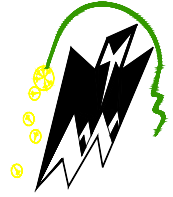


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+6+S-sol+Attique) à usage
d'habitation et commercial à ossature mixte avec ETABS*

Proposé par : Bureau d'étude

Etudié par: Mme CHAIB HOUDA

Dirigé par : M^{me} SI AHMED -H

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

Nous vifs remerciements vont en premier lieu, à nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Nous remercions aussi notre promotrice **M^{me} SI AHMED.**

Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation ainsi tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la réalisation de ce travail.

Nous remercions aussi les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

-Mes parents

-Mon marie et mes filles **Aya et Ayline**

-Mes frères et mes sœurs

-Tous mes amis(es)

-Ainsi que toute la promotion 2020/2021.

HOUDA CHAIB

Sommaire

Introduction.....	01
Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage	02
Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments	14
Chapitre III : Calcul des éléments :	
III.1- Etude des planchers.....	29
III.2- Etude de l'acrotère.....	45
III.3- Etude du balcon et porte à faux.....	52
III.4- Etude de la sale machine.....	56
III.5- Etude des escaliers.....	64
III.6- Etude de la poutre palière.....	95
Chapitre VI : Modélisation –Introduction des données dans le logiciel...	100
Chapitre V : Vérification des résultats donnée par le logiciel.....	111
Chapitre IV: Ferrailage des éléments de la structure.....	129
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	173
Chapitre VIII : Etude du mur plaque.....	196
Conclusion.....	205

INTRODUCTION GENERAL

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis à des dégâts naturels tel que les séismes.

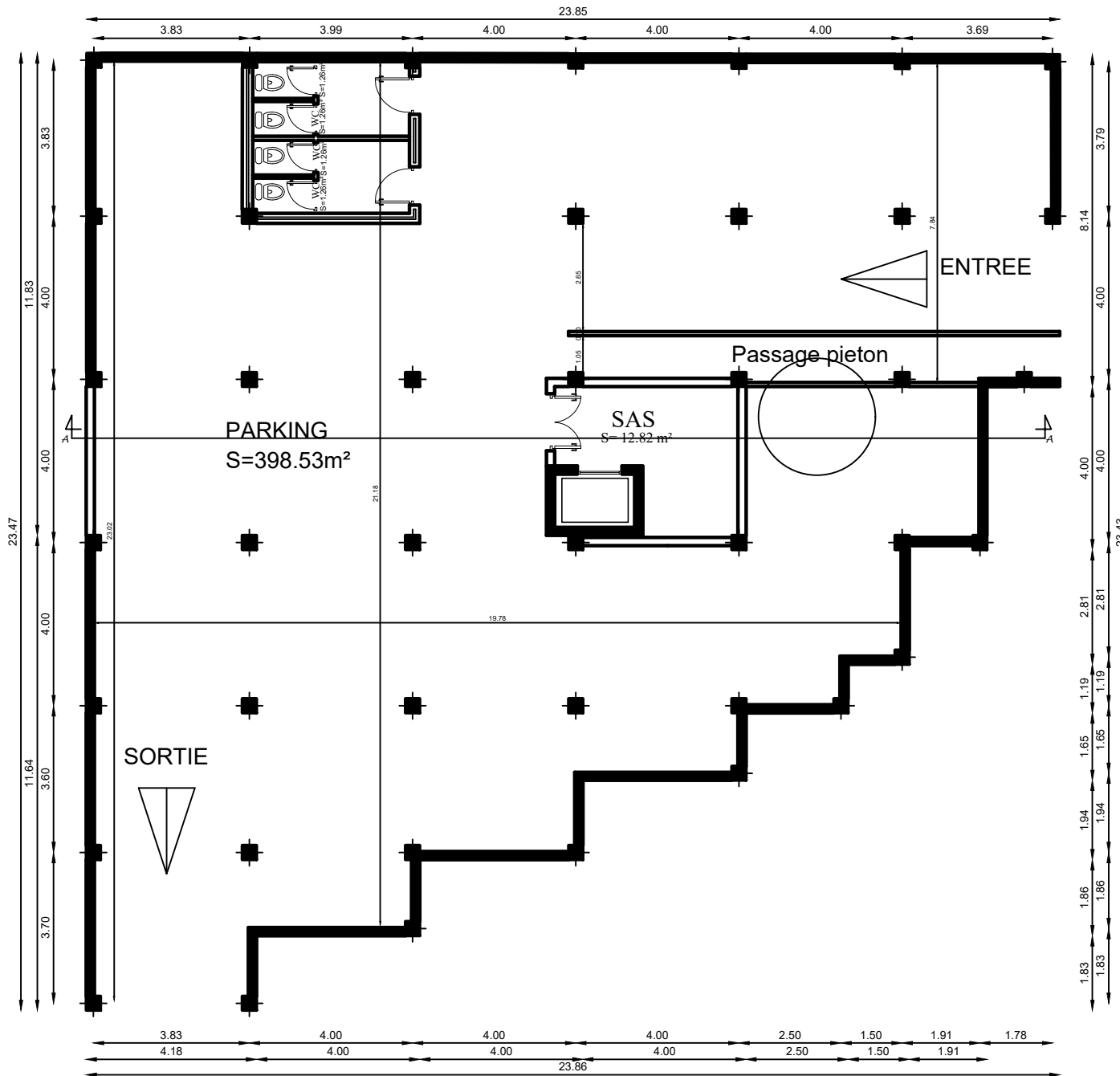
Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi – ouzou) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles.

Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

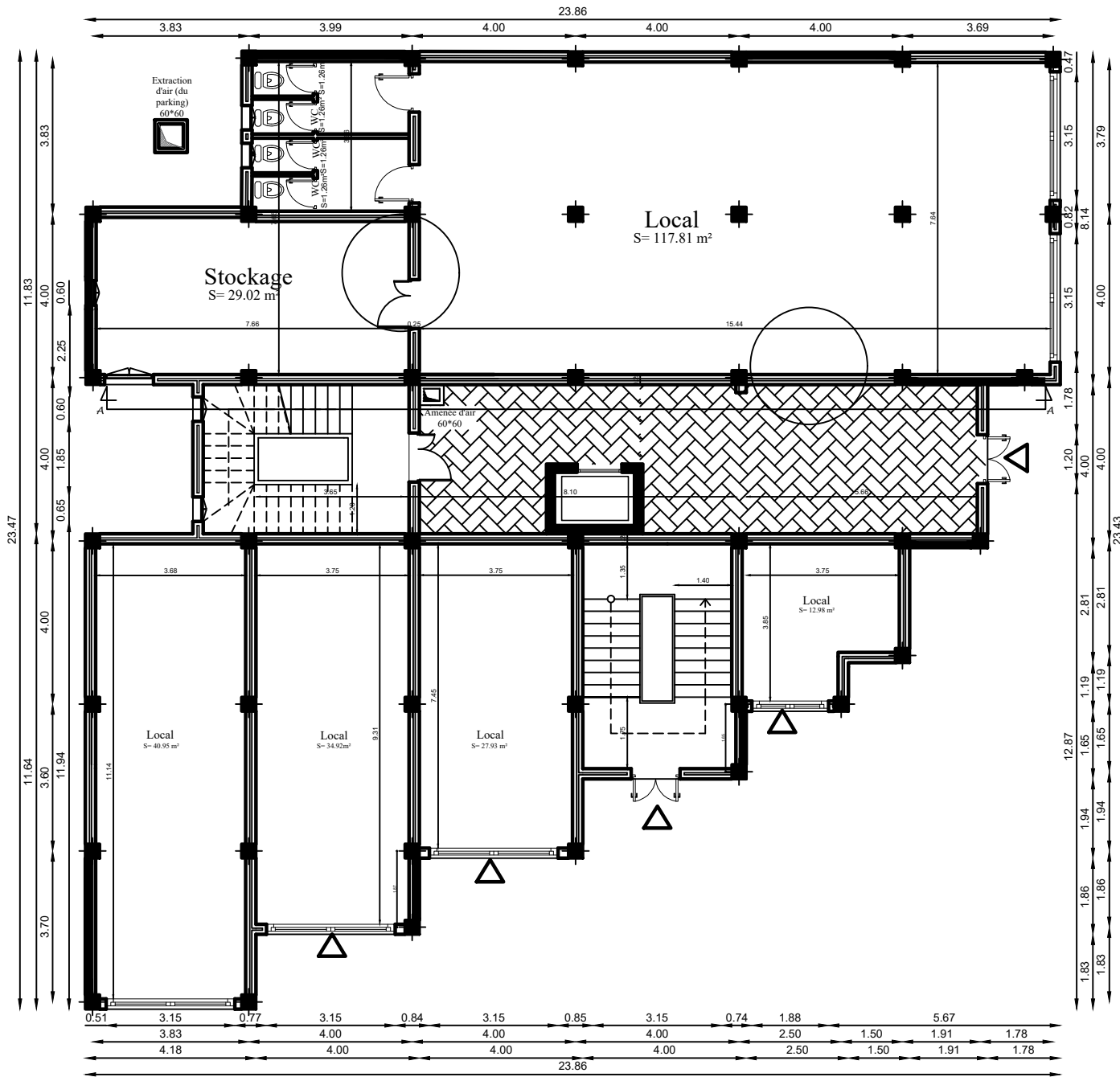
A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

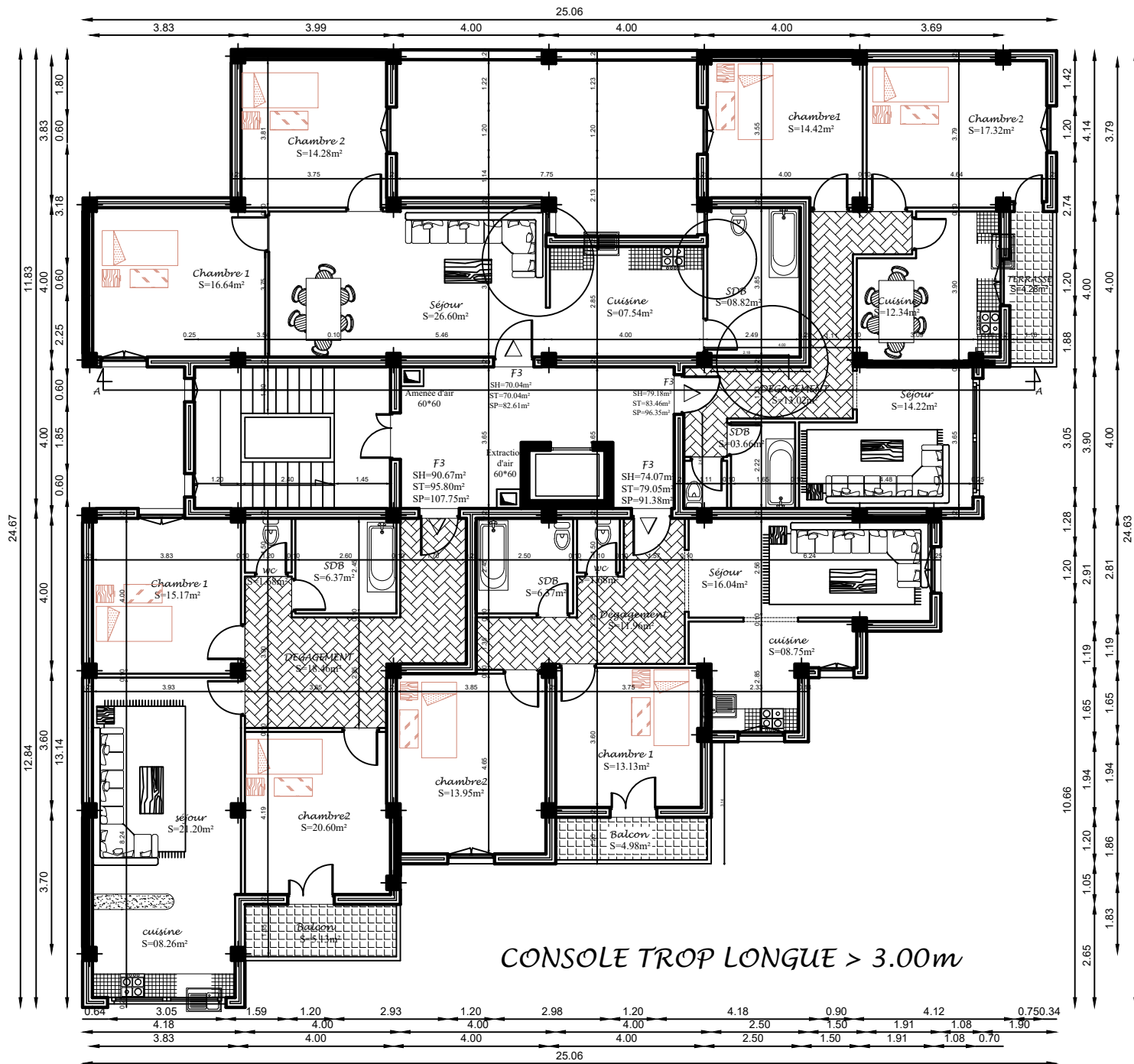
Plans d'architectures



PLAN DU SOUS SOL

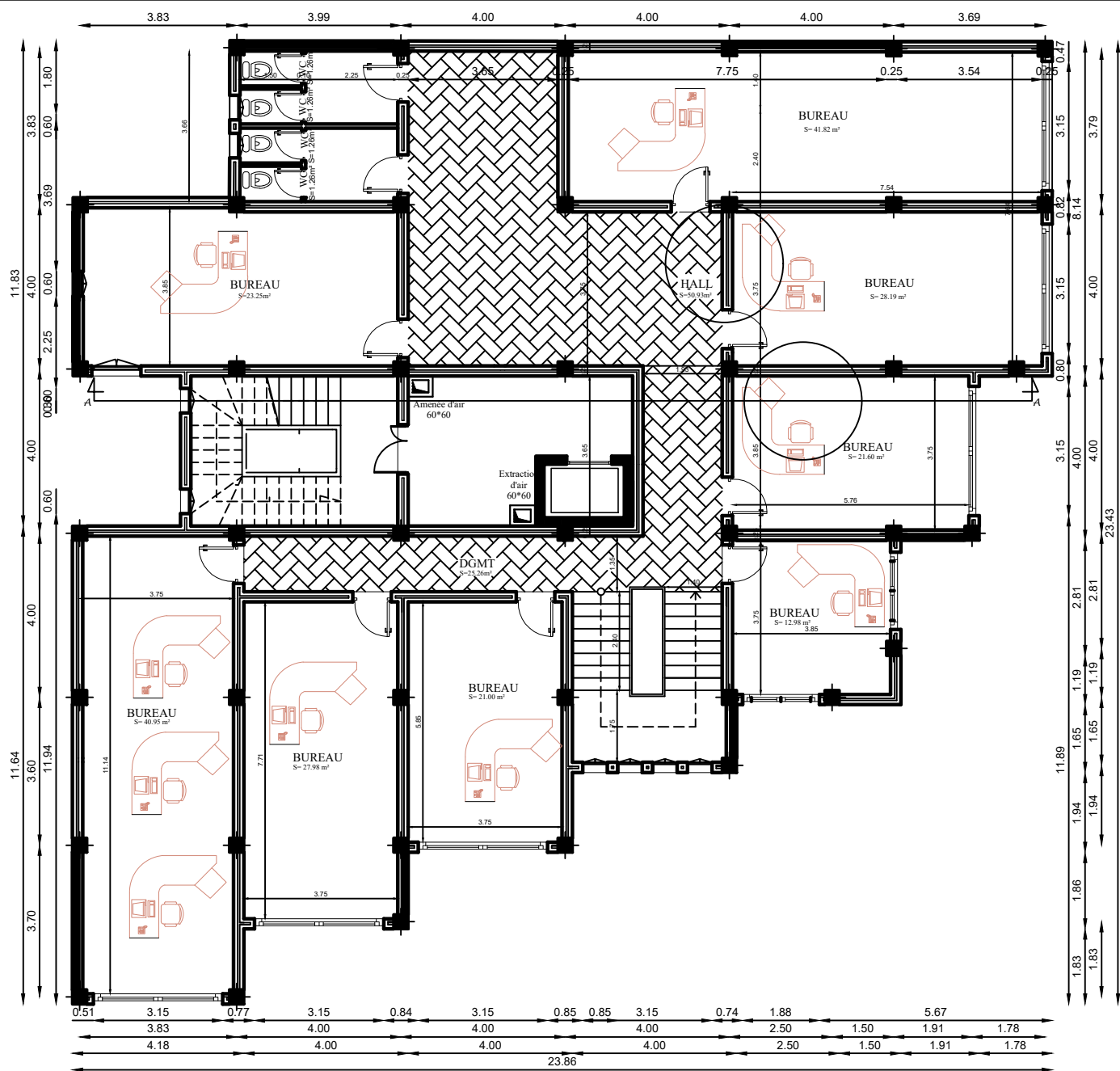


PLAN DU RDC

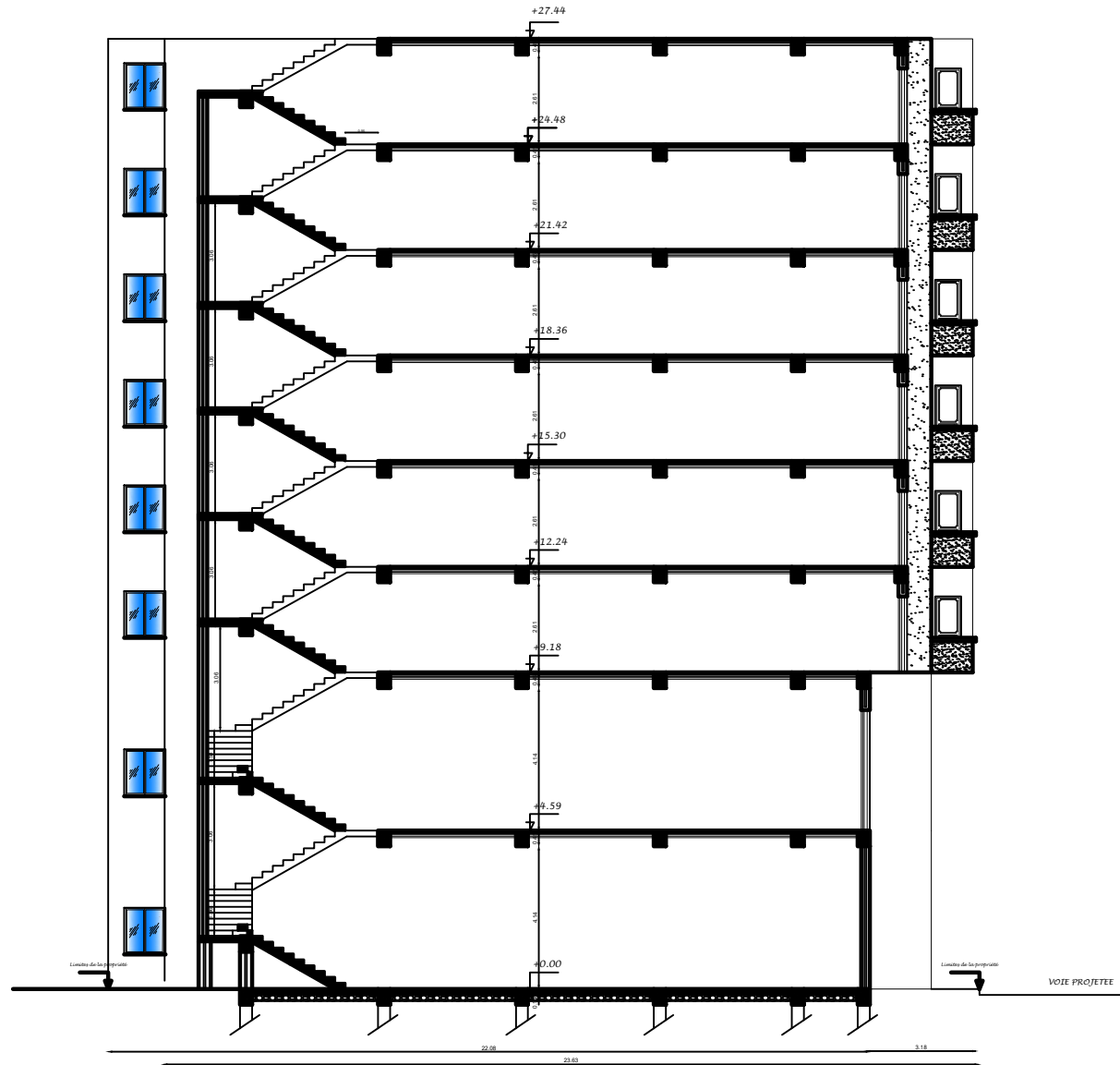


CONSOLE TROP LONGUE > 3.00m

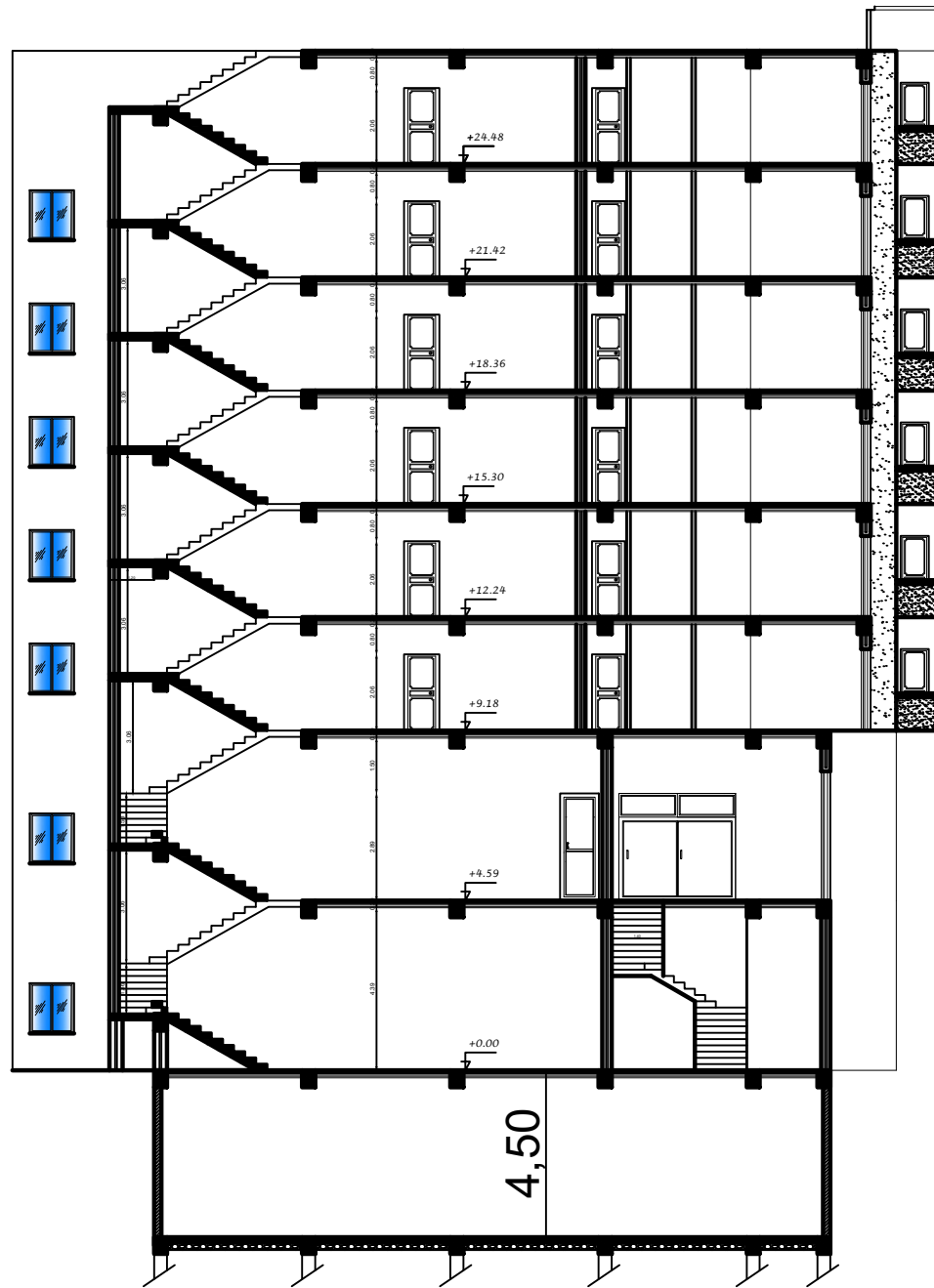
PLAN DE L'ETAGE COURANT



PLAN DETAGE EN ATTIQUE



COUPE A/A



4,50

COUPE A/A



FACADE PRINCIPALE

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ETUDIE :

I.1.1. Introduction :

Le projet étudié ci-après se présente sous la forme d'une construction en RDC+6+SOUS SOL+étage en attique à ossature en Béton Armé réalisés en portique auto-stable et voiles de contreventement.

Le projet est situé dans la commune de **TIZI-OUZOU**, Daïra de TIZI-OUZOU, wilaya de TIZI-OUZOU en Zone sismique IIa et **groupe d'usage 2** d'après la classification établie par le RPA 99 (Version 2003). Le contreventement de l'ensemble du projet est assuré par des portiques auto-stables et voiles de contreventement.

I.1.2. Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

- Longueur total du bâtiment : 23.90 m.
- Largeur total du bâtiment : 23.48 m
- Hauteur totale du bâtiment : 32.04m.
- Hauteur du Sous Sol : 4.50 m.
- Hauteur du RDC : 4.59m.
- Hauteur d'étage en attique: 3.06m
- Hauteur d'étage courant : 3.06 m

Le bâtiment est composé de :

- Un sous sol à usage commercial.
- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Cinq étages courant à usage d'habitation.

I.1.3. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone de moyen sismicité (zone II. a).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble: catégorie S2
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.27$ bars.

I.1.4. Hypothèse de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.

- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865$ Mpa.
- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.195$ Mpa.
- $f_e = 400$ Mpa.

1.1 Règlements et Unités :

Les règlements utilisés sont

- D.T.R–B.C.2.2 : charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- D.T.R–B.C.2.41 : règles de conception et de calcul des structures en B.A (CBA 93)
- D.T.R–B.C.2.331 : règles de calcul des fondations superficielles.
- D.T.R–B.C.2.48 : règles parasismiques algériennes (RPA99 addenda 2003).
- Règles BAEL91 (modifié).

Les unités utilisées sont les suivantes :

- Mètre (m) pour les dimensions, des travées et des dimensions des éléments.
- Centimètre (cm) pour les dimensions des sections (h.b.d.c...)
- Tonne (KN) pour les charges appliquées (G. Q. S. ...)
- Tonne-mètre (KN.m) pour les moments fléchissant
- Centimètre carré (cm²) pour les sections d'acier

I.2. LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DE L'OUVRAGE

I.2.1. Ossature :

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de

Portique transversaux et longitudinaux destiné à reprendre les charges verticales, et de voiles en

Béton armé disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement rigide assurant la

Stabilité de l'ouvrage.

I.2.2. Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages.

Ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique :

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

- Fonction d'isolation :

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas, on a des planchers à corps creux avec une dalle de compression, Le plancher terrasse est (inaccessible) et possède un complexe d'étanchéité avec une forme de pente (1%) en béton pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

I.2.3. Les Voiles

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

I.2.4. Remplissage (Maçonnerie):

On distingue deux types de murs :

- **Murs de façade** : réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm séparées pour une lame d'air de 5 cm.
- **Murs de séparation intérieurs**: réalisés en simple cloisons de briques de 10 cm.

I.2.5. Revêtement :

il sera réalisé en :

- **Carrelage scellé** : pour les plancher et les escaliers.
- **Céramique** : pour les salles d'eau.
- **Mortier de ciment** : pour les murs de façade et les salles d'eau.
- **Plâtre** : pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.2.6. Les escaliers :

Nous avons un seul type d'escalier (deux volées) .Ils permettent d'accéder aux différents étages, ils sont constitués de paliers et de paillasses en béton armé coulé sur place.

I.2.7. Balcons : ils sont réalisés en corps creux ou en dalle pleine. Dans notre ouvrage ils sont réalisés en dalle pleine.

I.2.8. la salle machine : L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges

Vers l'ensemble des étages de l'immeuble.

C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

I.2.9. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques, et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

I.2.10. Elément composant l'infrastructure :

- **Fondation** : Le choix du type de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage et de la nature du sol (à savoir ses contraintes admissible).

I.3. DONNEES GEOTECHNIQUE DU SITE :

- La contrainte admissible à adopter est estimée à **1.27bars**.

- Le site est de catégorie **S2**.

I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

I.4.1. Introduction :

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes.

Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.4.2. Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats et d'eau respectant des rapports bien définis.

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

I.4.2.1. Les compositions du béton :

1. ciment:

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

2. granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

- Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5 mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- Pierraille :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.4.2.2. Dosage de béton :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

I.4.2.3. Résistance mécanique du béton :

a. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

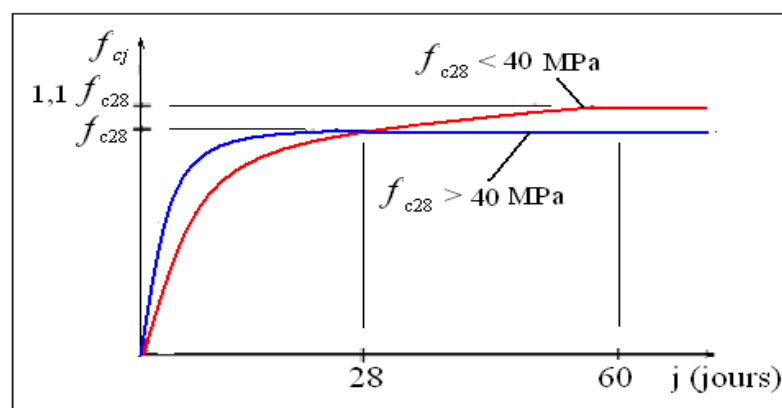


Fig. I.1 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{array} \right.$$

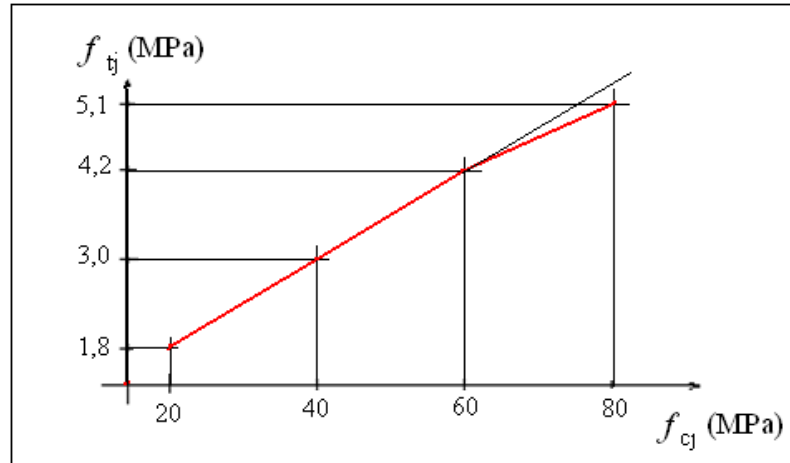


Fig. 1.2 Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

c. Modules de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané: $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = \begin{cases} 3\,700 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ 4\,400 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice} \\ 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice} \end{cases}$$

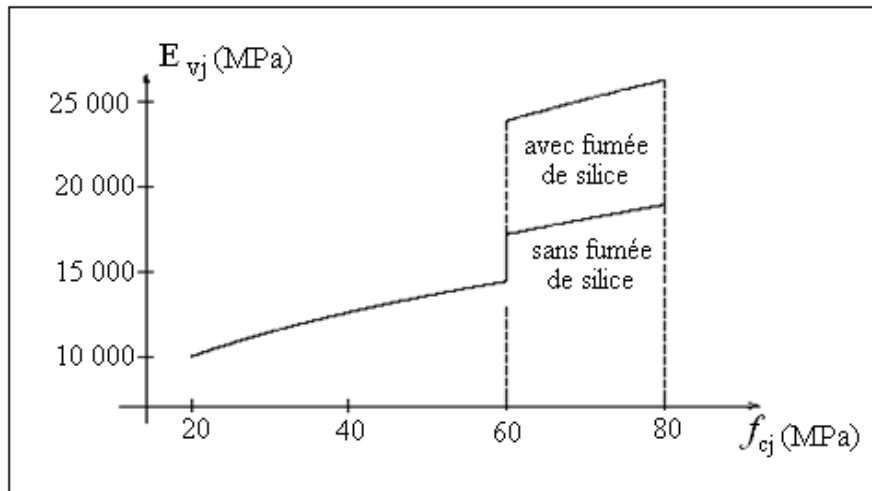


Fig. I.3 Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

d. Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

e. Contrainte de calcul du béton comprimé :

- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure

- $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

$$- \epsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Ou :

- le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et

$\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

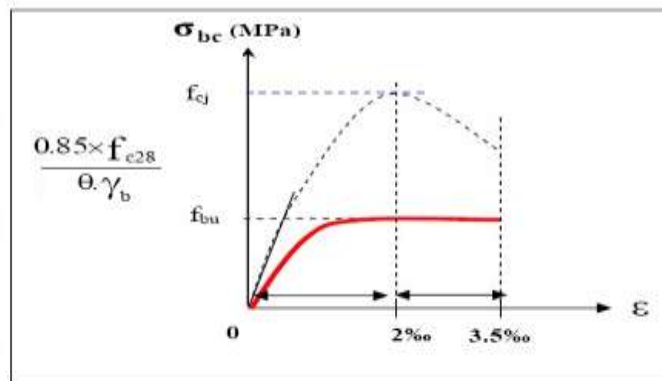


Fig. I.4 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

Etat Limite de Service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

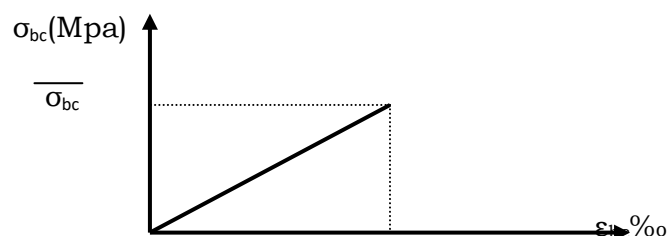


Fig. I.5 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

I.4.3. L'Acier :

I.4.3.1. Définition :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de **500MPa**, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I.4.3.2. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22	215	Emploi courant.
	F_eE24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40	400	Emploi courant.
	F_eE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F_eTE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Tab. I.1 Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

I.3.3.3. Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ϵ .

a. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

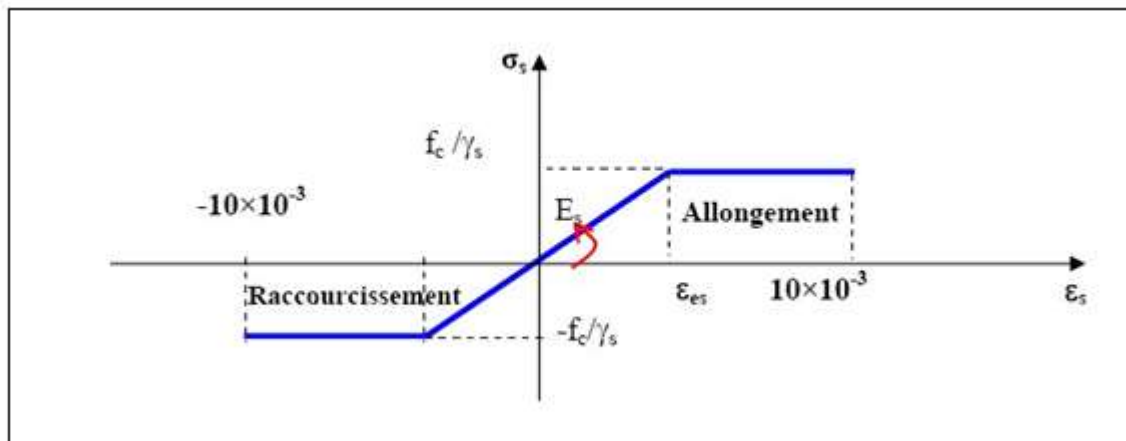


Fig. I.6 Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

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

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1$ cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

b. Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{ij}})$.

η : coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

I.5. PROTECTION D'ARMATURES : (ART A.7.2.4 /BAEL 91 MODIFIE 99)

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

- **C ≥ 5 cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi Pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 2 cm**: pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **C ≥ 3 cm** : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- **C ≥ 1 cm** : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

I.6. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application des règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003. Ce dernier, classe les systèmes de contreventement en catégories, en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Cette classification se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (**tableau 4.3 du RPA99/Version 2003**)

Etant donné que notre ouvrage est en béton armé et que sa hauteur hors sol est de **30,20 m**, Quatre (04) systèmes de contreventement peuvent être retenus (**Article 3.4.A**), à savoir :
Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (**R=5**) ;

- Système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (**R=4**) ;
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (**R=3.5**) ;

Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par un noyau en béton armé (**R=3.5**).

I.7. CONCLUSION

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, et défini les différents éléments qui la compose ainsi que le choix des matériaux utilisés, ça dans le but d'approfondir cette étude pour faire un pré-dimensionnement précis dans le chapitre que

nous entamerons prochainement, afin d'assurer une bonne résistance des matériaux qui constituent notre construction.

Dans notre cas, on a :

Résistance caractéristique (f_{c28}) : 25 Mpa.

Contrainte limite à l'ELU : Situation durable : 14.2 Mpa.

Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} : 32164.19 Mpa.

Limite d'élasticité f_e : 400 Mpa.

Contrainte de calcul à l'ELU : situation accidentelle : 400 Mpa.

Situation courante : 348 Mpa.

R=5 : contreventement mixte (portique –voiles).

Groupe d'usage 2.

Zone II_a.

Chapitre II
Pré-
dimensionnements
des éléments

II.1. INTRODUCTION :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux, le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments.

Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux Différents éléments de la structure.

II.2. LES PLANCHERS :

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

II.2.1. Plancher à corps creux :

Dans notre projet, on distingue un seul type de plancher. Ce dernier est composé de corps creux (hourdis) avec une dalle de compression ferrailée avec un treillis a soudé. Les corps creux reposent sur des poutrelles préfabriquées déposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, la hauteur minimale du plancher doit satisfaire la condition suivante :

(Article B.6.8, 4 2.4/BAEL 91) :

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

Avec :

L max : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

ht : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Remarque :

En premier temps. Nous prendrons une section minimale de (25x25) cm² exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : L =400-25=375 cm

Nous aurons donc :

$$ht \geq \frac{375}{22.5} = 16.66$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) qui sera valable pour tous les étages

Courants :

- 16 cm pour la hauteur du corps creux
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression

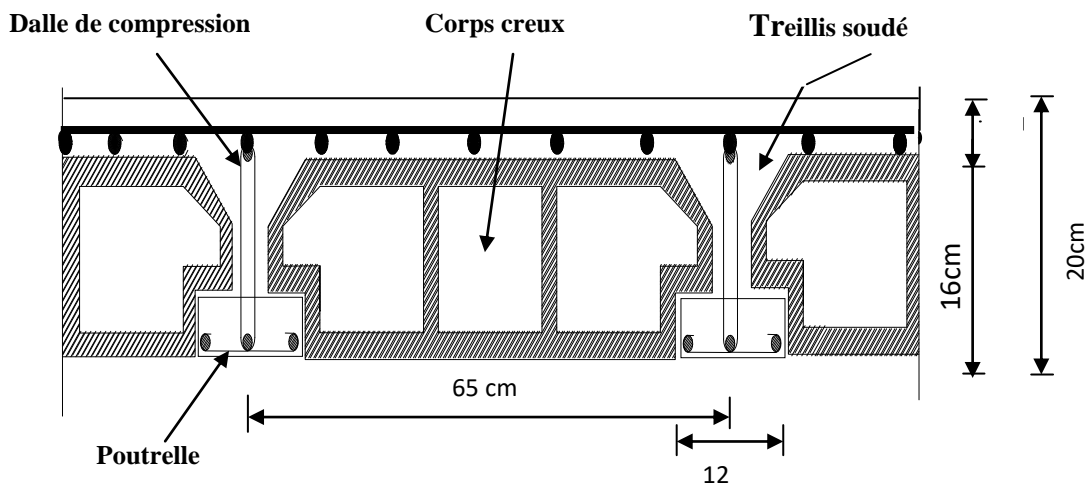


Fig. II.1: Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

II.2.2. Plancher a dalle pleine:

C'est un élément réalisé en béton armé, Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions, leurs épaisseurs est déterminés selon leurs porté.

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} = \frac{100}{22,5} = 4,44$$

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

II.3 : PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Selon le (**règlement B.A.E.L 91 modifié 99**) les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche.

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes

(Art A.4.14 BAEL 91)

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

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

Tout en respectant les conditions du **RPA99/2003 (article 7.5.1)** relatives au coffrage des poutres à savoir :

$$h \geq 30\text{cm.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

Le rapport

$$h / b \leq 4$$

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chainage.

II.3.1 Poutres principales (PP)

La hauteur et la largeur des poutres principales sont données par :

$$L/15 \leq ht \leq L/10$$

$$0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=400 cm).

$$L = 400 - 30 = 370$$

$24.66 \leq h_t \leq 37 \Rightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 40$

$16 \leq b \leq 28 \Rightarrow$ Nous prendrons $b = 30 \text{ cm.}$

II.3.2 Poutres secondaires(PS)

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$L = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$24.66 \leq h_t \leq 37 \Rightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 35 \text{ cm.}$

$14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow$ Nous prendrons pour plus de sécurité $b = 30$ cm.

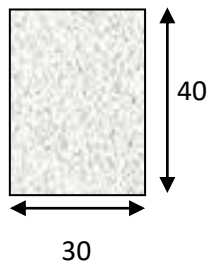
- **Vérification des conditions RPA :**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30$ cm	40 cm	35 cm	vérifiée
$b \geq 20$ cm	30 cm	30 cm	vérifiée
$h / b \leq 4$	1.50	1.75	vérifiée

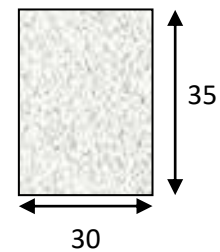
Conclusion:

Les poutres principale : (30×40) cm²

Les poutres secondaires : (30×35) cm²



Poutre principal



Poutre secondaire

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un changement horizontal (séisme...) d'une part, et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

D'après le RPA99 (art 7.7.1) l'épaisseur minimale d'un voile est de $(L_{min} \geq 4a)$.

De plus elle est en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Avec : L_{min} : longueur min des voiles

a : épaisseur des voiles

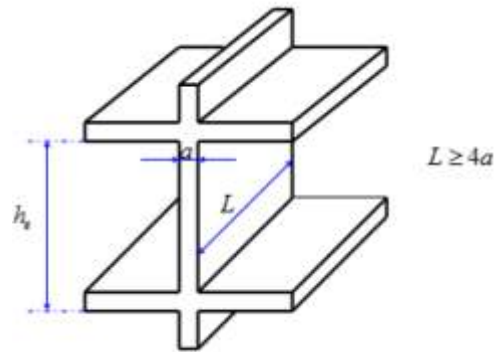


Figure II.2: Coupe d'un voile en élévation

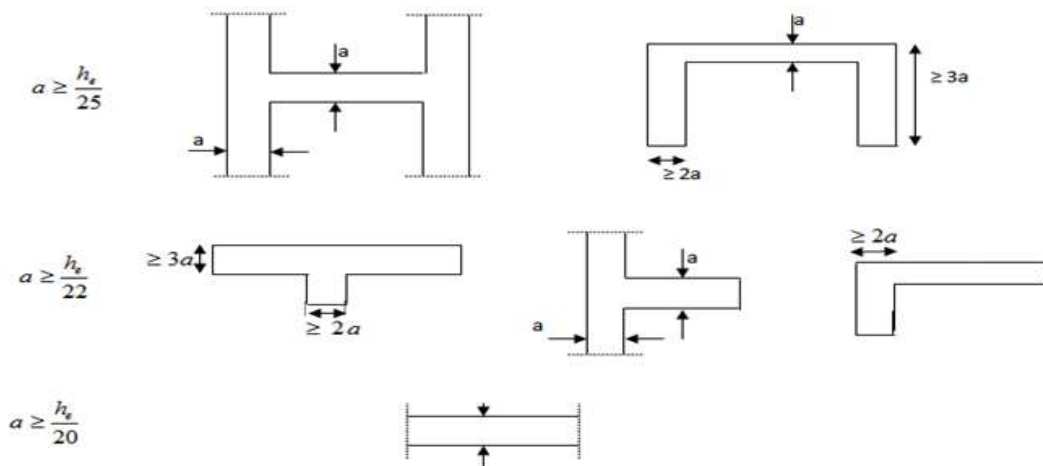


Figure II.3: Coupe de voile en plan

- **Pour le sou sol (h=450cm)**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (H_e) et de la condition de rigidité aux extrémités.

L'épaisseur minimale d'un voile : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

$H_e = h - e_{\text{dalle}}$

$$a = \frac{h_e}{20}$$

$$H_e = 450 - 20 = 430$$

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{430}{20} = 21.5$$

On prend l'épaisseur du voile $a = 20 \text{ cm}$.

- **Pour le RDC (h=459cm)**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (H_e) et de la condition de rigidité aux extrémités.

L'épaisseur minimale d'un voile : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

$H_e = h - e_{\text{ dalle}}$

$$a = \frac{h_e}{20}$$

$$H_e = 459 - 20 = 439$$

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{439}{20} = 21.95$$

On prend l'épaisseur du voile $a = 20 \text{ cm}$.

- **Pour l'étage courant, l'étage attique ($h = 306 \text{ cm}$)**

$$a = \frac{h_e}{20}$$

$$H_e = 306 - 20 = 286$$

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

On prend l'épaisseur du voile $a = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification des exigences du RPA :**

Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

$L_{\min} \geq 4a$ où L_{\min} : portée minimale des voiles.

$L_{\min} = 1,00\text{m} \geq 4 \times 0,20 = 0,8$ (Vérifiée).

L'ouvrage sera implanté à TIZI-OUZOU, zone de moyenne sismicité (IIa).

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

II.5. EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES

II.5.1. Evaluation des charges permanent G :

- ❖ **Plancher à corps creux (Sous-sol, RDC, Etage en attique et étage courant):**

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids G (KN/m^2)
01	Maçonnerie en brique creuse	0.1	/	0.9
02	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
03	Mortier de pose	0.02	20	0.40
04	Lit de sable	0.02	20	0.40
05	Dalle de compression (16 + 4)	/	/	3.45
06	Enduit au plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanent G				5.75

Tableau II.1. Evaluation des charges de plancher à corps creux (étage courant)❖ **Plancher terrasse inaccessible:**

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
01	Étanchéité	0.02	20	0.4
02	Forme de pente	0.10	10	1
03	Gravier de protection	0.02	17.50	0.35
04	Sable	0.2	20	0.4
05	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
06	Dalle de compression (16 + 4)	/	/	2.85
07	Enduit plâtre	0.02	1.00	0.2
Charge permanent G				5.60

Tableau II.2. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible❖ **Mur extérieur:**

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
01	Briques creuses	0.10x2	18	1.8
02	Mortier de ciment	0.02	18	0.35
03	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
04	Lame d'air	0.05	0	0
Charge permanent G				2.35

Tableau II.3. Evaluation des charges de mur extérieur❖ **Mur intérieur:**

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
01	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
02	Briques creuses	0.1	9	0.9
03	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				1.3

Tableau II.4. Evaluation des charges de mur intérieur❖ **Dalle pleine(Balcon):**

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	22	0.44

03	Couche de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine en béton armé	0.15	/	3.75
05	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanent G				5.19

Tableau II.5. Evaluation des charges de Dalle pleine(Balcon)

II.5.2. Evaluation des charges d'exploitations (Q)

Les surcharges d'exploitations sont données par le DTR comme suit :

Eléments	Surcharges Q (kN/m ²)
Plancher étage courant (habitation)	1.5
Plancher terrasse inaccessible	1
Dalle pleine(Balcon)	3.5
Escaliers	2.5
RDC (commerciale)	5

Tableau II.6. Evaluation des charges d'exploitations (Q)

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT POTEAUX :

II.6.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire leurs dimensionnement se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Le RPA nous impose qu'en zone (II_a) la section minimale est de (25x25) cm.

