019-2020

FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES (30x35)



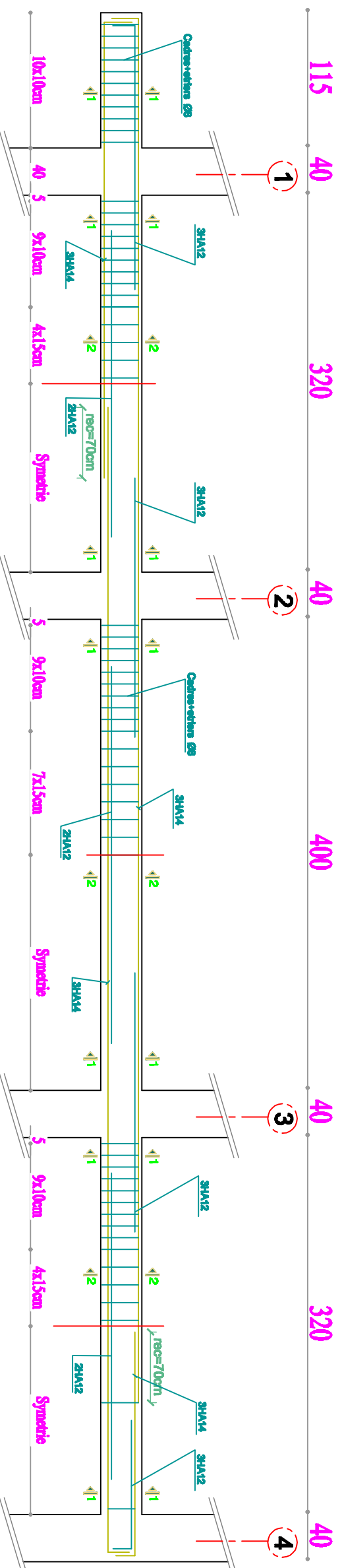
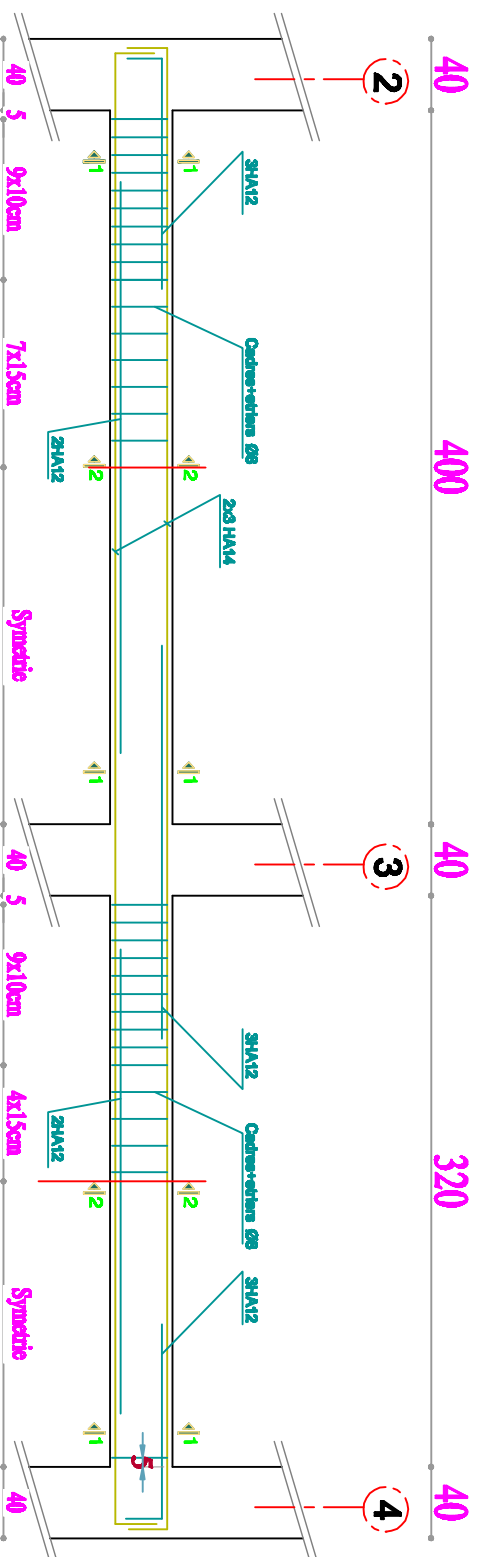
Coupe 4-4 Ech:1/10

Coupe 5-5 Ech:1/10

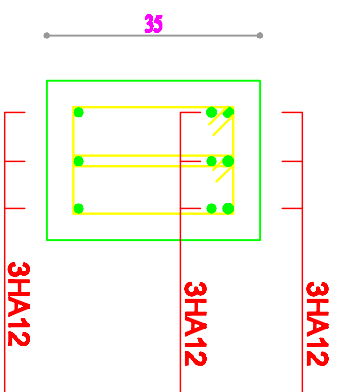


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
<i>Etudié par :</i>	
-Krim Dyhia -Thadjadene Dyhia	
<i>Dirigé par :</i>	
-M ^{re} : Idres	
Titre : <i>Ferrailage de la poutre principale</i>	
<i>Plan N°:</i>	<i>Promotion:</i> 2019-2020

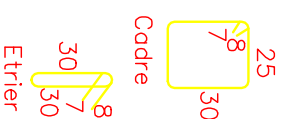
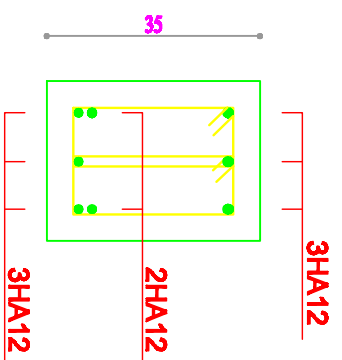
FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES (30x35)