Le poteau est dimensionné à l'ELS et en compression simple, en considérant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q$

B : est la section du poteau.

N_s : effort normal maximal appliquée à la base du poteau, déterminé par la descente de charge.

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$, contrainte admissible du béton à la compression.

En tenant compte de la surface d'influence de chaque poteau,

II.6.2. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) depuis leurs point d'application jusqu'à la fondation.

On constate que les poteaux les plus sollicités sont (F3 et C6) qui ont une grande surface afférente.

II.6.2.1. La loi de dégression des charges : (DTRB.C.2.2)

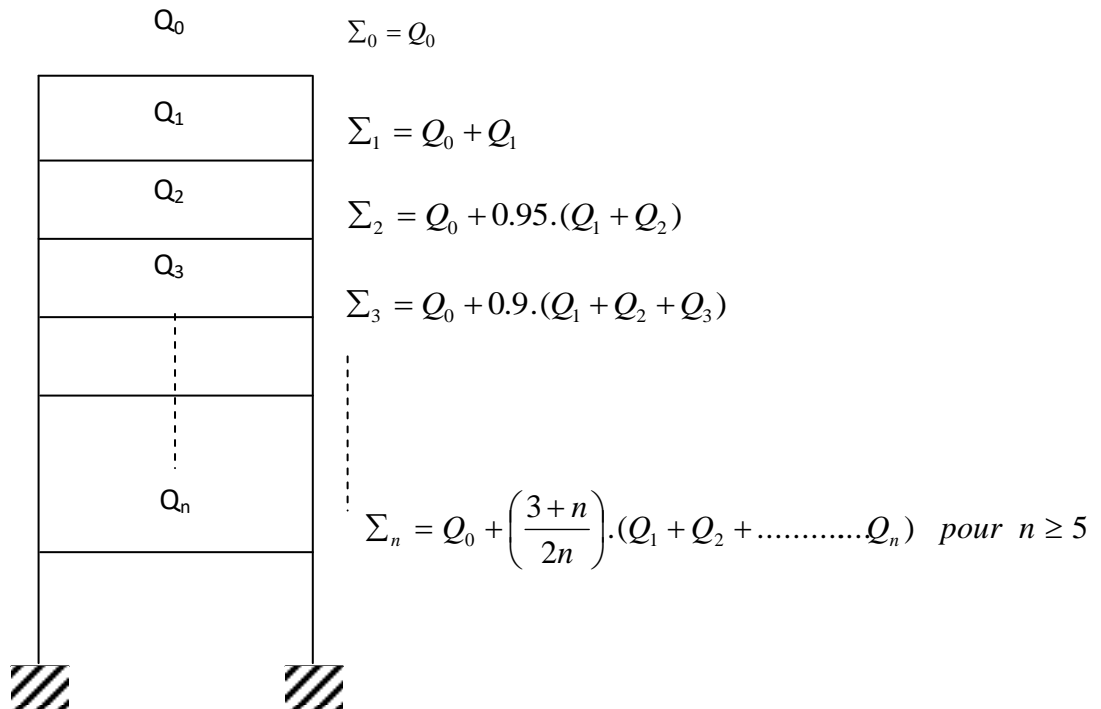


Figure II.4 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse,

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage (i), de RDC, et de sous-sol.

N : numéro de l'étage du haut vers le bas,

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

Etage attique (Terrasse inaccessible) : Q_0

6^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$.

5^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.

4^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

3^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

2^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.

1^{ère} étage : $Q_0 + 0.8 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$.

Pour n étage ($n \geq 5$) : $\sum_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \cdot (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

II.6.2.2. Evaluation de la descente de charge pour le poteau (B3) :

❖ Charges revenants au poteau (D7) :

a) Surface d'influence :

$S_1 = 1.77 \times 1.85 = 3.27 \text{ m}^2$.

$S_2 = 1.77 \times 1.85 = 3.27 \text{ m}^2$.

$S_3 = 1.85 \times 1.85 = 3.42 \text{ m}^2$.

$S_4 = 1.85 \times 1.85 = 3.42 \text{ m}^2$.

$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 13.38 \text{ m}^2$.

$S' = (0.25 \times 4.0) + (0.25 \times 4.0) = 2.00 \text{ m}^2$.

$S_{\text{tot}} = S + S' = 13.38 + 2.00 = 15.38 \text{ m}^2$

d'influence.

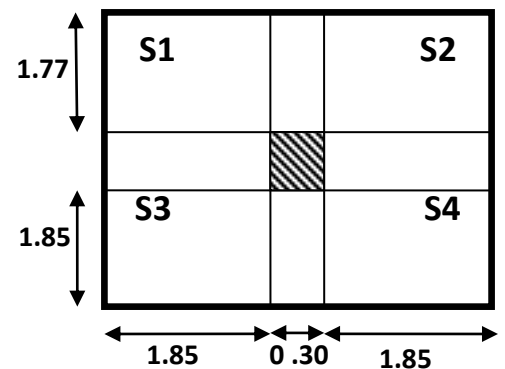


Fig II.5. Surface

b) Surcharges d'exploitations :

La surface d'influence : $S_{\text{total}} = 15.38 \text{ m}^2$.

Plancher terrasse inaccessible : $Q_0 = 1.0 \times 15.38 = 15.38 \text{ KN}$.

Plancher à usage d'habitation :

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = 1.5 \times 15.38 = 23.07 \text{ KN}$.

Plancher à étage attique : $Q_7 = 1.5 \times 15.38 = 23.07 \text{ KN}$.

Plancher RDC : $Q_8 = 2.5 \times 15.38 = 38.45 \text{ KN}$.

Plancher sous-sol : $Q_9 = 2.5 \times 15.38 = 38.45 \text{ KN}$.

Niveau	Te (0)	5	4	3	2	1	attique	RDC	SS
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.68

c) Calculs des surcharges d'exploitations selon de loi dégression :

$0 = Q_0 = 15.38 \text{ KN}$.

$1 = Q_0 + Q_1 = 15.38 + 20.5 = 38.45 \text{ KN}$.

$$2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = \mathbf{59.21 \text{ KN.}}$$

$$3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = \mathbf{77.67 \text{ KN.}}$$

$$4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = \mathbf{93.82 \text{ KN.}}$$

$$5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = \mathbf{107.66 \text{ KN.}}$$

$$6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = \mathbf{119.20 \text{ KN.}}$$

$$7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = \mathbf{130.68 \text{ KN.}}$$

$$8 = Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = \mathbf{151.34 \text{ KN.}}$$

d) Calcul des poids propres :

1) Poids des planchers :

- Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{pt} = G_t \times S = 5.60 \times 13.38 = 74.93 \text{ KN.}$$

- Poids propre du plancher étage attique, étage courant, RDC et S/S :

$$G_{pec} = G_{ec} \times S = 5.75 \times 13.38 = 76.94 \text{ KN.}$$

2) Poids propre des poutres :

$$P_{poutre} = (b \times h \times \rho) \times L$$

Avec :

L : longueur de la poutre

ρ : poids volumique du béton (25kN / m³)

- Poutres principales :

$$G_{pp} = 0.35 \times 0.4 \times 4.0 \times 25 = 14.00 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 4.0 \times 25 = 10.50 \text{ KN.}$$

Donc le poids propre total des poutres est :

$$G_{Ptot} = G_{pp} + G_{ps}$$

$$G_{Ptot} = 14.00 + 10.50 = \mathbf{24.50 \text{ KN.}}$$

3) Le poids propre des poteaux :

$$G_{pot} = \rho_{\text{béton}} \times S \times h'$$

Avec :

S : section des poteaux en zone Πα ≥ 25cm (RPA99/ 2003)

$$h'_{ss} = 4.50 - 0.4 = 4.10 \text{ m.}$$

$$h'_{RDC} = 4.59 - 0.4 = 4.19 \text{ m.}$$

$$h'_{\text{étage attique } 1,2,3,4,5,6} = 3.06 - 0.4 = 2.66.$$

$$G_{SS} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.10 = 6.41 \text{ KN.}$$

$$G_{RDC} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.19 = 5.55 \text{ KN.}$$

$$G_{e \text{ Attique, e } 1,2} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.66 = 4.16 \text{ KN.}$$

$$G_{e 3,4,5,6} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.66 = 4.16 \text{ KN.}$$

Les sections adoptées sont comme suit :

NIV	Charges permanentes G [KN]					Charge d'exploitation KN		Efforts Normaux Ns [KN]	Section [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	G _{TOTAL}	G _{Cumulée}	Q [KN]	Q Cumulée [KN]	N _s =G+Q	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_b}$	Section adoptée (b x h)
E attique	74.93	4.16	24.50	103.59	103.59	15.38	15.38	118.97	103.45	35 x 35
6	76.94	4.16	24.50	105.60	209.19	38.45	53.83	263.02	228.71	35x35
5	76.94	4.16	24.50	105.60	314.79	59.21	113.04	427.83	372.03	35x35
4	76.94	4.16	24.50	105.60	420.39	77.67	190.71	611.10	531.40	35x35
3	76.94	4.16	24.50	105.60	525.99	93.82	284.53	810.52	704.80	40x40
2	76.94	4.16	24.50	105.60	631.59	107.66	392.19	1023.78	890.24	40x40
1	76.94	4.16	24.50	105.60	737.19	119.20	511.39	1248.58	1085.72	40x40
RDC	76.94	5.55	24.50	106.99	844.18	130.68	642.07	1486.25	1292.40	45x45
SS	76.94	6.41	24.50	107.85	952.03	151.34	793.41	1745.44	1517.77	45x45

Tableau II.7. Récapitulatif de la décente de charges

II.7. VERIFICATION :

II.7.1. Vérification des sections selon RPA 99 version 2003 (art 7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone I et II}$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) \geq 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 < 35 \text{ cm}$	
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$1/4 \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4$	
40x40	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) \geq 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 < 40 \text{ cm}$	
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$1/4 \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4$	
45x45	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) \geq 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{459}{20} = 22.95 < 45 \text{ cm}$	
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$1/4 \leq \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	
45x45	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) \geq 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{450}{20} = 22.50 < 45 \text{ cm}$	
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$1/4 \leq \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	

Tableau II.8. Vérification aux RPA.

II.7.2. Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément élancé sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

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

Avec :

- . λ : Élancement du poteau.
- . l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 l_0$, donnée par l'article **B.8.3,3 du BAEL 91**).
- . l_0 : Longueur libre du poteau.
- . i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).
- . I : Moment d'inertie du poteau ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$; pour une section carrée : $I = \frac{b^4}{12}$).
- . S : Section transversale du poteau ($S = b \cdot h$; pour une section carrée : $S = b^2$).

D'où :

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{12}{b^2}}} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot \frac{l_0}{b} = 2,425 \cdot \frac{l_0}{b}$$

ETAGE	Poteaux (cm)	L_0 (m)	$L_f=0.7 L_0$ (m)	$\lambda \leq 50$	Observation
Etage Attique	35x35	3.06	2.142	21.20	Condition vérifiée
6	35x35	3.06	2.142	21.20	Condition vérifiée
5	35x35	3.06	2.142	21.20	Condition vérifiée
4	35x35	3.06	2.142	21.20	Condition vérifiée
3	40x40	3.06	2.142	18.55	Condition vérifiée
2	40x40	3.06	2.142	18.55	Condition vérifiée
1	40x40	3.06	2.142	18.55	Condition vérifiée

RDC	45x45	4.59	3.213	24.735	Condition vérifiée
Sous sol	45x45	4.50	2.15	24.25	Condition vérifiée

Tableau II.9. Vermification au flambement.

II.8.CONCLUSION :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- ✓ Poutres principales : (30×40) cm²
- ✓ Poutres secondaires :(30×35) cm²
- ✓ plancher à corps creux (16+4) cm
- ✓ dalle pleine e = 15 cm
- ✓ épaisseur des voiles : e = 20 cm
- ✓ Les sections des poteaux adoptées sont:

Niveaux	Sections (cm²)
Etage Attique-6-5-4	35x35
Etage 1-2-3	40x40
RDC-SS	45x45

Chapitre III

Calcul des éléments

III.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

III.1.1. LES PLANCHERS :

Les plancher de notre bâtiment sont à corps creux d'épaisseur 16 cm, avec une dalle de compression de 4 cm, sauf les balcons et le plancher de l'ascenseur qui sont en dalle plein.

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- ✓ Nervure appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de la portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- ✓ Corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- ✓ Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux efforts de charge appliquée sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

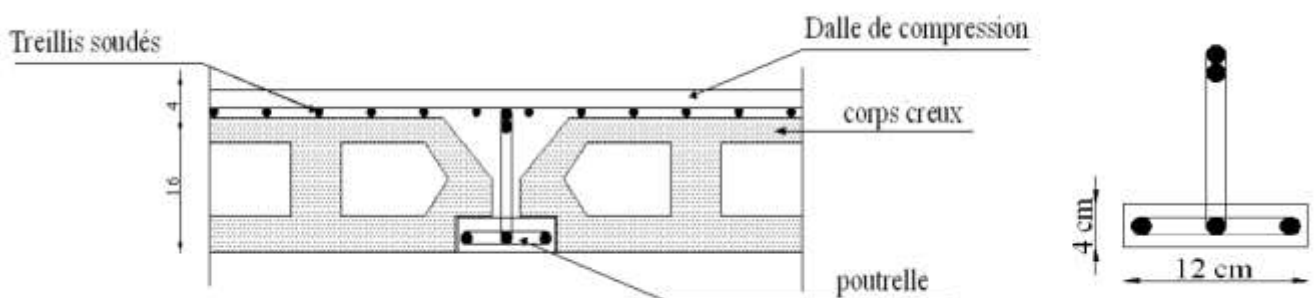


Fig. III.1: coupe verticale sur un plancher en corps.

III.2.1. Calcul de la dalle de compression (BAEL 99 art 8.6, 423) :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance TLE520, les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm : pour les barres (A_{\perp}) perpendiculaires aux poutrelles (nervure).

- 33 cm : pour les barres (A//) parallèles aux poutrelles (nervures).

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après :

- Armature perpendiculaire aux poutrelles :

$$\checkmark A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Pour } l \leq 50 \text{ cm.}$$

$$\checkmark A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \quad \text{Pour : } 50 \text{ cm} \leq l \leq 80 \text{ cm.}$$

- Armature parallèle aux poutrelles :

$$\checkmark A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec :

l : entre axe des poutrelles.

A_⊥ et *A_{//}* : armature en *cm²/ml*.

f_e: limite d'élasticité de l'acier (MPa).

- **Ferraillage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4 cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520).

1. Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec *L* : La distance entre axes des poutrelles ; (50 ≤ *L* ≤ 80 cm)

On prend : *l*=65 cm.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : *A_⊥* = 6Ø6 = 1.7 cm²/ml

Avec un espacement : *e*=15 cm < 33 cm.....Condition vérifiée

2. Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} \geq \frac{0.5}{2} + 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : *A_{//}* = 6Ø6 = 1.7 cm²/ml

Avec un espacement : *e*=15 cm < 33 cm.....Condition vérifiée

$$A_{\perp} = A_{//} = 6Ø6 = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec } e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm.}$$

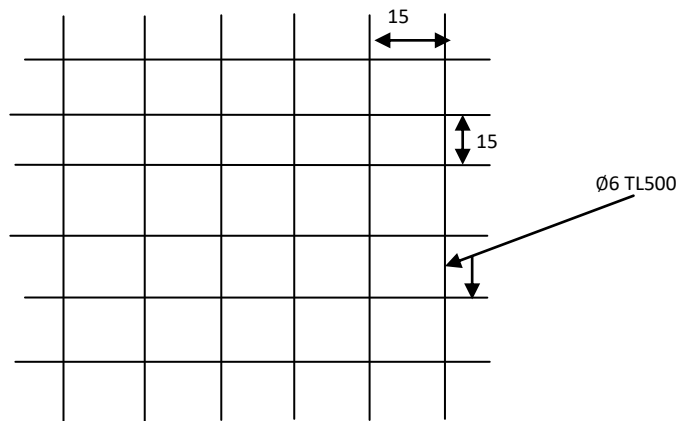


Fig. III.2: Treillis soudés (200×200).

III.2.2. calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axes de deux poutrelles consécutives, le calcul des poutrelles se fait généralement en deux étapes :

- Calcul avant coulage de la dalle de compression
- Calcul après coulage de la dalle de compression.

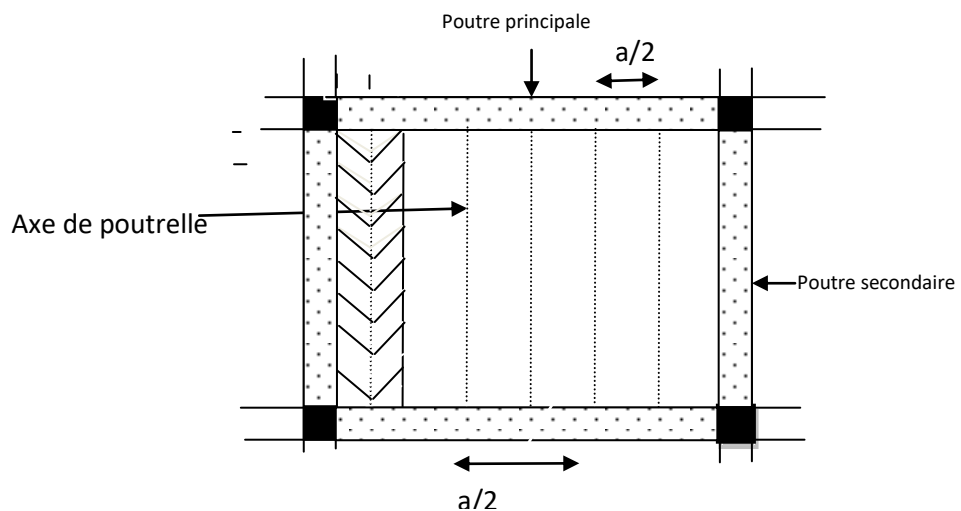


Fig. III.3. Disposition des poutrelles.

Avec : a : est la largeur du plancher reprise par la poutrelle.

a) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier estimé à 100Kg.

• **Estimation de Charges et surcharges :**

- ✓ Poids de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 250.12 KN/ml.
- ✓ Poids du corps creux : 0.65 x 0.950.62KN/ml.
- ✓ Surcharge due à l'ouvrier :1.00KN/ml.

D'où on aura :

- ✓ Charge permanente : $G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$.
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.

• **Combinaison d'action à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

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

1. Moment maximal en travée:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.00^2}{8} = 5.00 \text{ kn/ml}$$

2. Effort tranchant maximal :

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2.5 \times 4.00}{2} = 5.00 \text{ kn}$$

• **Calcul des armatures :**

✓ **Dimensions de la section droite de la poutrelle :**

$$b=12 \text{ cm}; h=4 \text{ cm}; d = h-c = 4-2 = 2 \text{ cm}$$

Hauteur utile : $d = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_0}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = \frac{5.00 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7.33 \gg \gg \gg \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section doublement armée}$$

❖ **Conclusion :**

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

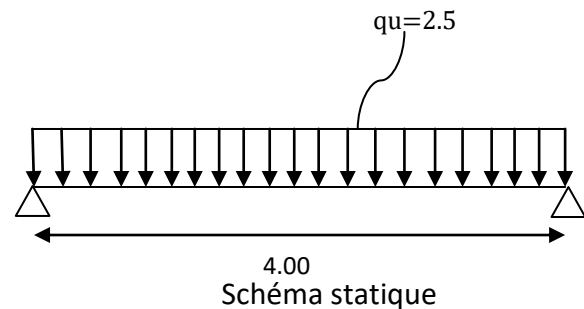
b) Calcul après coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, la poutrelle est considérée comme étant une poutre en T reposant sur plusieurs appuis intermédiaires encastrée à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, Le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant au plancher.

▪ **Charges et surcharges :**

- ✓ **Poids du plancher :** $G = 5.75 \times 0.65 = 4.97 \text{ KN/ml}$
- ✓ **Surcharge d'exploitation :** $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}$;
- ✓ **La charge de calcul sera donc :**

$$\text{l'ELU} \rightarrow q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow \rightarrow q_u = 8.17 \text{ KN/m}$$



L'ELS → $q_s = G + Q$ →→ $q_s = 5.94 \text{ KN/m}$

▪ **Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL91/Art. A.4.1,3) :**

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque cote d'une nervure a partir de son parement est limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \min \left(\frac{l}{10}; \frac{l' - b_0}{2} \right)$$

$$b_1 = \min \left(\frac{400}{10}; \frac{65 - 12}{2} \right) = 26.5 \text{ cm.}$$

Avec :

l : Longueur libre entre nus d'appuis (410 cm).

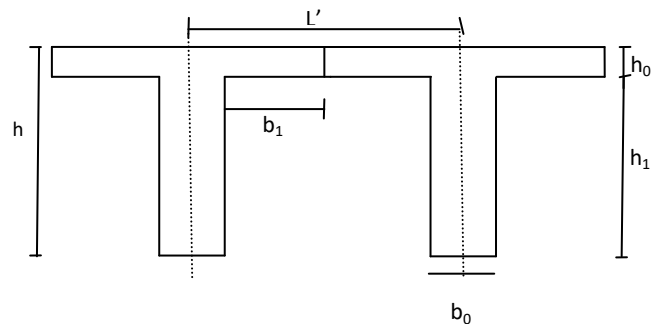
l' : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

b₀ : Largeur de la poutrelle (12 cm).

h₀ : Epaisseur de la dalle de compression. (4 cm).

h₁ : Epaisseur du corps creux (16 cm).

b₁ : Largeur de l'hourdis (26.5 cm).



• **Estimation de Charges et surcharges :**

* Plancher terrasse :

Poids propre du planches.....G=5.60x0.65=3.64 KN/ml

Surcharge d'exploitation (usage d'habitation).....Q=1x0.65=0,65KN/ml

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.64 + 1.5 \times 0.65 = 5.89 \text{ KN/ml}$$

qu=5.89 KN/ml

* Plancher d'étage courant :

Poids propre du plancher.....G=5.75x0.65=3.74 KN/ml

Surcharge d'exploitation (usage d'habitation)...Q=1.5x0.65=0.975 KN/ml

$$q_u = 1.35 \times 3.74 + 1.5 \times 0.975 = 6.51 \text{ KN/ml}$$

qu=6.51 KN/ml

Remarque :

Pour la suite de calcul, nous considérons le plancher le plus sollicité, le plancher d'étage courant:

qu=6.51 KN/ml.

• **Calcul des moments :**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode des 3 moments
- ✓ Méthode de Caquot

- **Méthode forfaitaire : (BAEL91/annexe E.1)**

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixe forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- **Conditions d'application de la méthode :**

- **Hypothèses :**

- Ⓡ La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2

$$Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$$

- **Etage courant :**

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5.75 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_{u \text{ ec}} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 6.51 \text{ KN/ml}$$

Soit :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$2G = 2 \times 5.75 = 11.50 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q \leq \max(11.50, 5 \text{ KN}) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Terrasse :**

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 6.40 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_{u \text{ tr}} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 6.59 \text{ KN/ml}$$

Soit :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$2G = 2 \times 6.40 = 12.80 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q \leq \max(12.8, 5 \text{ KN}) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **RDC :**

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5.60 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_{u \text{ RDC}} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 7.35 \text{ KN/ml}$$

Soit :

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

$$2G = 2 \times 5.60 = 11.20 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q \leq \max(11.20, 5 \text{ KN}) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Ⓡ La fissuration est considérée comme étant peu nuisible → **Condition vérifiée.**

- Ⓡ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{3.70}{3.60} = 1.027 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3.60}{4.00} = 0.9 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Ⓡ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

Considérées.

$l_i = l_{i+1} = \dots = l_{i+6} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **Les Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

• **Application de la méthode forfaitaire :**

Soit a le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées :

M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise au même charges ($M_0 = \frac{q l^2}{8}$)

M_w et M_e : moments en valeurs absolues sur l'appui de gauche et de droite de la travée considérée.

a : le rapport des charges d'exploitation et la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérées $a = \frac{Q}{Q+G}$ avec : $0 \leq a \leq \frac{2}{3}$

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

- 1) $M_t \geq \frac{1+0.3a}{2} M_0$ dans le cas d'une travée intermédiaire.
- 2) $M_t \geq \frac{1.2+0.3a}{2} M_0$ dans le cas d'une travée de rive.
- 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.

• **Calcul des coefficients :**

$$a = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.75} = 0.207$$

a	1 + 0.3a	$\frac{1.2 + 0.3a}{2}$	$\frac{1 + 0.3a}{2}$
0.207	1.062	0.63	0.53

Rapport de charges

1. Etude de la poutrelle :



▪ **Calcul des moments fléchissant :**

a) **calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :**

$q_u = 6.51 \text{ kn/ml}$

$M_{01} = \frac{q_u L^2_{A-B}}{8} = 11.14 \text{ KN.m}$

$M_{02} = \frac{q_u L^2_{B-C}}{8} = 9.088 \text{ KN.m}$

$M_{03} = \frac{q_u L^2_{C-D}}{8} = 13.02 \text{ KN.m}$

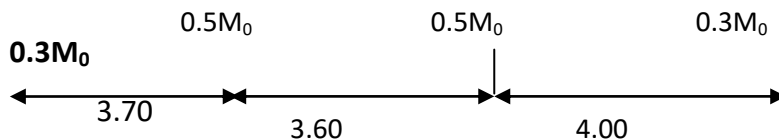
b) **Calcul des moments aux appuis :**

$M_1 = 0.3M_{01} = 0.3 \times 11.14 = \mathbf{3.34 \text{ KN.m}}$

$M_2 = 0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = 0.5 \times 11.14 = \mathbf{5.57 \text{ KN.m}}$

$M_3 = 0.5 \max (M_{02}, M_{03}) = 0.5 \times 13.02 = \mathbf{6.51 \text{ KN.m}}$

$M_4 = 0.3 M_{03} = 0.3 \times 13.02 = \mathbf{3.91 \text{ KN.m}}$



c) **Calcul des moments en travée:**

Les valeurs M^1, M^2, M^3, M^4 , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt \geq \max \{1.05 ; (1+ 0.3a) M_{01}\} - \frac{M^1+M^2}{2} \text{ avec : } (1+ 0.3a)=1.062 \\ Mt_i \geq \frac{1+0.3a}{2} M_{0i} \quad \text{avec : } \frac{1+0.3a}{2} =0.53 \quad \text{(dans une travée intermédiaire)} \\ Mt_i \geq \frac{1.2+0.3a}{2} M_{0i} \quad \text{avec : } \frac{1.2+0.3a}{2} =0.63 \quad \text{(dans une travée de rive)} \end{array} \right.$$

➤ **Pour les travées de rive (A- B):**

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt \geq \max \{1.05; (1+ 0.3 a) M_{01}\} - \frac{M^1+M^2}{2} \\ Mt \geq \frac{1.2+0.3a}{2} M_{01} \end{array} \right.$$

$Mt \geq \max \{1, 05; 1.062 \times 11.14\} - \frac{3.34+5.57}{2} = 7.27 \text{ kn.m.}$

$Mt \geq 0.63 \times 11.14 = 7.02 \text{ kn.m.}$

Soit : $Mt = 7.27 \text{ KN.m.}$

➤ **Pour les travées intérieures (B-C):**

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt \geq \max \{1.05; (1+ 0.3 a) M_{01}\} - \frac{M^2+M^3}{2} \\ Mt \geq \frac{1+0.3a}{2} M_{02} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \{1.05; 1.064 \times 11.14\} - \frac{5.57 + 6.51}{2} = 5.81 \text{ kn.m.}$$

$$M_t \geq 0.53 \times 9.08 = 4.81 \text{ kn.m.}$$

Soit : $M_t = 5.81 \text{ KN.m.}$

➤ Pour les travées de rive (C- D):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{1.05; (1 + 0.3 a) M_{01}\} - \frac{M^1 + M^2}{2} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3a}{2} M_{03} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \{1, 05; 1.062 \times 11.14\} - \frac{6.51 + 3.91}{2} = 6.62 \text{ kn.m.}$$

$$M_t \geq 0.63 \times 13.02 = 8.20 \text{ kn.m.}$$

Soit : $M_t = 6.62 \text{ KN.m}$

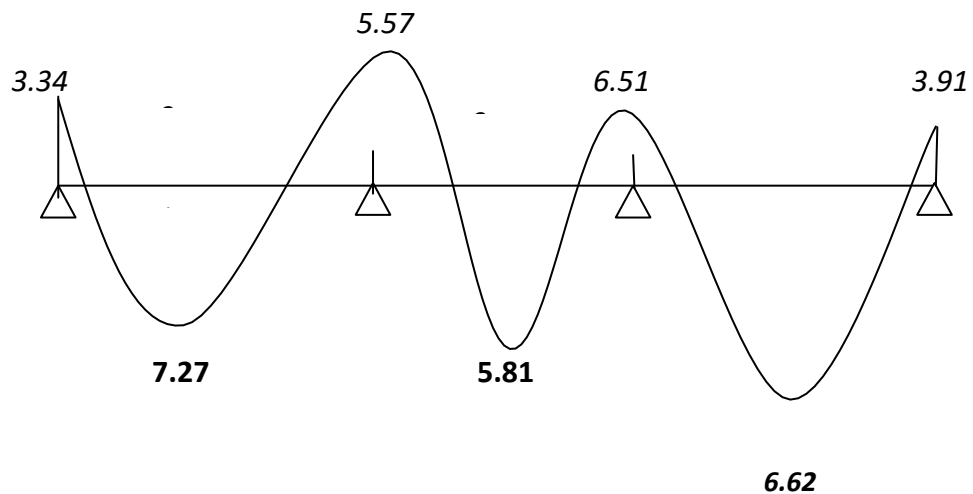


Fig. III.4. Diagramme des moments fléchissant à l'ULU en KN.m.

▪ calcul des efforts tranchants :

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

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad ; \quad \theta(x) = \frac{q_u \cdot L}{2}$$

➤ **Travée A-B :**

$$T_1 = \frac{8.17 \times 3.70}{2} + \frac{5.57 - 3.34}{3.70} = 15.72 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{8.17 \times 3.70}{2} + \frac{5.57 - 3.34}{3.70} = -14.51 \text{ KN}$$

➤ **Travée B-C :**

$$T_2 = \frac{8.17 \times 3.60}{2} + \frac{6.51 - 5.57}{3.60} = 14.97 \text{ KN.}$$

$$T_3 = -\frac{8.17 \times 3.60}{2} + \frac{6.51 - 5.57}{3.90} = -14.45 \text{ KN}$$

➤ **Travée C-D :**

$$T_3 = \frac{8.17 \times 4.00}{2} + \frac{3.91 - 6.51}{4.00} = 15.69 \text{ KN.}$$

$$T_4 = -\frac{8.17 \times 4.00}{2} + \frac{3.91 - 6.51}{4.00} = -16.99 \text{ KN}$$

Le diagramme des efforts tranchants sera représenté comme suite :

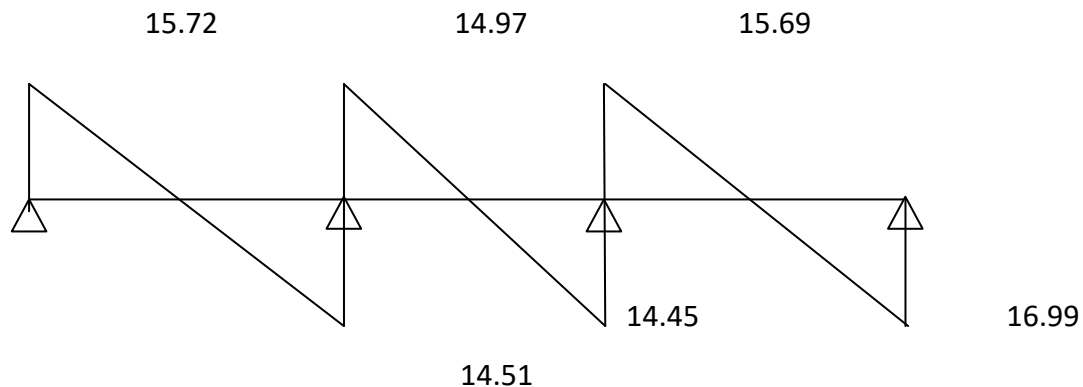


Fig. III.5. Diagramme des efforts tranchants à l'ULU en KN.m.

➤ **Ferraillage des poutrelles :**

Le calcul ce fait avec les moments max en travées et sur appuis.

a) Armatures longitudinales :

Le ferraillage va se faire avec les moments max à l'ELU.

$b = 65 \text{ cm.}$

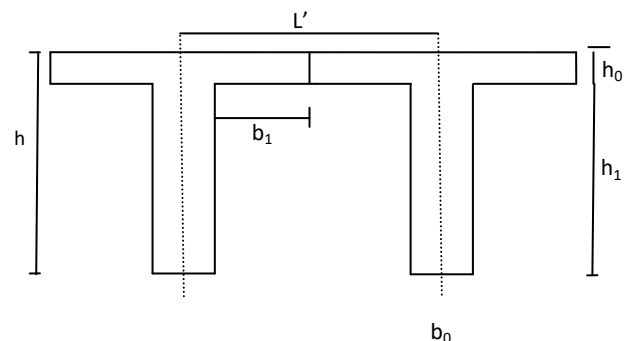
$d = 18 \text{ cm.}$

b_0 : Largeur de la poutrelle (12 cm).

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression. (4 cm).

h_1 : Epaisseur du corps creux (16 cm).

b_1 : Largeur de l'hourdis (26.5 cm).



Ⓜ **En travées :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{1-2}^t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{1-2}^t = 59.072 \text{ KN.m}$$

Le moment maximal en travée : $M_{\max}^t = 7.27 \text{ KN.m.}$

$M_{\max}^t \leq M_{1-2}^t \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) :

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{7.27 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$\mu_b = 0.024 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow$ Donc La section est simplement armée.

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

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.27 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.17 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_{st} = 2 \text{ HA10} + 1 \text{ HA12} = 2.70 \text{ cm}^2$.

Ⓡ **Aux appuis**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 6.62 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{6.62 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.022$$

$\mu_b = 0.022 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.62 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.07 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st} = 2 \text{ HA10} + 1 \text{ HA12} = 2.70 \text{ cm}^2$.

b) Armatures Transversales :

Ⓡ **Section minimale d'armatures d'âme : (Art A.5.1.22 /BAEL91 modifié 99)**

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e

On doit avoir :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$$

L'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : $0.9d$ et 40 cm .

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \in \min\{16.2; 40\} = 16.2 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$$

❖ **Conclusion :**

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de T6 avec $A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

Ⓜ **Possibilité de bétonnage correct : (Art A.5.1 ,22 /BAEL91 modifié 99)**

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h/35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\} \quad \Phi_L : \text{Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right\} = 0.57 \text{ cm} = 57 \text{ mm}$$

$$A_t = 0.57 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$$

III.2.3 : Calcul de l'ancrage :

Ⓜ **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)**

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

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

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesure hors croche est de :

$$L_a = 0.4 L_s = 18 \text{ cm.}$$

III-2-4 vérification à L'ELU :

1) **Condition de non fragilité (BAEL 91, A.4.2.1) :**

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

- **En travée :** $A_{\text{adoptée}} = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- **En appuis :** $A_{\text{adoptée}} = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

2) **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

L'effort tranchant maximal doit satisfaire la condition suivante :

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_s} \right) \times 0.9 \times d \times b_0.$$

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 = 129600 \text{ N} = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 13.23 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) vérification de l'effort tranchant:

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{d b_0} = \frac{16.99 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.333, 5 \text{ MPa}) = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

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

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

Avec : $\sum U_i$: somme des périmètres des armatures longitudinales

$$\sum U_i = n \pi \Phi = 2 \times 3.14 \times 12 + 1 \times 3.14 \times 10 = 106.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i} = \frac{16.99 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 106.76} = 0.98 \text{ MPa}$$

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

Donc : $\tau_{se} 0.98 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

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

On doit vérifier que : $A \geq \frac{V_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9 d} \right)$

En appuis :

$$A = 2.70 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(16.99 + \frac{6.51}{0.9 \times 0.18} \right) = 1.64 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$A = 2.70 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(16.99 + \frac{7.27}{0.9 \times 0.18} \right) = 1.78 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : les armatures calculées sont suffisantes.

III-2.5 vérification à L'ELS :

III-2.5.1. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul à l'ELS on peut utiliser la méthode forfaitaire pour les différents types de poutrelles comme précédemment, ou une méthode simplifiée pour la détermination des sollicitations : cette dernière consiste à tirer un coefficient de minoration du rapport $I = \frac{q_{ser}}{q_u}$ et on multipliant les moments et les efforts tranchants obtenus à l'ELU par ce coefficient nous donne les valeurs des sollicitations à l'ELS qui sont résumées dans le tableau ci-après :

$$I = \frac{q_{ser}}{q_u} = \frac{5.94}{8.17} = 0.72.$$

III.2.5.2. Calcul des moments fléchissant:

Ⓡ Calcul des moments en travée:

✓ Pour les travées de rive (A - B):

$$M_{1-2} = M_{01} \times I = 11.14 \times 0.72 = 8.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{1-2} = 8.02 \text{ KN.m.}$$

✓ Pour les travées intérieures (B-C):

$$M_{2-3} = M_{02} \times I = 9.088 \times 0.72 = 6.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{2-3} = 6.54 \text{ KN.m.}$$

✓ Pour les travées intérieures (C-D):

$$M_{1-2} = M_{03} \times I = 13.02 \times 0.72 = 9.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{3-4} = 9.37 \text{ KN.m.}$$

Ⓡ Calcul des moments aux appuis:

$$M'_1 = M_1 \times I = 3.34 \times 0.72 = 2.40 \text{ kn.m}$$

$$M'_2 = M_1 \times I = 5.57 \times 0.72 = 4.01 \text{ kn.m}$$

$$M'_3 = M_1 \times I = 6.51 \times 0.72 = 4.69 \text{ kn.m}$$

$$M'_4 = M_1 \times I = 3.91 \times 0.72 = 2.82 \text{ kn.m}$$

III.2.5.3. Contraintes dans les aciers :

✓ En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 2.70 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{d \times b_0} = \frac{100 \times 2.70}{12 \times 18} = 1.25 \rightarrow \beta_1 = 0.849, K_1 = 18.11.$$

$$\text{La contrainte dans les aciers est : } \sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{d \times \beta_1 \times A_{st}} = \frac{7.27 \times 10^3}{18 \times 0.849 \times 2.70} = 176.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 176.19 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

✓ En appuis :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en appuis est : $A_{st} = 2.70 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{d \times b_0} = \frac{100 \times 2.70}{12 \times 18} = 1.25 \rightarrow \beta_1 = 0.849, K_1 = 18.11.$$

$$\text{La contrainte dans les aciers est : } \sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{d \times \beta_1 \times A_{st}} = \frac{6.51 \times 10^3}{18 \times 0.849 \times 2.70} = 157.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 157.77 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

III.2.5.4. Contraintes dans le béton :

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

✓ **en travée :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{18.11} \times 176.19 = 9.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

✓ **En appuis :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{18.11} \times 157.77 = 8.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.2.5.5. Vérification à l'état limite d'ouverture de fissures :

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

III.2.5.6. Vérification à l'état limite de déformations :

❖ **Etat limite de déformation (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99):**

On peut se dispenser du calcul des déformations, si la poutre est associée à un hourdis, et si les conditions suivantes sont réunies :

$$1) \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{d \times b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}, b_0$$

Avec : h_t : hauteur totale de la section droite

L : portée de la travée entre nus d'appuis

M_t : moment fléchissant maximal de service en travée

M_0 : moment isostatique de service

A_s : section d'armatures tendues en travée

$$1) \frac{h_t}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{20}{400} \geq \frac{7.27}{15 \times 13.24} \Rightarrow 0.05 > 0.04 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{d \times b_0} \leq \frac{3.6}{f_e}, b_0 \Rightarrow \frac{2.70}{12 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} \Rightarrow 0.0125 < 0.009. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

❖ **Conclusion :**

Après toutes les vérifications on a opté pour le ferrailage suivant :

○ **Armatures longitudinales**

Ⓡ **Aux appuis**

$$A_a = 2HA12 + 1HA10 = 2.70 \text{ cm}^2$$

Ⓡ **Aux travées**

$$A_a = 2HA12 + 1HA10 = 2.70 \text{ cm}^2$$

○ **Armatures transversales**

$2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm (1 étrier en T6 tous les 15 cm).

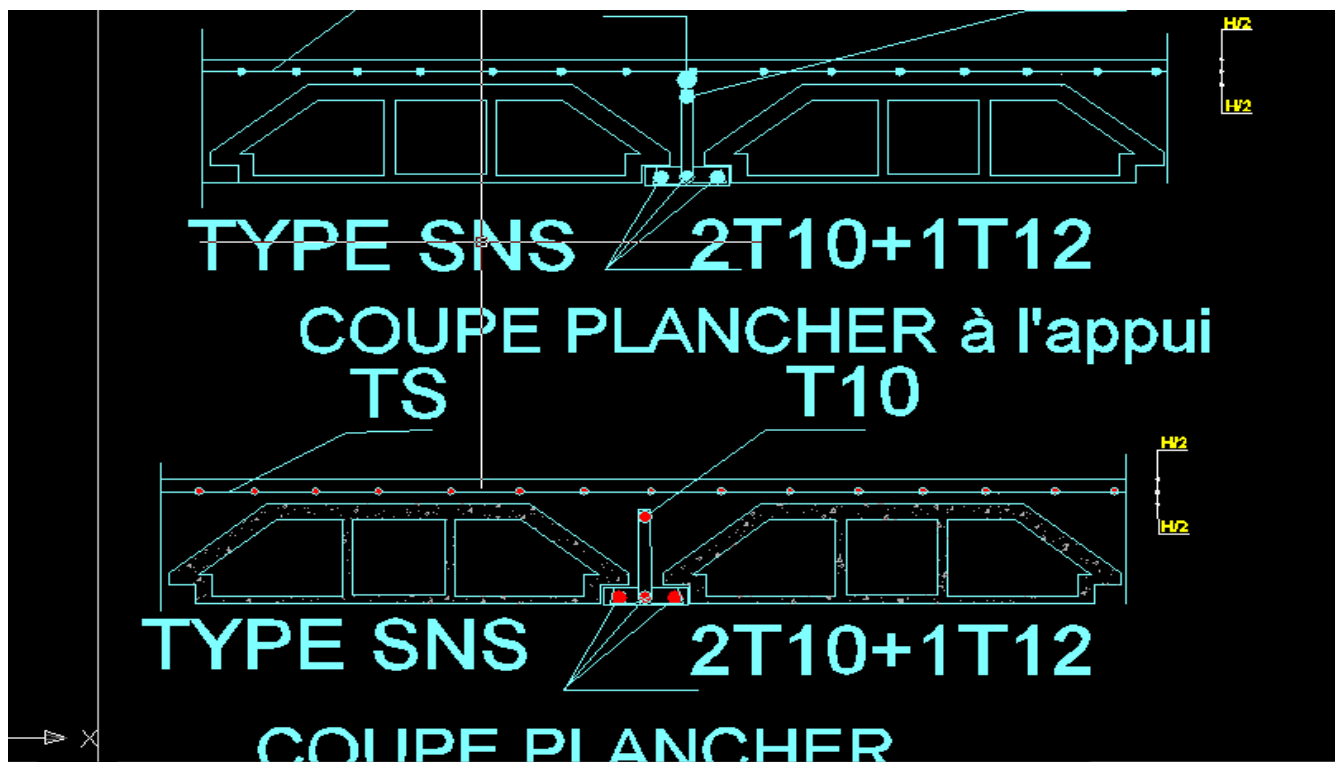


Fig. III.6. Schéma de ferrailage du plancher.

III.2. ETUDE DE L'ACROTÈRE :

III.2.1. Introduction :

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

Il est assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumise à un effort «G» du à son poids propre et un effort horizontal «Q = 1KN» du à la main courante qui engendre un moment «M» dans la section d'encastrement (section dangereuse). Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec une compression pour une bonde de 1 mètre de largeur.

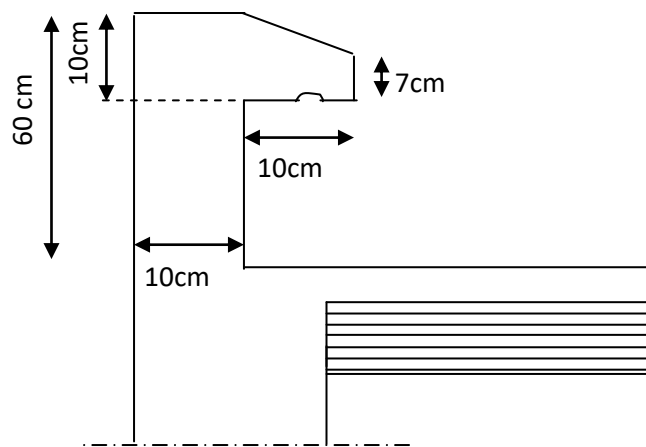


Figure III.17. Coupe verticale de l'acrotère

III.2.2. Détermination des sollicitations :

III.2.2.1. Effort normale du au poids propre :

$$G = S \times \rho$$

Avec : S : la section transversale

ρ : la masse volumique du béton

$$G = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml.}$$

$$D'où N = G \times 1\text{ml} = 1.7125\text{KN}$$

III.7.2.2. Effort horizontal :

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

III.7.2.3. Moment de renversement « M » du à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H \quad \text{avec : } H = 0.6\text{m}$$

$$M = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.7.2.4. Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1.00\text{KN}$$

III.2.3. Diagramme des efforts :

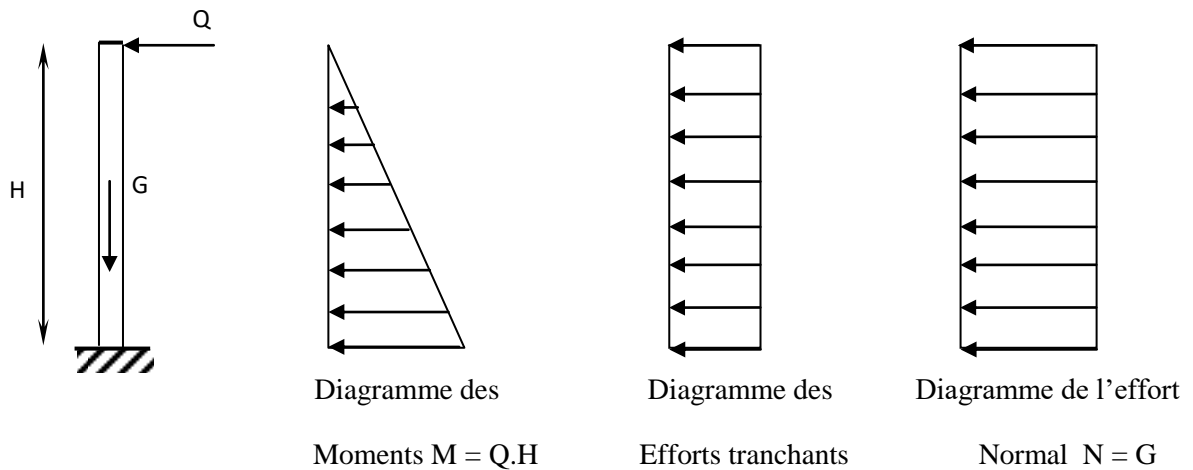


Figure III.18. Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

III.2.4. Combinaison des charges :

➤ **A L'ELU :**

1. Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312\text{KN.}$$

2. Moment de flexion :

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6 = 0,9\text{KN.m.}$$

➤ **A L'ELS :**

1. Effort normal de compression :

$$N_s = G = 1.7125\text{KN.}$$

2. Moment de flexion :

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

III.2.5. 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 un moment de renversement « M ».

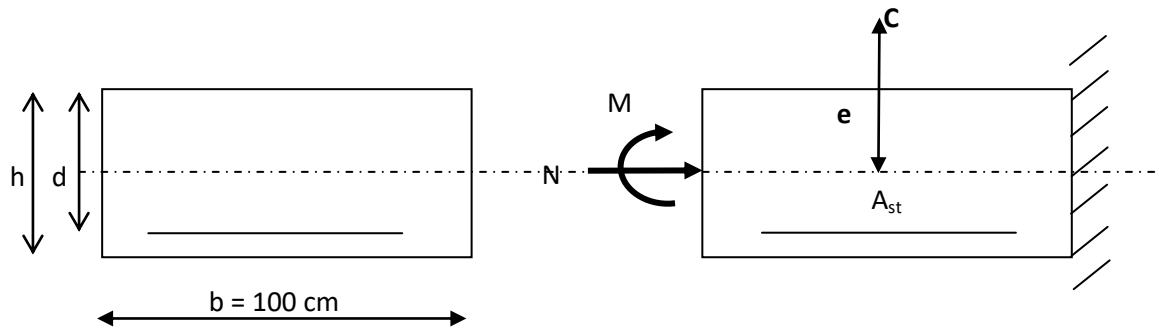


Figure III.19.Schéma de calcul de l'acrotère

III.2.5.1. Calcul des armatures à l'ELU :

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.38 \text{ m} = 39 \text{ cm.}$$

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

Avec: a: distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures.

L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis elle se ramène à la flexion composée.

➤ Calcul en flexion simple : (section fictive)

- Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.312 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.94624 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.94624 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0135 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.0135 \Rightarrow \beta = 0.9935$$

$$\text{Les armatures fictives: } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.9462 \times 1000}{0.9935 \times 7 \times 348} = 0.390 \text{ m}^2$$

$$A_f = 0.390 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul en flexion composée : (armatures réelles)

La section d'acier réelle est déterminée par la relation suivante :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.390 - \frac{2.312}{348 \times 10^{-1}} = 0.323 \text{ cm}^2$$

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

III.2.5.2. Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 4.2.1) :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7125} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \left[\frac{35 - (0.455 \times 7)}{35 - (0.185 \times 7)} \right] = 0.798 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A = 0.323 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée.}$$

Conclusion : La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, c'est la section imposée par cette dernière condition qui sera prise en considération.

Donc, on adopte une section : $A = A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacées de 15 cm

III.2.6. Vérification

III.2.6.1. Vérification au cisaillement : [Art A.5.1 ; 1..BAEL91]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{100 \times 7} = 0.002 \text{ KN/cm}^2$$

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

b : largeur de la bonde considérée = 100 cm ;

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

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

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

III.2.6.2. Vérification de l'adhérence des barres : [Art A 6.1,3..BAEL]

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

Ψ_s : Coefficient de scellement.

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

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

D'où : $\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.23 \text{ MPa}$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La section est vérifiée.

III.2.6.3. Vérification Vérification Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures de répartitions : $S_t = \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

$$S_t = 15\text{cm} \leq 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.2.6.4. Ancrage des barres : [Art A.6.1, 23..BAEL 91]

La longueur de scellement « L_s » est donnée par :

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32\text{cm}$$

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de $0.6 L_s = 20$ cm et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

III.2.7. Calcul à L'ELS :

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

III.2.7.1. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

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

$$\rho_1 = \frac{A_s \times 100}{b \times d} = \frac{2.01 \times 100}{100 \times 7} \times = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.916 \dots \text{et } K_1 = 44.52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.6 \times 1000}{0.916 \times 7 \times 2.01} = 46.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44.52} \times 46.55 = 1.04 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

III.2.7.2. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration (barres à haute adérence)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.6 , 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 46.55 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

- Armatures principales.....4 HA8 = 2.01 cm²/ml avec S_t = 25 cm.
- Armatures de répartitions.....4 HA8 = 2.01 cm² avec S_t =15 cm.

III.2.8. 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 :

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

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 II_a et groupe 2 $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 \Rightarrow soit $C_p = 0.8$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 1.7125 \text{ KN/mL}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/mL}$$

$$F_p = 0.822 \text{ KN/mL} \leq Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Conclusion : le ferrailage adopté précédemment est justifié, car l'acrotère a été calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique « F_p »

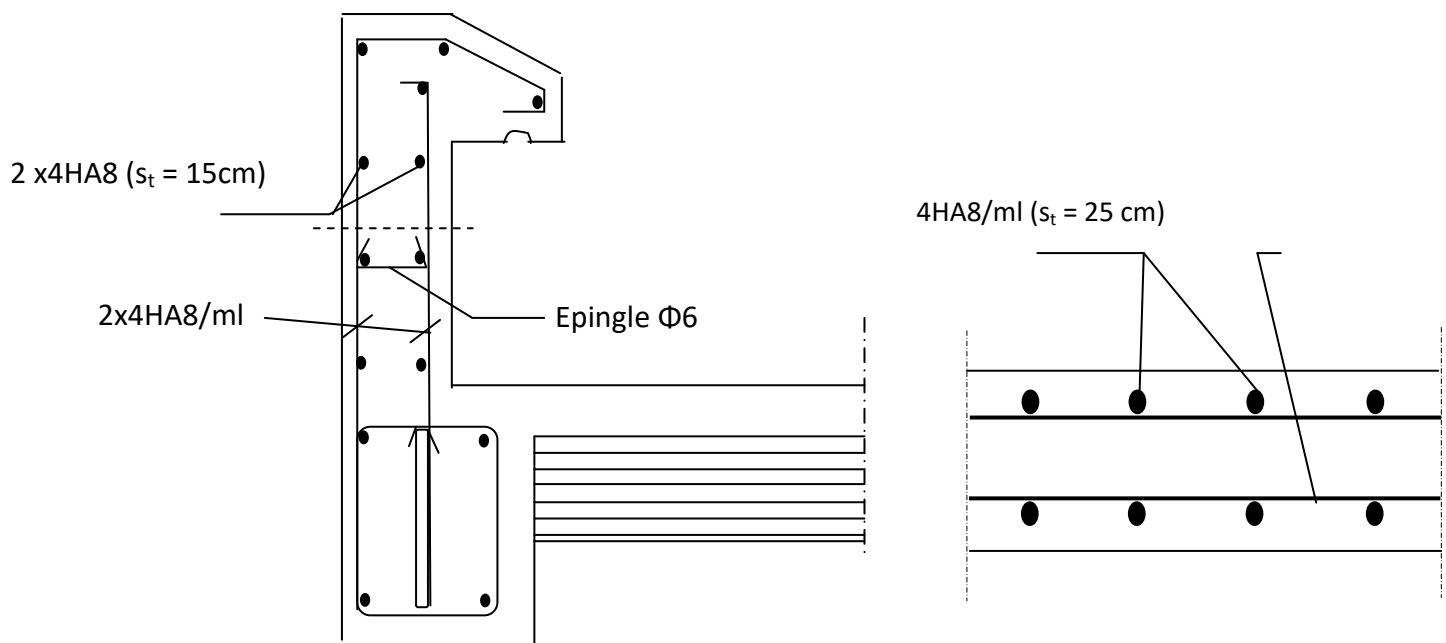


Figure III.20. Ferrailage de l'acrotère

Coupe A-

III.3. ETUDE DU BALCON ET PORTE A FAUX :

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d’environnement qui conduisent a des distributions constructives spéciales Ils sont constitués d’une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.

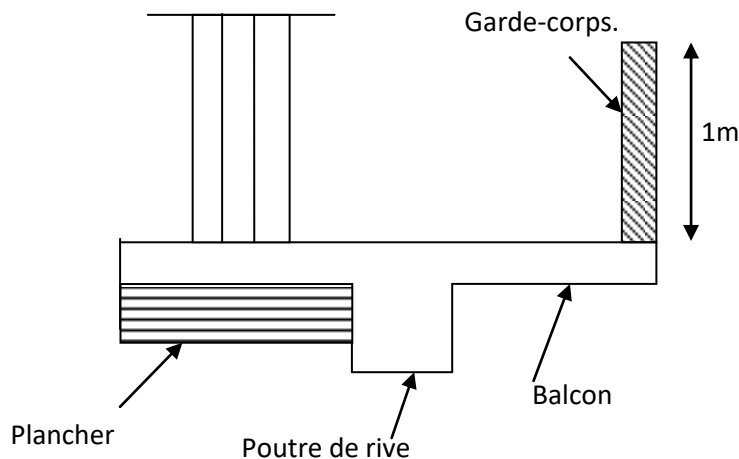


Fig. III.7. Coupe verticale d'un balcon du balcon

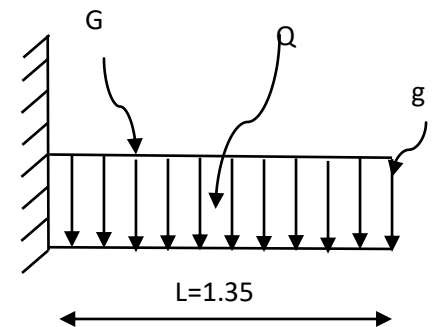


Fig. III.8. Schéma statique

Avec :

- Ⓜ **G** : charge permanent uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.
- Ⓜ **Q** : surcharge d’exploitation verticale revenant au balcon.
- Ⓜ **g** : charge verticale concentrée due à l’effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d’épaisseur.

III.3.1. Dimensionnement du balcon :

L’épaisseur de la dalle pleine est : $e_p = 15$ cm. (Déterminer dans le chapitre II)

III.3.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :

- **Charge permanente :**

$$G = 5.19 \text{ KN / m}^2$$

(déterminer dans le chapitre II)

- **Charge concentrée :**

N°	Désignation	Épaisseur (m)	poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Brique	0.1	9	0.9
2	Enduit de ciment	0.02×2	18	0.72
G total				1.62

Tableau III.1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

Surcharge d'exploitation

Charge due à la main couranteQ1 = 1 kN/m²

Charge d'exploitation du balcon.....Q=3.5 kN/m² (donnée par le DTR)

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

G = 5.19 kN/ml

G1= 1.62 kN/ml

Q1 = 1 kN/ml

Q=3.5 kN/ml

III.3.3. Combinaisons de charges :

• **A l'ELU :**

✓ **Dalle:** $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1m = (1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 3.5) \times 1m = 12.26 \text{ KN/ml}$

✓ **Garde corps:** $g_u = (1.35 g) \times 1 m = (1.35 \times 1.62) \times 1 m = 2.19 \text{ KN/ml}$

• **A l'ELS :**

✓ **Dalle :** $(G + Q) \times 1 m = (5.19 + 3.5) \times 1 m = 8.69 \text{ KN/ml}$

✓ **Garde corps :** $g_s = g \times 1 m = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$

III-3-4 Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 mètre de largeur.

La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

III.3.4.1. Calcul des efforts internes:

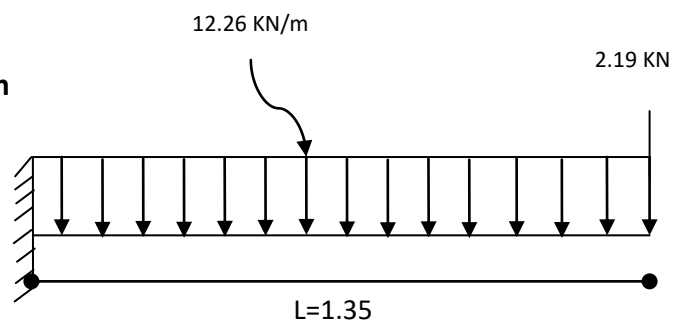
1) Calcul du moment sollicitant

$$M_U = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \cdot l \Rightarrow \frac{12.26 \times 1.35^2}{2} + 2.19 \times 1.35 = 14.13 \text{ KN.m}$$

2) L'effort tranchant :

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

$$V_u = 12.26 \times 1.35 + 2.19 = 18.74 \text{ KN}$$



III.3.4.2. Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14.13 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.070 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0.070 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.13 \times 10^5}{0.964 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3.51 \text{ cm}^2.$$

Nous adopterons 4HA12 = 4,52 cm² Avec St = 25 cm

III.3.4.3. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons 4HA8 = 2, 01 cm² Avec St =25 cm.

III.3.4.3. Vérifications à l'ELU :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

a- **Condition de non fragilité** : [Art A.4.2, 1/ BAEL 91 modifié 99].

$$A_{\text{calculée}} \geq A_{\text{min}} = 0.23.b.d. \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

- Armatures principales : $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- Armatures de répartition : $A_r = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

b- **Vérification de l'espacement des barres** [Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99]

Armatures principales : $St = 25 \text{ cm} \leq \min \{2h=30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Armatures de répartition : $St = 25 \text{ cm} \leq \min \{2h=30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Avec h : épaisseur de la dalle.

c- **Calcul de la longueur d'ancrage:**

La longueur de scellement droit est : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}}$

Avec : $\tau_{se} = 0.6\psi_s \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$.

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}.$$

L'article [Art.6.1.253 BAEL 91/modifiée 99] admet que l'ancrage d'une barre rectiligne Terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4×Ls pour les aciers H.A.

$Lc = 0,4 \times Ls = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend $Lc = 20 \text{ cm}$.

d- **Vérification de la contrainte de cisaillement** : [Art A.5.1/BAEL91 modifié 99]

Il faut que :

$$\tau_{u\bar{\tau}} = \min \left(\left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5} \right); 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}. \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{18.74 \times 10^3}{100 \times 120} = 1.56 \text{ Mpa} < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e- **Vérification de l'adhérence des barres** : [Art A.6.1, 3/ BAEL 91 modifié 99]

$\bar{\tau} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ (Aciers haute adhérence $\Rightarrow \psi = 1.5$)

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

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm}.$$

$$D'où ; \tau_{se} = \frac{18.74 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 15.072 \times 10} = 1.15 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.4.4. Vérification à l'ELS :

○ Calcul du moment :

$$M_s = M_{qs} + M_{gs} = \frac{q_{s1}l^2}{2} + g_u \cdot l \Rightarrow \frac{8.69 \times 1.35^2}{2} + 1.62 \times 1.35 = 10.10 \text{ KN.m.}$$

○ Vérification des contraintes :

Etat limite de compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$

Etat limite de compression dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.377 \Rightarrow \beta_1 = 0.905 \Rightarrow k_1 = 37.63.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{10.10 \times 10^3}{0.905 \times 12 \times 4.52} = 205.76 < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{205.76}{37.63} = 5.47 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition étant vérifiée il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé, le ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

❖ Conclusion :

Après toutes les vérifications on a opté pour le ferrailage suivant :

- Armatures principales : $A_a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$
- Armatures de répartition : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 25 cm.

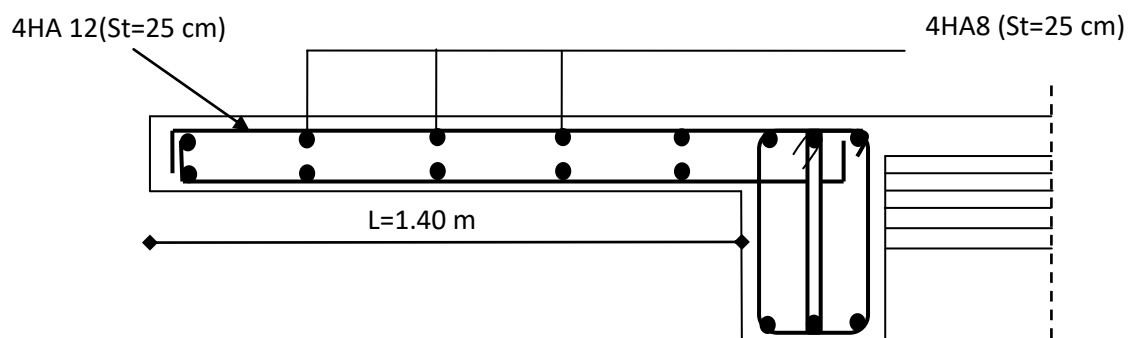


Fig. III.9. Schéma ferrailage du balcon

III.4. ETUDE DE LA SALE MACHINE :

III.4.1. Introduction :

La cage d'ascenseur est un élément de la structure qui permet le déplacement rapide entre les niveaux d'un immeuble, elle est caractérisée par :

Une vitesse d'entraînement : $V=1\text{m/s}$

La surface de la cabine est :

$$S = (1.70 \times 2.36) = 4.012 \text{ m}^2$$

III.4.1. Dimensionnement :

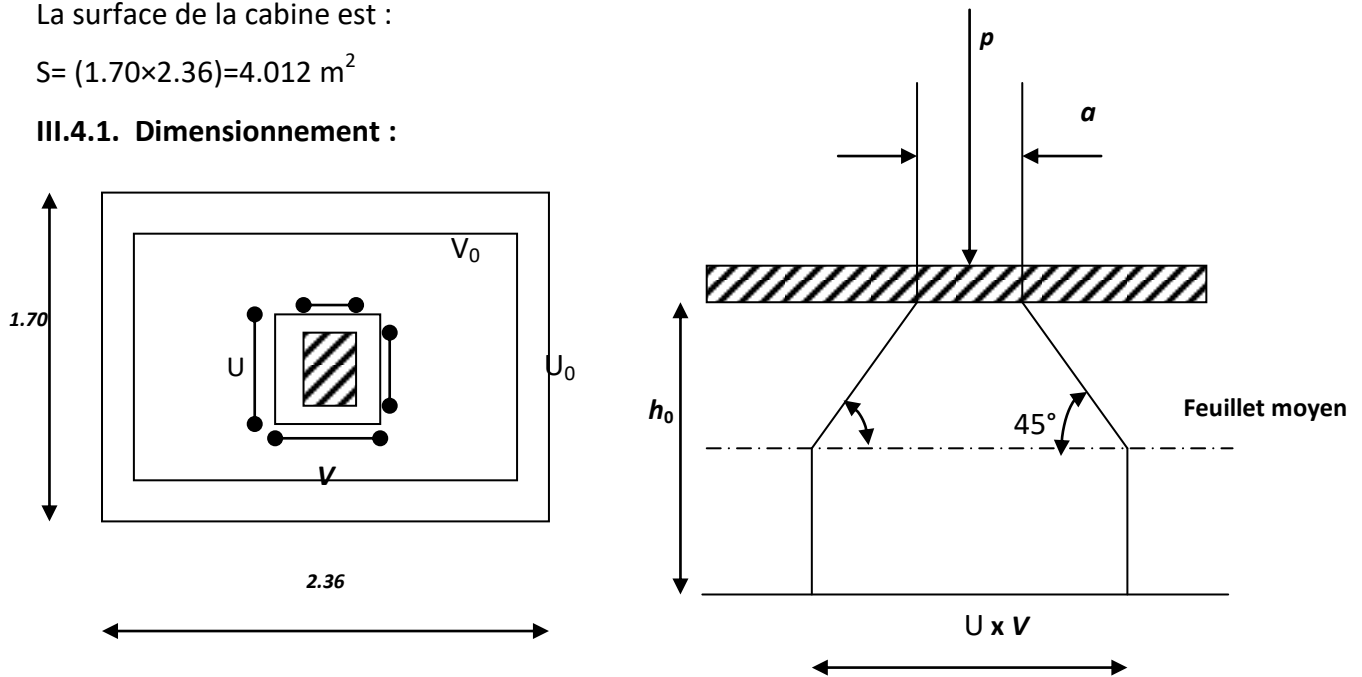


Figure III.15. Schéma statique de la salle machine

La charge totale transmet par le système de levage avec la cabine chargée est de 8 tonnes ($p = 80\text{KN}$).

P : La charge totale centrée.

U, V : cotés du rectangle sur lequel s'applique la charge « P » compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.

U_0, V_0 : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 65 \text{ cm}$).

III.4.1.1. Hauteur de la dalle :

$$H_0 \geq \frac{ly}{30} = 7.87$$

Le RPA exige une hauteur $h_{0 \text{ min}} = 12 \text{ cm}$

On adopte une hauteur de : $h_0 = 15 \text{ cm}$

III.4.1.2. Calcul de U et V :

U et V sont les côtés du rectangle sur lequel agit la charge P . Ils sont calculés compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau du Feuillet moyen de la dalle. Pour un revêtement en béton nous avons :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 65 + 2 \times 5 + 15 = 90 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 65 + 2 \times 5 + 15 = 90 \text{ cm}$$

$$U_0 = V_0 = 65 \text{ cm (} U_0 \times V_0 \text{ : Surface sur laquelle agit la charge P).}$$

$$e = 5 \text{ cm (Epaisseur du revêtement).}$$

III.4.2. détermination des sollicitations :

- **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$P_u = 1.35 P$$

Avec :

$$G = 25 \times 0.15 = 3.755 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle)}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

$$q_u = 1.35 \times 3.755 + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie sur une bande de 1m)}$$

$$P_u = 1.35 \times 80 = 108.5 \text{ KN (charge concentrée dus au système de levage).}$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 3.755 + 1 = 4.755 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 80 \text{ KN}$$

III.4.3. Evaluation des moments :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de largeur dans les deux sens sont :

$$M_x = P (M_1 + \nu M_2) \text{ Avec: } -\nu : \text{ Coefficient de poisson ELU : } = 0$$

$$M_y = P (M_2 + \nu M_1) \text{ ELS: } = 0.2$$

$$L_y = 2.36 \text{ m}$$

$$L_x = 1.80 \text{ m}$$

M_x, M_y : Moments au milieu du panneau dans les sens x-x et y-y, due à la charge P.

M_1 et M_2 : Sont donnés par des abaques de PIGEAUD en fonction des rapports U/L_x et V/L_y .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.70}{2.36} = 0.72 \Rightarrow 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.72$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{90}{170} = 0.53$$

$$\frac{U}{l_y} = \frac{90}{236} = 0.38$$

Les valeurs de M_1 et M_2 sont données dans les tableaux de PIGEAUD par interpolation entre le tableau donnant $\rho = 0.707$

Les résultats sont : $M_1 = 0.121$ et $M_2 = 0.079$.

III.4.4. Calcul des moments:

a. moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_{x1} = p_u \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{x2} = p_u \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$M_1 = 0.121$$

$$M_2 = 0.079$$

- **A L'ELU : $\nu=0$**

$$M_{x1} = p_u \times (M_1 + \nu M_2) \Rightarrow M_{x1} = 108 \times (0.121 + 0) = 13.068 \text{ Kn.m}$$

$$M_{y1} = p_u \times (M_2 + \nu M_1) \Rightarrow M_{x2} = 108 \times (0.079 + 0) = 8.532 \text{ Kn.m}$$

b. moment du poids propre de la dalle pleine :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q_u$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

- A L'ELU : $\begin{cases} \nu = 0 \\ \rho = 0,72 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.464 \end{cases}$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q_u \Rightarrow M_{x2} = 0.0658 \times 1.70^2 \times 6.563 = 1.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.464 \times 1.25 = 0.58 \text{ KN.m}$$

a. superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.068 + 1.25 = 13.318 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.532 + 0,58 = 9.112 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

b. Correction des moments :

en travées :

Les moments en travée :

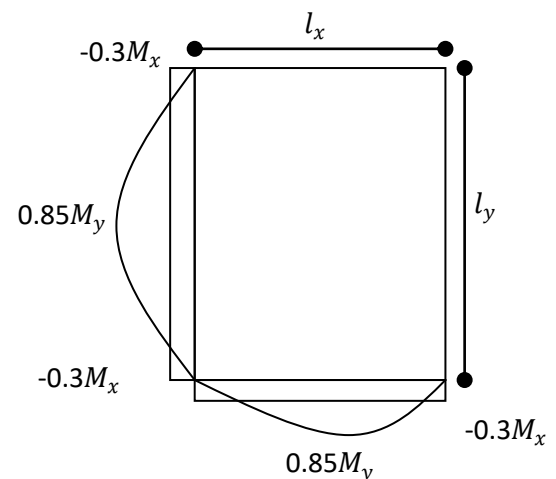
$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 13.318 = 11.32 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 9.112 = 7.745 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis :


$$M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 11.32 = -3.40 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 7.745 = -2.33 \text{ KN.}$$



III.6.5. Ferrailage:

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur.

 **Aux appuis :**

• **Sens x-x :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.40 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_{x-x}^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3.40 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.757 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_{x-x}^a = 5 \text{ HA8/ml} = 2.51 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$

• **Sens y-y :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.33 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.01 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{y-y}^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.33 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.52 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{y-y}^a = 5 \text{ HA8/ml} = 2.51 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$

 **En travée :**

• **Sens x-x :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.32 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.047 \Rightarrow \beta = 0.9755$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.32 \times 10^3}{0.9755 \times 13 \times 348} = 2.56 \text{ Cm}^2$$

On opte pour : $A_{x-x}^t = 5 \text{ HA12/ml} = 5.65 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$

• **Sens y-y :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.33 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.33 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.517 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{y-y}^t = 5 \text{ HA8/ml} = 2.51 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$

III.4.4. Vérification à L'ELU :

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

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspond au taux d'armature suivant:

• **Sens x-x :**

On à : $\omega_0 = 0.8 \times 10^3$ pour les aciers de nuance f_e E400 ;

On à : ω : le pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x

$$A_{x\min} \geq \left(\frac{3-\rho_x}{2}\right) b \times h \times \omega_0$$

$$A_x^{min} \geq \left(\frac{3-0.72}{2}\right) 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} = 1.368 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 1.368 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2.51 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 5.65 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_x > A_x^{min} \Rightarrow \text{Condition verifier.}$$

• **Sens y-y :**

On à : $\omega_0 = 0.8 \times 10^3$ pour les aciers de nuance f_e E400 ;

On à : ω : le pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x

$$A_{x\min} \geq \left(\frac{3-\rho_x}{2}\right) b \times h \times \omega_0$$

$$A_x^{min} \geq \left(\frac{3-0.72}{2}\right) 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} = 1.368 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^{min} = 1.242 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2.51 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 2.51 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_y^t > A_x^{min} \Rightarrow \text{Condition verifier.}$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

❖ **Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :**

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition verifier.}$$

❖ **Ecartement des barres :**

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

$$\text{Armatures //à } l_x : A_x // l_x : S_t = 20 \text{ cm} < (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\text{Armatures //à } l_y : A_y // l_y : S_t = 20 \text{ cm} < (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Condition de non poinçonnement :

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

$$P_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_c 28}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.2.42}).$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée.

Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 (U + V) = 2 (0,90 + 0,90) = 3,6 \text{ m.}$$

$$P_u = 108 \text{ KN} \leq 0,045 \times 3,6 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 405 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

❖ **Contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U} \geq T_{max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{108}{(2 \times 0,9) + 0,9} = 40 \text{ kn.}$$

$$\text{Au milieu de V} \geq T_{max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{108}{(2 \times 0,9) + 0,9} = 40 \text{ kn.}$$

$$T_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{40}{1 \times 0,12} = 333,33 \text{ kn/m}^2 = 0,34 \text{ Mpa} < 0,07 \frac{f_c 28}{\gamma_b} = 1,167 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.6.5. Vérification à L'ELS :

1- calcul des moments :

a) moment dû au système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_{x1} = p_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{x2} = p_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$M_1 = 0,121$$

$$M_2 = 0,079$$

▪ **A L'ELS : $\nu = 0,2$**

$$M_{x1} = p_s \times (M_1 + \nu M_2) \Rightarrow M_{x1} = 80 \times (0,121 + 0,2 \times 0,079) = 10,944 \text{ Kn.m}$$

$$M_{y1} = p_s \times (M_2 + \nu M_1) \Rightarrow M_{x2} = 80 \times (0,079 + 0,2 \times 0,121) = 8,256 \text{ Kn.m}$$

b) moment du poids propre de la dalle pleine :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q_u$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

▪ A L'ELS : $\begin{cases} \nu = 0,2 \\ \rho = 0,72 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0658 \\ \mu_y = 0,464 \end{cases}$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q_s \Rightarrow M_{x2} = 0,0658 \times 1,70^2 \times 4,755 = 0,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.464 \times 0.90 = 0.42 \text{ KN.m}$$

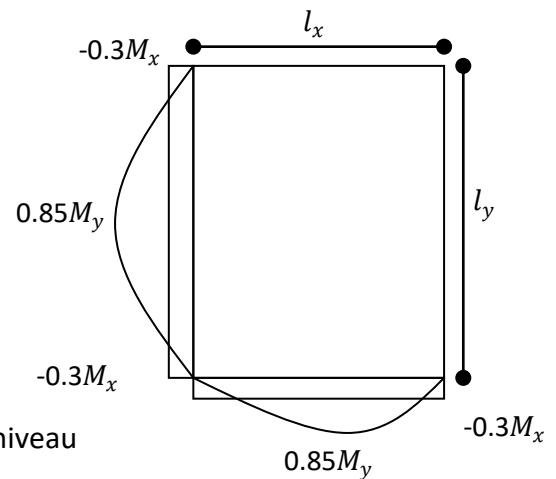
c) **superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.944 + 0.90 = 11.84 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.256 + 0.42 = 8.68 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau Des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant Le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.



d) **Correction des moments :**

✚ **Les moments en travée :**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 11.84 = 10.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.68 = 7.38 \text{ KN.m}$$

✚ **Les moments aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3M_x = -0.3 \times 11.84 = -3.55 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 8.68 = -2.60 \text{ KN.m}$$

3. calcul des moments :

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

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

La section est rectangulaire ;

la nuance des aciers est de fe E400 ;

$$\alpha \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad y = \frac{M_u}{M_s}$$

✚ **Aux appuis :**

✓ **Sens x-x :**

$$\mu_b = \frac{M_s^{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.55 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014 \Rightarrow \alpha = 0.0176$$

$$Y = \frac{M_u^{ax}}{M_s^{ax}} = \frac{3.40}{3.55} = 0.958 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.0176 \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.229 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_S^{ay}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.60 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010 \Rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$Y = \frac{M_u^{ax}}{M_S^{ax}} = \frac{2.33}{2.60} = 0.896 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.0126 \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.198 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ En travée :

✓ Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_S^{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.06 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.042 \Rightarrow \alpha = 0.0536$$

$$Y = \frac{M_u^{ax}}{M_S^{ax}} = \frac{11.32}{10.06} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.0536 \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.315 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_S^{ay}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.38 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030 \Rightarrow \alpha = 0.0381$$

$$Y = \frac{M_u^{ax}}{M_S^{ax}} = \frac{7.745}{7.38} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.0381 \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.275 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

2- Etat limite de fissuration :

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

3- Vérification au poinçonnement :

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

$$q_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.2.42}).$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée.

Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 (U + V) = 2 (0,90 + 0,90) = 3,6 \text{ m.}$$

$$q_u = 5.563 \text{ KN} \leq 0,045 \times 3,6 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 405 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.4. ETUDE DES ESCALIERS :

III.4.1. Définition :

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

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III-4-2 : Terminologie :

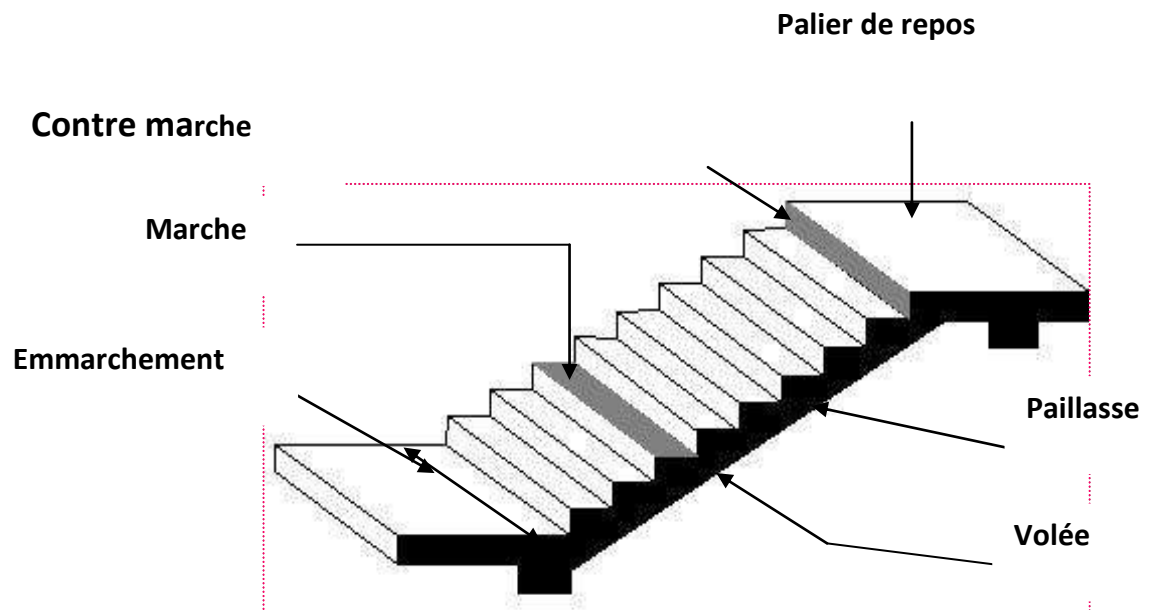


Figure III.19 : Principaux termes relatifs à un escalier

h = hauteur de la contr

g = largeur de la marche

n = nombre de hauteur (contre marche)

$(n-1)$ = nombre de giron (marche)

L = portée de l'escalier

e = épaisseur de la paillasse

Marche : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n-1$.

Contre marche : c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = \frac{H}{h}$.

Avec : **H** : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Hauteur de la contre marche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

h le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

Giron « g » : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$.

La volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

Le palier : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'embranchement : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'embranchement doit être : $L \geq 120 \text{ cm}$. Ou $L \geq 3g$.

Le rapport $(r = h/g)$ est appelé raideur de l'escalier.

III-4-3 : Les différents types d'escaliers :

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

- À cartier tournants ;
- À palier intermédiaire ;
- À la Française (limon apparent sur le coté) ;
- À l'anglaise (marche en débord sur le limon).

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, L'escalier du RDC et l'étage de service sont des escaliers balancés double tournant. Quand aux escaliers des autres niveaux, ils sont des escaliers de deux volées et un palier intermédiaire.

① 1^{ère} Type Escalier : escalier balancé (RDC-Etage de service) :

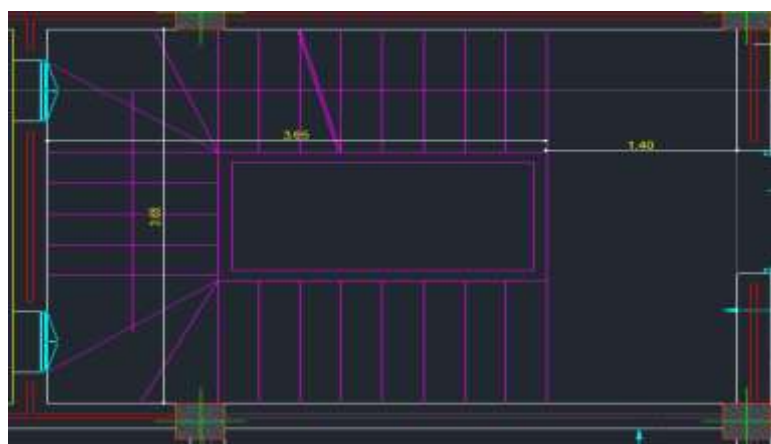


Figure III. 3. Présentation schématique de la cage d'escalier

III.4.3. Pré-dimensionnement :

III.4.3. 1. Dimensionnement du giron et contre marche :

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

- **Formule de BLONDEL:** $59\text{ cm} \leq g+2h \leq 66\text{ cm}$

Avec :

g: le giron

h: la hauteur de la contre marche

Pour qu'un escalier soit confortable il faut que : $14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$

On prend : $h = 17\text{ cm}$

- **Vérification de la loi de BLONDEL:**

$$59\text{ cm} \leq g+2h \leq 66\text{ cm}$$

Nous avons :

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

$$h = 17\text{ cm.}$$

$$59\text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\text{ cm}$$

$$59\text{ cm} \leq 64 \leq 66\text{ cm} \dots \dots \dots \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul du nombre de contre marches et de marches :**

Soit n le nombre de contre marches et m le nombre de marches.

$$H_{TOT} = 4.59\text{ m} \qquad h = 17\text{ cm}$$

$$\text{Donc : } n = 27 \text{ contre marches } m = n-1 = 26 \text{ marches}$$

Soit n le nombre de contre marches, et m le nombre de marches.

$$H_{TOT} = 459\text{ cm} \quad ; \quad h = 17\text{ cm} \quad ; \quad \text{donc : } n = 27$$

Les 27 marches seront réparties de la manière suivante :

Volée 1 et 3 : $n = 9$ contre marches ; **Donc :** $m = n-1 = 8$ marches.

Volée 2 : $n = 5$ contre marches ; **Donc :** $m = n-1 = 4$ marches.

Quartiers tournants 1 et 2 : $n = 4$ contre marches ; **Donc :** $m = n-1 = 3$

Comme les volées 1 et 3 sont identiques, nous aurons donc à étudier deux paillasses comme suit :



Figure III.4. Schéma statique d'escalier balancé Volée 2

III.4.3. 2. Epaisseur de la paillese et du palier :

Prenant compte des recommandations BAEL 91 la paillese prendre une épaisseur comprise dans l'intervalle :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec ; } L : \text{longueur entre nus d'appuis, } e_p : \text{épaisseur de la paillese}$$

• **Volée 1 et 3**

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{365} = 0.42 \Rightarrow \alpha = 22.74^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.92$$

Donc la portée $L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} = 1.40 + \frac{365}{0.92} = 536.74 \text{ cm.}$

D'où $\frac{536.74}{30} \leq e_p \leq \frac{536.74}{20}$

$17.89 \text{ cm} \leq e_p \leq 26.84 \text{ cm}$

Soit $e_p = 20 \text{ cm,}$

• **Volée 2**

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{365} = 0.42 \Rightarrow \alpha = 22.74^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.92$$

Donc la portée $L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} = 1.40 + \frac{365}{0.92} = 396.74 \text{ cm.}$

D'où $\frac{396.74}{30} \leq e_p \leq \frac{396.74}{20}$

$13.22 \text{ cm} \leq e_p \leq 19.37 \text{ cm}$

Soit $e_p = 20 \text{ cm,}$

Nous adopterons une épaisseur de paillese identique pour toutes les volées et tout les niveaux qui est égale à **ep=20 cm.**

• **Détermination des charges et surcharges :**

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillese, on pourrait admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillese, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes :

➤ **La paillese**

Poids des marches..... $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 2.125\text{KN/ml}$

Poids de la volée..... $25 \times \frac{0.15}{\cos 27.13} \times 1 = 4.21 \text{ KN/ml}$

Poids des revêtements (carrelage+mortier+lit de sable) :

..... $(22 \times 0.02 + 22 \times 0.02 + 18 \times 0.02) = 1.24\text{KN/ml}$

Enduit de plâtre..... 10x0.02x1 = 0.20KN/m

Poids des gardes corps..... = 0.20KN/ml

$$\underline{G = 7.98 \text{ KN/ml}}$$

➤ **Le palier**

Poids de la dalle.....25x0.15x1 = 3.75KN/ml

Enduit de plâtre.....10x0.02x1 = 0.20KN/ml

Poids des revêtements..... = 1.24KN/ml

$$\underline{G = 5.19\text{KN/ml}}$$

b) Surcharges d’exploitations :

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

$$Q = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III.4.3. 3. Calcul à l’ELU :

➤ **Combinaison des charges :**

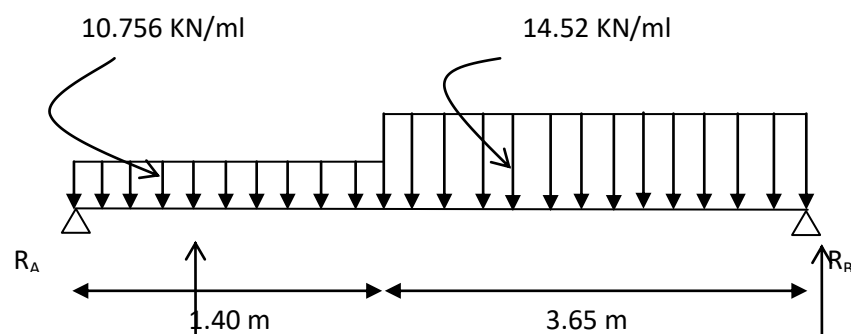
Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 2.5 = 10.756 \text{ KN/ml}$.

Paillasse : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 7.98 + 1.5 \times 2.5 = 14.52 \text{ KN/ml}$.

➤ **Calcul des efforts internes :**

1. Etude des paillasses 1 et 3 :

Les calculs sont faits avec les formules classiques de la RDM.



❖ **Réactions d’appuis :**

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10.756 \times 1.40 + 14.52 \times 3.65 = 68.27 \text{ KN}.$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times (1.40 + 3.65) - 10.756 \times 1.40 \times \frac{1.40}{2} - 14.52 \times 3.65 \times \left(\frac{3.65}{2} + 1.40 \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 36.06 \text{ KN}$$

$$R_A = 32.21 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des efforts internes:**

✚ **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40$ m**

a) Le moment fléchissant :

$$M_z(x) = 10.756 (x^2/2) + 32.21 (x)$$

Pour $x = 0 \longrightarrow M(0) = 0$

Pour $x = 1.40 \longrightarrow M(1.40) = 34.55$ KN.m

b) Efforts tranchants :

$$T_y = -10.756 x + 32.21$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \longrightarrow T_y = 32.21 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.40 \longrightarrow T_y = 17.15 \text{ KN} \end{array} \right.$$

c) Calcul du moment maximal « M max » :

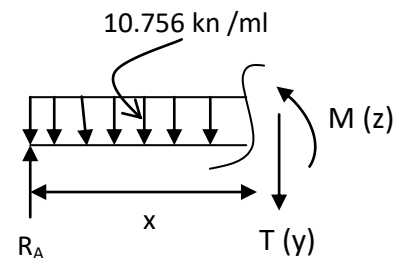
$$\frac{d(M_z)_x}{dx} = -T_y \text{ Donc : } T_y = 0 \rightarrow M_z = M \text{ max}$$

$$T_y = 0 \rightarrow T_y = 32.21 - 10,756 x = 0 \rightarrow x = 2.99 \text{ m}$$

$$M_z(x) = 10.756 (x^2/2) + 32.21 (x)$$

$M_z(2.99) = 48.23$ KN.m et $T_y(2.99) = 0$

$x = 2.99 \text{ m} \longrightarrow M(2.99) = 48.23$ KN.m



✚ **2eme tronçon : $0 \leq x \leq 3.65$ m**

a) Le moment fléchissant :

$$M_z(x) = -14.52 (x^2/2) + 36.06 (x)$$

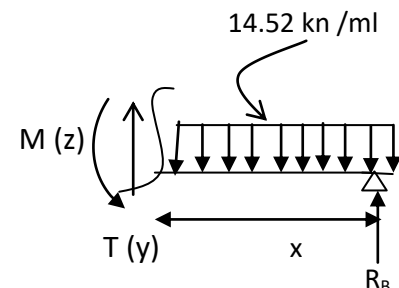
Pour $x = 0 \longrightarrow M(0) = 0$

Pour $x = 3.65 \longrightarrow M(3.65) = 34.90$ KN.m

b) Efforts tranchants :

$$T_y = 14.52 x - 36.06$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \longrightarrow T_y = -36.06 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3.65 \longrightarrow T_y = 16.94 \text{ KN} \end{array} \right.$$



En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 34.90 = 29.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.3 \times 34.90 = -10.47 \text{ KN.m}$$

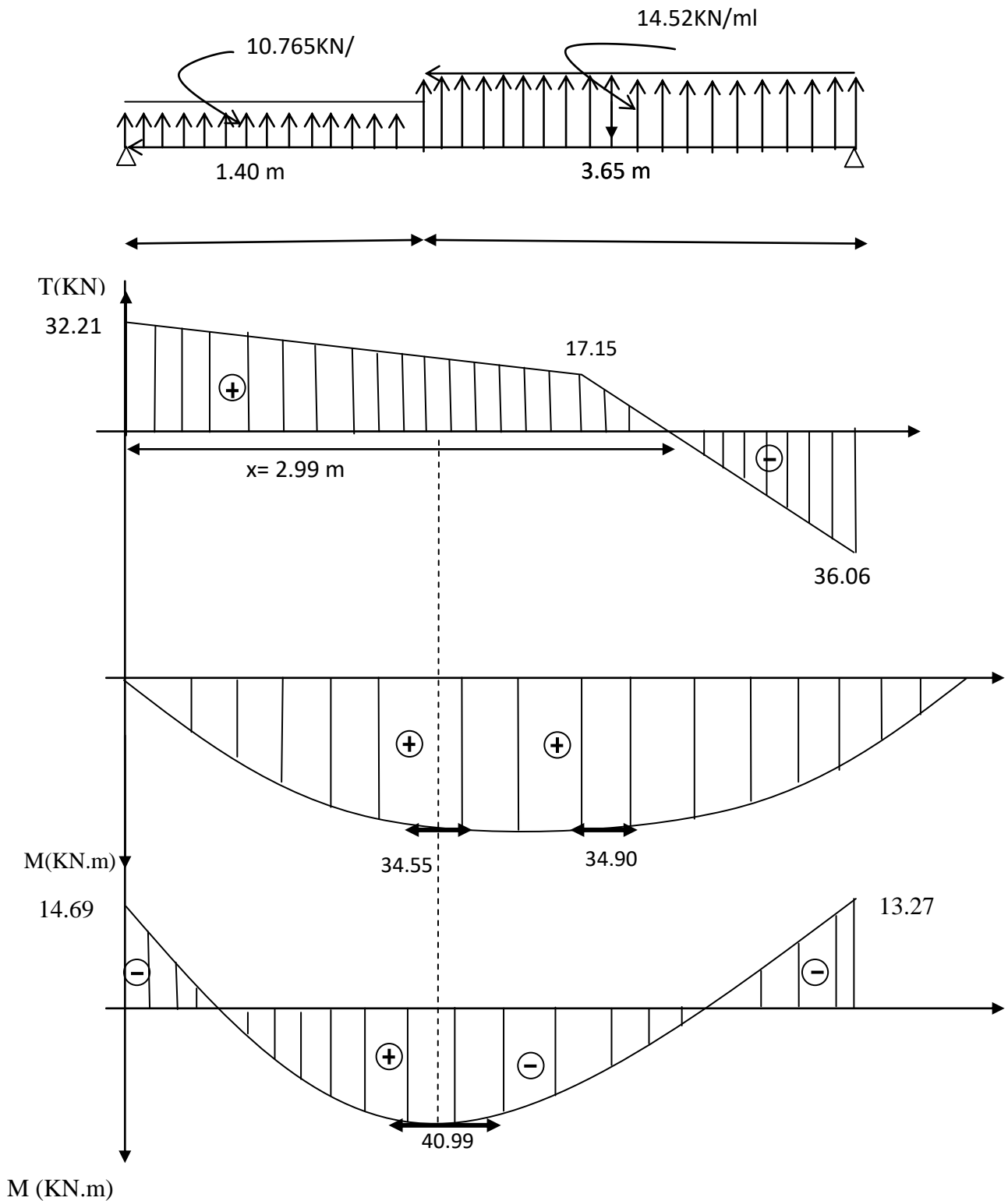


Fig. III.12. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

- Etude de paillasse 2 (volée 2):

1. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{14.52 \times 3.65}{2} = 26.50 \text{ kn}$$

2. Calcul des efforts internes:

- ✚ Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 3.65$ m

- a. Moments fléchissant

$$M_z(x) = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

Pour $x=0 \rightarrow M_z(x)=0$

Pour $x=3.65 \rightarrow M_z(x)=24.18 \text{ KN.m}$

$M_z(x)$ atteints sa valeur maximale à $x=3.65/2 = 1.825$ m

$$M_z(x) = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{14.52 \cdot 1.825^2}{8} = 6.045 \text{ kn.m}$$

Les efforts tranchants :

$$T(x) - 26.50 + 14.52 x = 0$$

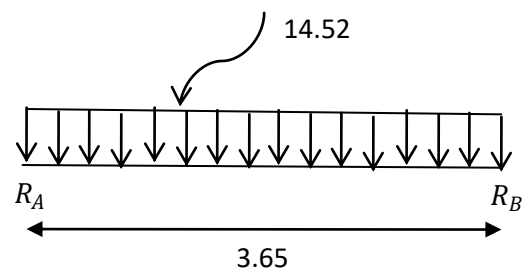
Pour $x=0 \rightarrow t_y(x)=26.50 \text{ kn}$

Pour $x=3.65 \rightarrow t_y(x)=26.50 \text{ KN}$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 24.18 = 20.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = - 0.3 \times 24.18 = - 7.25 \text{ KN.m}$$



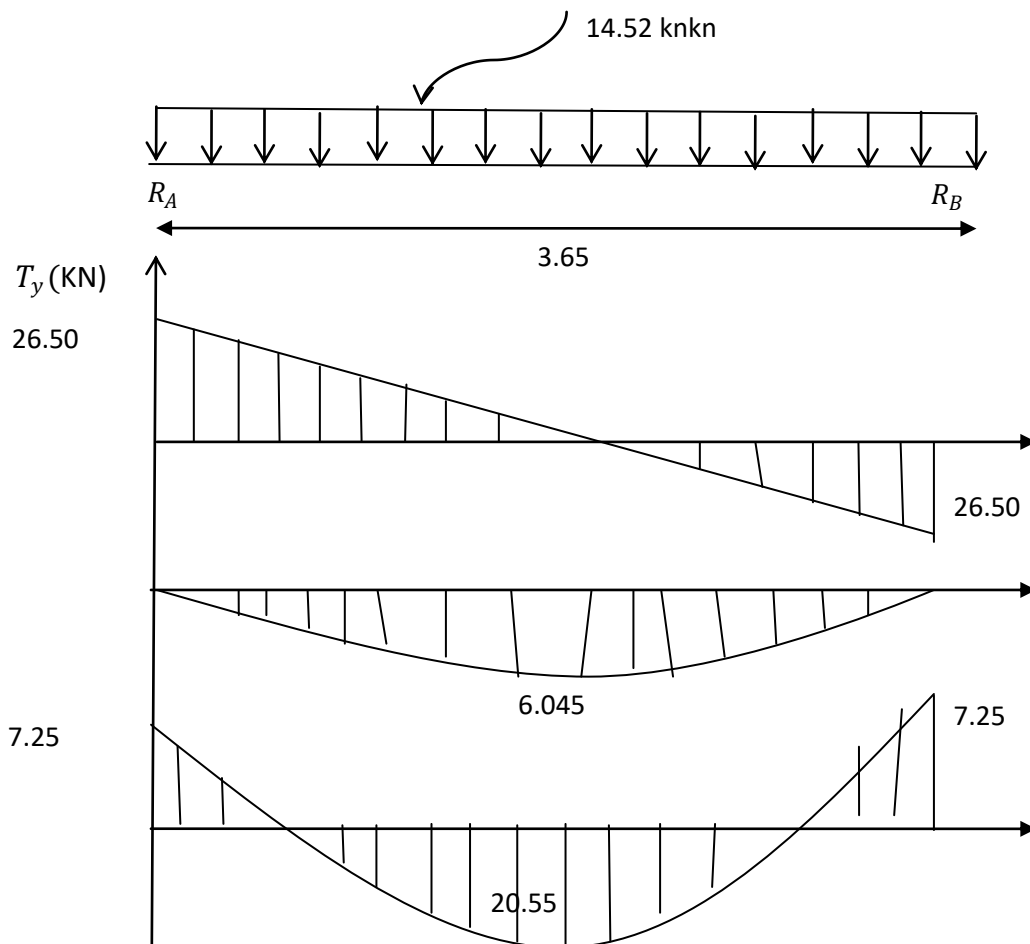


FIGURE III-5-5 : diagramme des efforts internes à l'ELU (paillasse 2)

III-5-4- ferrailage des paillasses 1 et 3 :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (ep =20 cm).