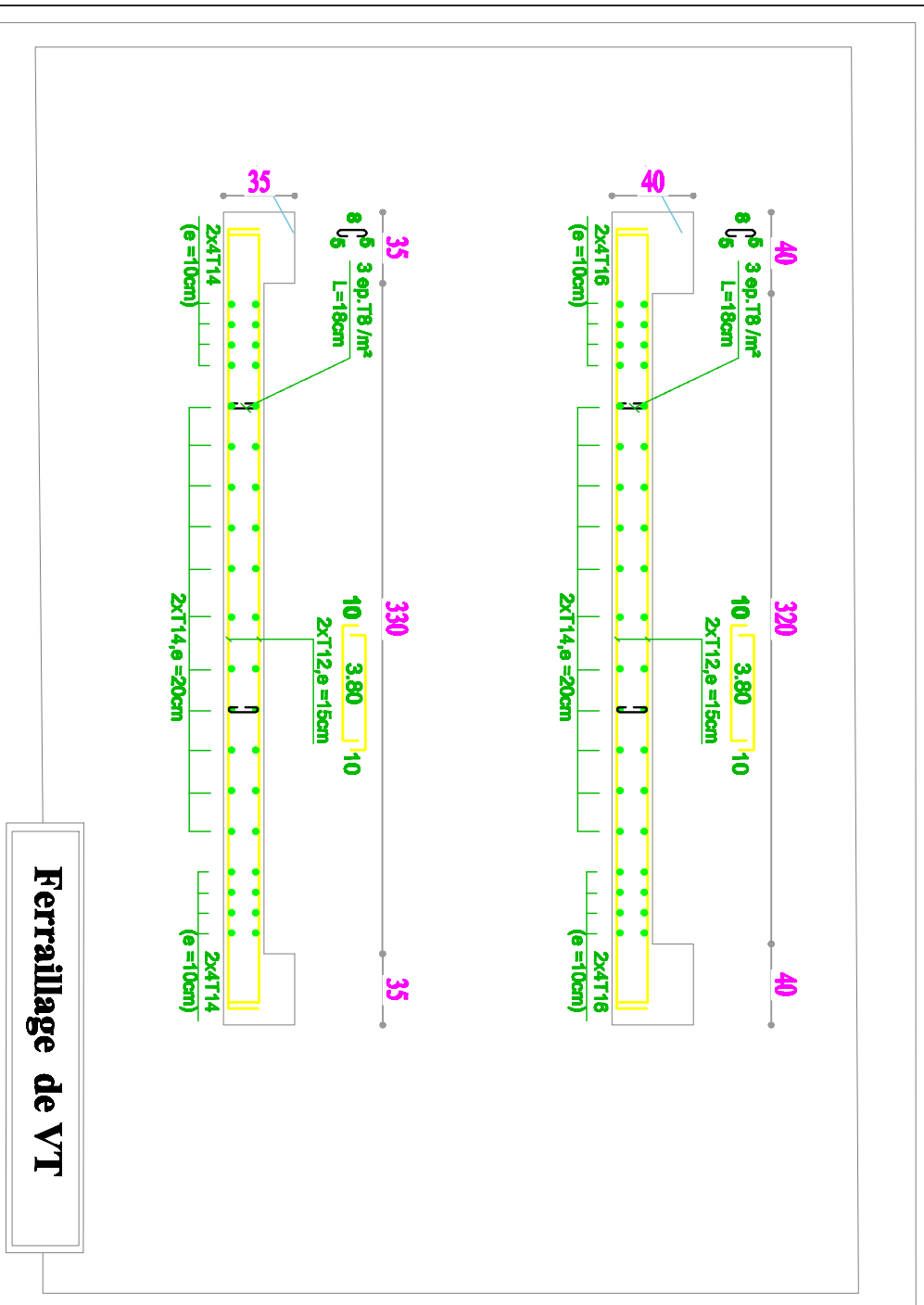
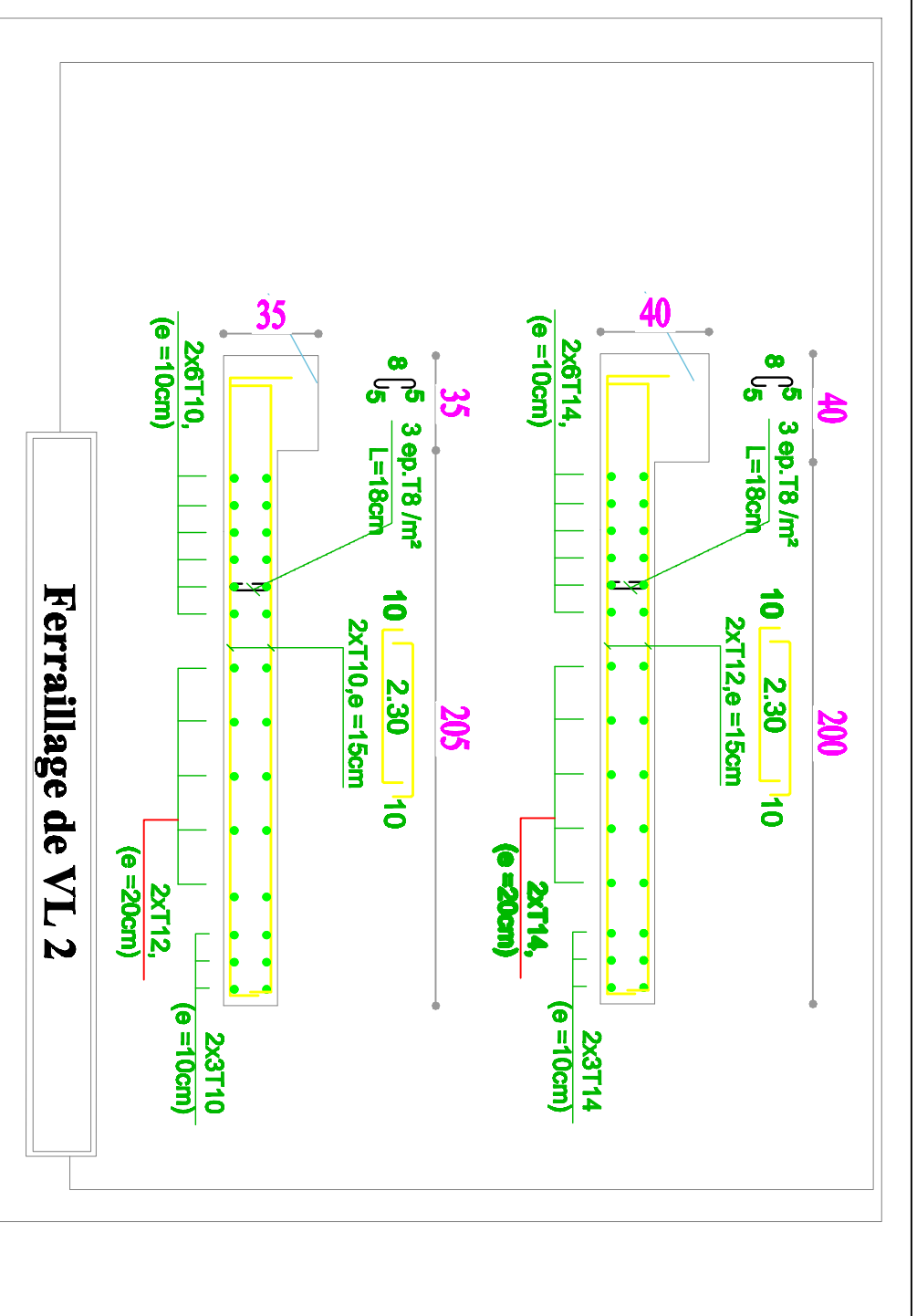
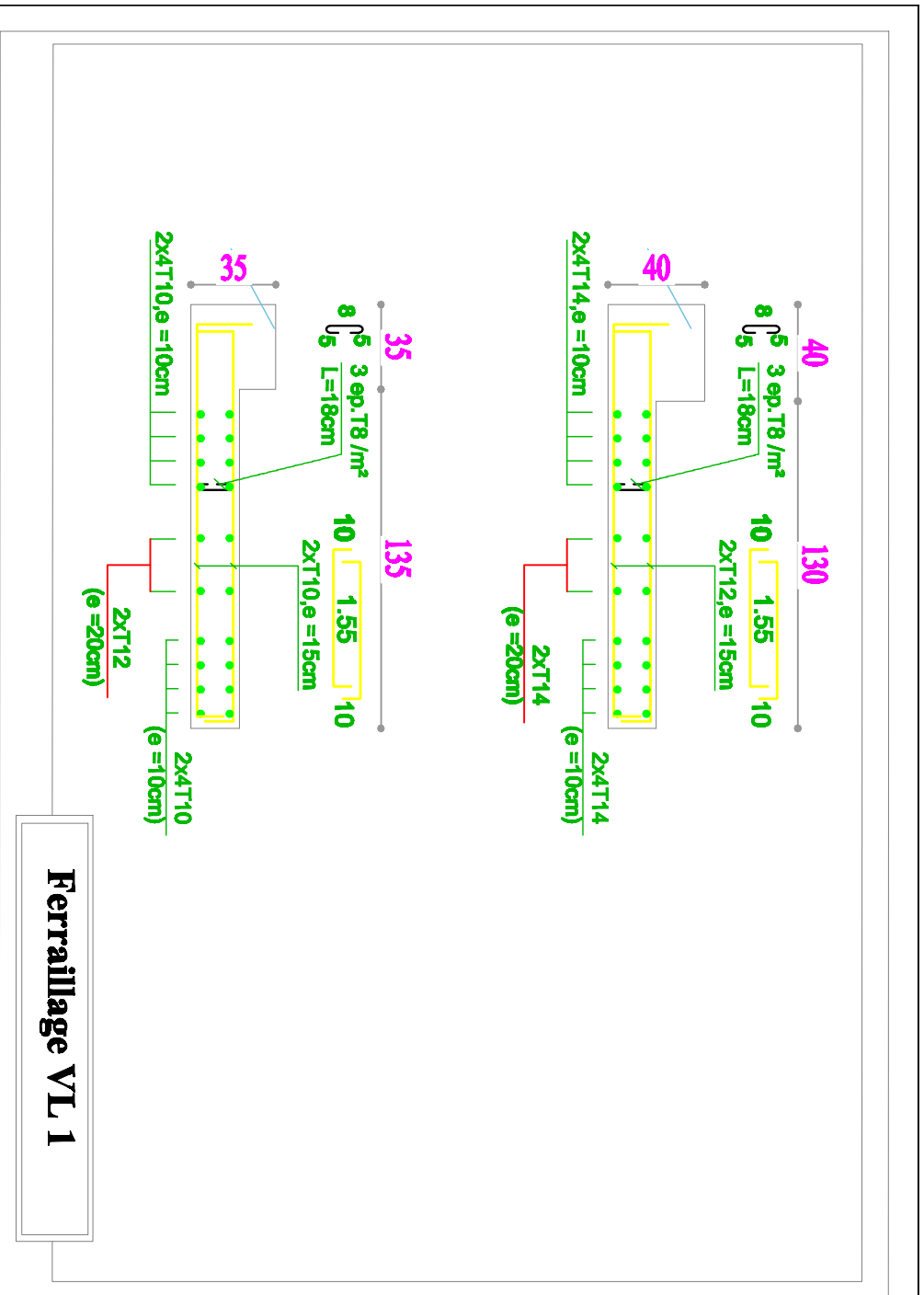
Coupe 1-1 Ech:1/10