1- Calcul des armatures :

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

b = 100 cm ; c = 2 cm ; d = 13 cm.

a) En travée :

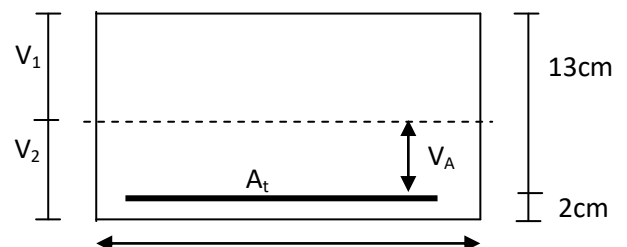
$$M_u^t = 37.57 \text{ KN m}$$

1. Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{40.99 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.170 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.170 \Rightarrow \beta = 0.906$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{40.99 \times 10^3}{0.906 \times 13 \times 348} = 10.00 \text{ cm}^2$$



Soit 5 HA 16 = 10.05 cm² avec un espacement S_t = 20 cm

1. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10.04}{4} = 2.51 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10/ml = 3.12 cm² avec un espacement S_t =20 cm.

b) En appui :

$$M_u^a = 14.69 \text{ KN m}$$

b1- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{14.69 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.061 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.061 \Rightarrow \beta = 0.9685$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{14.69 \times 10^3}{0.9685 \times 13 \times 348} = 3.35 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 = 3.92 cm² avec un espacement S_t = 20 cm²

b2- Armatures de repartions :

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

Soit 4 HA 8/ml = 2.01 cm² , avec un espacement S_t = 25 cm²

III-5-5- ferrailage des paillasses 2 :

a) En travée :

$$M_u^t = 20.55 \text{ KN m}$$

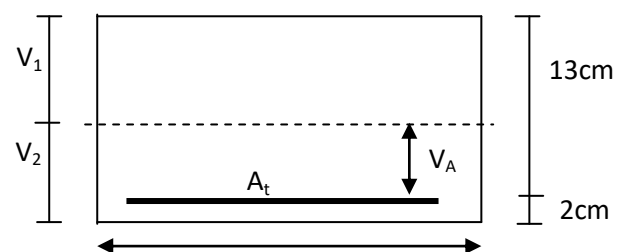
2. Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{20.55 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.085 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.086 \Rightarrow \beta = 0.955$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{20.55 \times 10^3}{0.955 \times 13 \times 348} = 4.76 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 12 = 5.65 cm² avec un espacement S_t = 20 cm



2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8/ml = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25 cm.

b) En appui :

$$M_u^a = 7.25 \text{ KN m}$$

b1- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.25 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.030 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.25 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8 = 2.51 cm² avec un espacement S_t = 20 cm²

b2- Armatures de repartions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ m}^2$$

Soit 4 HA 8/ml = 2.01 cm² , avec un espacement S_t = 25 cm²

III.4.4. Les vérifications à l'ELU :

III.4.4.1. Vérification de la non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91]

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

1) Paillasse 1 et 3

- **En travée** A_t = 10.05 cm² > A_{min} condition vérifiée.
- **Aux appuis** : A_a = 3.92 cm² > A_{min} condition vérifiée.

2) Paillasse 2

3) **En travée** A_t = 5.65 cm² > A_{min} condition vérifiée.

4) **Aux appuis** : A_a = 2.51 cm² > A_{min} condition vérifiée.

III.4.4.2. Vérification de contrainte tangentielle : [Art A 5.1,2/BAEL 91]

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

Avec V_u : effort tranchant maximal

$$V_u = 26.50 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{26.50 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.203 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.226 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III.4.4.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :

[Art A.5.1.313/BAEL 91]

On doit vérifier que : $T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab$ Avec $a \leq 0.9 d$

$$T_{\max} = 26.50 \text{ KN} < 0.4 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.13 \times 1 = 780 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.4.4.4. Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{ij} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : $\psi = 1.5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d.\sum u} = \frac{26.50 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 12 \times 3.14 \times 4} = 1.50 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ la condition est vérifiée.

III.4.4.4.1. Ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{sc} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

III.4.4.4.2. Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 L_s pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 19,93 \text{ cm.}$$

III.4.4.4.3. Espacement des barres :

- Armatures principales : S_{t max} = 20 cm ≤ min {3h ; 33 cm} = 33 cm.
- Armatures de répartition : S_{t max} = 25 cm ≤ min {4h ; 45 cm} = 45 cm

III.4.5. Calcul à l'ELS:

➤ Combinaison des charges :

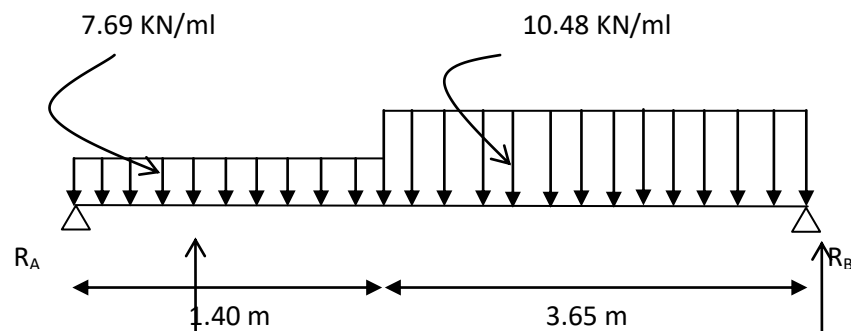
Palier : q_s = G + Q = 5.19 + 2.5 = 7.69 KN/ml.

Paillasse : q_s = G + Q = 7.98 + 2.5 = 10.48 KN/ml.

➤ Calcul des efforts internes :

2. Etude des paillasses 1 et 3 :

Les calculs sont faits avec les formules classiques de la RDM.



❖ Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 7.69 \times 1.40 + 10.48 \times 3.65 = 49.02 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times (1.40 + 3.65) - 7.69 \times 1.40 \times \frac{1.40}{2} - 10.48 \times 3.65 \times \left(\frac{3.65}{2} + 1.40 \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 25.92 \text{ KN}$$

$$R_A = 23.10 \text{ KN}$$

❖ Calcul des efforts internes:

➤ 1^{er} tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.40 m

d) Le moment fléchissant :

$$Mz(x) = 7.69 (x^2/2) + 23.10 (x)$$

Pour $x = 0 \longrightarrow M(0) = 0$

Pour $x = 1.40 \longrightarrow M(1.40) = 24.80 \text{ KN.m}$

e) Efforts tranchants :

$$T_y = -7.69 x + 23.10$$

Pour $x = 0 \longrightarrow T_y = 23.10 \text{ KN}$

Pour $x = 1.40 \longrightarrow T_y = 12.33 \text{ KN}$

f) Calcul du moment maximal « M max » :

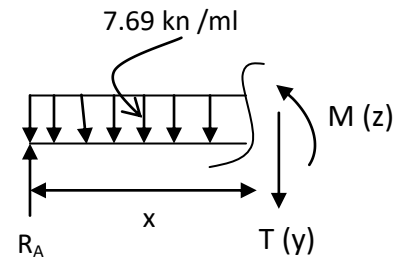
$$\frac{d(M_z)x}{dx} = -T_y \text{ Donc : } T_y = 0 \rightarrow Mz = M \text{ max}$$

$$T_y = 0 \rightarrow T_y = 23.10 - 7.69 x = 0 \rightarrow x = 3.00 \text{ m}$$

$$Mz(x) = 7.69 (x^2/2) + 23.10 (x)$$

$Mz(3.00) = 34.69 \text{ KN.m}$ et $T_y(3.00) = 0$

$x = 3.00 \text{ m} \longrightarrow M(3.00) = 34.69 \text{ KN.m}$



2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 3.65\text{m}$

c) Le moment fléchissant :

$$Mz(x) = -10.48 (x^2/2) + 25.92 (x)$$

Pour $x = 0 \longrightarrow M(0) = 0$

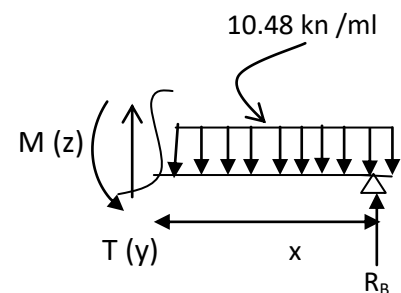
Pour $x = 3.65 \longrightarrow M(3.65) = 24.80 \text{ KN.m}$

d) Efforts tranchants :

$$T_y = 10.48 x - 25.92$$

Pour $x = 0 \longrightarrow T_y = -25.92 \text{ KN}$

Pour $x = 3.65 \longrightarrow T_y = 12.33 \text{ KN}$



En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 24.80 = 21.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.3 \times 24.80 = -7.44 \text{ KN.m}$$

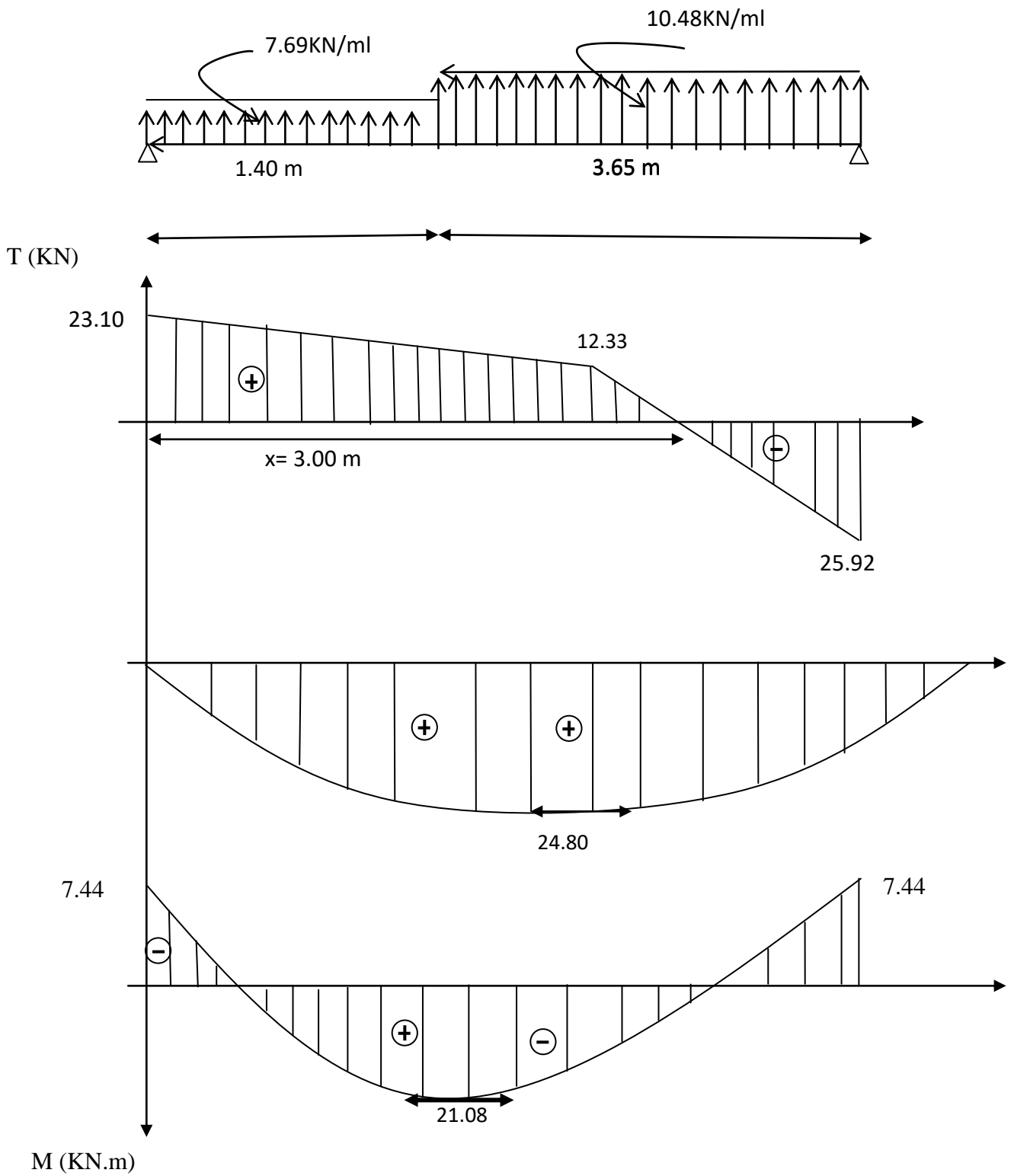
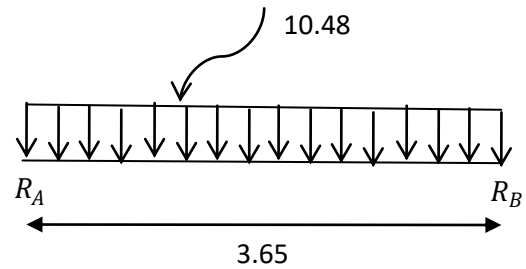


Fig. III.14. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

- Etude de paillasse 2 (volée 2):

3. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q.L}{2} = \frac{10.48 \times 3.65}{2} = 19.13 \text{ kn}$$



4. Calcul des efforts internes:

✚ Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 3.65 \text{ m}$

b. Moments fléchissant

$$Mz(x) = \frac{q.L^2}{8}$$

Pour $x=0 \rightarrow Mz(x)=0$

Pour $x=3.65 \rightarrow Mz(x)=17.45 \text{ KN.m}$

$Mz(x)$ atteints sa valeur maximale à $x = 3.65/2 = 1.825 \text{ m}$

$$Mz(x) = \frac{q.L^2}{8} = \frac{10.48 \cdot 1.825^2}{8} = 4.36 \text{ kn.m}$$

Les efforts tranchants :

$$T(x) - 19.13 + 10.48 x = 0$$

Pour $x=0 \rightarrow ty(x)=19.13 \text{ kn}$

Pour $x=3.65 \rightarrow ty(x)=19.13 \text{ KN}$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 15.45 = 14.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = - 0.3 \times 17.45 = - 5.23 \text{ KN.m}$$

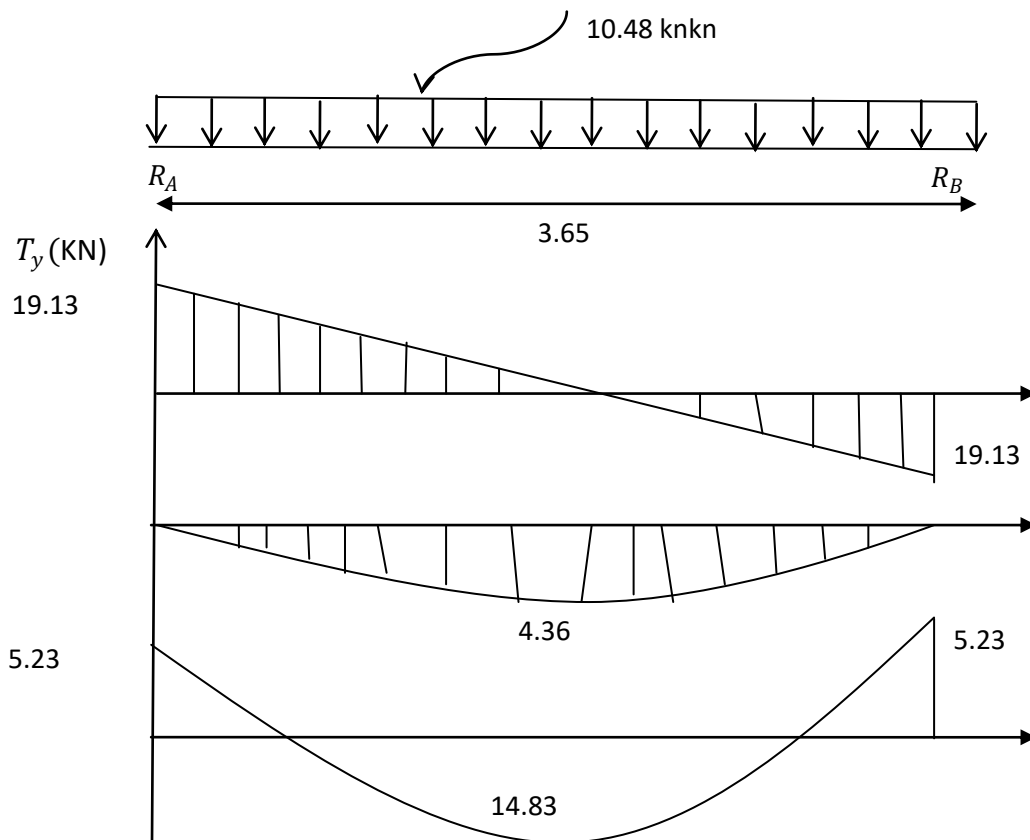


FIGURE III-5-5 : diagramme des efforts internes à l'ELS (paillasse 2)

III-5-8- vérification à l'ELS :

A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

Paillasse 1 et 3:

- Contrainte dans l'acier :
- Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

En travée : $\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 10.05}{100 \times 13} = 0,78 \Rightarrow K_1 = 24.37 \text{ et } \beta_1 = 0,873$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{14.83 \times 10^3}{0.873 \times 13 \times 10.05} = 130.022 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{130.022}{24.37} = 5.33\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\text{vérifiée.}$

En appui :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0,299 \Rightarrow K_1 = 43.14 \text{ et } \beta_1 = 0,915$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5.23 \times 10^3}{0.915 \times 13 \times 3.92} = 112.16\text{MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{112.16}{43.14} = 2.6\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\text{vérifiée.}$

III.4.7. Vérification de la flèche :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{505} = 0,0297 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 1.01\text{cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_{\max} L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

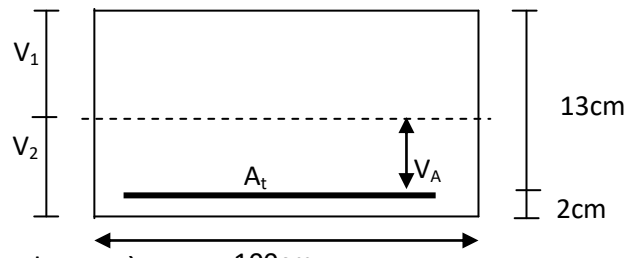
\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.865\text{MPa} ;$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

V_1 : position de l'axe neutre $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$;



B_0 : aire de la section homogène. 100cm

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

A_t : section d'armatures tendues

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 10.05 = 1650.75 \text{ cm}^2$$

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 10.05 \times 13 = 13209.75 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{13209.75}{1650.75} = 8.00 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 8.00 = 7.00 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_A)^2 = \frac{100}{3} (78.00^3 + 7.00^3) + 15 \times 10.05 (7.00 - 2)^2 = 32268.75 \text{ cm}^4$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisé calculé par rapport au centre de gravité

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \max L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{10.48 \times (5.05)^4 \times 10^3}{10818.866 \times 32268.75 \times 10^{-2}} = 0.025$$

$f = 0.025 < \bar{f} = 1,01$ condition vérifiée

Paillasse 2:

- **Contrainte dans l'acier :**
- **Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91)**

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{En travée : } \rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0,429 \Rightarrow K_1 = 35.00 \text{ et } \beta_1 = 0,900$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{21.08 \times 10^3}{0.900 \times 13 \times 5.65} = 318.88 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{318.88}{35.00} = 9.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

En appui :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0,192 \Rightarrow K_1 = 55.42 \text{ et } \beta_1 = 0,929$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{7.44 \times 10^3}{0.929 \times 13 \times 2.51} = 245.44 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{245.44}{55.42} = 4.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.4.7. Vérification de la flèche :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{505} = 0,019 \leq \frac{1}{16} = 0,0625$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.73 \text{ cm}$$

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

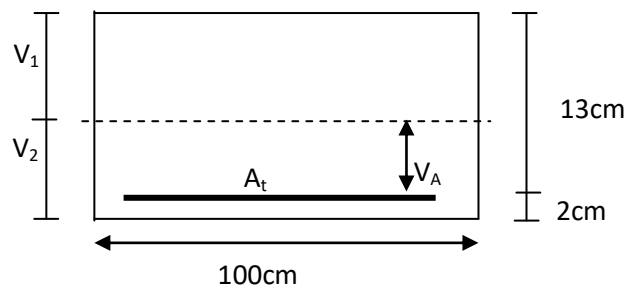
\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{\frac{f}{c28}} = 3700 \sqrt[3]{\frac{0.73}{25}} = 10818.865 \text{ MPa} ;$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

V_1 : position de l'axe neutre $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$;



B_0 : aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

A_t : section d'armatures tendues

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 12351.75 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_A)^2 = \frac{100}{3} (7.79^3 + 7.21^3) + 15 \times 5.65 (7.21 - 2)^2 = 30551.61 \text{ cm}^4$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{10.48 \times (3.65)^4 \times 10^3}{10818.866 \times 30551.61 \times 10^{-2}} = 0.0073$$

$f = 0.0073 < \bar{f} = 1,01$ condition vérifiée

Ⓜ 2^{eme} Type Escalier : escalier en deux volée (Etage courant-Etage en attique) :

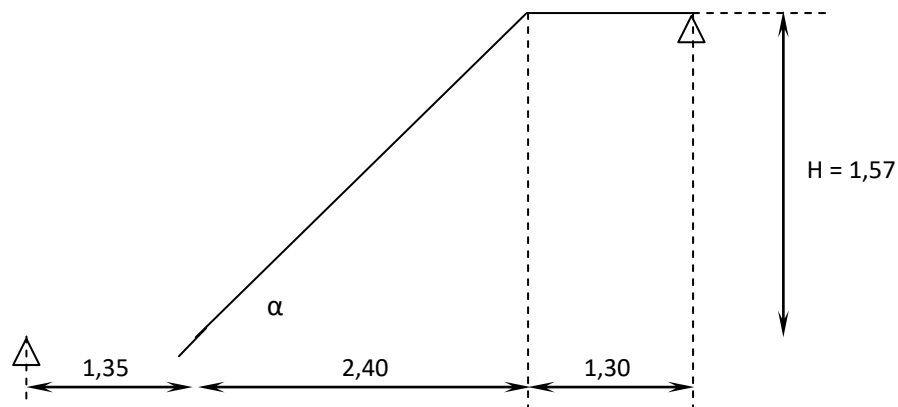
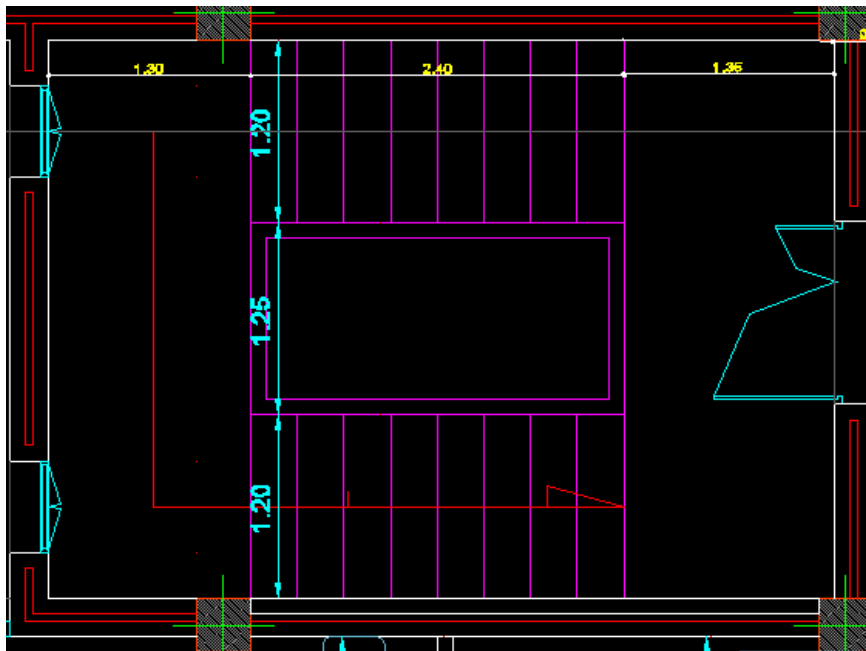


Fig III-5 : Vue en plan escalier type 2

n : Nombre des marches ;

n-1 : Nombre des contre marches ;

Avec une hauteur d'étage de 3 .06m, nous avons :

Hauteur de marche : h =17 cm .

Nombre de contre marche : n = 306

$$n=H/h$$

$$n= 153/17=9$$

On prend : n = 9 marches.

On aura alors : n-1 = 8 marches réparties sur deux volées de 9 marches chacune.

La relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable c'est la relation de BLONDEL.

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$$

Pour h = 17 cm ,on aura : $59 \text{ cm} \leq 2(17)+g \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 32 \text{ cm}$

On prend : g = 30 cm

b-2 Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$$

$g+ 2h =64 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

b-3 dimensionnement de la paillasse :

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20}$$

$L=9 \times 30 = 270 \text{ cm}$

$Tg \alpha = H / L \rightarrow Tg \alpha = 153 / 270 = 0,6 \rightarrow \alpha = 30,96^\circ$

$Cos \alpha = L / L_0 \rightarrow L_0 = L / cos \alpha = 314,86 \text{ cm}$

- Longueur de la paillasse:

$L'=L_2+L_1+L_3= 135 + 314,86 + 130 = 579.86 \text{ cm.}$

D'ou : $\frac{579.86}{30} \leq ep \leq \frac{579.86}{20} \rightarrow 19.33 \text{ cm} \leq ep \leq 28.99 \text{ cm} ;$

On prend ep = 25 cm

III-3-2- Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse ;on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse .

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

1-Charges permanentes :

➤ **La paillasse**

Poids des marches..... $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 2.125 \text{ KN/ml}$

Poids de la volée..... $25 \times \frac{0.15}{\cos 27.13} \times 1 = 4.21 \text{ KN/ml}$

Poids des revêtements (carrelage+mortier+lit de sable) :

..... $(22 \times 0.02 + 22 \times 0.02 + 18 \times 0.02) = 1.24 \text{ KN/ml}$

Enduit de plâtre..... $10 \times 0.02 \times 1 = 0.20 \text{ KN/m}$

Poids des gardes corps..... $= 0.20 \text{ KN/ml}$

G = 7.98 KN/ml

➤ **Le palier**

Poids de la dalle..... $25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$

Enduit de plâtre..... $10 \times 0.02 \times 1 = 0.20 \text{ KN/ml}$

Poids des revêtements..... $= 1.24 \text{ KN/ml}$

G = 5.19 KN/ml

a) Surcharges d'exploitations :

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

$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$

• **Palier :**

Elément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la dalle	3.75
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1.57
	$G_1 = 5,3$
	$Q_1 = 2,5$

• **Volée :**

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 7,28$
- Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
- Enduit de ciment (1,5 cm)	$22 \times 0,015 = 0,33$
- Poids propre du garde corps	0,2
	$G_2 = 11,18$
	$Q_2 = 2,5$

Combinison des charges :

- **A L'ELU :**
- **palier :** $q_u = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 5,3 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 10,90 \text{ KN/m.}$
- **volée :** $q_u = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 11,18 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 18,84 \text{ KN/m.}$

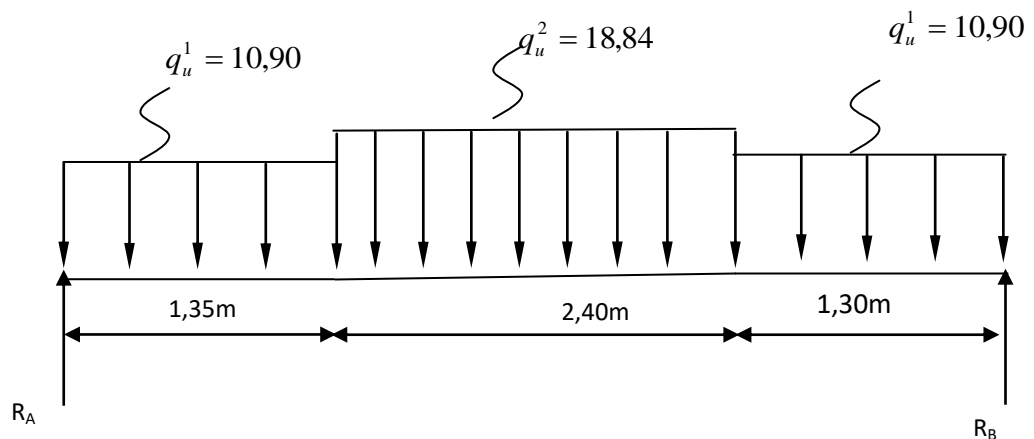
II-3-3- calcul des efforts internes :

a- Réaction d'appuis :

D'après les formules de RDM

$R_A = 36.961 \text{ KN}$

$R_B = 37.14 \text{ KN}$



b- Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

b-1- Efforts tranchants :

- **1^{ier} tronçon : $0 \leq X \leq 1,35\text{m}$**

Pour $x=0$ $T(0) = 36.96 \text{ KN}$

Pour $x = 1,35$ $T(x) = -22.246 \text{ KN}$

- **2^{ier} tronçon : $1,35\text{m} \leq X \leq 3.75\text{m}$**

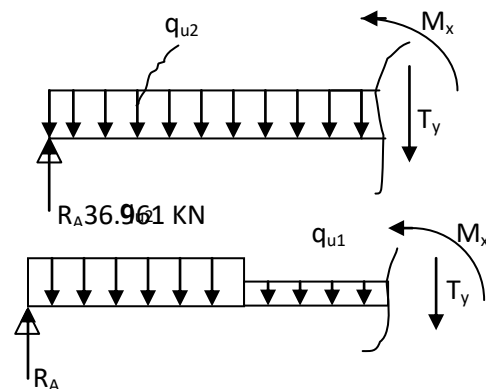
Pour $x = 1,35\text{m}$ $T(1,35) = -22.246 \text{ KN}$

Pour $x = 3.75\text{m}$ $T(3.75) = -22.97 \text{ KN}$

- **3^{ier} tronçon : $3.75\text{m} \leq X \leq 5.05\text{m}$**

Pour $x = 3.75$ $T(3.75) = -22.97 \text{ KN}$

Pour $x = 5.05$ $T(5.05) = -37.14 \text{ KN}$



Calcul de moment fléchissant :

1^{ieme} tronçon : $1,8 \leq x \leq 4,5\text{m.}$

$$\begin{cases} x = 0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1.35 & M(x=1,35) = 39.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ieme} tronçon : $1,35 \leq x \leq 3,75m$.

$$\begin{cases} x = 1,35 & , & M(x=1,35) = 39,96 \text{ KN.m.} \\ x = 3,75 & M(x=3,75) = 39,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ieme} tronçon : $3,75 \leq x \leq 5,05m$.

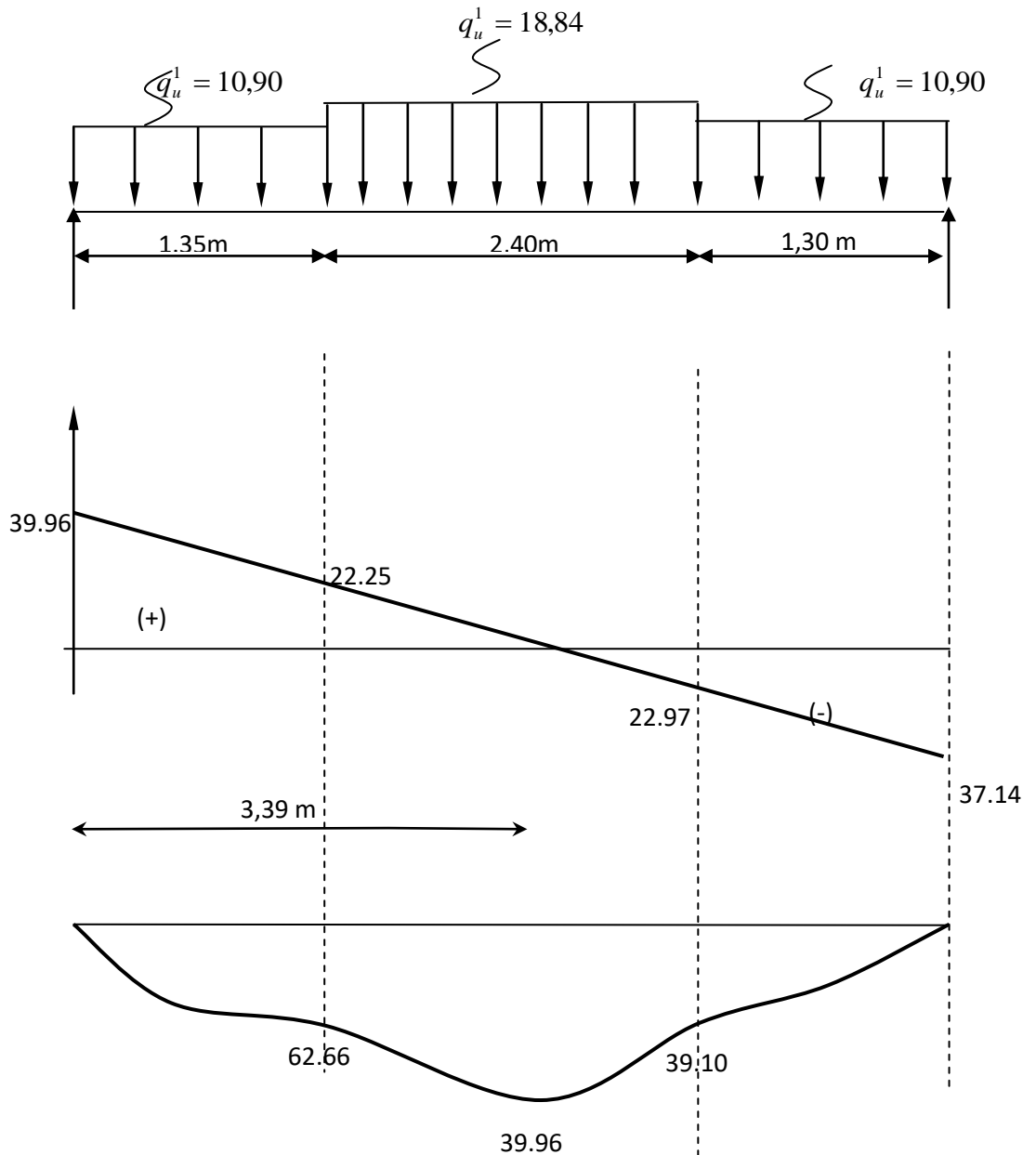
$$\begin{cases} x = 3,75 & , & M(x=3,75) = 39,139 \text{ KN.m.} \\ x = 5,05 & M(x=5,05) = -26,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La valeur du moment maximum est à :

$X = 3,39 \Rightarrow M_{\max} = 62,66 \text{ KN.m}$

III-3-6-3) diagramme des sollicitations :

A l'ELU :



III-3-6-3) diagramme des sollicitations :

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{u\ app} = (0,3) M_{umax} = (-0,3) \times 62.66 = -18.80 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85) M_{umax} = (0,85) \times 62.66 = 50.13 \text{ KN.m}$$

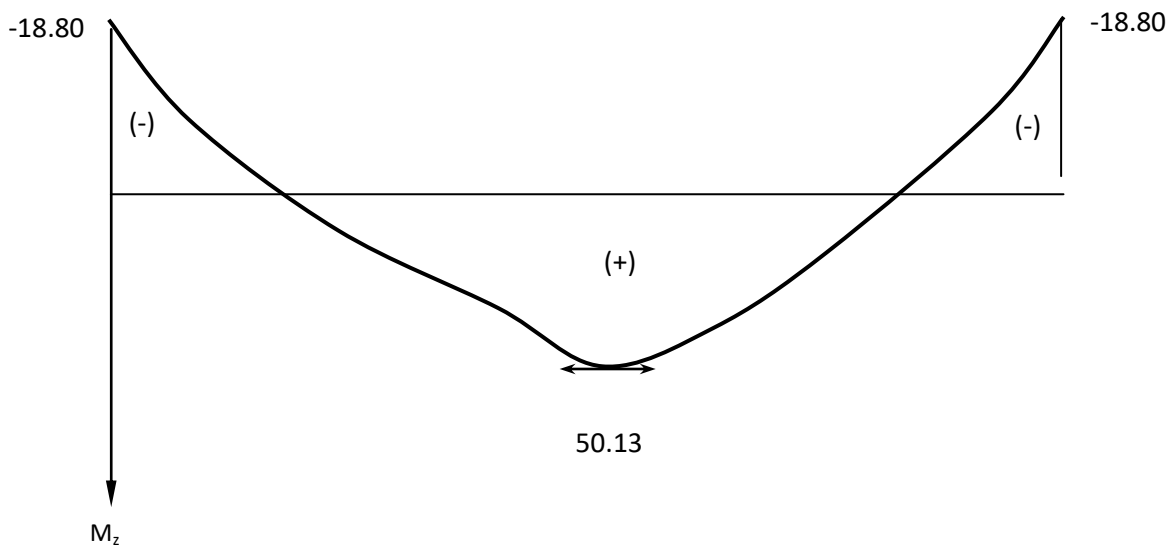


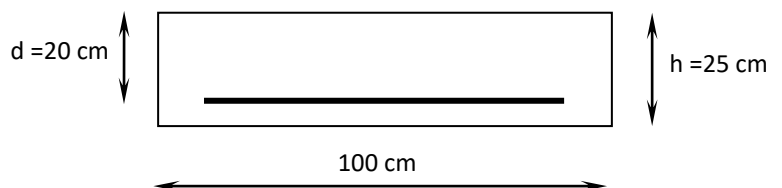
Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de semi-encastrement

III-3-7) Calcul des armatures :

b = 100 cm , c = 5 cm , d = 20 cm .

❖ **Aux appuis :**

$$M_a = 18.80 \text{ KN.m}$$



▪ **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{18.80 \times 10^3}{100 \times (20)^2 \times 14,2} = 0,132 < \mu_L = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,132 \Rightarrow \beta = 0,929$$

Soit : A_a : 4HA10 avec : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$ (St = 25 cm)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.91}{4} = 0,73 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA6 avec $A_r = 0,85 \text{ cm}^2$ (St = 30 cm)

❖ **En travée :**

▪ **Armatures principales :**

$$M_t = 50.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{50.13 \times 10^3}{100 \times (20)^2 \times 14,2} = 0,088$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,088 \Rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{50.13 \times 10^3}{0,954 \times 20 \times 348} = 7.55 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 8HA12 avec : $A_t = 9.04 \text{ cm}^2$ (St = 15m)

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{8} = \frac{7.55}{8} = 0.94 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA8 $\Rightarrow A_r = 1,50 \text{ cm}^2$ avec (St = 30 cm)

III-3-5- Vérification à L'ELU :

a- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 20 \times \frac{2,1}{400} = 2,41 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 7.55 \text{ cm}^2 > 2,41 \text{ cm}^2 \\ A_a = 2.91 \text{ cm}^2 > 2,41 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

- Répartition des barres :

▪ **Armatures principales :**

$$St < \min (3h ; 33) = \min (75 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 15, 25 \right\} [\text{cm}] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartitions :

$$St < \min (4h ; 45) = \min (100 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 30, 30 \right\} [cm] < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

❖ **Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,20 \times 1}{1,15} = 1565,22 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 39,96 < 1565,22 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$V_u^{\max} = 39,96 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 9 \times \pi \times 1,2 = 33,91 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{39,96 \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 339,10} = 0,65 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d- Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{39,96 \times 10^3}{1000 \times 200} = 0,20 < 3,26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Condition de non fragilité : (BAEL91A4.21)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 20 \times \frac{2,1}{400} = 2,415 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis : $A_{sapp} = 2,91 > 2,415 \text{ cm}^2.$

\Rightarrow } Alors la condition est vérifiée.

En travée : $A_{ut} = 7,55 \text{ cm}^2 > 2,415 \text{ cm}^2.$

$$\frac{1,15}{fe} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(39.96 + \frac{(-18.80) \times 10^2}{0,9 \times 13} \right) = -0,34$$

$A_a = 2.91 > -0,34 \Rightarrow$ Condition vérifiée

III-3-6- Calcul des fléchissant à L'ELS :efforts tranchants et les moments

- **palier : $qu = (G + Q) \times 1 = (5,3 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 7,80 \text{ KN/m}$.**
- **volée : $qu = (G + Q) \times 1 = (11,18 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 13,68 \text{ KN/m}$.**
- **Réaction d'appuis :**

D'après les formules de RDM

$$R_A = 25.99 \text{ KN}$$

$$R_B = 27.51 \text{ KN}$$

b-1- Efforts tranchants :

- **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.35 \text{ m}$**

$$\text{Pour } x = 0 \quad T(0) = 25.99 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 1,35 \quad T(x) = 15.46 \text{ KN}$$

- **2^{eme} tronçon : $1,35 \text{ m} \leq X \leq 3.75 \text{ m}$**

$$\text{Pour } x = 1.35 \text{ m} \quad T(1.35) = 15.46 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 3.75 \text{ m} \quad T(3.75) = -17.37 \text{ KN}$$

- **3^{ier} tronçon : $3.75 \text{ m} \leq X \leq 5.05 \text{ m}$**

$$\text{Pour } x = 3.75 \text{ m} \quad T(3.75) = -17.37 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 5.05 \text{ m} \quad T(5.05) = -27.52 \text{ KN}$$

Calcul de moment fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$.

$$\begin{cases} x = 0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1.35 & M(x=1.35) = 27.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ieme} tronçon : $1,35 \leq x \leq 3.75 \text{ m}$.

$$\begin{cases} x = 1.35 & , \quad M(x=1.35) = 27.98 \text{ KN.m.} \\ x = 3.75 & M(x=3.75) = 25.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ieme} tronçon : $3.75 \leq x \leq 5.05m$.

$$\begin{cases} x=3.75 & , \quad M(x=3.75) = 25.66 \text{ KN.m.} \\ x=5.05 & M(x=5.05) = -3.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La valeur du moment maximum est à :

$$X = 2.48 \Rightarrow M_{\max} = 36.71 \text{ KN.m}$$

III-3-6-3) diagramme des sollicitations :

Afin de tenir compte des semi-encastres :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 36.71 = -11.01$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 36.71 = 31.20$$

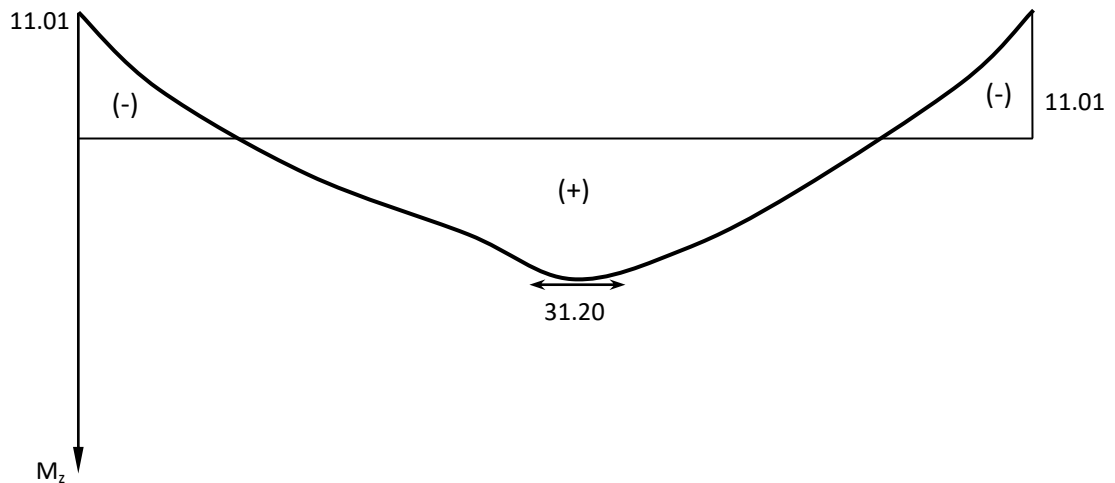


Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de semi-encastrement

III-3-7- Vérification à L'ELS :

a- Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.48}{100 \times 20} = 0,124$$

$$\rho = 0,124 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.941 \\ K = 69.75 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{11.01 \times 10^3}{0,941 \times 20 \times 10,18} = 57.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 4.00 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 10,18}{100 \times 20} = 0,509$$

$$\rho = 0,154 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K = 0,028 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{31,20 \times 10^3}{0,893 \times 20 \times 10,18} = 171,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 4,80 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{505} = 0,05 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

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

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(10,90 ; 18,84) = 10,90 \text{ KN / mL}$$

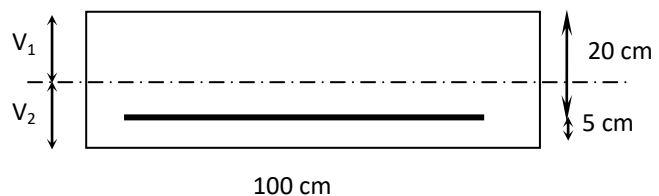
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

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



$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (25)^2}{2} + (15 \times 10,18 \times 20) = 34304 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 25) + (15 \times 10,18) = 2652,7 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{34304}{2652,7} = 12,93 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 25 - 12,93 = 12,07 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

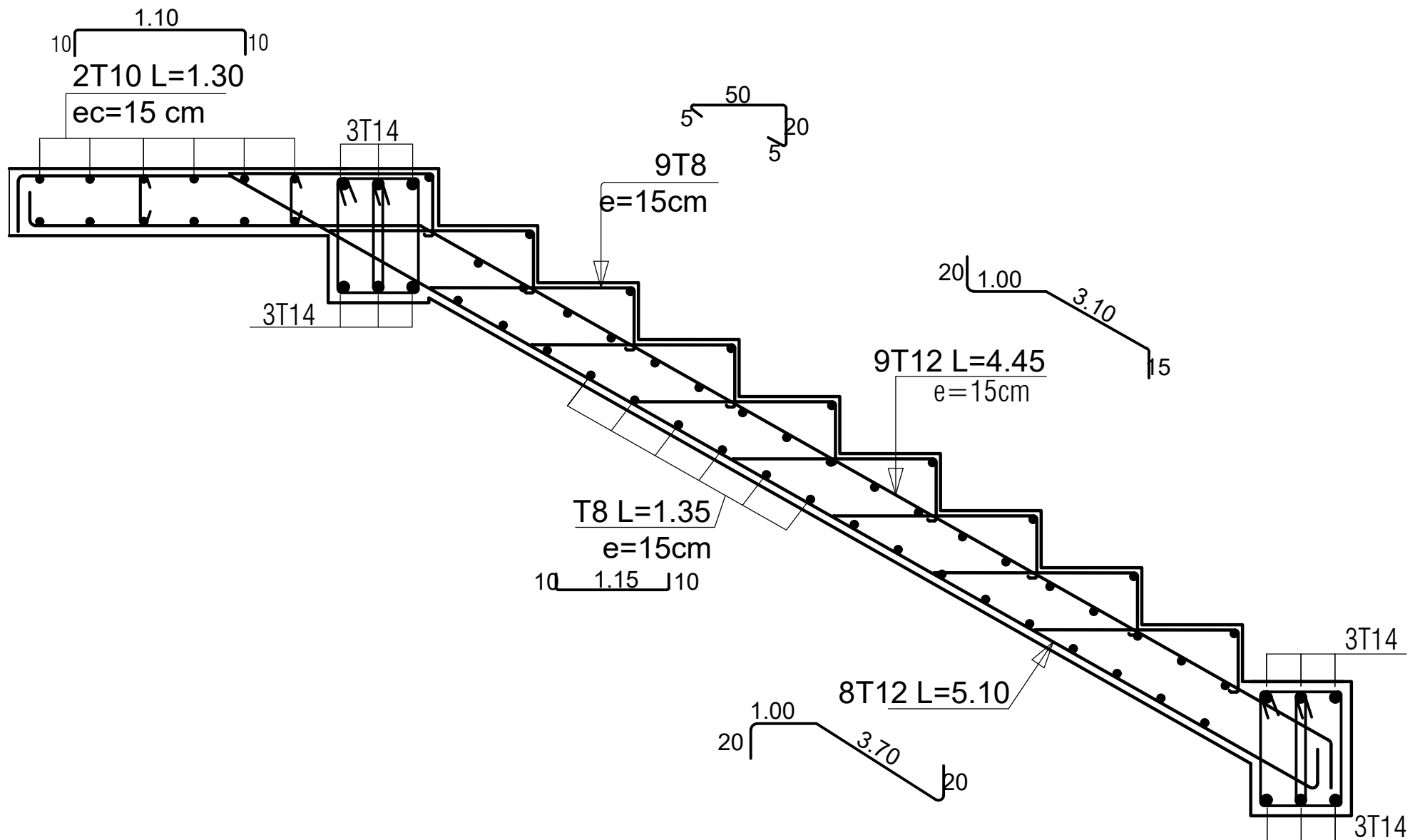
$$I = \frac{100}{3} \times ((12,93)^3 + (12,07)^3) + 15 \times 10,18 \times (12,07 - 5)^2$$

$$I = 138303,27 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,90 \times 10^3 \times (6,0)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 138303,27 \times 10^{-8}} = 0,012 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{505}{500} = 1,01 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée



III.5. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

III.5.1. Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 4.00 m.

La charge permanente due au mur de façade est :

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
01	Briques creuses	0.10x2	18	1.8
02	Mortier de ciment	0.02	18	0.35
03	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
04	Lame d'air	0.05	0	0
Charge permanent G				2.35

Tableau III.2. Evaluation des charges de mur extérieur

III.5.2. Pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66 \leq h_t \leq 40$$

On opte pour ht = 35 cm

- **La largeur de la poutre :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.50$$

Selon le RPA 2003 $\Rightarrow b \geq 25$ cm et $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow$ On opte pour un **b = 30 cm**.

Donc la poutre aura pour dimension: $b \times h = 30 \times 35$ cm².

III.5.3. Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_1 = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625$ KN/ml

La poutre palière supporte la moitié du mur :

$$\text{Poids du mur façade : } G_{\text{mur}} = \rho_{\text{mur}} \times \frac{h_0}{2}$$

Tel que h_0 : hauteur libre d'étage.

$$G_2 = 2.35 \times \frac{3.06}{2} = 3.6$$
 KN/ml

Soit : la charge revenant à la poutre $G = G_1 + G_2 = 2.625 + 3.6 = 6.225$ KN/ml

Réaction de l'escalier sur la poutre : **ELU : Ru=37.14 KN**

ELS : Rs=27.51 KN

a. Combinaisons de charge et surcharges :

- à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 2 R_U / L = 1,35 \times 6.225 + (2 \times 37.14 / 4.0) = 26.97 \text{ KN/ml}$
- à l'ELS : $q_s = G + 2 R_S / L = 6.225 + (2 \times 27.51 / 4.0) = 19.98 \text{ KN/ml}$

b. Calcul des efforts internes à l'ELU :

✓ **Effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{26.97 \times 4.0}{2} = 53.94 \text{ KN.}$$

✓ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{26.97 \times 4.0^2}{8} = 53.94 \text{ KN.m.}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement aux appuis,

On affectera le moment M_0 par des coefficients correcteurs :

✓ **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 53.94 = 45.85 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment aux appuis :**

$$M_a = -0.30 \times M_0 = -0.30 \times 53.94 = -16.182 \text{ KN.m}$$

III.4.4. Calcul de la section d'armatures à l'ELU:

✓ **Armature principale :**

• **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{45.85 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.098$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

interne à

$$\mu_b = 0,098 \rightarrow \beta = 0,929$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot b \cdot \sigma_{st}} = \frac{45.85 \times 10^3}{0,929 \times 33 \times 348} = 4.30.$$

On opte pour : 3HA14 = 4.62 cm².

• **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.182 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.035$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

$$\mu_b = 0.035 \Rightarrow \beta = 0.976 \rightarrow A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot b \cdot \sigma_{st}} = \frac{16.182 \times 10^3}{0,976 \times 33 \times 348} = 1.44$$

On opte pour : 3HA14 = 4.62 cm²

III.5.5. Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité [Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99]

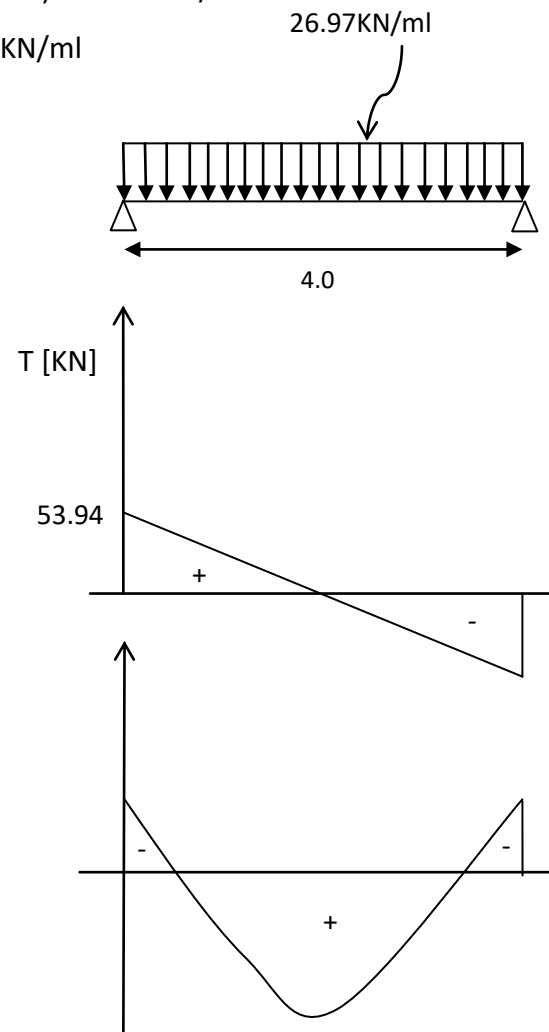
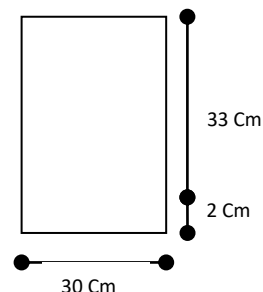


Fig. III.14. Diagrammes des efforts

l'ELU



$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

- **En travées** : $A_t = 4.30 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- **Aux appuis** : $A_{app} = 1.44 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{u \leq \bar{\tau}} = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \min(3,3; 5) = 3,33 \text{ Mpa (Fissuration peu nuisible)}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{53.94 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.54 \text{ Mpa} < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis: [Art A.5.1,313/BAEL91] :

$$\bar{V}_U = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b = 0.4 \frac{2.5}{1.5} \times 0.9 \times 33 \times 30 = 594 \text{ KN. (Avec : } a = 0,9d).$$

$$V_{max} = 53.94 \text{ KN} \leq \bar{V}_U = 594 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) influence de l'effort tranchant sur les armatures aux appuis: [Art A.5.1,321/BAEL 91]

On doit vérifier $A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_u^a}{0.9 \cdot d} \right).$

$$\frac{1.15}{400} \times \left(53.94 \times 10^3 - \frac{16.182 \times 10^3}{0.9 \times 0.33} \right) = 156.6 \times 10^{-2} = 1.566 \text{ cm}^2 < A_a = 1.44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On constate que l'effort tranchant (V_u) n'a pas d'influence sur les armatures.

Vérification de l'adhérence des barres au niveau des appuis : [Art A.6.1, 3/BAEL91] :

$$\bar{\tau} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa (Aciers haute adhérence } \Rightarrow \psi = 1.5)$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm.}$$

$$D'où ; \tau_{se} = \frac{53.94 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 3 \times 3.14 \times 1.4 \times 10} = 1.37 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres. (Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement).

❖ Remarque :

Même s'il n'y a pas de risque de cisaillement, la présence des armatures transversales reste indispensable dans la poutre palière.

• **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par : (article A.7.2, 2 du BAEL91)

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35}; \emptyset_1; \frac{300}{10} \right\} \rightarrow \emptyset_t \leq \min [10; 14; 30] = 14 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de section : $A_t = 3HA8 = 1,57 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA, les premières armatures transversales doivent être disposées 6 cm du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

Ⓜ **Aux appuis:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.4 = 16.8 \text{ cm} \right\}$$

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

Ⓜ **En travée:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par la relation suivante :

$$A_s = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$A_t = 1,57 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2$. → Condition vérifiée.

e) Calcul de la longueur d'ancrage :

$$l_s = \frac{\phi_f e}{4 \cdot \tau_{se}}; \text{ Avec : } \tau_{se} = 0.6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}.$$

L'article [Art.6.1.253 BAEL 91/modifiée 99] admet que l'ancrage d'une barre rectiligne Terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \times l_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0,4 l_s = 0,4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend $L_c = 20 \text{ cm}$.

f) Condition sur les armatures transversales :

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = \frac{1.57 \times 400}{30 \times 15} \geq \max \left\{ \frac{\tau}{2}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \max \left\{ \frac{2.835}{2}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 1.14 \text{ Mpa}$$

$1,39 \text{ MPa} > 1,14 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

III.5.6. Calcul et vérifications à l'ELS:

Calcul des efforts internes: $q_s = 19.98 \text{ KN/m}$.

▪ **Moment isostatique :**

$$M_{0S} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{19.98 \times 4.0^2}{8} = 39.96 \text{ KN/m}$$

▪ **Effort tranchant :**

$$T_S = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{19.98 \times 4.0}{2} = 39.96 \text{ KN}.$$

En tenant compte de l'encastrement partiel on aura :

✓ **Aux appuis :** $M_{Sa} = -0,3 M_{s0} = -0,3 \times 39.96 = -11.99 \text{ KN.m}$

✓ **En travée :** $M_{St} = 0,85 M_{so} = 0,85 \times 39.96 = 33.97 \text{ KN.m}$

a- Vérification des contraintes :

✓ **Etat limite de compression dans le béton :** $\sigma_{bc} = \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$

✓ **Etat limite de compression dans l'acier :** $\sigma_{st} = \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ Mpa.}$

• **Aux appuis :** $A_a = 1.44 \text{ cm.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b.d} = \frac{100 \times 1.44}{30 \times 33} = 0.15 \Rightarrow \beta_1 = 0.9925 \Rightarrow \alpha_1 = 0.0188.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} = \frac{11.99 \times 10^3}{0.9925 \times 33 \times 1.44} = 254.22 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{254.22 \times 0.0188}{15 \times (1-0.0188)} = 0.32 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **En travée :** $A_t = 4.30 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 4.30}{30 \times 33} = 0.434 \Rightarrow \beta_1 = 0.859 \Rightarrow \alpha_1 = 0.438$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} = \frac{11.99 \times 10^3}{0.859 \times 33 \times 4.30} = 98.37 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = \frac{98.37 \times 0.438}{15 \times (1-0.438)} = 5.11 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures : [BAEL91.Art.B.6.3].

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier car l'élément est soumis à une fissuration peu nuisible.

c- Etat limite de déformation :

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie:

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La condition étant vérifiée on se dispense du calcul de la flèche.

$$\frac{h}{L} = 0.088 \geq \frac{M_{tr}}{10.M_0} = \frac{33.97}{10 \times 39.96} = 0.085 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4.30}{30 \times 33} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

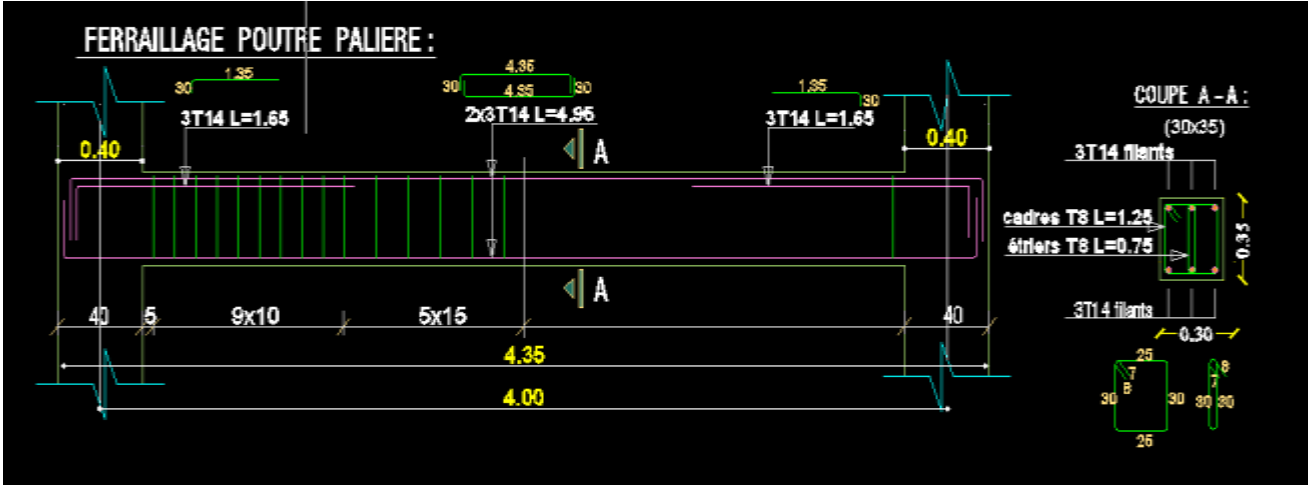


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Chapitre IV
Modélisation-
introduction des
données

IV.1. INTRODUCTION :

Al 'heur actuel, on dispose de nombreux programme basé sur la méthode des éléments fini M.E.F permettant le calcul automatique de structure devers.

L'ingénieur permet donc ignorer les principes de la M.E.F, il lui suffirait de savoir utiliser les programmes de calcul et de connaitre les programmes en vigueur. Seulement, cet utilisateur serait incapable de se rendre compte de la correction des résultats donnée par l'ordinateur.

Il est dons indispensable que tout ingénieur connaisse la base de M.E.F, et comprenne également le processus de la phase de résolution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique de concept de la M.E.F et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ses utiles de calcul.

IV.2. DESCRIPTION DE L'ETABS :

IV.2.1. Introduction :

ETABS est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis permettant le calcul et la conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptés aux bâtiments et ouvrages de génie civil, il permet de les

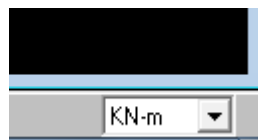
Modéliser facilement et rapidement grâce à une interface graphique qui offre notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration ...etc. Il utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau..).

IV.2.2. Modélisation :

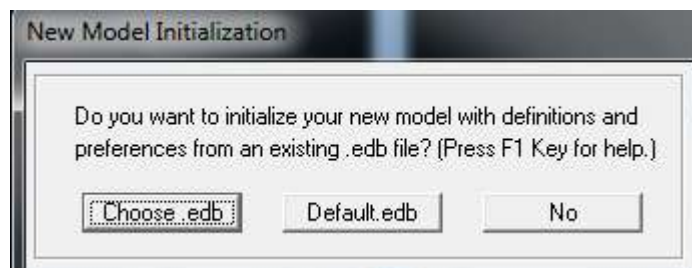
IV.2.2.1. Etapes de modélisation :

1. Choix de l'unité (kn.m).

Après avoir lancé l'application ETABS non linéaire version 9.7.0 on commence par choisir les unités avec lesquels on veut travailler, on sélectionne **KN** et **m** sur l'angle droit bas de la fenêtre.



1. Pour générer un nouveau model ; **File** on sélectionne **New model**



2. Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),

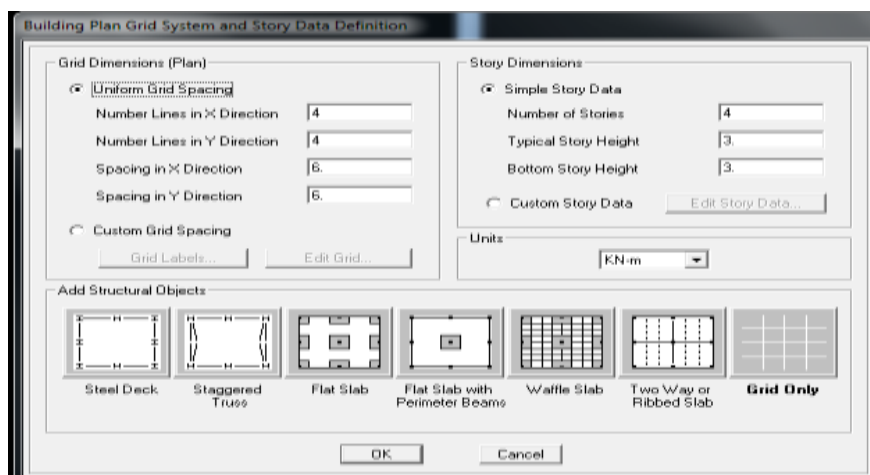


Fig. IV-3-13 : Le système grille plan et définition des niveaux.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier le nombre de lignes de grilles (**number of grid spaces**).

Sachant que les distances entre lignes de grilles sont Différentes, elles seront modifiées ultérieurement, il n'est donc pas nécessaire de modifier les valeurs données par défaut dans la partie **Custom Grid Spacing**.

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data Modify/Show system**.

On introduit les distances cumulées pour tous les niveaux

3. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,

On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Modify/Show System**.

Dans la fenêtre apparente en introduit les valeurs suivantes :

- **Le béton :**

Masse per unit volume (masse volumique béton): **2,5KN/m³**

Weight per unit volume (Poids volumique béton): **25 KN/m³**

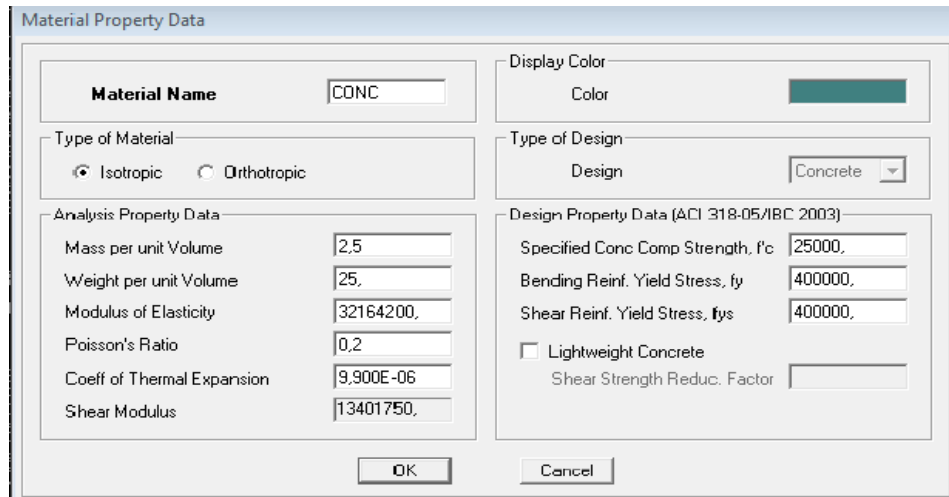
Modulus of Elasticity (Module de Young): **32164200 KN/m²**

Poisson's ratio (Module de poisson): **0,2**

Specified conc comp strength (contrainte max du béton à la compression):**25000 KN/m²**

Bending Reinf,Yield Stress (contrainte max des aciers long.) : **400000 KN/m²**

Shear Reinf,Tield Stress (contrainte max des aciers trans.) : **400000 KN/m²**



The image shows a 'Material Property Data' dialog box. It is divided into several sections:

- Material Name:** CONC
- Display Color:** A green color swatch.
- Type of Material:** Isotropic, Orthotropic
- Type of Design:** Concrete (dropdown menu)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2,5
 - Weight per unit Volume: 25,
 - Modulus of Elasticity: 32164200,
 - Poisson's Ratio: 0,2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06
 - Shear Modulus: 13401750,
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f_c: 25000,
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y: 400000,
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}: 400000,
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

Buttons: OK, Cancel

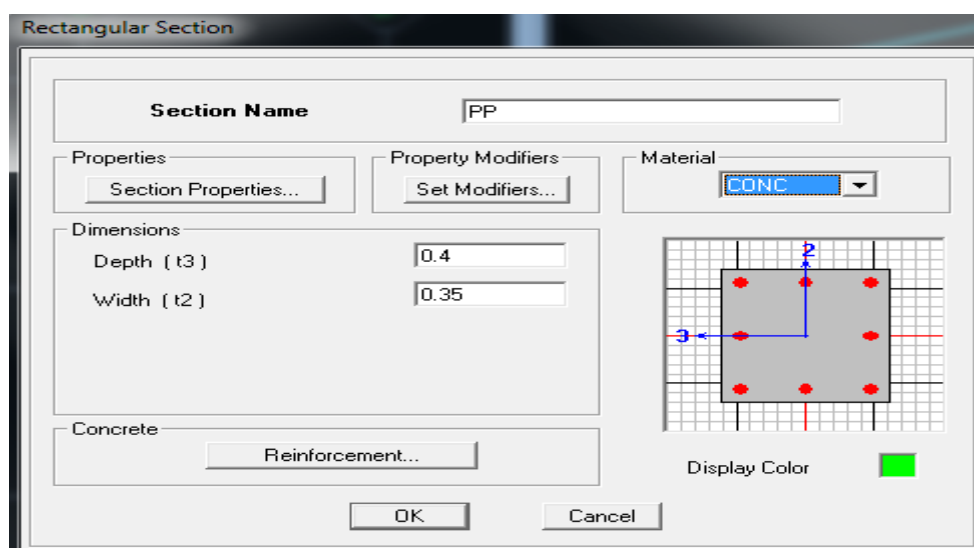
4. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),

Cette étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

On sélectionne **Define/ Frame Sections**.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne la forme de la section considérer, exemple **add rectangular** pour une section d'une poutre.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne : **Add Rectangular sections**



The image shows a 'Rectangular Section' dialog box. It contains the following information:

- Section Name:** PP
- Properties:** Section Properties... (button)
- Property Modifiers:** Set Modifiers... (button)
- Material:** CONC (dropdown menu)
- Dimensions:**
 - Depth (t3): 0.4
 - Width (t2): 0.35
- Concrete:** Reinforcement... (button)
- Display Color:** A green color swatch.

Buttons: OK, Cancel

The dialog also features a grid with a rectangular section and reinforcement bars (red dots) and axes (blue arrows).

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments barres définir leurs caractéristiques géométriques.

Nous allons passer aux éléments **plaques** (dalles et voiles), on commence d'abord par **Define/ Wall, Slab, Deck sections...**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on définit leurs propriétés :

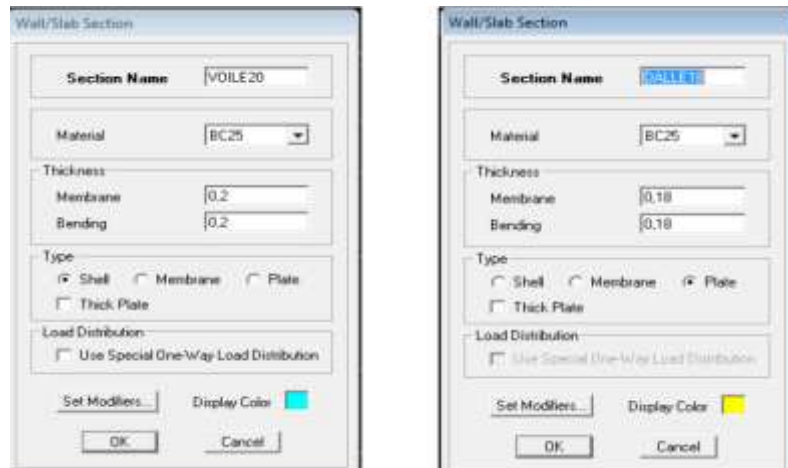
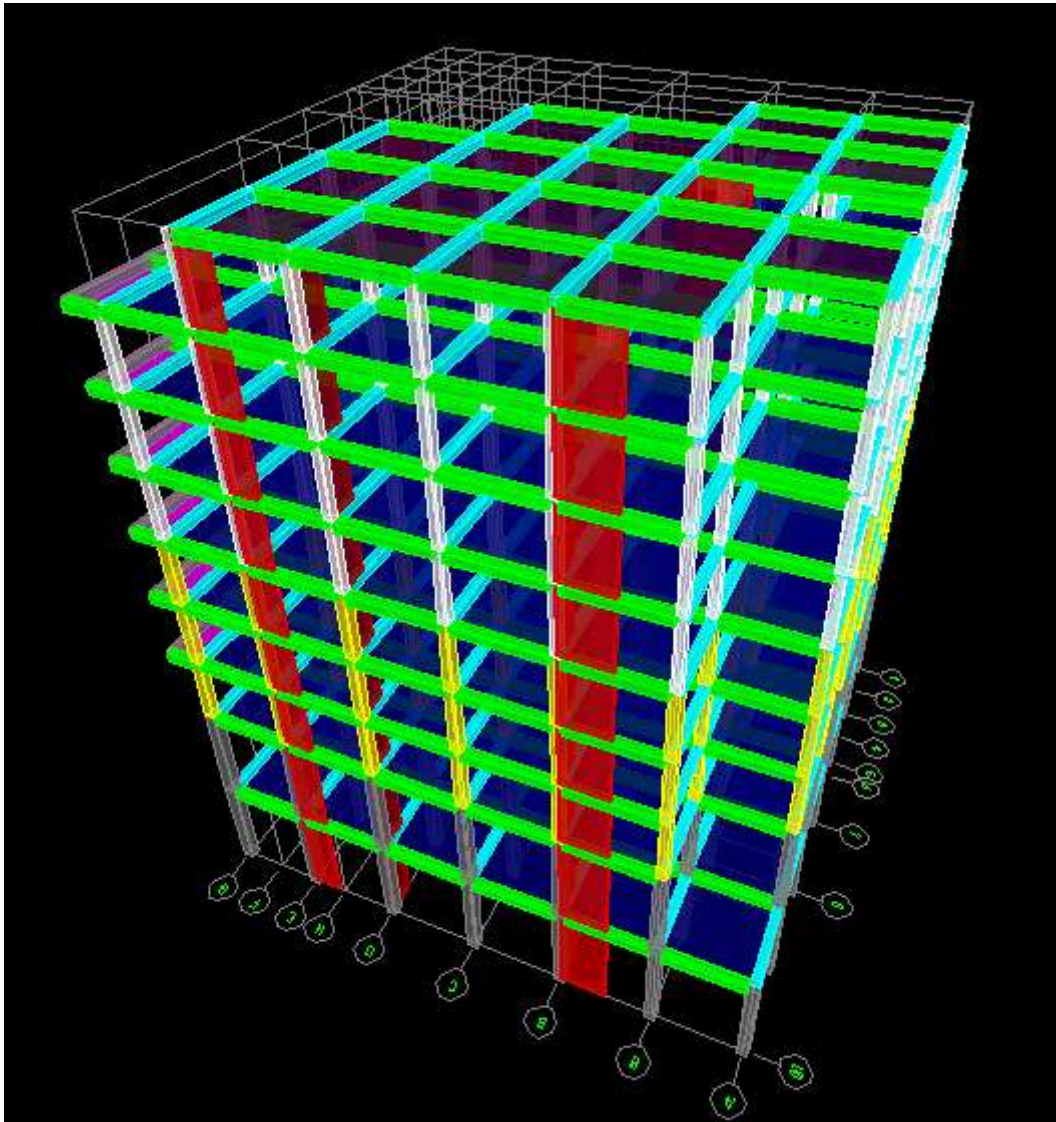
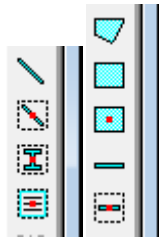


Fig. IV-3-1-b2 : Définition de l'épaisseur des éléments plaque.

- **Dessins des éléments définis:**

Après avoir préparé le système de grilles et défini les sections tous les éléments barres et plaques, poteaux, poutres, dalles et voiles, on entame maintenant le dessin en utilisant les barres flottantes suivantes :



5. Définition des charges :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

● Charges statiques :

➤ Définition des charges Get Q

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define/ Static Load Cases**.

On introduit:

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

En introduisant la valeur **1** dans la case (**Self Weight Multiplier**), le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes **G**.

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



➤ Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

– Combinaisons aux états limites :

ELU: $1,35G+1,5Q$, **ELS**: $G+Q$

– Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G+Q+E$, $G+Q\pm 1,2EX$

08GE : $0,8G+E$, $G+Q\pm 1,2EY$

02GQ : $G+0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur **Define static load**

combinaison Add New Combo

● Charge dynamique

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté, soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T** Données à introduire dans le logiciel

Zone : IIa (Zone de sismicité moyenne, du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2(bâtiments courants, voir chapitre III.3.2 du RPPA 2003)

Coeff comportement: 5 (portique contreventé par des voiles.)

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S2

Facteur de qualité (Q): Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- ✓ Conditions minimales sur les files de contreventement,
- ✓ a redondance en plan.
- ✓ la régularité en plan.
- ✓ la régularité en élévation.
- ✓ Contrôle de la qualité des matériaux.
- ✓ Contrôle de la qualité de l'exécution.

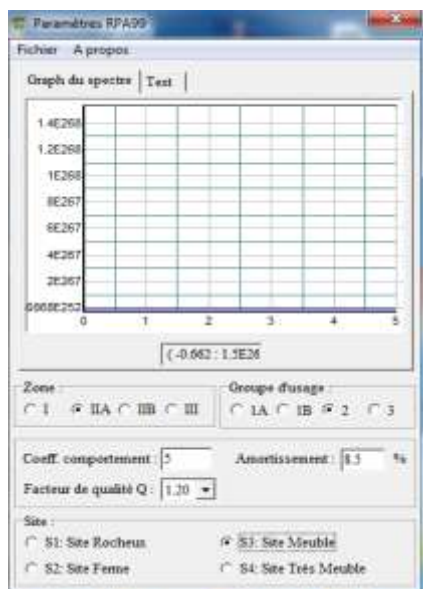
La valeur Q est déterminée par la formule : $Q=1+\Sigma Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que les critère de qualité q "est satisfait ou non"

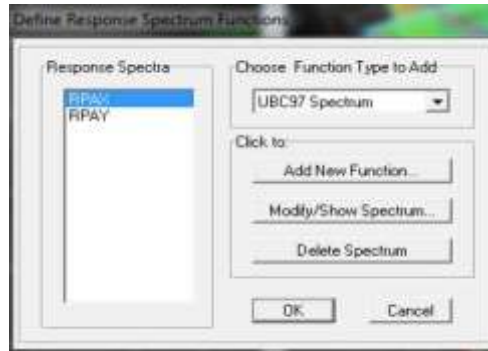
Après avoir vérifiée les conditions ci-dessous en trouve le facteur de qualité **Q=1.20**

En introduit dans le logiciel  les données dans leurs cases respectives, on Clique sur

Text pour voir les valeurs



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS**, on clique sur **Define Reponse spectrum fonctions...**



6. Introduction des charges:

Pour les dalles pleines :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m^2 selon les axes Locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les Dalles pleines. Et pour les introduire

On sélection nous dalles → Assing shell/area Loads Uniform.



Et on fait la même procédure pour le reste .

7. Introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante : **Define → mass**

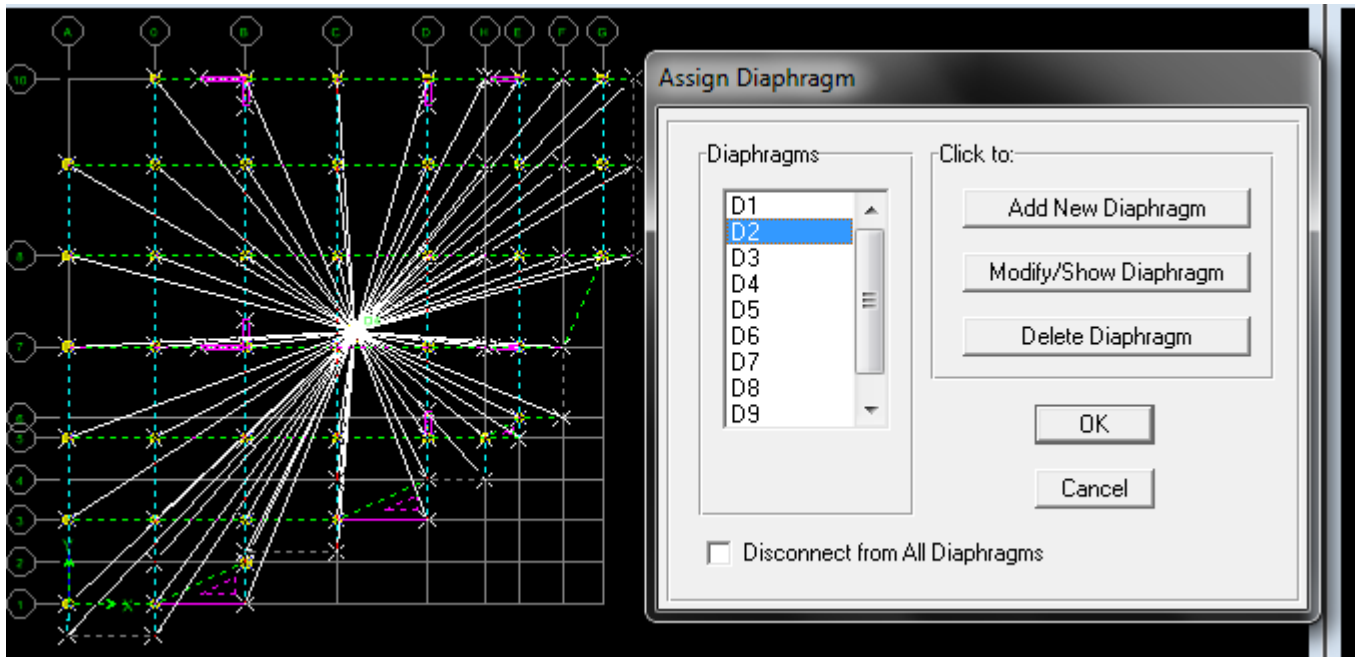
source



8. Les diaphragmes :

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un ou en suivant les étapes suivantes :

Assign → joint/ point → Diaphragme Add New Diaphragm



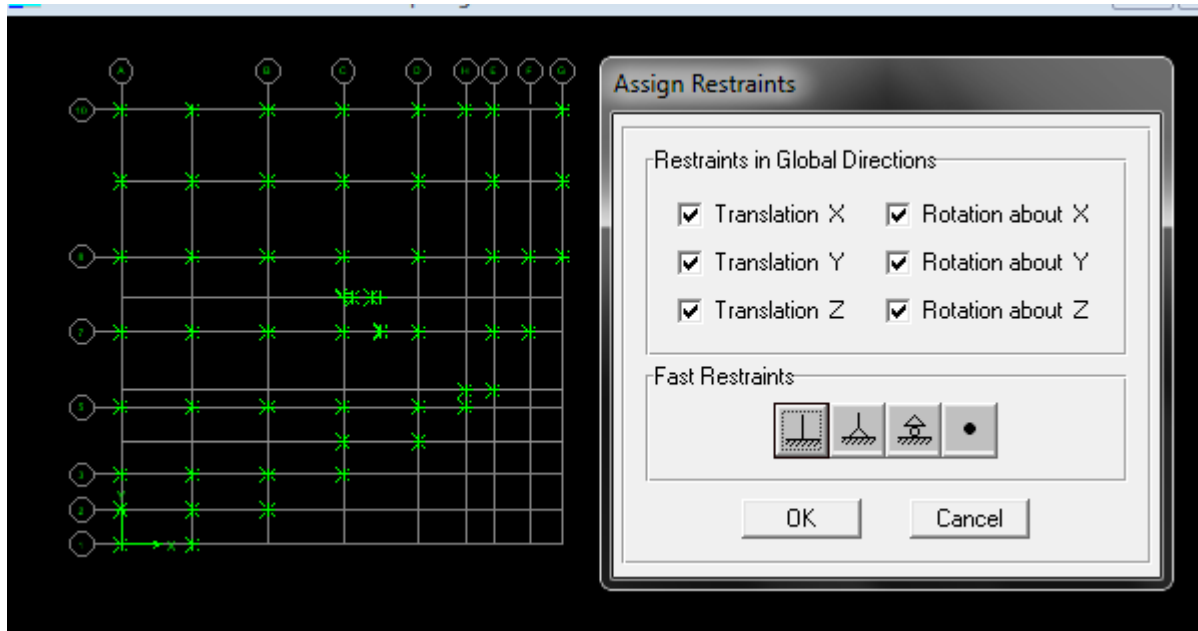
En refait la même opération pour chaque plancher.

9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

- **Les appuis :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuant un encastrement :

Assign joint point restraints (support) et tous les nœuds seront encastrés.



10. Analyse et visualisation des résultats:

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**

IV.3. INTRODUCTION DES DONNEES :

IV.3.1. présentation de l'ouvrage :

Le projet étudié ci-après se présente sous la forme d'une construction en RDC+6+SOU-SOL+étage en attique à ossature en Béton Armé situé dans la wilaya de TIZI OUZOU.

- La zone sismicité : IIa
- Groupe d'usage : groupe 2.
- Système structurelle : voile +portique.
- Coefficient de zone : zone IIa $\Rightarrow A = 0,15$
- Coefficient de comportement (portique contreventé par des voiles) : $R = 5$
- Coefficient d'amortissement : $\xi = 10\%$
- Facteur de qualité : $Q = 1,20$;
- Couche d'assise : S2 (rapport géotechnique). $\Rightarrow T1 = 0,15$ sec ; $T2 = 0,5$ sec.
- L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible de 1.27 bars.

IV.3.2. Récapitulatif des contraintes des matériaux :

<p>Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ ELS : $f_{bc} = 15,0 \text{ MPa}$ ELU : $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ (FPN)</p>	<p>Acier : ELU : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ (HA) $\sigma_{st} = 204 \text{ MPa}$ (RL) ELS : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ (FPN) $\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ (FP)</p>
---	---

IV.3.3. Les valeurs de l'enrobage des aciers ont été fixées comme indiqué sur le tableau ci-dessous:

Eléments	Enrobage supérieur	Enrobage inférieur
Poteaux	2.5 cm	2.5 cm
Poutres	2.5 cm	2.5 cm
Poutrelles	2.5 cm	2.5 cm
Dalles pleines	2.5 cm	2.5 cm
Dalles de compression	2.5 cm	/

IV.3.4. Choix des sections

➤ Les poutres :

Les poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Les poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

➤ Les poteaux :

S/SOL –RDC → $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

1^{er} et 2^{eme} ; 3^{eme} niveaux → $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Le 4^{eme} ; 5^{eme} et 6^{eme} niveaux et étage en attique → $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

➤ Les voiles :

Ils ont une épaisseur de 20 cm.

➤ Les balcons :

Ils ont une épaisseur de 15 cm.

IV.3.5. Charges permanentes et exploitations:

Elément	Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitation G (KN/m ²)
Plancher Terrasse	5.60	1.00
Plancher courant	5.75	1.5

(habitation)		
Planchers-sol (commercial)	5.75	2.50
balcon	5.19	3.50

Tableau IV.1. Tableau des différentes charges introduit dans ETABS

IV.3.6. Combinaisons selon le BAEL91 :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

• Combinaison selon le RPA99 version 2003 :

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

Avec : G : charge permanente.
 Q : charge d'exploitation.
 E : effet du séisme.