Coupe 2-2 Ech:1/10

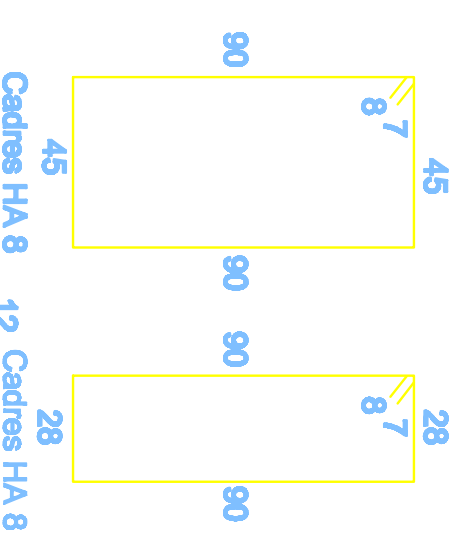
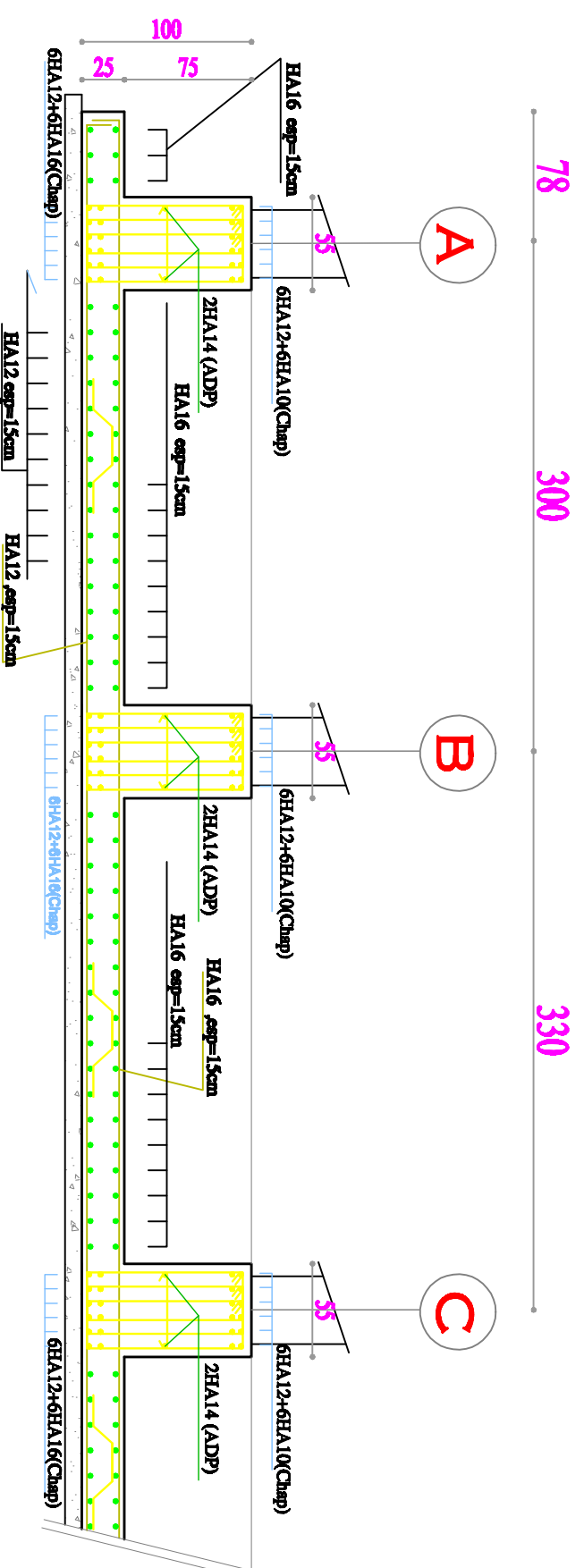


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : -Krim Dyhia -Thadjadene Dyhia	
Titre : Ferrailage de la poutre secondaire	
Dirigé par : -M ^{re} : Idres	
Plan N°:	Promotion: 2019-2020

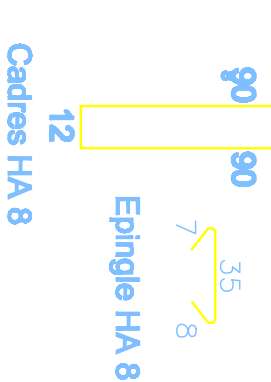
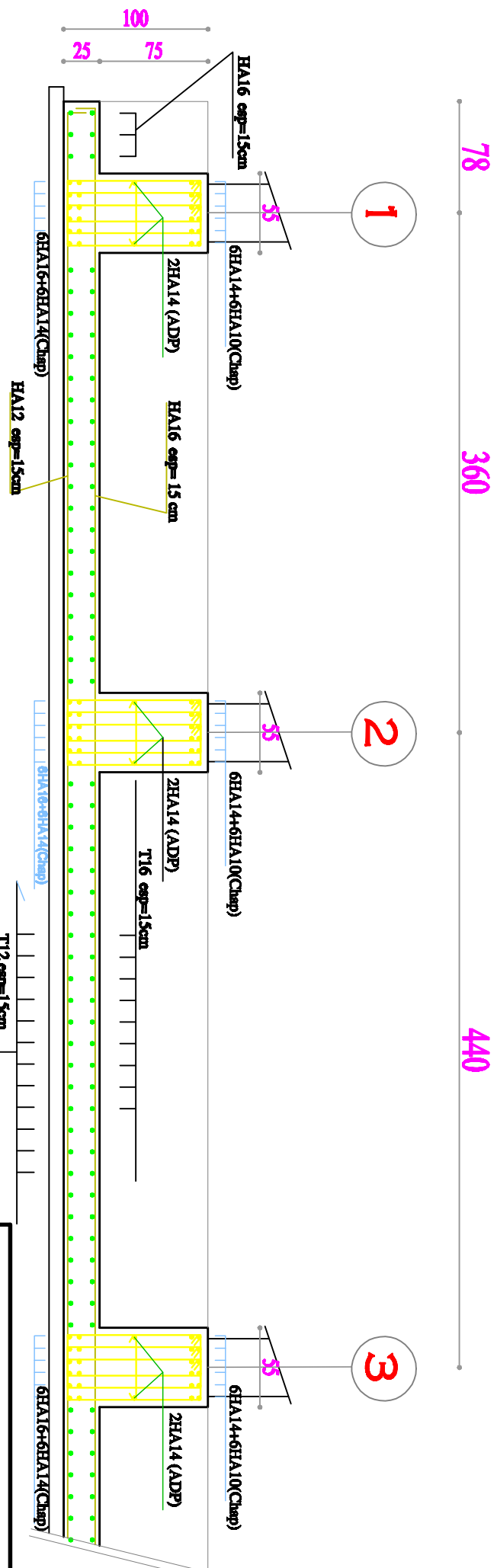


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par :	
-Krim Dyhia	
-Ihadjádene Dyhia	
Dirigé par :	
-M ^{re} : Idrés	
Titre :	Ferrailage des voiles
Plan N°:	
Promotion:	2019-2020

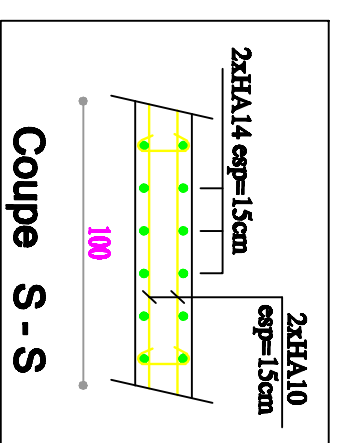
FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL SENS X - X