Chapitre V

Vérification des résultats donnée par le logiciel

V.4. VERIFICATION DES RESULTATS DONNEE PAR LE LOGICIEL (vérification aux exigences de RPA)

V.4.1. Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

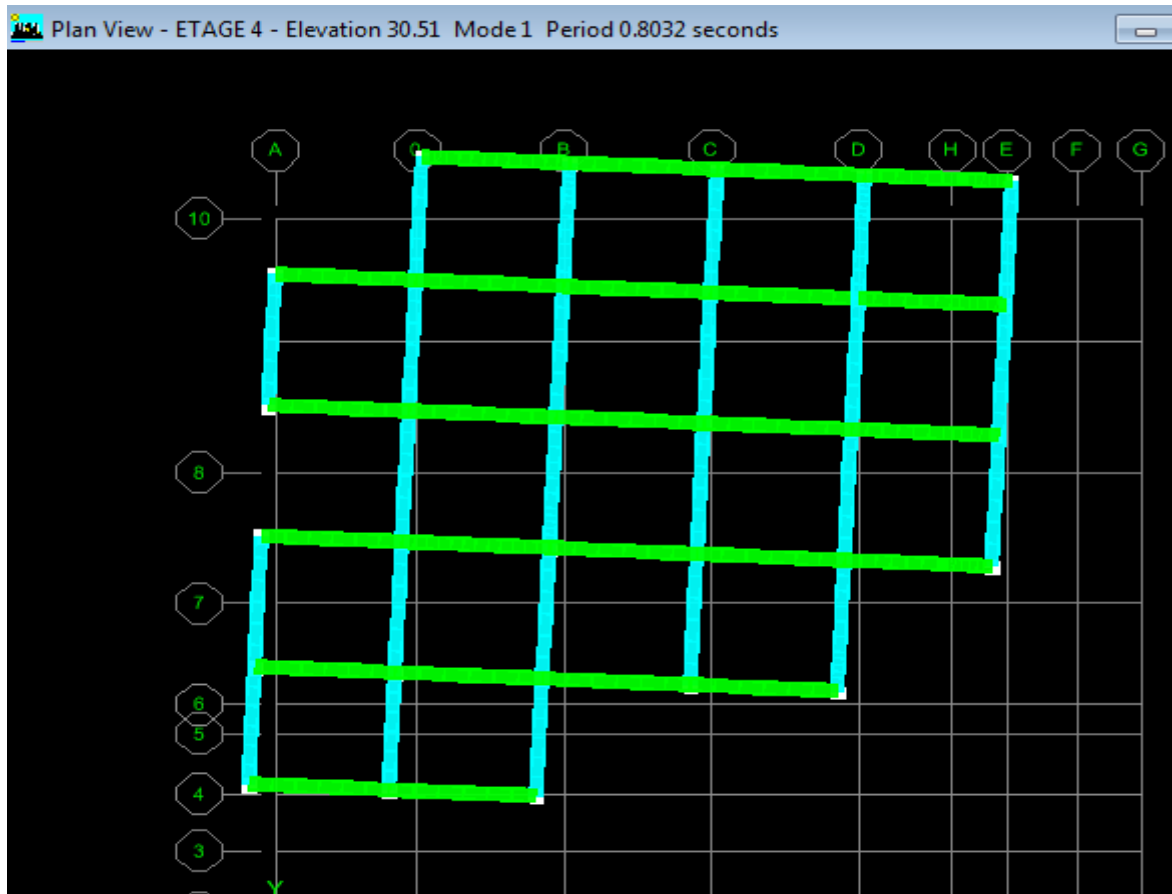
V.4.1. Vérification des modes de vibration :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.803197	3.0870	70.4507	0.0000	3.0870	70.4507	0.0000	87.3273	3.7503	6.9734
2	0.717601	15.8636	10.0538	0.0000	18.9506	80.5045	0.0000	12.1421	18.6137	57.9557
3	0.580164	60.8381	0.1015	0.0000	79.7887	80.6060	0.0000	0.1187	77.2627	17.0624
4	0.249439	0.4705	7.7659	0.0000	80.2592	88.3718	0.0000	0.0742	0.0053	1.4177
5	0.221994	1.3860	1.9063	0.0000	81.6452	90.2782	0.0000	0.0322	0.0934	4.9604
6	0.176277	8.6917	0.0002	0.0000	90.3370	90.2784	0.0000	0.0015	0.0008	2.6287
7	0.126681	0.2415	2.1207	0.0000	90.5784	92.3991	0.0000	0.1335	0.0129	1.0239
8	0.112735	0.4889	1.3759	0.0000	91.0674	93.7750	0.0000	0.0851	0.0254	1.3350
9	0.084696	3.0979	0.0039	0.0000	94.1653	93.7789	0.0000	0.0002	0.1595	1.0255
10	0.081089	0.2995	0.9044	0.0000	94.4648	94.6833	0.0000	0.0047	0.0003	1.1283
11	0.070917	0.2543	1.5003	0.0000	94.7191	96.1836	0.0000	0.0087	0.0005	0.5305
12	0.057454	0.2796	0.4616	0.0000	94.9987	96.6451	0.0000	0.0116	0.0074	1.1336
13	0.051111	2.0528	0.0056	0.0000	97.0515	96.6508	0.0000	0.0001	0.0196	0.6907
14	0.049024	0.1361	1.4941	0.0000	97.1875	98.1449	0.0000	0.0367	0.0030	0.2461
15	0.043865	0.1598	0.1990	0.0000	97.3473	98.3439	0.0000	0.0024	0.0012	0.5761
16	0.036248	0.0835	1.0002	0.0000	97.4308	99.3441	0.0000	0.0118	0.0011	0.0428
17	0.035196	1.5397	0.0201	0.0000	98.9705	99.3642	0.0000	0.0003	0.0316	0.5221
18	0.024025	0.0302	0.0420	0.0000	99.0000	99.4070	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

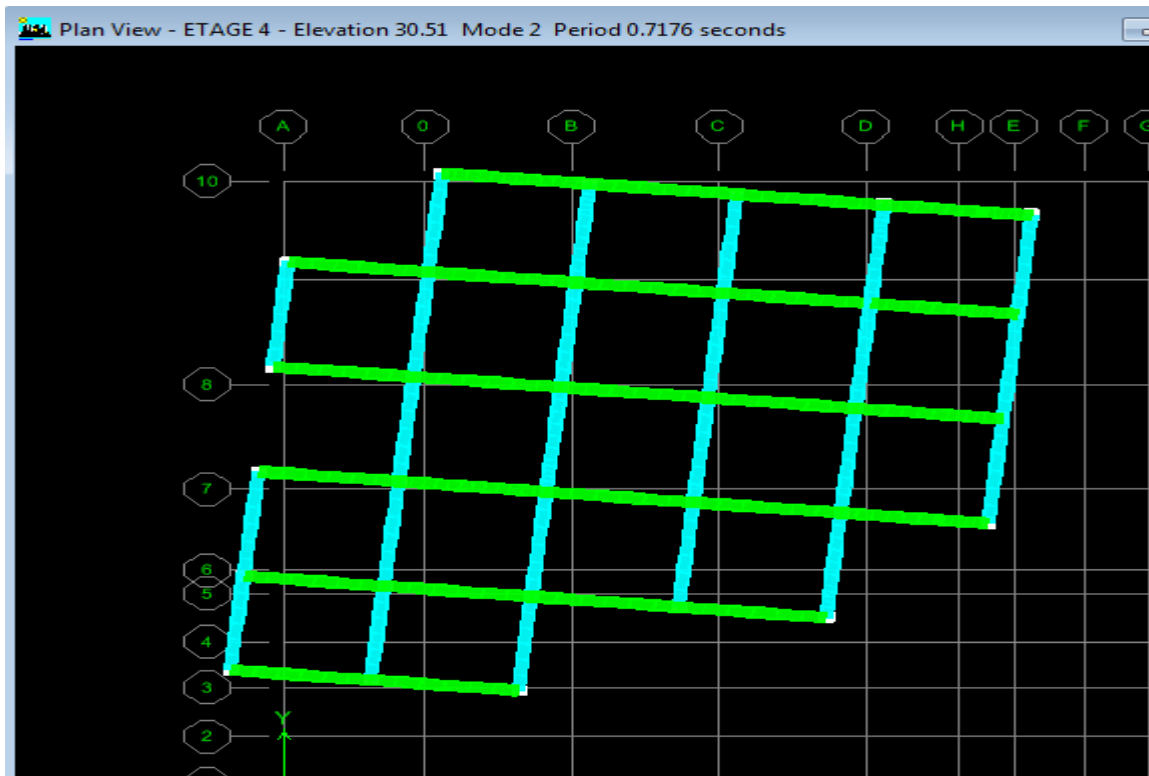
Tableau V.2. Tableau Résultats d'analyse dynamique.

La période analytique est tirée du tableau donnée par le logiciel ETABS :

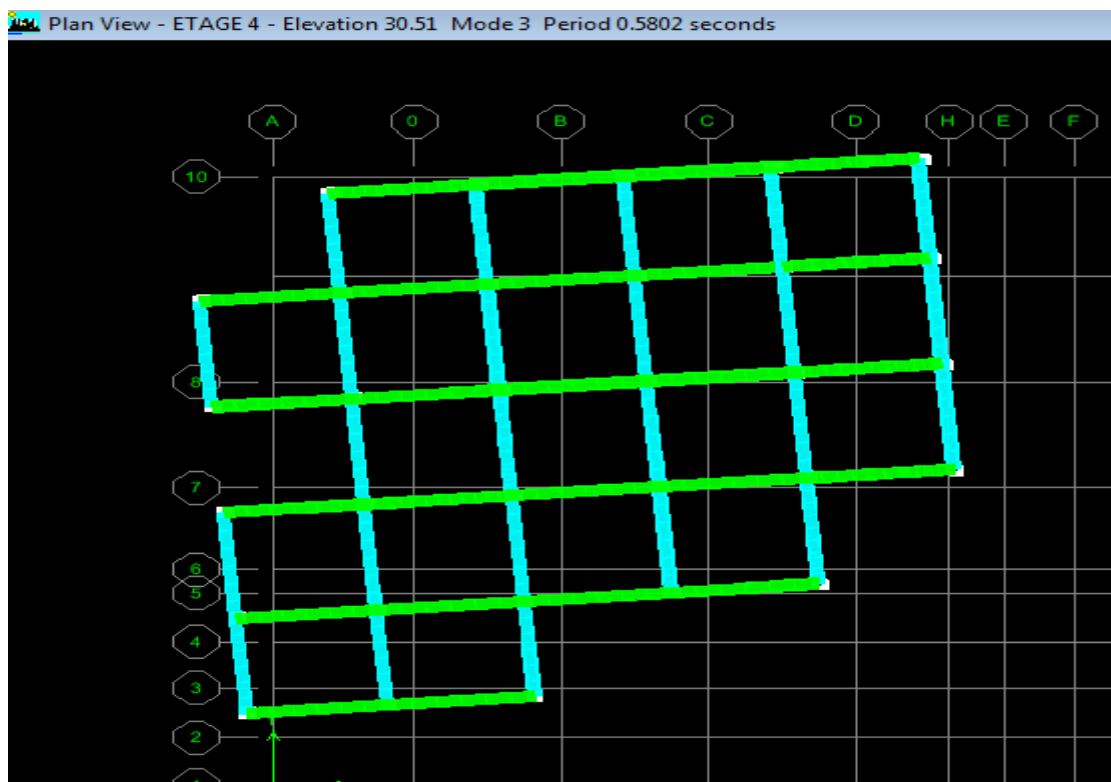
$T_1=0.80$ s (Mode 1) → translation dans le sens (YY) → $U_y = 70.45\% > 50\%$ → Condition vérifié.



$T_2=0.71$ s (Mode 2) → rotation → $R_z = 57.95\% > 50\%$ → Condition vérifié.



T3=0.58 s (Mode 3) → translation dans le sens (yy) → $U_x = 60.83 \% > 50 \% \rightarrow$ Condition vérifié.



V.4.2. vérification de la période :(Art 4.2.4. / RPA99 version 2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules

Empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formules empirique à utiliser selon les cas suivants (Art 4-6)

$$T_{\text{Empirique}} = C_T h_n^{0.75}$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (RPA2003).pour notre cas $C_T=0.05$.

La première formule empirique donne :

$$T_{\text{Empirique}} = 0.05 \times (32.04)^{0.75} = 0.67 \text{ s}$$

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{\text{analytique}} = 0.80 \text{ sec.}$$

La valeur de T doit être majorée de 30 % :

$$T = 1.3 \times 0.67 = 0.87 \text{ s}$$

On aura donc: $T_1 = 0.80 \text{ s} < T = 0.87 \text{ s}$.

V.4.3. Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le **RPA 99/ version 2003** (ART 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.
- Et que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse total de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse total de la structure.

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint 90% a partir Du 6^{eme} mode, pour le sens $x = 90.33\%$ et le 5 mode pour le sens $y = 90.27 \%$ Donc la condition de RPA est vérifiée.

V.4.4. Vérification de l'effort normal réduit :**Sollicitations normales (RPA 7.4.3)**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression

Le calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : Effort normal maximal ;

B_c : Section du poteau ;

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Poteaux	N_d	B_c	f_{c28}	V	Observation
45× 45	706.85	2025	2.5	0.139	$V < 0.3 \rightarrow$ Condition vérifié
40× 40	498.44	1600	2.5	0.124	$V < 0.3 \rightarrow$ Condition vérifié
35× 35	247.56	1225	2.5	0.08	$V < 0.3 \rightarrow$ Condition vérifié

Tableau IV.3. L'effort normal réduit dans les poteaux

V.4.5. Vérification de l'excentricité :(Art 4.2.7 / RPA 99 version 2003)

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

➤ **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

➤ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par l'RPA (art 4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_x = 5\% \cdot L_{max} \geq e_x = X_{CCM} - X_{CR}$$

$$e_y = 5\%. L_{max} \geq e_y = YCCM-YCR$$

➤ Suivant le sens x-x :

Story	Diaphragme	XCCM	XCR	5%. L_{max}	XCCM-XCR	Observation
SS	D1	10.798	11.883	1.195	-1.085	Condition vérifié
RDC	D2	10.513	11.861	1.195	-1.348	Condition vérifié
1	D3	11.245	11.821	1.195	-0.576	Condition vérifié
2	D4	11.243	11.774	1.195	-0.531	Condition vérifié
3	D5	11.263	11.758	1.195	-0.495	Condition vérifié
4	D6	11.301	11.757	1.195	-0.456	Condition vérifié
5	D7	11.313	11.745	1.195	-0.432	Condition vérifié
6	D8	11.187	11.691	1.195	-0.504	Condition vérifié
ETAGE ATTIQUE	D9	9.587	11.522	1.195	-1.935	Condition vérifié

Tableau IV.4. Vérification de l'excentricité suivant X-X

➤ Suivant le sens Y-Y :

Story	Diaphragme	YCCM	YCR	5%. L_{max}	YCCM-YCR	Observation
SS	D1	13.223	15.721	1.174	-2.498	Condition vérifié
RDC	D2	13.456	16.231	1.174	-2.775	Condition vérifié
1	D3	12.79	15.443	1.174	-2.653	Condition vérifié
2	D4	12.638	15.203	1.174	-2.565	Condition vérifié
3	D5	12.617	14.994	1.174	-2.377	Condition vérifié
4	D6	12.612	14.852	1.174	-2.24	Condition vérifié
5	D7	12.616	14.721	1.174	-2.105	Condition vérifié
6	D8	12.769	14.586	1.174	-1.817	Condition vérifié
ETAGE ATTIQUE	D9	14.39	14.523	1.174	-0.133	Condition vérifié

Tableau IV.5. Vérification de l'excentricité suivant Y-Y

V.4.6. Justification du système de contreventement

De manière générale, le contreventement d'une structure peut être assuré soit par un système unique, comme par exemple : voile uniquement, portiques, etc ... soit par association de plusieurs systèmes de contreventement (mixte), tels que : Voile + portiques, noyau + portiques, etc.

On doit vérifier les relations suivantes :

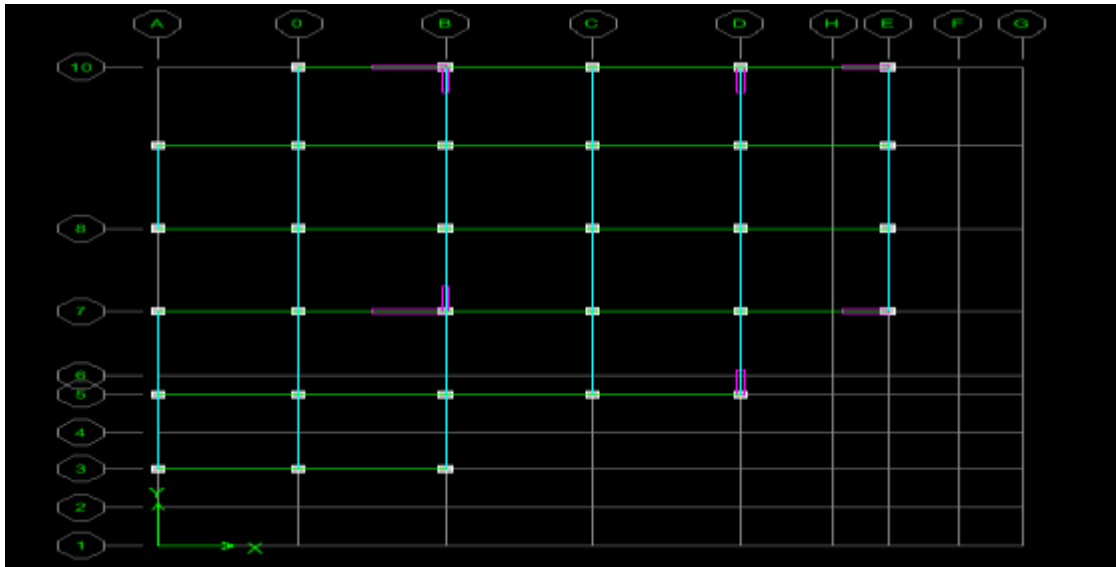
$\frac{F_{Portiques}}{\Sigma(F_{Portiques} + F_{Voiles})} \geq 25\%$ des charges horizontales reprise par les portiques.

$\frac{F_{Voiles}}{\Sigma(F_{Portiques} + F_{Voiles})} \leq 75\%$ des charges horizontales reprise par les Voiles.

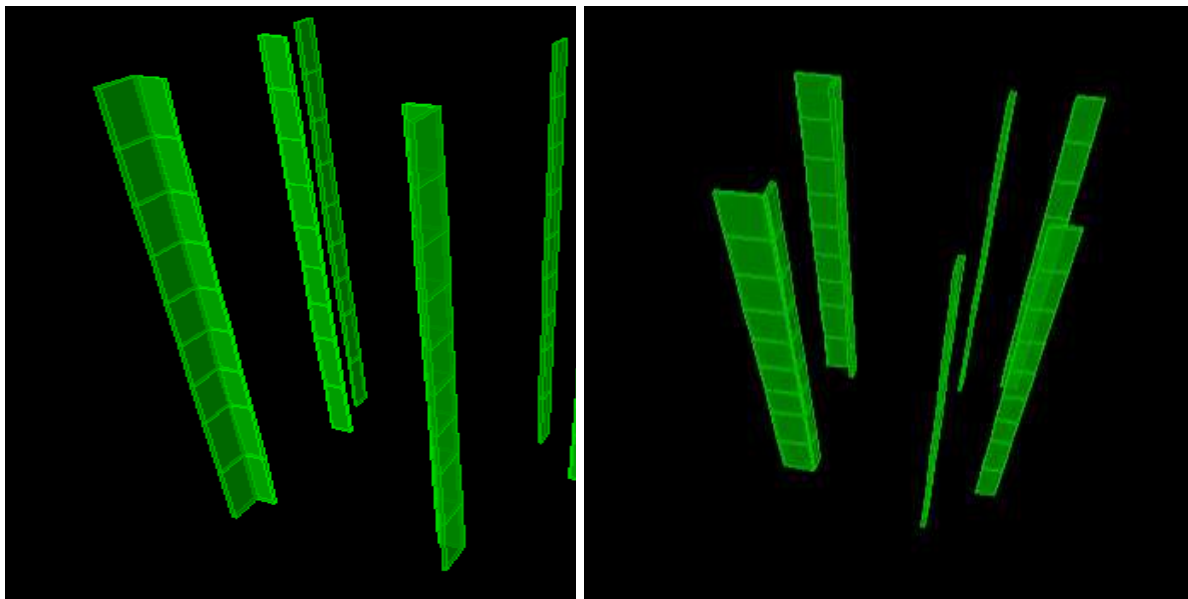
Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

● **La disposition des voiles**

Ⓡ **Vu en plan :**



Ⓡ **Vu en trois dimensions (3D) :**



Les efforts horizontaux et verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS.

Pour les déterminer il faut suivre le cheminement suivant :

- Ⓡ Charge horizontal:
- Suivant X-X :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	26.1668	0
End Point	-4.3971	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10.8849	1.6904	0.	179.127

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	977.5759	34.5686	3.004E-10	0.	0.	0.
Moment	710.8068	17568.0062	13077.9389	0.	0.	0.

Close Refresh

Figure. IV. 8: L'effort de la charge Ex repris par l'ensemble

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	26.1668	0
End Point	-4.3971	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10.8849	1.6904	0.	179.127

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	318.9296	18.7225	615.3895	0.	0.	0.
Moment	10329.7304	16076.3105	3072.7531	0.	0.	0.

Close Refresh

Figure. IV.10: L'effort de la charge Ex repris par les portiques

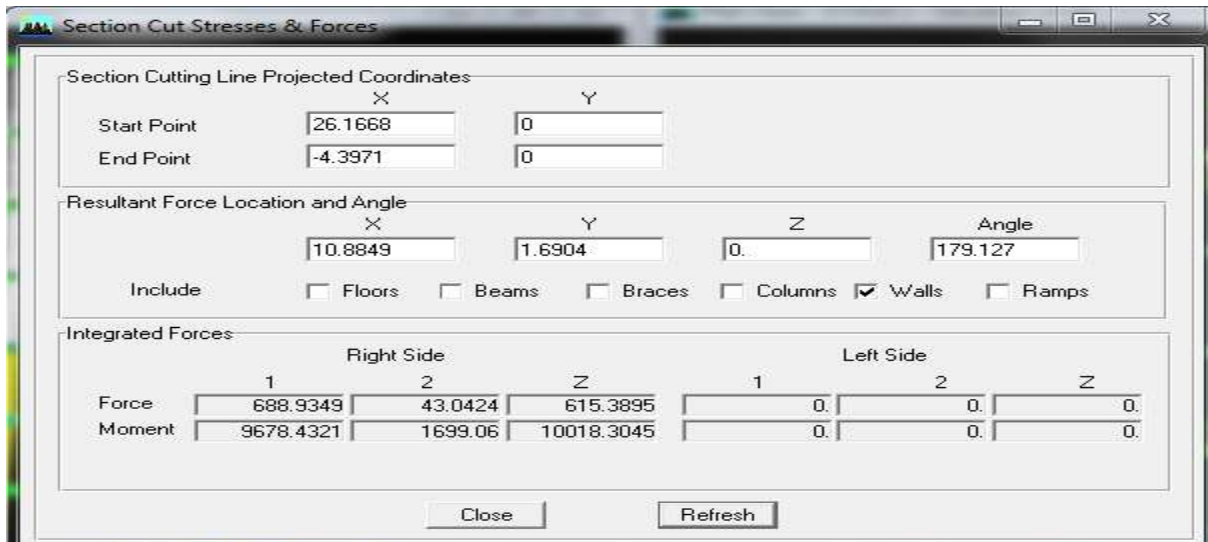


Figure. IV.10: L'effort de la charge Ex repris par les voiles

Résultats :

Effort repris par l'ensemble : 977.5759 KN

Effort repris par les portiques : 318.9296 KN

Effort repris par les voiles : 688.9321 KN

Conclusion 1 :

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 32.62 %

Les voiles : 67.38%

● **Suivant Y-Y**

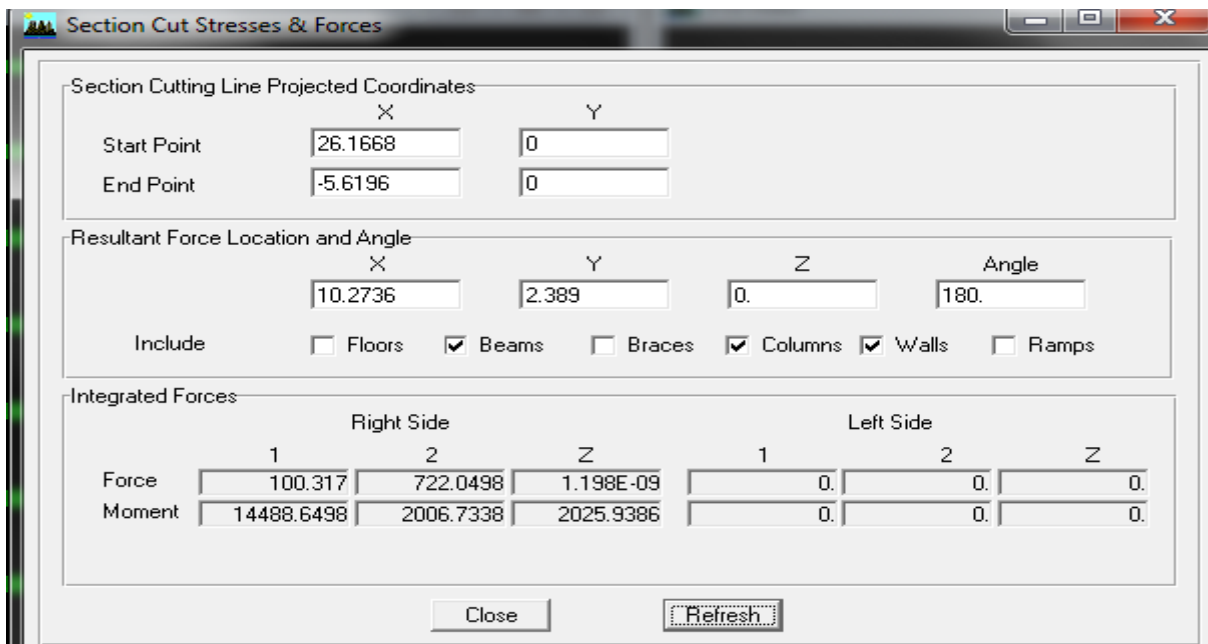


Figure.IV. 8: L'effort de la charge Ex repris par l'ensemble

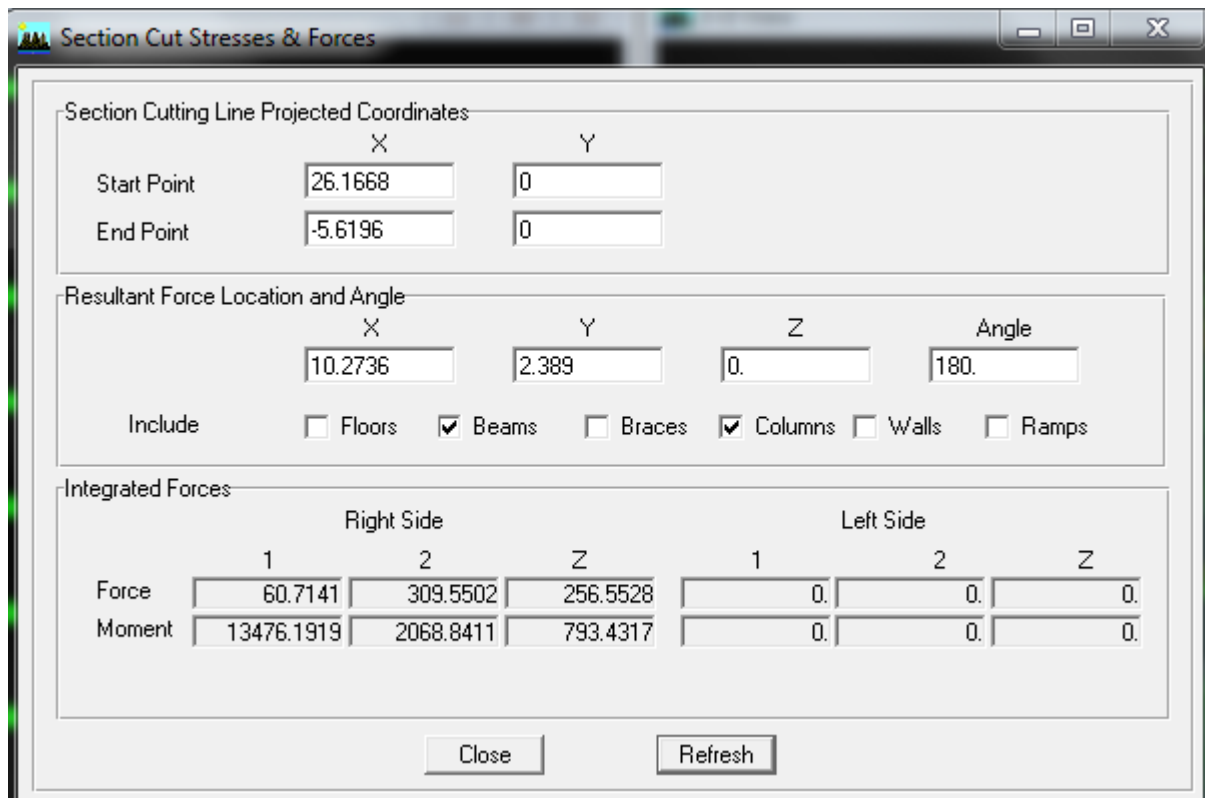


Figure. IV.10: L'effort de la charge Ex repris par les portiques

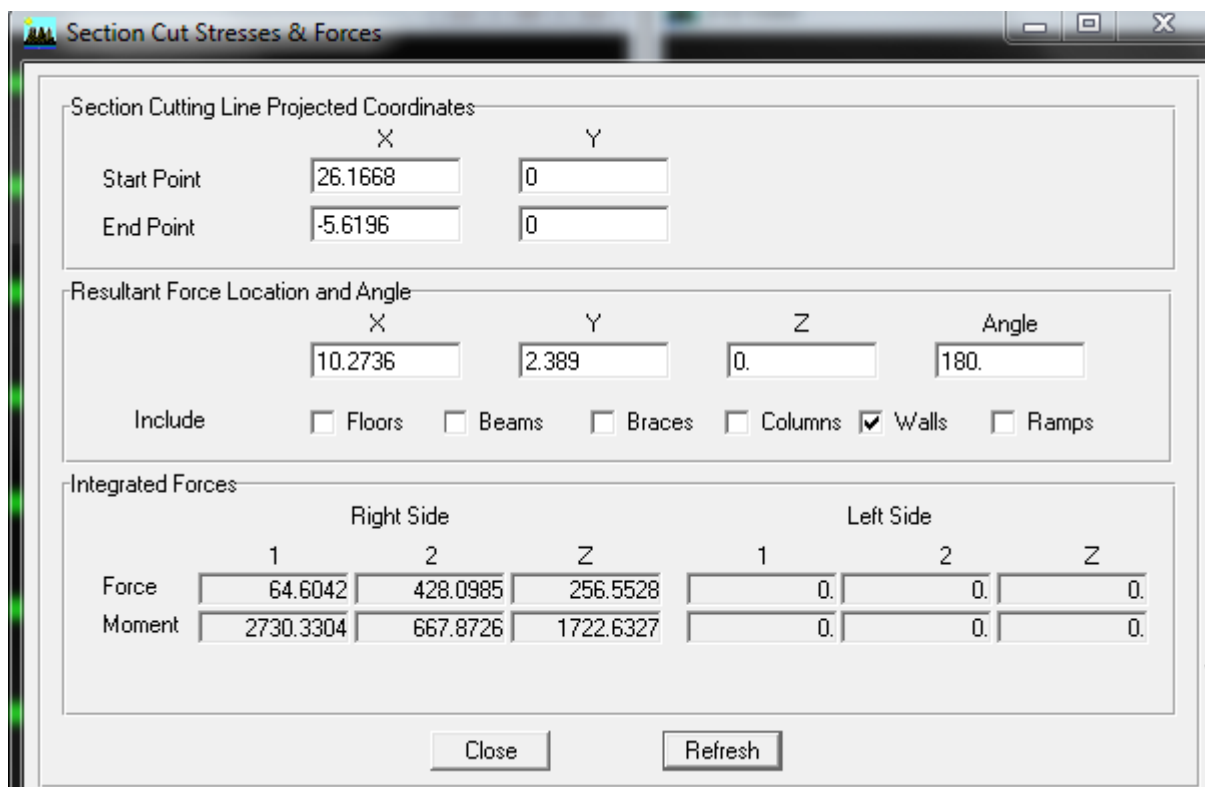


Figure. IV.10: L'effort de la charge Ex repris par les voiles

Résultats :

Effort repris par l'ensemble : 722.0498 KN

Effort repris par les portiques : 309.5502 KN

Effort repris par les voiles : 428.09851 KN

Conclusion 1 :

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 42.87 %

Les voiles : 57.13 %

Conclusion :

Mixte portiques/voiles avec interaction R=5

V.4.7. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

D'après l'article 4.3.6 du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit : $V_t > 0,8 V$, Avec :

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles de R.P.A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage, Dans notre cas $A=0.15$ (Zone IIa- groupe 2 → l'article 4.3.6 du R.P.A 99/2003).

D : facteur d'amplification dynamique dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation, du facteur de correction d'amortissement (η) donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right) \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : T_2 , Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le R.P.A.

Dans notre cas ; Couche d'assise : S2 (rapport géotechnique). $\Rightarrow T_1 = 0,15 \text{ sec}$; $T_2 = 0,5 \text{ sec}$.

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante,

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance de remplissage,

Nous avons un contreventement portique contreventé par des voiles (voiles-portiques) donc on prend $\xi = 10\%$. (Tableau 4.2 page 38.RPA. 99 modifié 2003).

D'où : $\eta = 0.763 \geq 0.7$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min(h_n^{3/4}; \frac{0.09h_n}{\sqrt{l}})$$

➤ **Sens x-x :**

$$L_x = 23.90 \text{ m.}$$

$$T = 0.05 \times 32.04^{3/4} = 0.67 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 32.04}{\sqrt{23.90}} = 0.59 \text{ s}$$

$$T = \min(0.67; 0.59) = 0.59 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_x = 2.5 \times 0.763 \times \left(\frac{0.5}{0.8}\right)^{0.75} = 1.34$$

➤ **Sens Y-y :**

$$y = 23.48 \text{ m.}$$

$$T = 0.05 \times 32.04^{3/4} = 0.67 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 32.04}{\sqrt{23.48}} = 0.59 \text{ s}$$

$$T = \min(0.59; 0.67) = 0.59 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_y = 2.5 \times 0.763 \times \left(\frac{0.5}{0.8}\right)^{0.75} = 1.34$$

R : facteur de comportement dépend de type de système de contreventement de la structure,

- Dans notre cas, on a une structure portique contreventé par des voiles donc **R = 5**

Q : facteur de qualité dépend de la de la qualité du système structurel (régularité en plan ; régularité en élévation, contrôle de la qualité des matériaux). La valeur de **Q** est déterminée par la formule donnée par le R.P.A : $Q=1+\sum_1^5 P_q$.

Avec :

P_q : Pénalité à retenir selon la satisfaction. Tableau 4.4 page 45(RPA .99.modifié 2003).

Dans notre cas, $P_q = 0.05$ (régularité en plan).

Résumé des résultats obtenus :

Paramètre	Résultats
A	0.15
D_x	1.34
D_y	1.34
$Q_{longitudinal}$	1.05
$Q_{Transversal}$	1.05
R	5
T	0.80
n	0.763

Tableau IV.9. Résumé des résultats

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Calcul à la base de la structure.

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_1^9 W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}.$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

Après l'introduction des valeurs des charges et la précision du pourcentage de la surcharge, la masse de la structure sera automatiquement calculée par le logiciel.

$W_{Gi} = 36322.79$ KN (d'après ETABS).

$WQ_i = 5677.86 \text{ KN}$ (d'après ETABS).

Poids total du bâtiment : $W = WGi + 0.2 WQ_i = 14331.02 \text{ KN}$

Response Spectrum Base Reactions									
Response Spectrum Base Reactions									
	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	25.68	-122.69	0.00	2533.212	524.966	-1672.6
	EX	2	U1	141.58	112.71	0.00	-2297.069	2844.084	-471.1
	EX	3	U1	621.77	25.39	0.00	-509.433	12994.577	-8058.0
	EX	4	U1	6.18	-25.12	0.00	-45.537	-12.223	-362.3
	EX	5	U1	18.21	21.36	0.00	51.463	-87.684	23.55
	EX	6	U1	114.21	-0.52	0.00	28.093	-20.902	-1487.1
	EX	7	U1	3.63	-10.76	0.00	50.087	15.582	-152.0
	EX	8	U1	7.79	13.06	0.00	-60.253	32.889	16.00
	EX	9	U1	55.63	-1.98	0.00	7.296	234.101	-862.4
	EX	10	U1	5.52	-9.60	0.00	12.834	3.021	-174.6
	EX	11	U1	5.03	12.22	0.00	-17.271	4.122	75.59
	EX	12	U1	5.66	-7.27	0.00	21.376	17.076	-146.2
	EX	13	U1	43.29	-2.27	0.00	6.712	78.359	-607.5
	EX	14	U1	2.89	9.58	0.00	-27.847	7.960	49.19
	EX	15	U1	3.39	-3.79	0.00	7.655	5.423	-80.68
	EX	16	U1	1.81	6.28	0.00	-12.626	3.778	46.68
	EX	17	U1	33.68	-3.85	0.00	8.892	89.516	-548.7
	EX	18	U1	0.67	0.70	0.00	1.072	1.062	17.00

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.34 \times 1.05 \times}{4} \times 14331.02 = 756.14 \text{ KN}$$

- **Méthode statique équivalente :**

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.34 \times 1.05 \times}{4} \times 14331.02 = 756.14 \text{ KN}$$

- **Méthode spectrale modale :**

$$V_{ETABS}^X = 928.18 \text{ KN}$$

$$V_{ETABS}^Y = 679.75 \text{ KN}$$

- **Comparaison des résultats :**

$$V_{ETABS}^X = 928.18 \text{ KN} > 80 \% V_{MSM}^X = 604.91 \text{ KN}$$

$$V_{ETABS}^Y = 679.75 \text{ KN} > 80 \% V_{MSM}^Y = 604.91 \text{ KN}$$

Donc ; $V_{ETABS}^X > 80 \% V_{MSM}^X \Rightarrow$ condition vérifié

$V_{ETABS}^Y > 80 \% V_{MSM}^Y \Rightarrow$ condition vérifié

IV.4.8. Vérification des déplacements inter étages :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \dots\dots\dots (\text{Art .4.4.3 page 37 RPA})$$

Avec : δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de la torsion).

R : coefficient de comportement (R= 4).

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} ; \text{ avec : } \Delta_k < 1\% * h_e \dots\dots\dots \text{RPA99 (article 4.4.3) page 51.}$$

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$; (h_e : hauteur d'étage).

$$\Delta_x^k = R * \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R * \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Aussi : } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens (x-x).

Δ_{ey}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens (y-y).

δ_{ex}^k : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens (x-x).

δ_{ey}^k : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens (y-y).

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Niveaux	Δ_{ex}^k	Δ_{ey}^k	R	h_e	$\bar{\Delta}(0,01 h_e)$	Δ_x^k	Δ_y^k	Observation
ETAGE ATIQUE	0	0.0011	5	306	3.06	0	0.0055	Condition vérifié
6	0.0006	0.0008	5	306	3.06	0.003	0.004	Condition vérifié
5	0.0008	0.0012	5	306	3.06	0.004	0.006	Condition vérifié
4	0.0009	0.0013	5	306	3.06	0.0045	0.0065	Condition vérifié
3	0.001	0.0015	5	306	3.06	0.005	0.0075	Condition vérifié
2	0.0013	0.0017	5	306	3.06	0.0065	0.0085	Condition vérifié
1	0.0014	0.0018	5	306	3.06	0.007	0.009	Condition vérifié
RDC	0.0022	0.0029	5	459	4.59	0.011	0.0145	Condition vérifié
SS	0.0011	0.0014	5	450	4.50	0.0055	0.004	Condition vérifié

Tableau IV.9. Résumé du calcul des déplacements inter-étage.

IV.4.9. Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_k} \leq 0.10$$

Avec : P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k) ;

Δ_k : Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau (k-1) ;

h_k : Hauteur de l'étage (k) ;

V_k : Effort tranchant de l'étage au niveau (k).

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Niveaux	P_K	Δ_x^k	Δ_y^k	V_x^k	V_y^k	h_K	θ_x	θ_y	Observation
ETAGE ATIQUE	1054.3	0	0.0055	66.27	86.08	3.06	0.000	0.206	Condition vérifié
6	2551.31	0.003	0.004	179.8	200.28	3.06	0.130	0.156	Condition vérifié
5	4048.33	0.004	0.006	294.23	303.43	3.06	0.168	0.245	Condition vérifié
4	5545.35	0.0045	0.0065	405.66	392.5	3.06	0.188	0.281	Condition vérifié
3	7159.99	0.005	0.0075	516.87	471.7	3.06	0.212	0.348	Condition vérifié
2	8762.39	0.0065	0.0085	627.75	542.89	3.06	0.278	0.420	Condition vérifié
1	10338.54	0.007	0.009	731.12	601.85	3.06	0.303	0.473	Condition vérifié
RDC	12343.69	0.011	0.0145	835.89	651.44	4.50	0.731	1.236	Condition vérifié
SS	14331.01	0.0055	0.004	928.18	679.75	4.59	0.390	0.387	Condition vérifié

Tableau IV.10. Résumé du calcul des P-DELTA

Conclusion :

On a ($\theta_x < 0.10$, $\theta_y < 0.10$) pour chaque niveau K et dans les deux sens, de ce fait l'effet P-Delta peut être négligé dans le calcul des éléments structuraux.

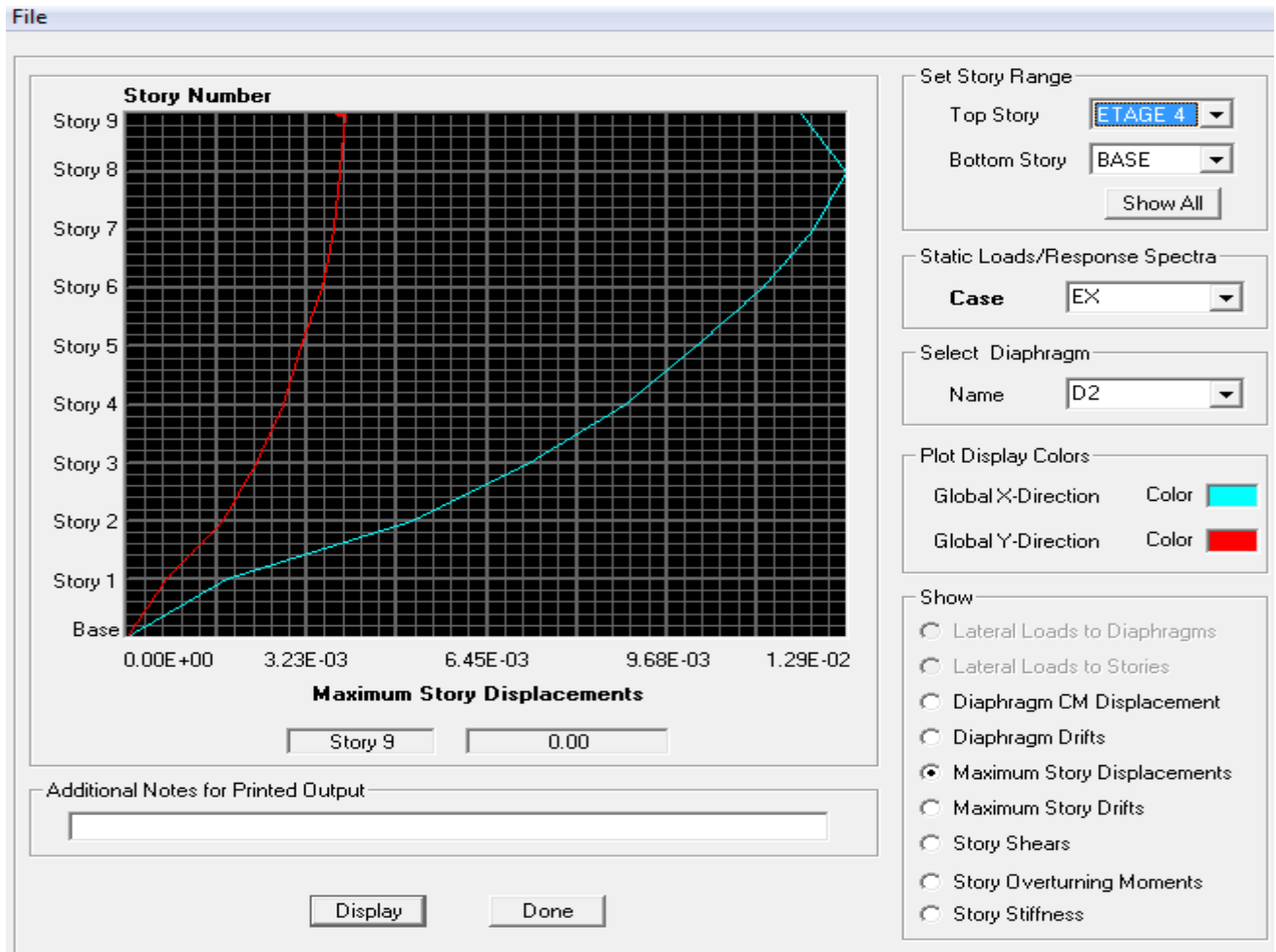
IV.4.10. Déplacements maximum :

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : La flèche admissible,

H_t : La hauteur totale du bâtiment.



$$\delta_{max} = 0.01 \leq f = \frac{32.04}{500} = 0.064 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée,
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,
- Les effets P-Δ sont négligeables dans notre structure (vérifié).
- L'effort normal réduit est vérifié,

Remarque :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments de la structure

V.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous allons procéder aux calculs du ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles), qui a pour objet de déterminer les sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de Sollicitations.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont calculées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes.

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant comptes des combinaisons suivantes :

ELU**1.35G+1.5Q**

ELS.....**G+Q**

RPA2003.....**G+Q±E ; 0.8G±E**

V.2.1. Recommandation du RPA pour le ferrailage des poutres :❖ **Les armatures longitudinales (art 7.5.2.1)**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.

- Poutre principales de (30×40): $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$.

- Poutre secondaire de (30× 35): $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de **4%** de la section du béton en **zone courante** et de **6%** de la section du béton en **zone de recouvrement**

- **Poutres principales de (35×40):**

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- **Poutres secondaires de (30×35):**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de **40 ϕ en zone IIa**.
- ✓ Les poutres supportent 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.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2U** superposés formant un carré ou un rectangle.
- ❖ **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)**
- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires ($\frac{h}{4}$; 12ϕ ; 30 cm).
 - En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$
 - La valeur du diamètre ϕ_L 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 d'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres :

V.2.2.1. Sollicitations de calcul :

a) Poutre principale :

NIVEAUX	M_u (KN.m)	ELU	G+Q±E	0.8±E	ELS
ETAGE	M_{min}	14.742	19.748	18.495	10.92
ATTIQUE	M_{max}	7.36	12.225	12.887	5.452
6	M_{min}	27.718	25.26	24.423	20.532
	M_{max}	14.437	16.925	17.728	10.692
5	M_{min}	27.189	34.272	31.479	20.14
	M_{max}	20.129	23.492	24.128	14.91
4	M_{min}	27.348	46.185	43.642	20.258
	M_{max}	20.493	30.972	31.723	15.18
3	M_{min}	31.456	58.383	56.099	23.301
	M_{max}	25.151	39.172	39.96	18.63
2	M_{min}	34.233	72.804	70.47	25.358
	M_{max}	26.903	53.187	53.845	19.928
1	M_{min}	24.732	88.183	86.211	18.32
	M_{max}	30.051	68.462	70.434	24.482
RDC	M_{min}	44.483	105.436	104.067	32.951
	M_{max}	37.689	91.752	93.12	27.917
SOUS-SOL	M_{min}	38.006	100.656	99.665	35.822
	M_{max}	48.36	90.742	91.734	28.152

Tableau V.1. Sollicitations dans les poutres principales.

a) Poutre Secondaire :

NIVEAUX	M_u (KN.m)	ELU	G+Q±E	0.8±E	ELS
ETAGE	M_{min}	16.556	22.617	20.164	12.263
ATTIUE	M_{max}	6.928	10.134	9.107	5.132
6	M_{min}	38.483	38.304	32.603	28.506
	M_{max}	16.191	19.438	17.744	11.994
5	M_{min}	44.591	39.938	36.702	33.03
	M_{max}	29.53	26.296	23.32	21.874
4	M_{min}	51.052	47.163	44.04	37.816
	M_{max}	29.709	32.83	32.621	22.007
3	M_{min}	54.187	53.101	50.22	40.138
	M_{max}	39.791	41.375	41.042	29.475
2	M_{min}	52.017	58.683	55.918	38.531
	M_{max}	41.367	48.899	48.454	30.642
1	M_{min}	48.179	63.196	60.833	35.688
	M_{max}	44.361	56.302	55.888	32.86
RDC	M_{min}	39.493	67.747	65.87	29.254
	M_{max}	37.848	64.373	63.98	28.035
SOUS-SOL	M_{min}	97.886	86.697	72.196	72.508
	M_{max}	109.133	91.676	75.508	80.839

Tableau V.2. Sollicitations dans les poutres Secondaire.

Etapes de calcul des armatures longitudinales :

✚ Calcul du moment réduit ultime

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \quad , \quad \gamma_b = 1.5 \quad (\text{Situation durable})$$

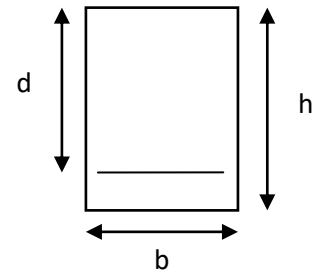
Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

Si : $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

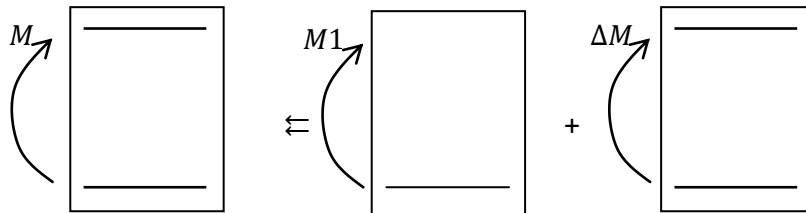
La section d'armatures tendues est :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$



Si : $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA) et La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.



On doit calculer :

$$M_{f1} = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_1$$

Avec : M_1 : Moment ultime pour une section simplement armée.

M : Moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$A_{st1} = \frac{M_{f1}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Finalement, les sections réelles sont :

Armatures tendues : $A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$

Armatures comprimées : $A_{sc} = A_{st2}$

V.2.2.1. Ferrailage :

❖ POUTRE PRINCIPAL

a- Ferrailage en travée des poutres principales à l'ELU

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Mu (kNm)	μ	obs	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage	As adoptée
ETAGE ATTIQUE	7.360	0.013	SSA	0.993	0.576	6.00	3HA14+3HA14	10.65
6	14.437	0.025	SSA	0.987	1.136	6.00	3HA14+3HA14	10.65
5	20.129	0.035	SSA	0.982	1.592	6.00	3HA14+3HA14	10.65
4	20.493	0.035	SSA	0.982	1.621	6.00	3HA14+3HA14	10.65
3	25.151	0.043	SSA	0.978	1.997	6.00	3HA14+3HA14	10.65
2	26.903	0.046	SSA	0.976	2.141	6.00	3HA14+3HA14	10.65
1	30.051	0.052	SSA	0.973	2.399	6.00	3HA14+3HA14	10.65
RDC	37.689	0.065	SSA	0.966	3.030	6.00	3HA14+3HA14	10.65
SS	48.360	0.083	SSA	0.083	45.251	6.00	3HA14+3HA14	10.65

Tableau V.2. Ferrailage en travée des poutres principales à l'ELU

b- Ferrailage aux appuis des poutres principales à l'ELU

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Mu (kNm)	μ	obs	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage	As adoptée
ETAGE ATTIQUE	14.742	0.025	SSA	0.988	1.159	6.000	3HA12+3HA12	6.78
6	27.718	0.048	SSA	0.975	2.208	6.000	3HA12+3HA12	6.78
5	27.189	0.047	SSA	0.976	2.165	6.000	3HA12+3HA12	6.78
4	27.348	0.047	SSA	0.976	2.177	6.000	3HA12+3HA12	6.78
3	31.456	0.054	SSA	0.972	2.513	6.000	3HA12+3HA12	6.78
2	34.233	0.059	SSA	0.970	2.742	6.000	3HA12+3HA12	6.78
1	24.732	0.042	SSA	0.979	1.962	6.000	3HA12+3HA12	6.78
RDC	44.483	0.076	SSA	0.960	3.599	6.000	3HA12+3HA12	6.78
SS	38.006	0.065	SSA	0.967	3.054	6.000	3HA12+3HA12	6.78

Tableau V.2. Ferrailage aux appuis des poutres principales à l'ELU

❖ **Poutre secondaire**

c- Ferrailage en travée des poutres secondaire à l'ELU

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Mu (kNm)	μ	obs	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage	As adoptée
ETAGE ATTIQUE	6.928	0.016	SSA	0.992	0.627	5.25	3HA12+3HA12	6.78
6	16.191	0.037	SSA	0.982	1.481	5.25	3HA12+3HA12	6.78
5	29.530	0.068	SSA	0.965	2.748	5.25	3HA12+3HA12	6.78
4	29.709	0.068	SSA	0.965	2.765	5.25	3HA12+3HA12	6.78
3	39.791	0.091	SSA	0.953	3.751	5.25	3HA12+3HA12	6.78
2	41.361	0.095	SSA	0.95	3.910	5.25	3HA12+3HA12	6.78
1	44.361	0.102	SSA	0.946	4.211	5.25	3HA12+3HA12	6.78
RDC	37.848	0.087	SSA	0.955	3.561	5.25	3HA12+3HA12	6.78
SS	109.133	0.250	SSA	0.854	11.475	5.25	3HA12+3HA12	6.78

Tableau V.2. Ferrailage en travée des poutres secondaire à l'ELU

d- Ferrailage aux appuis des poutres secondaire à l'ELU

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Mu (kNm)	μ	obs	β	As (cm ²)	Amin (cm ²)	ferrailage	As adoptée
ETAGE ATTIQUE	16.556	0.036	SSA	0.96	1.507	5.25	3HA12+3HA12	6.78
6	38.480	0.083	SSA	0.95	3.531	5.25	3HA12+3HA12	6.78
5	44.591	0.096	SSA	0.94	4.122	5.25	3HA12+3HA12	6.78
4	51.052	0.110	SSA	0.94	4.739	5.25	3HA12+3HA12	6.78
3	54.187	0.117	SSA	0.94	5.020	5.25	3HA12+3HA12	6.78
2	52.017	0.112	SSA	0.94	4.819	5.25	3HA12+3HA12	6.78
1	48.179	0.104	SSA	0.95	4.439	5.25	3HA12+3HA12	6.78
RDC	39.493	0.085	SSA	0.96	3.599	5.25	3HA12+3HA12	6.78
SS	97.886	0.211	SSA	0.88	9.686	5.25	3HA12+3HA12	6.78

Tableau V.2. Ferrailage aux appuis des poutres principales à l'ELU

V.2.3. Vérifications des conditions du RPA :❖ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{min} = 0,5 \% (b \times h)$$

Toutes les sections d'armatures sont vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

❖ **Armatures transversales :**✚ **Poutres principales :**

Calcul des espacements : Selon le RPA 99 (modifiée 2003) :

- **Espacement maximal des armatures :**

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

On prend $S_t = 20$ cm

D'après le RPA 99 :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_1 \right\} = n \left\{ \frac{40}{4} ; 12 \times 1.4 \right\} = 10 \text{ cm.} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.} \text{ En zone courante.}$$

- **Armatures transversales minimales :**

Zone nodale : $A_t = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$.

Zone courante : $A_t = 0.003 \times 20 \times 25 = 1.5 \text{ cm}^2$.

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}$

- **Poutres secondaires :**

Calcul des espacements : Selon le RPA 99 (modifiée 2003) :

- **Espacement maximal des armatures :**

D'après le RPA 99 :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_1 \right\} = n \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 1.4 \right\} = 8.75 \text{ cm} \rightarrow S_t = 8.00 \text{ cm} \quad \text{En}$$

zone nodale.

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.50 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15.00 \text{ cm} \text{ . En zone courante.}$$

- **Armatures transversales minimales :**

Zone nodale : $A_t = 0.003 \times 8.00 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2$.

Zone courante : $A_t = 0.003 \times 15.00 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$.

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}$

- ❖ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

Avec : h : Hauteur de la poutre.

Poutres principales : $L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

Poutres secondaires : $L' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

V.2.3. Vérifications à l'ELU :**V.2.3.1. Condition de non fragilité [Art B.6.4 BAEL] :**

$$A_{\text{calculée}} \geq A_{\text{min}}$$

- **Poutres principales :**

$$A_{\text{min}} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 25 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1,12 \text{ cm}^2$$

D'où $A_{\text{calculée}} = 10.65 > A_{\text{min}} = 1,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Poutres Secondaire :**

$$A_{\text{min}} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

- D'où $A_{\text{calculée}} = 6.78 > A_{\text{min}} = 1,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

V.2.3.2. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis [BAEL91/art.**A.5.1.32] :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \quad a = 0.9 d$$

- ✓ **poutre principale :**

$$T_u = 133.44 \leq \frac{0.4 \times 0.9 \times 370 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 666 \text{ kn} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ **poutre secondaire :**

$$T_u = 108.45 \leq \frac{0.4 \times 0.9 \times 320 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 576 \text{ kn} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.3.3. Vérification de la contrainte d'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se \cdot u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

✓ **Poutres principales :** $V_u = 159.27 \text{ KN}$

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{133.44}{0.9 \times 37 \times 26.376} = 0.152 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque}$$

d'entraînement des barres.

✓ **Poutre secondaires :** $V_u = 108.45$

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{108.45}{0.9 \times 32 \times 22.61} = 0.167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'a pas de risque}$$

d'entraînement des barres.

V.2.3.4. Ancrage des aciers :

Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime :

$$\tau_{se \cdot u} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour la transmission des efforts :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Pour les $\phi 12$: $l_s = 42.32 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Les règles du BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée, mesurée hors crochet, soit au moins égale à $0,4 \times L_s$ pour les aciers à haute adhérence. $L_c = 0,4 \times L_s$

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_c = 16,93 \text{ cm}$

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_c = 19,75 \text{ cm}$

V.2.3.5. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

✓ **Poutre principale :** $V_u = T_{\max} = 133,44 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{133,44}{25 \times 37} = 0,144 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Sens secondaire :** $V = T_{\max} = 108,45 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{108,45}{25 \times 32} = 0,135 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.4. Vérification à L'ELS :

A. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant considérée non préjudiciable, alors la vérification de l'état limite des fissures n'est pas nécessaire.

B. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \Rightarrow \sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta \cdot d \cdot A_s} \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \Rightarrow \beta_1 \text{ et } K_1$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

❖ **Poutre principal**

a. Vérification de l'état limite de compression du béton en travée

Niveau	Ms (kNm)	As adop	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
ETAGE ATTIQUE	5.45	10.65	1.109	0.895	32.62	0.03	0.55	15	17.87	vérifié
6	10.69	10.65	1.109	0.895	32.62	0.03	1.07	15	35.05	vérifié
5	14.91	10.65	1.109	0.895	32.62	0.03	1.50	15	48.88	vérifié
4	15.18	10.65	1.109	0.869	23.17	0.04	1.53	15	49.77	vérifié
3	18.63	10.65	1.109	0.869	23.17	0.04	1.87	15	61.08	vérifié
2	19.93	10.65	1.109	0.869	23.17	0.04	2.00	15	65.34	vérifié
1	24.48	10.65	1.109	0.869	23.17	0.04	2.46	15	80.26	vérifié
RDC	27.92	10.65	1.109	0.855	19.48	0.05	2.81	15	91.54	vérifié
SS	28.15	10.65	1.109	0.855	19.48	0.05	2.83	15	92.29	vérifié

Tableau V.5. Vérification de l'état limite de compression du béton en travée

b. Vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis

Niveau	Ms (kNm)	As adop	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
ETAGE ATTIQUE	10.92	6.78	0.706	0.895	32.62	0.03	1.72	15	56.24	vérifié
6	20.53	6.78	0.706	0.895	32.62	0.03	3.24	15	105.74	vérifié
5	20.14	6.78	0.706	0.895	32.62	0.03	3.18	15	103.72	vérifié
4	20.26	6.78	0.706	0.869	23.17	0.04	4.64	15	107.45	vérifié
3	23.30	6.78	0.706	0.869	23.17	0.04	5.33	15	123.59	vérifié
2	25.36	6.78	0.706	0.869	23.17	0.04	5.81	15	134.50	vérifié
1	18.32	6.78	0.706	0.869	23.17	0.04	4.19	15	97.17	vérifié
RDC	32.95	6.78	0.706	0.855	19.48	0.05	13.38	15	260.68	vérifié
SS	35.82	6.78	0.706	0.855	19.48	0.05	14.55	15	283.39	vérifié

Tableau V.5. Vérification de l'état limite de compression du béton en travée

❖ Poutre secondaire

a. Vérification de l'état limite de compression du béton en travée

niveau	Ms (kNm)	As adop	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
ETAGE ATTIQUE	5.13	6.78	0.706	0.895	32.62	0.03	26.43	0.81	15	vérifié
6	11.99	6.78	0.706	0.895	32.62	0.03	61.77	1.89	15	vérifié
5	21.87	6.78	0.706	0.895	32.62	0.03	112.65	3.45	15	vérifié
4	22.01	6.78	0.706	0.869	23.17	0.04	116.72	5.04	15	vérifié
3	29.48	6.78	0.706	0.869	23.17	0.04	156.33	6.75	15	vérifié
2	30.64	6.78	0.706	0.869	23.17	0.04	162.51	7.01	15	vérifié
1	32.86	6.78	0.706	0.869	23.17	0.04	174.29	7.52	15	vérifié
RDC	28.04	6.78	0.706	0.855	19.48	0.05	96.21	4.94	15	vérifié
SS	80.84	6.78	0.706	0.855	19.48	0.05	277.43	14.24	15	vérifié

Tableau V.5. Vérification de l'état limite de compression du béton en travée

b. Vérification de l'état limite de compression du béton en travée

niveau	Ms (kNm)	As adop	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
ETAGE ATTIQUE	12.26	6.78	0.706	0.895	32.62	0.03	63.15	1.94	15	vérifié
6	28.51	6.78	0.706	0.895	32.62	0.03	146.80	4.50	15	vérifié
5	33.03	6.78	0.706	0.895	32.62	0.03	170.10	5.21	15	vérifié
4	37.82	6.78	0.706	0.869	23.17	0.04	200.57	8.66	15	vérifié
3	40.14	6.78	0.706	0.869	23.17	0.04	212.89	9.19	15	vérifié
2	38.53	6.78	0.706	0.869	23.17	0.04	204.37	8.82	15	vérifié
1	35.69	6.78	0.706	0.869	23.17	0.04	189.29	8.17	15	vérifié
RDC	29.25	6.78	0.706	0.855	19.48	0.05	100.40	5.15	15	vérifié
SS	72.51	6.78	0.706	0.855	19.48	0.05	248.84	12.77	15	vérifié

Tableau V.5. Vérification de l'état limite de compression du béton en travée

b) Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Niveau	L(max)	As adopt	Ms (kNm)	Mo (kNm)	h/L	l/16	Ms/ (10Mo)	As/bd	4,2/fe
ETAGE ATTIQUE	4	10.65	5.452	66.189	0.100	0.0625	0.008	0.010	0.0105
6	4	10.65	10.692	66.189	0.100	0.0625	0.016	0.010	0.0105
5	4	10.65	14.910	66.189	0.100	0.0625	0.023	0.010	0.0105
4	4	10.65	15.180	66.189	0.100	0.0625	0.023	0.010	0.0105
3	4	10.65	18.630	66.189	0.100	0.0625	0.028	0.010	0.0105
2	4	10.65	19.928	66.189	0.100	0.0625	0.030	0.010	0.0105
1	4	10.65	24.482	66.189	0.100	0.0625	0.037	0.010	0.0105
RDC	4	10.65	27.917	66.189	0.100	0.0625	0.042	0.010	0.0105
SS	4	10.65	28.152	66.189	0.100	0.0625	0.043	0.010	0.0105

Tableau V-22-Vérification de la flèche en travées des poutres principales

Niveau	L(max)	As adopt	Ms (kNm)	Mo (kNm)	h/L	l/16	Ms/ (10Mo)	As/bd	4,2/fe
ETAGE ATTIQUE	4	6.78	10.920	66.189	0.100	0.0625	0.016	0.006	0.0105
6	4	6.78	20.532	66.189	0.100	0.0625	0.031	0.006	0.0105
5	4	6.78	20.140	66.189	0.100	0.0625	0.030	0.006	0.0105
4	4	6.78	20.258	66.189	0.100	0.0625	0.031	0.006	0.0105
3	4	6.78	23.301	66.189	0.100	0.0625	0.035	0.006	0.0105
2	4	6.78	25.358	66.189	0.100	0.0625	0.038	0.006	0.0105
1	4	6.78	18.320	66.189	0.100	0.0625	0.028	0.006	0.0105
RDC	4	6.78	32.951	66.189	0.100	0.0625	0.050	0.006	0.0105
SS	4	6.78	35.822	66.189	0.100	0.0625	0.054	0.006	0.0105

Tableau V-22-Vérification de la flèche aux appuis des poutres principales

Niveau	L(max)	As adopt	Ms (kNm)	Mo (kNm)	h/L	l/16	Ms/ (10Mo)	As/bd	4,2/fe
ETAGE ATTIQUE	4	6.78	5.132	66.189	0.100	0.0625	0.008	0.006	0.0105
6	4	6.78	11.994	66.189	0.100	0.0625	0.018	0.006	0.0105
5	4	6.78	21.874	66.189	0.100	0.0625	0.033	0.006	0.0105
4	4	6.78	22.007	66.189	0.100	0.0625	0.033	0.006	0.0105
3	4	6.78	29.475	66.189	0.100	0.0625	0.045	0.006	0.0105
2	4	6.78	30.642	66.189	0.100	0.0625	0.046	0.006	0.0105
1	4	6.78	32.860	66.189	0.100	0.0625	0.050	0.006	0.0105
RDC	4	6.78	28.035	66.189	0.100	0.0625	0.042	0.006	0.0105
SS	4	6.78	80.839	66.189	0.100	0.0625	0.122	0.006	0.0105

Tableau V-22-Vérification de la flèche en travées des poutres secondaire

Niveau	L(max)	As adopt	Ms (kNm)	Mo (kNm)	h/L	l/16	Ms/ (10Mo)	As/bd	4,2/fe
ETAGE ATTIQUE	4	6.78	12.263	66.189	0.100	0.0625	0.019	0.006	0.0105
6	4	6.78	28.506	66.189	0.100	0.0625	0.043	0.006	0.0105
5	4	6.78	33.030	66.189	0.100	0.0625	0.050	0.006	0.0105
4	4	6.78	37.816	66.189	0.100	0.0625	0.057	0.006	0.0105
3	4	6.78	40.138	66.189	0.100	0.0625	0.061	0.006	0.0105
2	4	6.78	38.531	66.189	0.100	0.0625	0.058	0.006	0.0105
1	4	6.78	35.688	66.189	0.100	0.0625	0.054	0.006	0.0105
RDC	4	6.78	29.254	66.189	0.100	0.0625	0.044	0.006	0.0105
SS	4	6.78	72.508	66.189	0.100	0.0625	0.110	0.006	0.0105

Tableau V-22-Vérification de la flèche aux appuis des poutres secondaire

VII.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant

VII.3.1. Etape de calcul en flexion composée à

a) on calcule l'effort de compression centré maximal supportable par le béton :

$$N_b^{\max} = b \cdot x \cdot h \cdot f_{bc}$$

b) on calcule le coefficient de remplissage ψ_1 , égal au rapport entre l'effort normal réel et l'effort de compression centré maximal :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}}$$

c) on compare le coefficient ψ_1 à 0.81 :

➤ **Si $\psi_1 \leq 0.81$**

On détermine l'exentération critique ξ :

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4x(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$$

$$\psi_1 \geq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{(3\psi_1 - 1)(1 - \psi_1)}{4\psi_1}$$

On calcule $e_{NC} = \xi x h$ et $e = \frac{M_u}{N_u}$

$e \leq e_{NC} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée et l'ELU n'est pas atteint, on place le pourcentage minimal d'armatures. $A = 4 \text{ cm}^2 \times$ le périmètre de la section, le taux d'armatures dans la section de béton (A/B) devant être compris entre 0,2 et 0,5%

$e > e_{NC} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et l'ELU peut être atteint.

➤ **Si $\psi_1 > 0.81$**

On détermine le coefficient x :

$$x = \frac{0.5 - \frac{d'}{h} - \psi_1 \left(0.5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h} \right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$

$x \geq 0.19 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$0 \leq x < 0.19 \Rightarrow$ Section entièrement comprimée et il n'y a pas besoin d'aciers inférieurs A_s mais seulement d'aciers supérieurs A_s'

$x < 0 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée et on a besoin d'aciers inférieurs A_s et d'acier supérieurs A_s' .

VII.3.1.1. Dimensionnement des sections partiellement comprimées :

On calcule un moment de flexion fictif :

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

On calcule les armatures de la section étudiée en flexion simple sous le moment fictif, on obtient :

- Le cas échéant une section d'aciers comprimés A_s' ;
- Une section d'armatures F_{fictif} .

La section réelle d'aciers tendus vaut $A_s = A_{\text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}}$

Cette dernière quantité peut être négative, donc on prend la section minimale

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; \frac{0.23bdf_{t28}}{f_c} \right\}$$

VII.3.1.2. Dimensionnement des sections entièrement comprimées :

Si $0 \leq x < 0.19$

Les sections d'armatures valent :

$$A'_s = \frac{N_u - (1-x)bhf_{bc}}{\sigma'_s} \quad \text{Avec } \sigma'_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_s = 0$$

Si $x < 0$

Les sections d'armatures valent :

$$\begin{cases} A'_s = \frac{N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) - bhf_{bc} \left(d - \frac{h}{2} \right)}{(d-d')\sigma'_{s2}} \\ A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma'_{s2}} - A'_s \end{cases}$$

$$\text{Avec } \sigma'_{s2} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \quad \text{pour HA400}$$

VII.3.2. Les recommandations du RPA 99 modifié 2003 pour les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être :

- En haute adhérence (HA), droites et son crochet.
- Le diamètre minimal de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

- **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers est de 0.8% de la section du béton.

- Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0.008 \cdot (45 \times 45) = 16.2\text{cm}^2$.
- Poteau (40x40) : $A_{\min} = 0.008 \cdot (40 \times 40) = 12.8\text{cm}^2$.
- Poteau (35x35) : $A_{\min} = 0.008 \cdot (35 \times 35) = 9.8\text{cm}^2$.

- **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$

- Poteau (45x45) : $A_{\max} = 0.06 \cdot (45 \times 45) = 121.5 \text{ cm}^2$.

- Poteau (40x40) : $A_{\max} = 0.06 \cdot (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$.

- Poteau (35x35) : $A_{\max} = 0.06 \cdot (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times bh$

- Poteau (45x45) : $A_{\max} = 0.04 \cdot (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$.

- Poteau (40x40) : $A_{\max} = 0.04 \cdot (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$.

- Poteau (35x35) : $A_{\max} = 0.04 \cdot (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$.

VII.3.3. Sollicitation et ferrailage des poteaux :

● Sollicitations de calcul :

Le ferrailage se fera par zone tel que :

Zone I : Poteaux de (45× 45) : Du S-sol au RDC.

Zone II : Poteaux de (40× 40) : Du 1^{ères} au 3ème étage ;

Zone III : Poteaux de (35× 35) : Du 4^{ème}, 6 au étage attique

VII.3.4.Ferraillage

Le ferraillage des poutres est résumé dans les tableaux suivants :

● Sens longitudinales :

sens longitudinal															
ZONE	section	com	N(KN)	M(KN.m)	N _b ^{max}	Ψ	ξ	enc	eu	Nature	Mf	A (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferraillage	A adoptée
I	(35x35)	Nmax-Mcor	497.890	17.445	1278.000	0.390	0.152	0.045	0.035	SPC	82.171	1.014	9.800	4HA14+4HA12	10.68
		Nmin-Mcor	29.590	0.947	1278.000	0.023	0.166	0.050	0.032	SPC	4.794	1.014	9.800		
		Mmax-Ncor	25.110	42.365	1278.000	0.020	0.166	0.050	1.687	SPC	45.629	1.014	9.800		
II	(40x40)	Nmax-Mcor	985.550	18.149	1739.500	0.567	0.138	0.048	0.018	SPC	195.548	1.395	12.800	4HA14+4HA14	12.32
		Nmin-Mcor	130.280	30.735	1739.500	0.075	0.164	0.058	0.236	SPC	54.185	1.395	12.800		
		Mmax-Ncor	26.030	81.996	1739.500	0.015	0.166	0.058	3.150	SPC	86.681	1.395	12.800		
III	(45x45)	Nmax-Mcor	1353.340	9.447	2272.000	0.596	0.135	0.054	0.007	SPC	320.715	1.835	16.200	4HA20+4HA16	20.64
		Nmin-Mcor	290.610	7.361	2272.000	0.128	0.163	0.065	0.025	SPC	74.201	1.835	16.200		
		Mmax-Ncor	220.820	150.855	2272.000	0.097	0.164	0.066	0.683	SPC	201.644	1.835	16.200		

Tableau VII.15. Ferraillage des poteaux sens longitudinale

● Sens Transversales :

sens Transversales															
ZONE	section	com	N(KN)	M(KN.m)	N_b^{max}	ψ	ξ	enc	eu	Nature	Mf	A (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adoptée
I	(35x35)	Nmax-Mcor	497.890	17.445	1278.000	0.390	0.152	0.045	0.035	SPC	82.171	1.014	9.800	4HA14+4HA12	10.68
		Nmin-Mcor	33.980	2.771	1278.000	0.027	0.166	0.050	0.082	SPC	7.188	1.014	9.800		
		Mmax-Ncor	184.480	45.166	1278.000	0.144	0.162	0.049	0.245	SPC	69.148	1.014	9.800		
II	(40x40)	Nmax-Mcor	985.550	18.149	1739.500	0.567	0.138	0.048	0.018	SPC	195.548	1.395	12.800	4HA14+4HA14	12.32
		Nmin-Mcor	9.910	179.910	1739.500	0.006	0.167	0.058	18.154	SPC	181.694	1.395	12.800		
		Mmax-Ncor	26.030	81.996	1739.500	0.015	0.166	0.058	3.150	SPC	86.681	1.395	12.800		
III	(45x45)	Nmax-Mcor	1353.340	9.447	2272.000	0.596	0.135	0.054	0.007	SPC	320.715	1.835	16.200	4HA20+4HA16	20.64
		Nmin-Mcor	290.670	14.393	2272.000	0.128	0.163	0.065	0.050	SPC	81.247	1.835	16.200		
		Mmax-Ncor	220.820	150.855	2272.000	0.097	0.164	0.066	0.683	SPC	201.644	1.835	16.200		

Tableau VII.15. Ferrailage des poteaux sens Transversales

VII.3.5. Vérification à l'ELS

Pour le cas des poteaux, on doit vérifier l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Les sollicitations sont

Moment de flexion M_{ser} et un effort normal N_{ser} , l'excentricité $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

Hypothèse de calcul :

Si $e_s < \frac{h}{6} \Rightarrow$ il y a de fortes chances que la section soit entièrement comprimée.

Si $e_s < \frac{h}{6} \Rightarrow$ il y a de fortes chances que la section soit partiellement comprimée.

VII.3.5.1. Vérification d'une Section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre:

$$y_{ser} = z + c$$

Z : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $z^3 + p \cdot z + q = 0$

Avec :

$$z = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times c^2 - 90 \bar{A}_{su} \cdot \frac{c-d'}{b} + 90 A_s \cdot \frac{d-c}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \cdot \bar{A}_s \cdot \frac{(c-d')^2}{b} - 90 A_s \cdot \frac{(d-c)^2}{b}$$

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

$$\text{On calcule } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0: t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t}; z = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$z_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad z_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad z_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour z celle qui donne : $0 < y_{ser} < d$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_{ser})^2 + \bar{A}_s' (y_{ser} - d')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut

$$\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b$$

La contrainte dans les aciers tendus

$$\sigma_s = 15 \frac{z \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \quad \text{La section est effectivement partiellement comprimée si } \sigma_s \geq 0$$

VII.3.5.2. Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A_s')$

On calcule l'inertie de la section homogène:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot \left[A_s' \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2 \right]$$

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_s' \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s' + A_s)}$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

On vérifie que $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_b$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

VII.3.5.3. Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

LE RESUmés dans le tableau suivant

● Sens longitudinales :

sens longitudinal															
ZONE	section	com	N(KN)	M(KN.m)	es	A _{min}	Nature	As=A's	s	X _G	I (cm ⁴)	σ _{sup} (Mpa)	σ _{inf} (Mpa)	σ _b (Mpa)	Observation
I	(35x35)	N _{max} -M _{cor}	379.880	30.299	0.080	-1.728	SEC	5.335	1060.050	0.000	90547.200	8.603	-1.436	15	Verifiée
		N _{min} -M _{cor}	29.590	0.947	0.032	4.888	SPC	5.335	1060.050	0.000	90547.200	2.301	2.301	15	Verifiée
		M _{max} -N _{cor}	17.130	36.752	2.145	0.978	SEC	5.335	1060.050	0.000	90547.200	6.250	-5.927	15	Verifiée
II	(40x40)	N _{max} -M _{cor}	777.020	48.116	0.062	140.823	SEC	6.155	1409.650	0.000	163874.746	10.650	0.374	15	Verifiée
		N _{min} -M _{cor}	130.280	30.735	0.236	0.684	SEC	6.155	1409.650	0.000	163874.746	4.206	-2.358	15	Verifiée
		M _{max} -N _{cor}	17.160	75.450	4.397	1.366	SEC	6.155	1409.650	0.000	163874.746	8.179	-7.935	15	Verifiée
III	(45x45)	N _{max} -M _{cor}	107.800	57.165	0.530	1.426	SEC	7.095	1812.850	0.000	274846.983	4.754	-3.565	15	Verifiée
		N _{min} -M _{cor}	290.610	7.361	0.025	6.023	SEC	7.095	1812.850	0.000	274846.983	2.139	1.067	15	Verifiée
		M _{max} -N _{cor}	157.950	124.744	0.790	1.574	SEC	7.095	1812.850	0.000	274846.983	9.949	-8.206	15	Verifiée

Tableau VII.16. Ferrailage des poteaux sens longitudinale

● Sens longitudinales :

VII.3.6. A

sens Transversales															
ZONE	section	com	N(KN)	M(KN.m)	es	A _{min}	Nature	As=A's	S	X _G	I (cm ⁴)	σ _{sup} (Mpa)	σ _{inf} (Mpa)	σ _b (Mpa)	Observation
I	(35x35)	Nmax-Mcor	402.870	21.529	0.053	-45.769	SEC	5.335	1060.050	0.000	90547.200	7.367	0.234	15	Verifiée
		Nmin-Mcor	33.980	2.771	0.082	-1.563	SPC	5.335	1060.050	0.000	90547.200	2.642	2.642	15	Verifiée
		Mmax-Ncor	184.480	45.166	0.245	0.617	SEC	5.335	1060.050	0.000	90547.200	9.222	-5.742	15	Verifiée
II	(40x40)	Nmax-Mcor	985.550	181.490	0.184	0.385	SEC	6.155	1409.650	0.000	163874.746	26.373	12.390	15	Verifiée
		Nmin-Mcor	9.910	179.910	18.154	1.388	SEC	6.155	1409.650	0.000	163874.746	19.283	19.142	15	Verifiée
		Mmax-Ncor	26.030	81.996	3.150	1.354	SEC	6.155	1409.650	0.000	163874.746	8.941	-8.572	15	Verifiée
III	(45x45)	Nmax-Mcor	1127.970	30.241	0.027	6.165	SEC	7.095	1812.850	0.000	274846.983	8.423	4.022	15	Verifiée
		Nmin-Mcor	290.670	14.393	0.050	10.896	SEC	7.095	1812.850	0.000	274846.983	2.651	0.556	15	Verifiée
		Mmax-Ncor	139.930	120.128	0.858	1.596	SEC	7.095	1812.850	0.000	274846.983	9.513	-7.970	15	Verifiée

Tableau VII.17. Ferrailage des poteaux sens Transversales

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \text{Soit } \phi_L = 8\text{mm}$$

$$2 \text{ cadres } \Phi 8 = 4 \text{ brins} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte de du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

- $\rho_1 = 2,5$ si l'élançement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.

- $\rho_1 = 3,75$ dans le cas contraire.

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot St}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = 2.5 \times 32.45 \times 0.15 / (0.3 \times 400 \times 10^3)$$

$$A_t = 1.02 \text{ cm}^2$$

VII.3.6.1. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad A_t^{\min} = 0,8\% t.b$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Tel que : $l_f = 0,7.l_0$

l_0 : Longueur libre du poteau

Poteau de 35x35 :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21.20 \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0,105.t$$

Poteau de 40x40 :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 306 = 18.55 \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0,12.t$$

Poteau de 45x45 :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 459 = 29.73 \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0,135.t$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 450 = 24.25 \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0,135.t$$

VII.3.6.2. En zone nodale : $St = 10$ cm

$$\text{Poteau de 35x35 : } A_t^{\min} = 0.105 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de 40x40 : } A_t^{\min} = 0.12 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de 45x45 : } A_t^{\min} = 0.135 \times 10 = 1.3 \text{ cm}^2$$

VII.6.3.3. En zone courante : $St = 15$ cm

$$\text{Poteau de 35x35 : } A_t^{\min} = 0.105 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de 40x40 : } A_t^{\min} = 0.12 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de 45x45 : } A_t^{\min} = 0.135 \times 15 = 1.95 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures transversales des poteaux seront composées de :

$$2 \text{ cadres T8 } \text{ soit } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.95 \text{ cm}^2$$

VII.3.7. Les recommandations du RPA 99

● **Espacement :**

La valeur maximale de l'espacement « t » des armatures transversales est déterminée comme suit:

● **En zone nodale :** (délimité au chapitre calcul des poutres)

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing, 15\text{cm})$$

Pour

$$\phi_1^{\min} = 12\text{mm} \Rightarrow t \leq \min(12; 15\text{cm}) \quad \text{Soit } St=10 \text{ cm}$$

$$\phi_1^{\min} = 14\text{mm} \Rightarrow t \leq \min(14; 15\text{cm}) \quad \text{Soit } St=10 \text{ cm}$$

$$\phi_1^{\min} = 16\text{mm} \Rightarrow t \leq \min(16; 15\text{cm}) \quad \text{Soit } St=10 \text{ cm}$$

$$\phi_1^{\min} = 20\text{mm} \Rightarrow t \leq \min(20; 15\text{cm}) \quad \text{Soit } St=10 \text{ cm}$$

● **En zone courante :**

$$t' \leq 15 \varnothing_1$$

\varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Pour

$$\phi_1^{\min} = 12\text{mm} \Rightarrow t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit } St=15 \text{ cm}$$

$$\phi_1^{\min} = 14\text{mm} \Rightarrow t \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit } St=15 \text{ cm}$$

$$\phi_1^{\min} = 16\text{mm} \Rightarrow t \leq 24\text{cm} \quad \text{Soit } St=15 \text{ cm}$$

$$\phi_1^{\min} = 20\text{mm} \Rightarrow t \leq 30\text{cm} \quad \text{Soit } St=15 \text{ cm}$$

VII.3.8. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad A_t^{\min} = 0,8\% t.b$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Tel que : $l_f = 0,7 \cdot l_0$

l_0 : Longueur libre du poteau

Poteau de 35x35 :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21.20 \quad A_t^{\min} = 0,3\% \text{ t.b} = 0,105.t$$

Poteau de 40x40 :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 306 = 18.55 \quad A_t^{\min} = 0,3\% \text{ t.b} = 0,12.t$$

Poteau de 45x45 :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 459 = 24.73 \quad A_t^{\min} = 0,3\% \text{ t.b} = 0,135.t$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 450 = 24.25 \quad A_t^{\min} = 0,3\% \text{ t.b} = 0,135.t$$

● **En zone nodale :** St =10 cm

$$\text{Poteau de 35x35 : } A_t^{\min} = 0.105 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de 40x40 : } A_t^{\min} = 0.12 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de 45x45 : } A_t^{\min} = 0.135 \times 10 = 1.3 \text{ cm}^2$$

● **En zone courante :** St =15 cm

$$\text{Poteau de 35x35 : } A_t^{\min} = 0.105 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de 40x40 : } A_t^{\min} = 0.12 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de 45x45 : } A_t^{\min} = 0.135 \times 15 = 1.95 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures transversales des poteaux seront composées de :

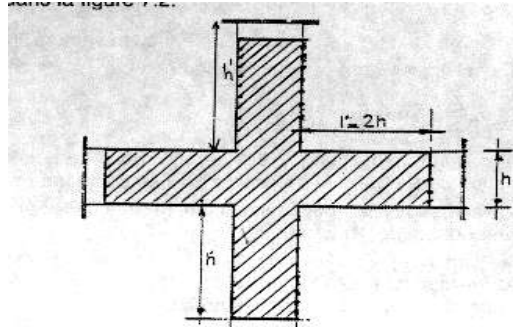
$$2 \text{ cadres T8 soit } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.95 \text{ cm}^2$$

VII.3.8.1. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max}(h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire



	H	h'
Poteau (45*45)	4,08	$h' = \text{Max} \left(\frac{450-40}{6}; 45; 45; 60 \right) = 68.33 \text{ cm}$
Poteau (45*45)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{459-40}{6}; 45; 45; 60 \right) = 69.83 \text{ cm}$
Poteau (40*40)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (35*35)	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 25; 25; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau VII.18. Détermination de la zone nodale

VII.3.8.2. La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone III : $L_r = 50\Phi$

Ø20	Ø16	Ø14	Ø12
$L_r = 50 \times 2 = 100\text{cm}$	$L_r = 50 \times 1,6 = 80\text{cm}$	$L_r = 50 \times 1,4 = 70\text{cm}$	$L_r = 50 \times 1,2 = 60\text{cm}$

VII.3.8.3. Vérification des contraintes tangentielles (RPA99 version 2003/Art.7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $\lambda_g \geq 5$ $\rho_b = 0,075\bar{\tau}_{bu} = 1,875\text{MPa}$.

Et à 0,04 dans le cas contraire $\bar{\tau}_{bu} = 1,00\text{MPa}$.

VII.3.9. Vérification des poteaux selon RPA 99 modifié 2003 par ce logiciel

Vérification des poteaux 45X45 cm², h = 4.50 m

Verification des Poteaux Rectangulaires selon RPA2003

VÉRIFICATIONS DE COFFRAGES

a (cm)	b (cm)	ha (cm)	(1)	(2)	(3)	(4)	Zones Sismiques
45.00	45.00	450.00	Condition Vérifiée	RPA	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Zones I et II
LANCER LES VÉRIFICATIONS DES COFFRAGES			Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Zones III et IV

VÉRIFICATIONS DE FERRAILLAGES

φmin (mm)	C (cm)	As (cm ²)	Nbre de barres dans la face :		% MINIMAL EN (cm ²)			% MAXIMAL EN (cm ²)		Longueurs (cm) Minimales de Recouvrements		Distance entre les barres Verticales								
			a	b	ZONE I	ZONE IIa	ZONE IIb et II	ZONE COURANTE	ZONE DE RECOURVEMENT	ZONE I et IIa	ZONE IIb et II	Sens a	Sens b	Sens a	Sens b					
12.00	2.50	20.64	4	4	14.18	Vérifiée	16.20	Vérifiée	18.22	Vérifiée	81.00	Vérifiée	121.50	Vérifiée	48.00	60.00	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

* Le diamètre minimum est de 12mm
 * La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40 φ en zone I et IIa
 - 50 φ en zone IIb et III
 * La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone I et IIa
 - 20 cm en zone IIb et III

* Leur pourcentage maximal sera de
 - 4% x (bxh) en zone courante
 - 6% x (bxh) en zone de recouvrement

* leur pourcentage minimal sera de :
 - 0,7 % x (bxh) en zone I
 - 0,8 % x (bxh) en zone IIa
 - 0,9 % x (bxh) en zone IIb et III

bratensackoudi@yahoo.fr

Vérification des poteaux 45X45 cm², h = 4.59 m

Verification des Poteaux Rectangulaires selon RPA2003

VÉRIFICATIONS DE COFFRAGES

a (cm)	b (cm)	ha (cm)	(1)	(2)	(3)	(4)	Zones Sismiques
45.00	45.00	459.00	Condition Vérifiée	RPA	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Zones I et II
LANCER LES VÉRIFICATIONS DES COFFRAGES			Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Zones III et IV

VÉRIFICATIONS DE FERRAILLAGES

φmin (mm)	C (cm)	As (cm ²)	Nbre de barres dans la face :		% MINIMAL EN (cm ²)			% MAXIMAL EN (cm ²)		Longueurs (cm) Minimales de Recouvrements		Distance entre les barres								
			a	b	ZONE I	ZONE IIa	ZONE IIb et II	ZONE COURANTE	ZONE DE RECOURVEMENT	ZONE I et IIa	ZONE IIb et II	Sens a	Sens b	Sens a	Sens b					
12.00	2.50	20.64	4	4	14.18	N.Vérifiée	16.20	N.Vérifiée	18.22	N.Vérifiée	81.00	Vérifiée	121.50	Vérifiée	0.00	0.00	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

* Le diamètre minimum est de 12mm
 * La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40 φ en zone I et IIa
 - 50 φ en zone IIb et III
 * La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone I et IIa
 - 20 cm en zone IIb et III

* Leur pourcentage maximal sera de
 - 4% x (bxh) en zone courante
 - 6% x (bxh) en zone de recouvrement

* leur pourcentage minimal sera de :
 - 0,7 % x (bxh) en z
 - 0,8 % x (bxh) en z
 - 0,9 % x (bxh) en z

bratensackoudi@yahoo.fr

Vérification des poteaux 40X40 cm², h= 3.06 m

Vérification des Poteaux Rectangulaires selon RPA2003

VERIFICATIONS DE COFFRAGES

l (cm)	b (cm)	he (cm)	(1)	(2)	(3)	(4)	Zones Simples
40.00	40.00	306.00	Condition Vérifiée	Non	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Zones I et II
LANCER LES VERIFICATIONS DES COFFRAGES			Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Zones III et IV

VERIFICATIONS DE FERRAILLAGES

Diamètre (mm)	C (cm)	As (cm ²)	Nbre de barres dans la face		% MINIMAL EN (cm ²)			% MAXIMAL EN (cm ²)		Longueurs (cm) Minimales de Recouvrements		Distance entre les barres Verticales							
			a	b	ZONE I	ZONE IIa	ZONE IIb et III	ZONE COURANTE	ZONE DE RECOURVEMENT	ZONE I et IIa	ZONE IIb et III	Sens a	Sens b	Sens a					
12.00	2.50	12.22	4	4	11.20	Vérifiée	12.80	N.vérifiée	14.40	N.vérifiée	64.00	Vérifiée	96.00	Vérifiée	48.00	60.00	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

* Le diamètre minimum est de 12mm
 * La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 40 φ en zone I et IIa
 - 50 φ en zone IIb et III
 * La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser:
 - 25 cm en zone I et IIa
 - 20 cm en zone IIb et III

* Leur pourcentage maximal sera de
 - 4% x (bxh) en zone courante
 - 6% x (bxh) en zone de recouvrement

* leur pourcentage minimal sera de
 - 0,7 % x (bxh) en zone I
 - 0,8 % x (bxh) en zone II
 - 0,9 % x (bxh) en zone III

bratemsackoud@yahoo.com

Vérification des poteaux 35X35 cm², h= 3.06 m

Vérification des Poteaux Rectangulaires selon RPA2003

VERIFICATIONS DE COFFRAGES

l (cm)	b (cm)	he (cm)	(1)	(2)	(3)	(4)	Zones Simples
35.00	35.00	306.00	Condition Vérifiée	Non	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Zones I et II
LANCER LES VERIFICATIONS DES COFFRAGES			Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Zones III et IV

VERIFICATIONS DE FERRAILLAGES

Diamètre (mm)	C (cm)	As (cm ²)	Nbre de barres dans la face		% MINIMAL EN (cm ²)			% MAXIMAL EN (cm ²)		Longueurs (cm) Minimales de Recouvrements		Distance entre les barres Verticales							
			a	b	ZONE I	ZONE IIa	ZONE IIb et III	ZONE COURANTE	ZONE DE RECOURVEMENT	ZONE I et IIa	ZONE IIb et III	Sens a	Sens b	Sens a					
12.00	2.50	10.68	4	4	8.57	Vérifiée	9.80	Vérifiée	11.03	N.vérifiée	48.00	Vérifiée	72.50	Vérifiée	48.00	60.00	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

* Le diamètre minimum est de 12mm
 * La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 40 φ en zone I et IIa
 - 50 φ en zone IIb et III
 * La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser:
 - 25 cm en zone I et IIa
 - 20 cm en zone IIb et III

* Leur pourcentage maximal sera de
 - 4% x (bxh) en zone courante
 - 6% x (bxh) en zone de recouvrement

* leur pourcentage minimal sera de
 - 0,7 % x (bxh) en zone I
 - 0,8 % x (bxh) en zone II
 - 0,9 % x (bxh) en zone III

bratemsackoud@yahoo.com

VII.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

VII.4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) , ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour ce la nous ferrailons nos voiles par zones :

- Zone I \Rightarrow Du S-sol au RDC.
- Zone II \Rightarrow Du 1^{ères} au 3ème étage ;
- Zone III \Rightarrow Du 4^{ème},6 au étage attique.

VII.4.1.1. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

VII.4.2. Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VII.4.2.1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : Lt = L - L_c

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

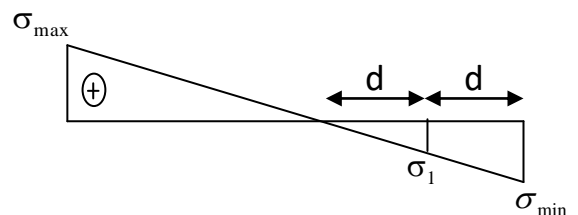
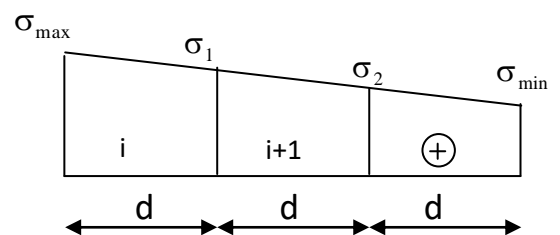
Avec :

e : épaisseur du voile.

❖ **Section partiellement comprimée :**

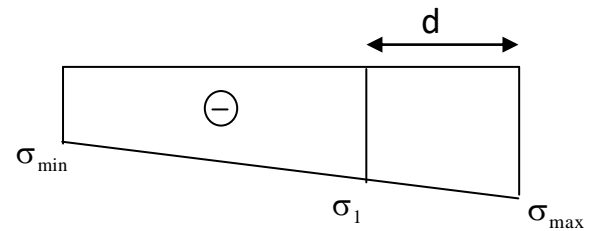
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



Section entièrement tendue :

$$\diamond N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



VII.4.2.2. Armatures verticales :

• **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

$$\sigma_{s2} = 348 \text{ MPa}$$

• **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

• **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$$\sigma_{s2} = 348 \text{ MPa}$$

VII.4.2.3. Armatures minimales :

➤ **Compression du béton :**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$ Avec B : section du béton comprimée.

➤ **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

VII.4.3. Exigences de R PA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné
Comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.
- En zone courantes 0,10 %.

VII.4.3.1. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10

$$\Phi. \text{ D'après le BEAL 91 : } A_H = \frac{A_V}{4}$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0,15 \% \times B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

VII.4.3.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'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.