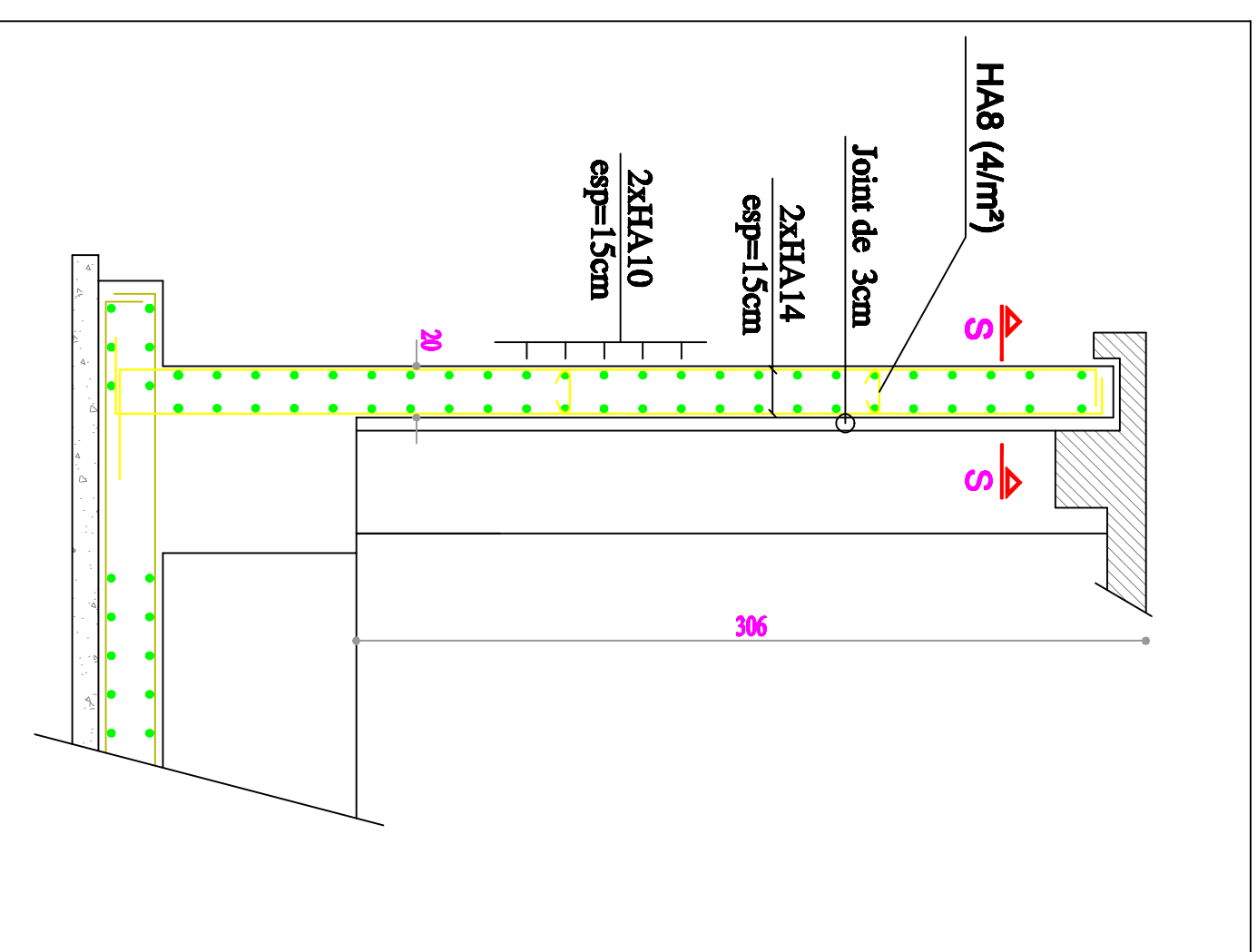
FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL SENS Y - Y



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		Titre : Ferrailage de radier général	
Etudié par : -Krim Dyhia -Thadjadene Dyhia		Plan N°:7	
Dirigé par : -M ^{re} : Idres		Promotion: 2019-2020	



Coupe S - S



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-Krim Dyhia
-Ismagadane Dyhia

Dirigé par :

-M^{re} : Idres

Titre :
Ferrailage
de mur plaque

Plan N°:

Promotion:
2019-2020