VII.4.3.3. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.4.3.4. Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{37,5 \text{ cm}, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

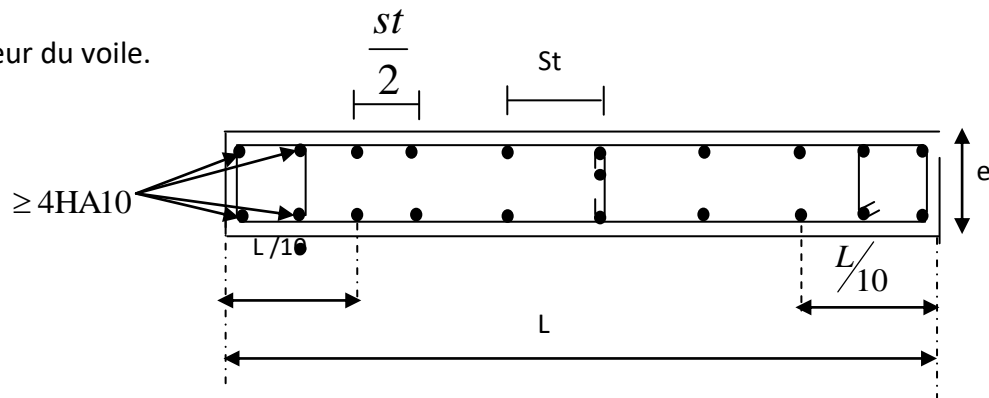
VII.4.3.5. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VII.4.3.6. Diamètre maximal:

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.4.4. Vérification :

VII.4.4.1. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

VII.4.4.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

• D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_{u,calcul}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

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

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII.4.5. Exemple de calcul : (zone I)

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal

$$L = 1,30 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$I = 0,037 \text{ m}^4, \quad V = V' = L/2 = 0,65 \text{ m}$$

$$B = 0,26 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 4404.895 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1010.920 \text{ KN/m}^2$$

$L_c = 1.687 \Rightarrow$ La section est partiellement tendue $\Rightarrow L_t = -0.387 \text{ m}$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

A : Section d'armatures adoptée

Avec :

$$d \leq \min \left(\frac{h}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1.12 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d_1 = 1.037 \text{ m}$

➤ **1^{er} tronçon :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \times \frac{d}{L} = 2707.908 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \times e = 29.358 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 0.844 \text{ cm}^2$$

➤ **2^{eme} tronçon :**

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \times e = 9.786 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 0.28 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max\left(0,15 \% B, \frac{B \times f_{t28}}{f_c}\right)$$

telque $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max(0,956 \text{ cm}^2 ; 3,35 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 3,35 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté sur toute la longueur du voile est $A_v = 32,15 \text{ cm}^2$

Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 8,03 \text{ cm}^2$

D'après le RPA révisé 2003 : $A_H \geq 0,15\% \times B = 4,5 \text{ cm}^2$

Soit : 18 HA10 = 14,13 cm² soit : 5HA10/ml avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

VII.4.6. Ferrailage des voiles :

VII.4.6.1. Voiles Longitudinaux : VL1 - VL2) :

	Zones	III (35*35)	II(40*40)	I(45*45)
caractéristiques géométriques	L(m)	1.8	1.8	1.8
	e(m)	0.2	0.2	0.2
	B(m ²)	0.36	0.36	0.36
	V=l/2	0.9	0.9	0.9
	I(cm ⁴)	0.097	0.097	0.097
sollicitations de calcul	Nmax(KN)	577.99	1050.5	1352.19
	Nmin(KN)	9.02	162.47	243.61
	Mmax(KN m)	114.17	159.075	740.505
	Nser(KN)	419.79	763.68	983.62
	T(KN)	51.02	70.16	169.99
	σmax(KN/ m ²)	1082.185	1924.222	7533.222
	σmin(KN /m ²)	-1032.074	-1021.611	-6179.833
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc(m)	0.921	1.176	0.989
	Lt(m)	0.879	0.624	0.811
	d(m)	0.439	0.312	0.406
	d'(m)	0.021	0.276	0.089
	σ1(KN/ m ²)	516.037	510.806	3089.917
	σ'1	25.056	451.306	676.694
	N1(KN/ m ²)	68.014	47.830	375.970
	N2(KN/ m ²)	22.671	15.943	125.323
	Nc	0.053	12.445	6.011
Frrailage	AV1	1.954	1.374	10.804
	AV2	0.651	0.458	3.601
	Amin	11.020	11.020	11.020
	Avj	1.964	2.701	6.545
	Ac	-146.895	-146.539	-146.724
	Acmin	0.085	1.103	0.355
	A1=AV1+Avj/4	2.445	2.050	12.440
	A2=Av2+AVJ/4	1.143	1.133	5.237
	choix adopté A1	4HA12	3HA12	12HA14

	choix adopté A2	2HA12	2HA12	6HA14
	choix adopté Ac	1HA12	1HA12	1HA12
	At adopté	4 épingles de HA8		
	Ah	0.611	0.512	3.110
	choix adopté Ah	6HA10	6HA10	6HA10
vérifications des contraintes	$\tau_b=5$ MPa	0.089	0.123	0.297
	$\tau_u=3,25$ MPa	0.064	0.088	0.212
	$\sigma=15$ MPa	1.154	2.103	2.598

Tableau VII.19. Ferrailage des voiles VL1et VL2 à l’ELU

VII.4.6.2. Voiles Longitudinaux : VL3 – VL4) :

	Zones	III (35*35)	II(40*40)	I(45*45)
caractéristiques géométriques	L(m)	2.5	2.5	2.5
	e(m)	0.2	0.2	0.2
	B(m ²)	0.5	0.5	0.5
	V=l/2	1.25	1.25	1.25
	I(cm ⁴)	0.260	0.260	0.260
sollicitations de calcul	Nmax(KN)	526.98	853.63	1520.26
	Nmin(KN)	26.42	55.04	301.82
	Mmax(KN m)	244.065	339.397	1621.637
	Nser(KN)	382.96	612.89	762.97
	T(KN)	94.21	135.84	460.88
	σ_{max} (KN/ m ²)	1224.352	1739.186	8387.498
	σ_{min} (KN /m ²)	-1118.672	-1519.026	-7180.218
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc(m)	1.306	1.334	1.347
	Lt(m)	1.194	1.166	1.153
	d(m)	0.597	0.583	0.577
	d'(m)	0.056	0.084	0.097
	σ_1 (KN/ m ²)	559.336	759.513	3590.109
	σ'_1	52.840	110.080	603.640

	N1(KN/ m ²)	100.145	132.786	620.943
	N2(KN/ m ²)	33.382	44.262	206.981
	Nc	0.298	0.930	5.852
Ferraillage	AV1	2.878	3.816	17.843
	AV2	0.959	1.272	5.948
	Amin	11.020	11.020	11.020
	Avj	3.627	5.230	17.744
	Ac	-204.014	-203.996	-203.855
	Acmin	0.226	0.338	0.388
	A1=AV1+Avj/4	3.785	5.123	22.279
	A2=Av2+AVJ/4	1.866	2.579	10.384
	choix adopté A1	5HA12	6HA12	14HA16
	choix adopté A2	2HA12	3HA12	7HA16
	choix adopté Ac	1HA12	1HA12	1HA12
	At adopté	4 épingles de HA8		
	Ah	1.143	1.554	6.874
	choix adopté Ah	6HA10	6HA10	6HA10
vérifications des contraintes	$\tau_b=5$ MPa	0.165	0.237	0.806
	$\tau_u=3,25$ MPa	0.118	0.170	0.575
	$\sigma=15$ MPa	0.757	1.207	1.430

Tableau VII.20. Ferraillage des voiles VL3et VL4 à l'ELU

VII.4.6.3. Voiles transversaux (VT1 - VT2 – VT3 – VT4) :

	Zones	III (35*35)	II(40*40)	I(45*45)
caractéristiques géométriques	L(m)	1.8	1.8	1.8
	e(m)	0.2	0.2	0.2
	B(m ²)	0.36	0.36	0.36
	V=l/2	0.9	0.9	0.9
	I(cm ⁴)	0.097	0.097	0.097
	Nmax(KN)	657.47	1263.93	1917.43
	Nmin(KN)	71.15	99.02	551.35
	Mmax(KN m)	168.827	198.252	857.456
	Nser(KN)	477.99	918.31	1117.51
	T(KN)	69.41	71.14	165.48

sollicitations de calcul	$\sigma_{max}(KN/ m^2)$	1760.852	2110.722	9470.935
	$\sigma_{min}(KN /m^2)$	-1365.574	-1560.611	-6407.880
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc(m)	1.014	1.035	1.074
	Lt(m)	0.786	0.765	0.726
	d(m)	0.393	0.383	0.363
	d'(m)	0.114	0.135	0.174
	$\sigma_1(KN/ m^2)$	682.787	780.306	3203.940
	σ'_1	197.639	275.056	1531.528
	N1(KN/ m ²)	80.522	89.557	349.096
	N2(KN/ m ²)	26.841	29.852	116.365
	Nc	2.249	3.709	26.589
	Ferraillage	AV1	2.314	2.573
AV2		0.771	0.858	3.344
Amin		11.020	11.020	11.020
Avj		2.672	2.739	6.371
Ac		-146.832	-146.790	-146.132
Acmin		0.455	0.539	0.694
A1=AV1+Avj/4		2.982	3.258	11.624
A2=Av2+AVJ/4		1.439	1.543	4.937
choix adopté A1		5HA12	5HA12	12HA14
choix adopté A2		2HA12	2HA12	6HA14
choix adopté Ac		1HA10	1HA10	1HA10
At adopté		4 épingles de HA8		
Ah		0.745	0.815	2.906
choix adopté Ah	6HA10	6HA10	6HA10	
vérifications des contraintes	$\tau_b=5 \text{ MPa}$	0.121	0.124	0.289
	$\tau_u=3,25\text{MPa}$	0.087	0.089	0.207
	$\sigma=15\text{MPa}$	1.311	2.517	2.961

Tableau VII.21. Ferraillage des voiles VT1, VT2, VT3 et VT4 à l'ELU

VII.5. CONCLUSION

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par les BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS/V16. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS V16.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

Chapitre VII

Etude de

l'infrastructure

VIII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. INTRODUCTION

L'infrastructure est la partie au-dessous des niveaux 0,00 c'est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif la transmission des déferont charge venue de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol ⇒ fondations superficielles) ou indirecte (Semelles sur pieux ⇒ fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.

VIII.2. ETUDE DES FONDATIONS

6.2.1. Les déférent type de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les déférent types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont :

$D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)

$6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits)

$D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu ...)

1) Semelle isolée :

Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.

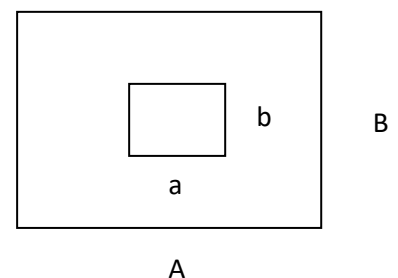
Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



a) Semelles continues sous voiles et sous poteaux :

a-1) Semelles continues sous voiles :

$$\sigma_{SOL} \geq \frac{N}{S} = \frac{G + Q}{B \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{SOL}}$$

B_i : Largeur de la semelle continue sous voile (i)

L_i : Longueur du voile

G et Q : charge et surcharge à la base du voile

σ_{SOL} : Contrainte du sol.

● Surfaces des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :

Voiles	$N_S = G+Q(KN)$	L(m)	B(m)	S=B.L (m ²)
VT1	983.620	2.5	1.574	3.934
VT2	727.970	2.5	1.165	2.912
VT3	717.990	1.8	1.596	2.872
VT4	544.160	1.8	1.209	2.177
				11.90

● Surfaces des semelles filantes sous voiles (sens transversal) :

Voiles	$N_S = G+Q(KN)$	L(m)	B(m)	S=B.L (m ²)
VT1	699.500	1.8	1.554	2.798
VT2	841.830	1.8	1.871	3.367
VT3	804.970	1.8	1.789	3.220
VT4	1117.510	1.8	2.483	4.470
				13.86

Surface totale des semelles sous voiles :

$$S_v = 11.90 + 13.86 = 25.76m^2$$

a-2) Semelles filantes sous poteaux :**1. Etape de calcul :**a) Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

b) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

c) Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\left(\frac{1}{4}\right)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

2. Détermination de la largeur "B" :

Différentes sollicitations revenants à chaque point d'appuis ainsi que les longueurs par rapport au point "1" sont résumées dans le tableau suivant :

poteaux	N _{ser}	M _i	e _i	N _{ser} × e _i
1	509.2	7.672	-5.95	-3030
2	608.1	7.67	-4.05	-2463
3	687.2	4.534	-2.05	-1409
4	465.4	14.516	0.05	23.27
5	503.6	15.201	2.05	1032
6	677.9	5.683	4.05	2745
7	328.38	9.992	5.9	1937.44
SOMME	3779.7	65.27	/	-2185.97

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-2185.97 + 65.27}{3779.7} = 0.56$$

$$e = 0,56 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{23,48}{6} = 3,91 \text{ m}$$

\Rightarrow donc la répartition des charges est trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3779,7}{23,48} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,56}{23,48}\right) = 137,96 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3779,7}{23,48} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,56}{23,48}\right) = 184,04 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3779,7}{23,48} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,56}{23,48}\right) = 172,52 \text{ KN/ml}$$

3. Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{172,52}{127} = 1,36 \text{ m}$$

On prend $B=1,6 \text{ m}$

On aura donc :

$$S = 1,6 \times 23,48 = 37,57 \text{ m}^2$$

Surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = S \times n = 37,57 \times 7 = 263 \text{ m}^2$$

Surface totale des semelles sous poteaux et sous voiles :

$$S_{\text{semelle}} = S_p + S_V = 263 + 25,76 = 288,76 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :

$$S_{\text{Structure}} = 23,90 \times 23,48 = 561,17 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles et la surface totale de la structure :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{Structure}}} = \frac{288,76}{561,17} = 0,52 .$$

La surface totale des semelles représente 52 % de la surface du bâtiment.

. Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise pour les deux surfaces, on adopte choix d'un radier général.

4) - Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.

4-1- Pré dimensionnement du radier :**4-1-1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

4-1-2) Selon la condition forfaitaire :

a) Sous voiles : $L_{\max} = 4.00$ m

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,50 \leq h \leq 0,80$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs.

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h = 80$ cm.

b) Sous poteaux :

➤ **Dalle** :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20\text{cm}$$

Soit $h_d = 30$ cm

➤ **Nervure** :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

4-1-3) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,711 \text{ m}$$

➤ Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ner}} = 80 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ner}} = 50 \text{ cm}$$

4-2- Détermination des efforts :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$l_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $l_{deb} = 50 \text{ cm}$

$$S_{bat} = 444 \text{ m}^2 \text{ (autocad)}$$

Donc : la surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} = 444 \text{ m}^2$$

IV-2-1) Charge permanente :

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds de la dalle flottante) + (Pds T.V.C) $q = G.5$

Poids de la dalle : $[(444) \times 25 \times 0,30] = 3330 \text{ KN}$

$$\begin{aligned} \text{Pds de la nervure :} \\ (23.90 \times 2 + 22.30 + 18.89 + 21.39 + 8.41 + 4.41 + 147.1) + (23.65 \times 2 + 21.82 + 19.98 + 18.01 + 15 + 8.36) \times 25 \\ = 3046.125 \text{ KN.} \end{aligned}$$

Poids de la dalle flottante : $[(444 \times 25 \times 0,12)] = 1332 \text{ KN}$.

Poids volumique de TVC : $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

Poids des remblais en TVC : $[(130.47 + 147.1) \times 0.5 \times 0.5] = 69.39 \text{ KN}$

$G = \text{Poids rad} = 3330 + 3046.125 + 69.39 = 7777.52 \text{ KN}$

$$Q_{rad} = 2.5 \times 444 = 1110 \text{ KN.}$$

$$G_{bat} = 89629.13 \text{ KN.}$$

$$Q_{bat} = 23105.28 \text{ KN (d'après ETAPS).}$$

$$G = G_{rad} + G_{bat} = 97406.65 \text{ KN.}$$

$$Q = Q_{rad} + Q_{bat} = 24215.28 \text{ KN.}$$

2-3) Combinaisons d'actions :

$$\underline{L'ELU}: \quad N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 167821,9 \text{ KN}$$

$$\underline{L'ELS}: \quad N_s = G + Q = 121621,9 \text{ KN}$$

5- Vérification :**5-1 -Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{167821,9 \times 1}{444} \times \frac{4,00}{2} = 755,95 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{755,95}{1 \times 0,27} = 2499,8 \text{ kN} / \text{m}^2 = 2,49 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V-2 - Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

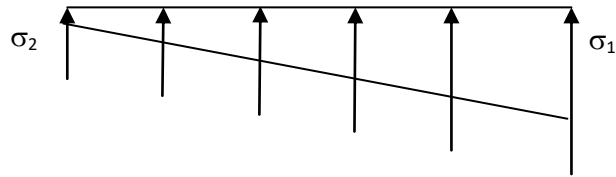
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$$

FigVIII.3 Diagramme des contraintes

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

a) Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.8m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 13.71m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 7142.46m^4$$

$$I_{yy} = 1996.14m^4$$

T : Les efforts tranchants dynamiques à la base de la structure donnée par le logiciel ETABS

c) Calcul des moments :**➤ Sens longitudinal :**

$$M_x = 17575.25 + 0.8 \times 977.97 = 18357.62 \text{ KN.m}$$

AL'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} V_x = \frac{19346.86}{444} + \frac{18357.62}{1996.14} \times 10.8 = 142.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} V_x = \frac{19346.86}{444} - \frac{18357.62}{1996.14} \times 10.8 = -55.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 142.9 - 55.75}{4} = 93.24 \text{ KN/m}^2$$

$$2\sigma_{SOL} = 2 \times 127 = 254 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_m < 2\sigma_{SOL}$$

AL'ELS :

$$M_x = 18357.62 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} V = \frac{14331.01}{444} + \frac{18357.62}{1996.14} \times 10.8 = 131.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} V = \frac{14331.01}{444} - \frac{18357.62}{1996.14} \times 10.8 = -67.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 131.6 - 67.05}{4} = 81.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{SOL} = 127 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_m < \sigma_{SOL}$$

➤ Sens transversal :

$$M_y = 5661.76 + 0.8 \times 2006.53 = 7266.98 \text{ KN.m}$$

a- L'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_x} V_y = \frac{14331.01}{444} + \frac{7266.98}{7142.46} \times 13.7 = 46.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_x} V_y = \frac{14331.01}{444} - \frac{7266.98}{7142.46} \times 13.7 = 18.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 46.21 + 18.33}{4} = 50.8 \text{ KN/m}^2$$

$$2\sigma_{SOL} = 2 \times 127 = 254 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_m < 2\sigma_{SOL}$$

a-L'ELS :

$$M_y = 7266.98 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} V_y = \frac{18935.46}{444} + \frac{7266.98}{7142.46} \times 13.7 = 56.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} V_y = \frac{18935.46}{444} - \frac{7266.98}{7142.46} \times 13.7 = 28.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 56.58 + 28.70}{4} = 49.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{SOL} = 127 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_m < \sigma_{SOL}$$

c) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exige c'est la condition suivante est vérifier :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à L'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen.

a : épaisseur de poteau

b : largeur du poteau u bande de 1m).

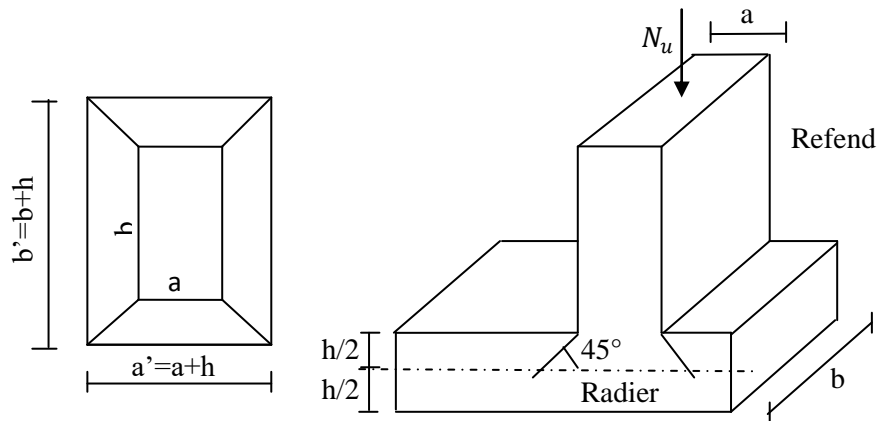


Fig X-3 : périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre μ_c :

Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.8) = 5m$$

$$N_u = 977.97KN$$

$$N_u < 0.045 \times 5 \times 0.8 \times 25000 = 4500KN$$

5) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage on utilise la méthode exposée dans le BAEL91

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

a) Ferrailage des panneaux :

On distingue deux cas :

$$\text{Soit } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad L_x < L_y$$

1^{ère} cas :

Si $\rho < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{ème} cas :

$0.4 \leq \rho \leq 1$ Les flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

Dans le sens de la grande portée L_y :

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD .

b) Identification du panneau le plus sollicité :

On distingue 21 panneaux de dalles appuyés sur 4 côtés .

On choisira le panneau le plus sollicité

- **Ferraillage de panneau :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle appuyé dans les deux sens

Pour le calcul de ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'ELU :

$$q_{um}^{moy} = \sigma_{moy}^{ELU} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 50.8 - \frac{7777.52}{444} = 33.3 \text{ KN/m}^2$$

L'ELS :

$$q_{sm}^{moy} = \sigma_{moy}^{ELS} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 49.61 - \frac{7777.52}{444} = 32.09 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au- de la de ses appuis :

Moment en travée : $0.75M_{0x}$ ou $0.75M_{0y}$

Moment sur appuis : $0.5M_{0x}$ ou $0.5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel :

Moment en travée : $0.85M_{0x}$ ou $0.85M_{0y}$

Moment sur l'appui de rive: $0.3M_{0x}$ ou $0.3M_{0y}$

Moment sur l'appui intermédiaire : $0.5M_{0x}$ ou $0.5M_0$

Calcul à L'ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.70}{4.00} = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.841 \end{cases}$$

Evaluation des moments de flexion $M_x M_y$:

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_x = 0.0428 \times 33.3 \times 3.70^2 = 19.15 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.841 \times 19.15 = 16.11 \text{KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_x^a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 19.5 = 9.75 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 16.11 = 8.06 \text{KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 19.15 = 16.28 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 16.11 = 13.7 \text{KN.m}$$

➤ Ferrailage :**1) Section minimale :****▪ Sens de la petite portée l_x :**

$$\omega_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) b \cdot h \quad \text{Avec } \omega_0 = 0.8 \text{ ‰ pour HAFeE400}$$

$$A_x^{min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3 - 0.93}{2} \right) = 2.48 \text{cm}^2$$

▪ Sens de la grande portée l_y :

$$\omega_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y \geq b \cdot h \cdot \omega_0$$

$$A_y = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{cm}^2$$

2) Ferrailage aux appuis :▪ **Sens XX :**

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.75 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.009 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0.009 \Rightarrow \beta = 0.9955$$

$$A_y^a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.75 \times 10^3}{0.9955 \times 27 \times 348} = 1.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **3HA14/ml=4.62cm²**

▪ **Sens YY :**

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.06 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.008 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0.035 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_x^a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.06 \times 10^3}{0.996 \times 27 \times 348} = 0.86 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA14/ml=4.62cm²**

3) Ferrailage en travée:▪ **Sens XX :**

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16.28 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_y^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.28 \times 10^3}{0.992 \times 27 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

▪ Soit : **3HA14/ml=4.62cm²**

▪ **Sens YY :**

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13.7 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.013 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.9935$$

$$A_x^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13.7 \times 10^3}{0.9935 \times 27 \times 348} = 1.47 \text{ cm}^2$$

- Soit : $3HA14/ml=4.62cm^2$

Calcul à L'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.70}{4.00} = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.841 \end{cases}$$

Evaluation des moments de flexion $M_x M_y$:

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_x = 0.0428 \times 32.09 \times 3.70^2 = 18.80 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.841 \times 18.80 = 15.81 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_x^a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 18.80 = 9.4 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 15.81 = 7.91 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 18.80 = 15.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7.91 = 6.72 \text{ KN.m}$$

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

On peut se dispenser de cette vérification si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9.75}{9.4} = 1.03 \quad \text{et } \mu = 0.052 \Rightarrow \alpha = 0.0667$$

$$\alpha = 0.0667 < \frac{1.03 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.265 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16.28}{15.98} = 1.02 \quad \text{et } \mu = 0.088 \Rightarrow \alpha = 0.1154$$

$$\alpha = 0.1154 < \frac{1.02 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.260 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie

Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de largeur.

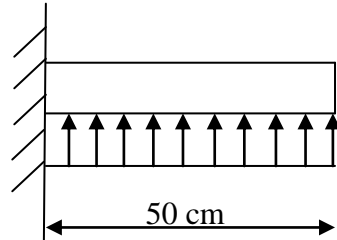


Fig X-4 : Schéma statique du débord

1- Sollicitation de calcul :

✓ L'ELU :

$$q_U = \sigma_m(\text{ELU}) - 1.35 \times \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 93.24 - 1.35 \times \frac{7777.52}{444} = 69.59 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 69.59 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot L^2}{2} = \frac{-69.59 \times 0.45^2}{2} = -7.056 \text{ KN.m}$$

L'ELS :

$$q_S = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 81.94 - \frac{7777.52}{444} = 64.42 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = 64.42 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot L^2}{2} = \frac{-64.42 \times 0.45^2}{2} = -6.53 \text{ KN.m}$$

2- Calcul des armatures :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.056 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.008 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.056 \times 10^3}{0.996 \times 27 \times 348} = 0.75 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à L'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$A_u = 0.75 < A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte 4HA12 Avec $S_t = 25\text{cm}$

$$A_{\text{adopté}} = 4.52 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_u = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte 4HA10 Avec } S_t = 25\text{cm}$$

$$A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à L'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.056}{6.53} = 1.08 \quad \text{et} \quad \mu = 0.008 \Rightarrow \alpha = 0.0100$$

$$\alpha = 0.01 < \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.65 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes dans le béton

d) Ferrailage des nervures :

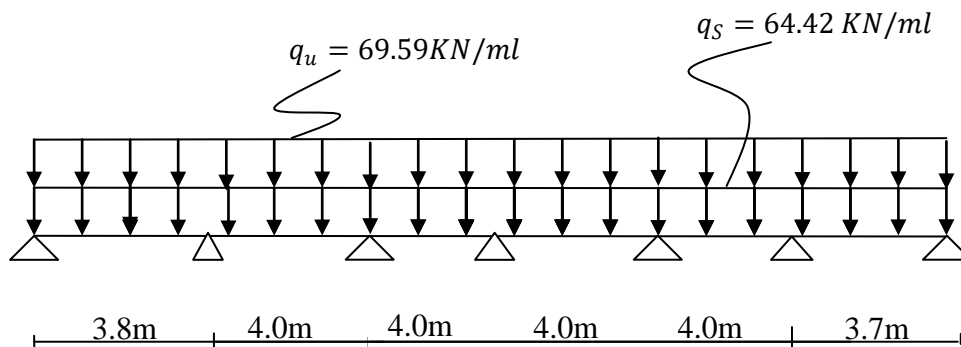


Fig X-5 : Schéma statique de la nervure

1) Détermination des efforts à l'ELU

Pour le calcul des efforts on utilise la méthode des trois moments, qu'est exposée dans le troisième chapitre)

● **Calcul des moments isostatiques :**

$$Q_u = 69.59 \text{ KN/ml}$$

$$M_{012} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 69.59 \times (3.8)^2 / 8 = 125.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{034} = M_{045} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 69.59 \times (4)^2 / 8 = 139.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{067} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 69.59 \times (3.7)^2 / 8 = 119.08 \text{ KN.m}$$

III.2.8. Calcul de Moments sur appuis:

$$M_1 = M_7 = 0.3 M_{012} = 37.68 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0.5 \max(M_{012}, M_{023}) = 69.59 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_5 = 0.4 \max(M_{023}, M_{034}) = 69.59 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \max(M_{034}, M_{045}) = 55.67 \text{ KN.m}$$

● **calcul des efforts tranchants :**

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

$$T_e = T_w + q_u L$$

● **calcul des moments en travée :**

- travée de rive :

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3a}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.674 M_0$$

$$M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.148M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.748M_0$$

On prend $M_t = 0.75 M_0$

Travée intermédiaire :

$$M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.148M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.698M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3a}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.574M_0$$

On prend $M_t = 0.70 M_0$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
$M_w(\text{KN.m})$	37.68	69.59	69.59	55.67	69.59	69.59
$M_e(\text{KN.m})$	69.59	69.59	55.67	69.59	69.59	37.68
$T_w(\text{KN})$	-140.61	-139.18	-135.7	-139.18	-139.18	-123.59
$T_e(\text{KN})$	123.83	139.1	142.66	139.18	139.18	133.89
$M_t(\text{KN.m})$	94.20	97.43	97.43	97.43	97.43	89.31

1) Détermination des efforts à l'ELS

2) Calcul des moments isostatiques :

$$Q_u = 64.42 \text{ KN/ml}$$

$$M_{012} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 64.42 \times (3.8)^2 / 8 = 116.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{034} = M_{045} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 64.42 \times (4)^2 / 8 = 128.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{067} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 64.42 \times (3.7)^2 / 8 = 110.24 \text{ KN.m}$$

III.2.8. Calcul de Moments sur appuis:

$$M_1 = M_7 = 0. \quad 3M_{012} = 34.88 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 64.42 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_5 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 64.42 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 51.53 \text{ KN.m}$$

3) calcul des efforts tranchants :

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

$$T_e = T_w + q_u L$$

4) calcul des moments en travée :

- travée de rive :

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3a}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.674 M_0$$

$$M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.148M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.748M_0$$

On prend $M_t = 0.75 M_0$

Travée intermédiaire :

$$M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.148M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.698M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3a}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.574 M_0$$

On prend $M_t = 0.70 M_0$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
$M_w(\text{KN.m})$	34.88	64.42	64.42	51.53	64.42	64.42
$M_e(\text{KN.m})$	64.42	64.42	51.53	64.42	64.42	34.88
$T_w(\text{KN})$	-130.17	-128.84	-125.61	-132.06	-128.84	-111.19
$T_e(\text{KN})$	123.83	128.84	132.07	125.62	128.84	127.164
$M_t(\text{KN.m})$	82.71	90.188	90.188	90.188	90.188	89.31

Remarque : Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- augmentation de 1/3 pour les moments en travée.
- diminution de 1/3 pour les moments en appui.

Aux appuis	M1(KN.m)	M2(KN.m)	M3(KN.m)	M4(KN.m)	M5	M6	M7
ELS	77.52	85.89	85.89	85.89	85.89	85.89	73.59
ELU	83.74	92.79	92.79	92.97	92.79	92.79	79.38

2) Ferrailage :

✓ **Armatures longitudinales :**

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{92.79 \times 10^3}{45 \times 77^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{92.79 \times 10^3}{0.988 \times 77 \times 348} = 3.50 \text{ cm}^2$$

Soit $4HA16=8.04 \text{ cm}^2$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{97.43 \times 10^3}{45 \times 77^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{97.43 \times 10^3}{0.987 \times 77 \times 348} = 3.68 \text{ cm}^2$$

✓ Soit $4HA16=8.04 \text{ cm}^2$

✓ Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

✓ Espacements des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_l \right\} = \min \{20, 24\} = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.7 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t=2HA8=3.02 \text{ cm}^2$

✓ Vérification à L'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 45 \times 77 \times 2.1}{400} = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 8.04 > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 8.04 > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$$T_u^{max} = 142.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{142.66 \times 10^3}{450 \times 770} = 0.41MPa$$

$$\tau_u = 1.12MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification à L'ELS :

Aux appuis :

$$M_s = 85.89 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{92.79}{85.89} = 1.08 \quad \text{et} \quad \mu = 0.059 \Rightarrow \alpha = 0.076$$

$$\alpha = 0.076 < \frac{1.08 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$M_s = 176,12 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{92.79}{90.18} = 1.03 \quad \text{et} \quad \mu = 0.06 \Rightarrow \alpha = 0.0774$$

$$\alpha = 0.0774 < \frac{1.03 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.27 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre VIII
Etude d'un mur
plaque

VIII. ETUDE DU MUR PLAQUE

VIII.1. Introduction :

Le voile plaque doit assurer la fonction de soutènement et de résistance à la pression latérale des terres et toutes les surcharges qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou il mobilise.

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle et simplement appuyé au plancher (au niveau des poteaux et poutres).

Un joint sec de 1 cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

VIII.2. Pré-dimensionnement (RPA 99 (Article.10.1.2):

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Toutefois, en zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m au dessus du niveau moyen du sol Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur ≥ 15 cm ;
- les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

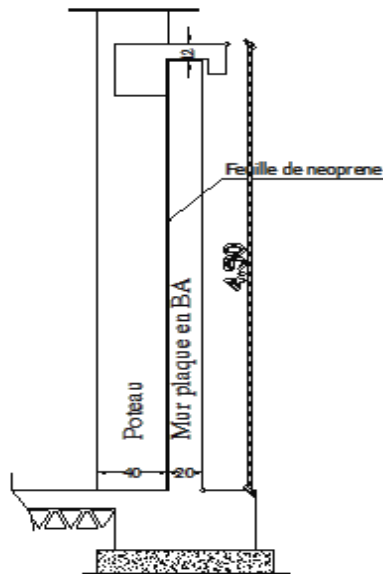


Fig. XI-1 –Détail du joint
Poteau-mur plaque

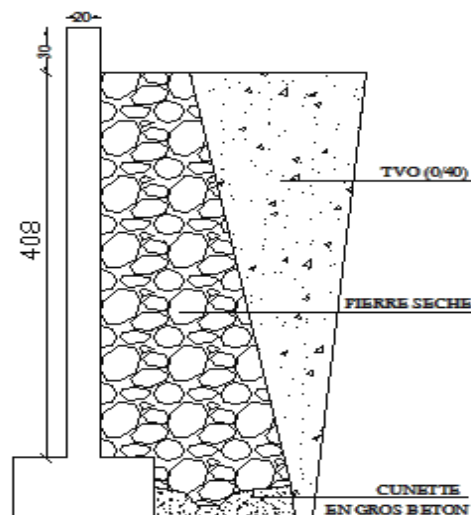


Fig. XI-2 –Détail de
drain

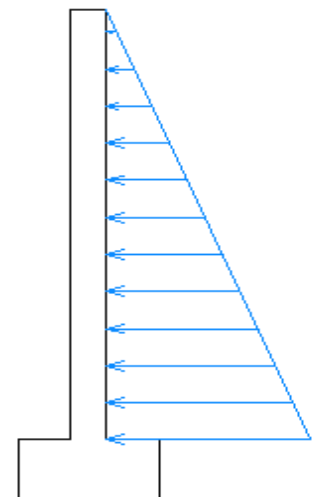


Fig. XI-3-Schéma
statique de mur

VIII.3. Caractéristiques mécaniques et physique du sol:

En absence du rapport de sol nous optons pour les caractéristiques mécaniques et physiques suivantes:

* **Pour un sol pulvérulent:**

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\phi = 35^\circ$
- Cohésion : $C = 0$
- La contrainte admissible de Sol : $\sigma_{\text{sol}} = 1.27 \text{ bars}$.
- $B=0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda=0$: la paroi de mur est verticale.
- $\delta=0$: obliquité nulle de la force de poussé (**Rankine est applicable**).

VIII.4. Détermination des sollicitations:

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : contrainte horizontale.

σ_v : contrainte verticale.

$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_v$ Avec : $K_0 = (1 - \sin\phi / \cos\phi)$.

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

ϕ : Angle de frottement interne.

VIII.5. Calcul des des sollicitations:

2.2 Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

Calcul de l'état d'équilibre aux repos :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v :$$

1. à l'ELU :

$$\sigma_h = k_0 \times (1,35 \times \gamma \times H + 1,5Q)$$

Avec :

k_0 : Coefficient de la poussée des terres au repos

Q : Surcharge

$$K_0 = (1 - \sin\phi / \cos\phi) = 0.520$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \text{ avec : } 0 < h < H$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$\underline{h = 0 \text{ m}} \rightarrow \sigma_{h1} = 0.520 (1.5 \times 10) = \mathbf{7.80 \text{ KN/m}^2}$$

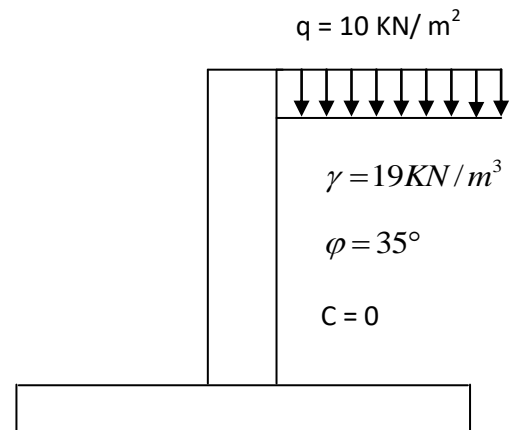
$$\underline{h = 4.50 \text{ m}} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.520 (1.35 \times 19 \times 4.50 + 1.5 \times 10) = \mathbf{67.82 \text{ KN/m}^2}.$$

2. ELS :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q)$$

$$\underline{h = 0 \text{ m}} \rightarrow \sigma_{h1} = 0.520 \times 10 = \mathbf{5.2 \text{ KN/m}^2}.$$

$$\underline{h = 4.08 \text{ m}} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.520 (19 \times 4.50 + 10) = \mathbf{49.66 \text{ KN/m}^2}.$$



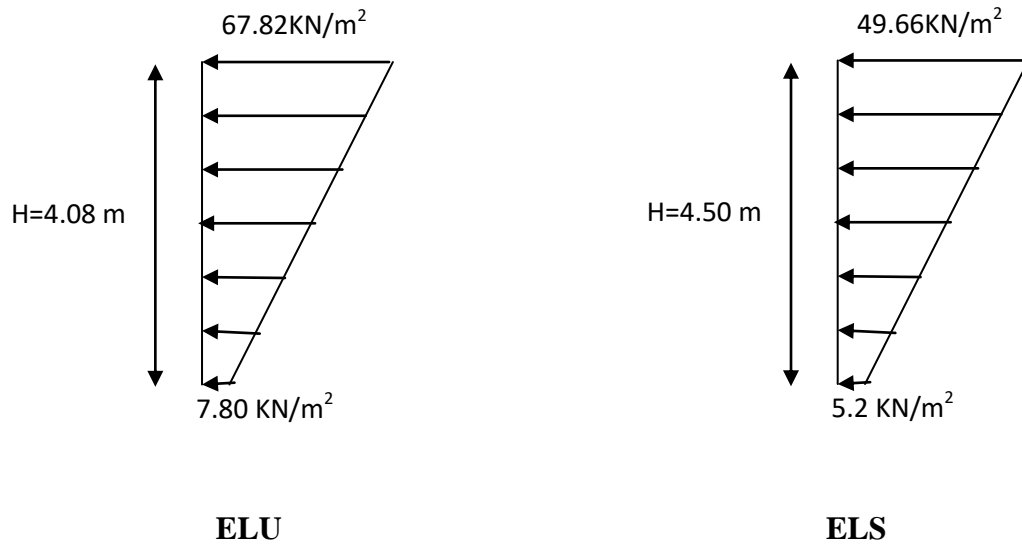


Fig. XI-5 –Diagrammes des contraintes derrière le mur plaque à l'ELU et l'ELS.

VIII.6. Charges moyennes:

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

$$P_U = \frac{3\sigma h_2 + \sigma h_1}{4} \times 1m$$

ELU :

$$P_u = \frac{3 \times 67.82 + 7.80}{4} \times 1m = 52.82 \text{ KN/ml.}$$

ELS :

$$P_u = \frac{3 \times 49.66 + 5.2}{4} \times 1m = 38.55 \text{ KN/ml.}$$

VIII.7. Ferrailage du mur plaque :

a)- Méthode de calcul :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux. Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et poutres.

b)- Détermination des moments à l'ELU :

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, continu au-delà de ses appuis. Et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- **Moment en travée : $0.85M_0$**
- **Moment en appuis : $0.3M_0$ pour les appuis de rive**
 $0.5M_0$ pour les autres appuis
- **Identification des panneaux :**

$$L_x = 4.50 [m] .$$

$$L_y = 4.00 [m] .$$

Calcul à l'ELU $\rightarrow v = 0$:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{4.50} = 0.89 > 0.4 \quad \rightarrow \quad \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0468 \\ \mu_y = 0.759 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q l_x^2 = 0.0468 \times 52.82 \times 4.00^2 = 39.55 [KN.m] \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.759 \times 39.55 = 30.02 [KN.m] \end{cases}$$

- **Correction des moments :**

Sens X-X :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 39.55 = \mathbf{19.78 [KN.m]}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 39.55 = \mathbf{33.62 [KN.m]}$$

Sens Y-Y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 30.02 = \mathbf{15.01 [KN.m]}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 30.02 = \mathbf{25.52 [KN.m]}$$

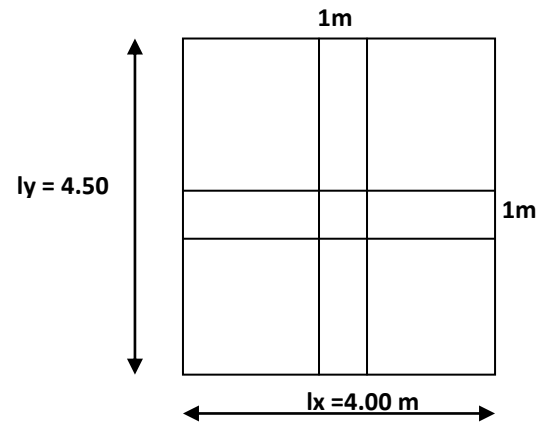
c)- Détermination des armatures :

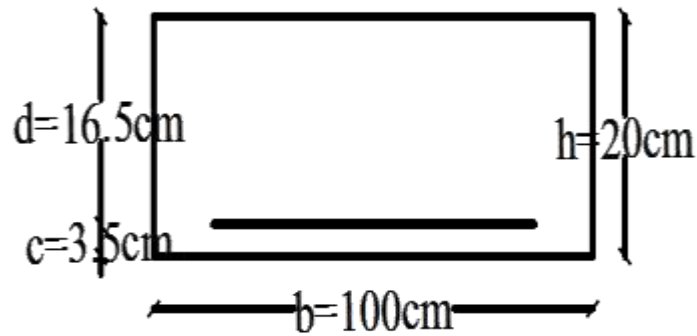
$$h = 20 [cm] .$$

$$d = 16.5 [cm] .$$

$$b = 100 [cm] .$$

$$c = 3.5 [cm] .$$





$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,99 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_l	Section	β	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	e (cm)
X-X	appuis	19.78	0.051	0.392	SSA	0.9735	3.54	1.99	6HA12=6.78	15
	travée	33.62	0.087	0.392	SSA	0.9545	6.13	1.99	6HA12=6.78	15
Y-Y	appuis	15.01	0.039	0.392	SSA	0.9805	2.67	1.99	6HA10=4.71	15
	travée	25.52	0.066	0.392	SSA	0.966	4.60	1.99	6HA12=4.71	15

- **Les armatures transversales :**

$$\text{Travée : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.7 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$\text{Appuis : } A_H = \frac{6.78}{4} = 1.7 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

- **Recommandations du RPA :**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de **0,10%B** dans les deux sens (horizontal et vertical).

- $A_{\min} \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ [cm}^2\text{]}$
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de **HA8**.

VIII.8. Vérifications à l'ELU :

a- Espacement des barres :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : **St < min (3h ; 33cm)**

Dans le sens XX : St = 15cm < 33cm \Rightarrow condition vérifiée.

Dans le sens YY : St = 15cm < 33cm \Rightarrow condition vérifiée.

b- Condition de non fragilité (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens X-X : $A_{\text{adopté}} = 6.78 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 1.99 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow$ condition vérifiée.

Sens Y-Y : $A_{\text{adopté}} = 4.71 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 1.99 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow$ condition vérifiée.

VIII.10. Vérifications à l'ELS :

- **Moment en travée : $0.85M_0$**
- **Moment en appuis : $0.3M_0$** pour les appuis de rive
 $0.5M_0$ pour les autres appuis

- **Identification des panneaux :**

$$L_x = 4.50 \text{ [m]} .$$

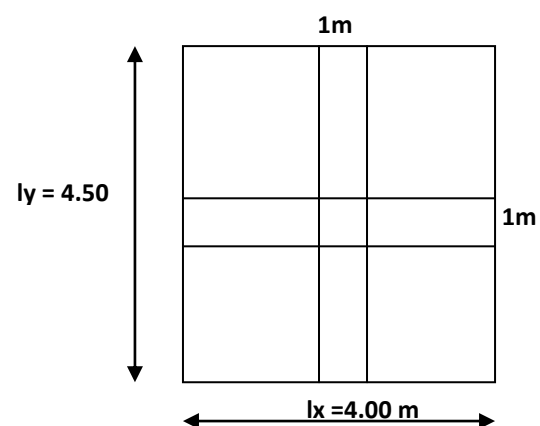
$$L_y = 4.00 \text{ [m]} .$$

Calcul à l'ELU $\rightarrow \nu = 0.2$:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{4.50} = 0.89 > 0.4 \quad \rightarrow \quad \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.832 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q l_x^2 = 0.0539 \times 38.55 \times 4.00^2 = 33.25 \text{ [KN.m]} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.832 \times 33.25 = 27.66 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$



- **Correction des moments :**Sens X-X :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 33.25 = \mathbf{16.63 [KN.m]}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 33.25 = \mathbf{28.26 [KN.m]}$$

Sens Y-Y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 27.66 = \mathbf{13.83 [KN.m]}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 27.66 = \mathbf{23.51 [KN.m]}$$

Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que : $\sigma \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} \quad \text{Avec :} \quad K = \frac{1}{K_1}$$

$$\text{D'où la contrainte dans les aciers est : } \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

Sens	Zone	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ_1	β_1	K ₁	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
XX	Appuis	16.63	2.96	0.180	0.931	57.46	0.017	365.73	6.21	15
	Travée	28.26	5.11	0.3096	0.913	42.47	0.024	367.11	8.81	15
YY	Appuis	13.83	2.45	0.147	0.937	64.37	0.016	365.12	5.84	15
	Travée	23.51	4.22	0.253	0.920	47.50	0.021	367.00	7.71	15

a- Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_o} \end{array} \right.$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec : $h = 20$ (cm) : hauteur totale.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment maximum en travée.

M_0 : valeur maximum du moment isostatique.

A : section des armatures.

b : longueur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

Sense X-X :

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 33.25 = 24.94 [\text{KN.m}]$$

$$q_s = 39.55 [\text{KN.m}]$$

$$M_0 = q_s \cdot \frac{l^2}{8} = 39.55 \times \frac{4^2}{8} = 79.10 [\text{KN.m}] .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{24.94}{10 \times 79.10} = 0.032 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6.78}{100 \times 16.5} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .} \end{array} \right.$$

Sens Y-Y :

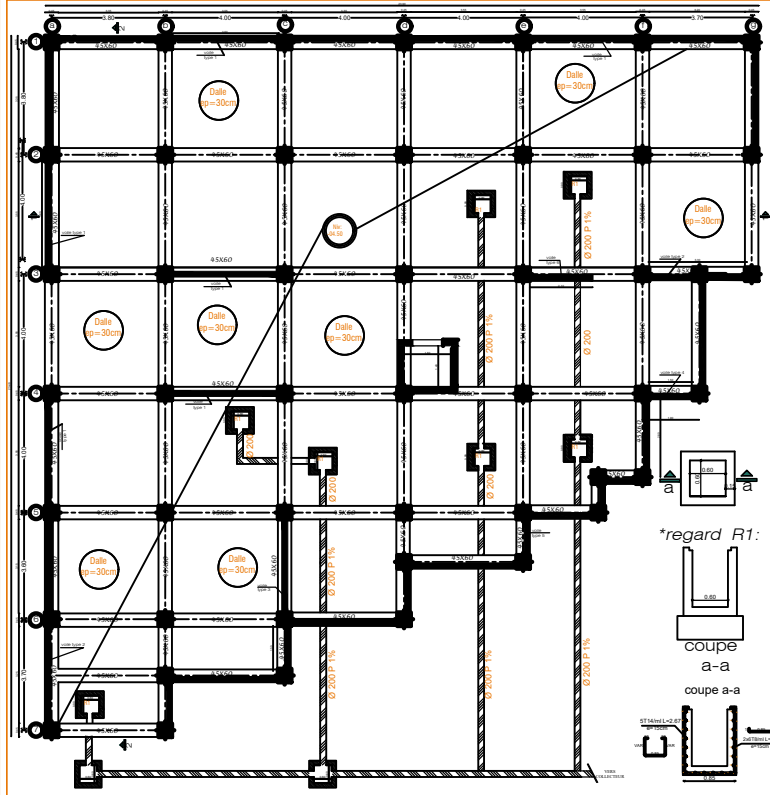
$$M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 27.66 = 20.75 [\text{KN.m}]$$

$$q_s = 39.55 [\text{KN.m}]$$

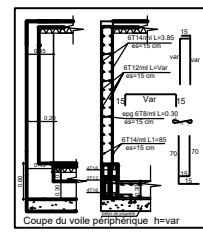
$$M_0 = q_s \cdot \frac{l^2}{8} = 39.55 \times \frac{4.0^2}{8} = 79.10 [\text{KN.m}] .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{20.75}{10 \times 79.10} = 0.026 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.71}{100 \times 16.5} = 0.002 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .} \end{array} \right.$$

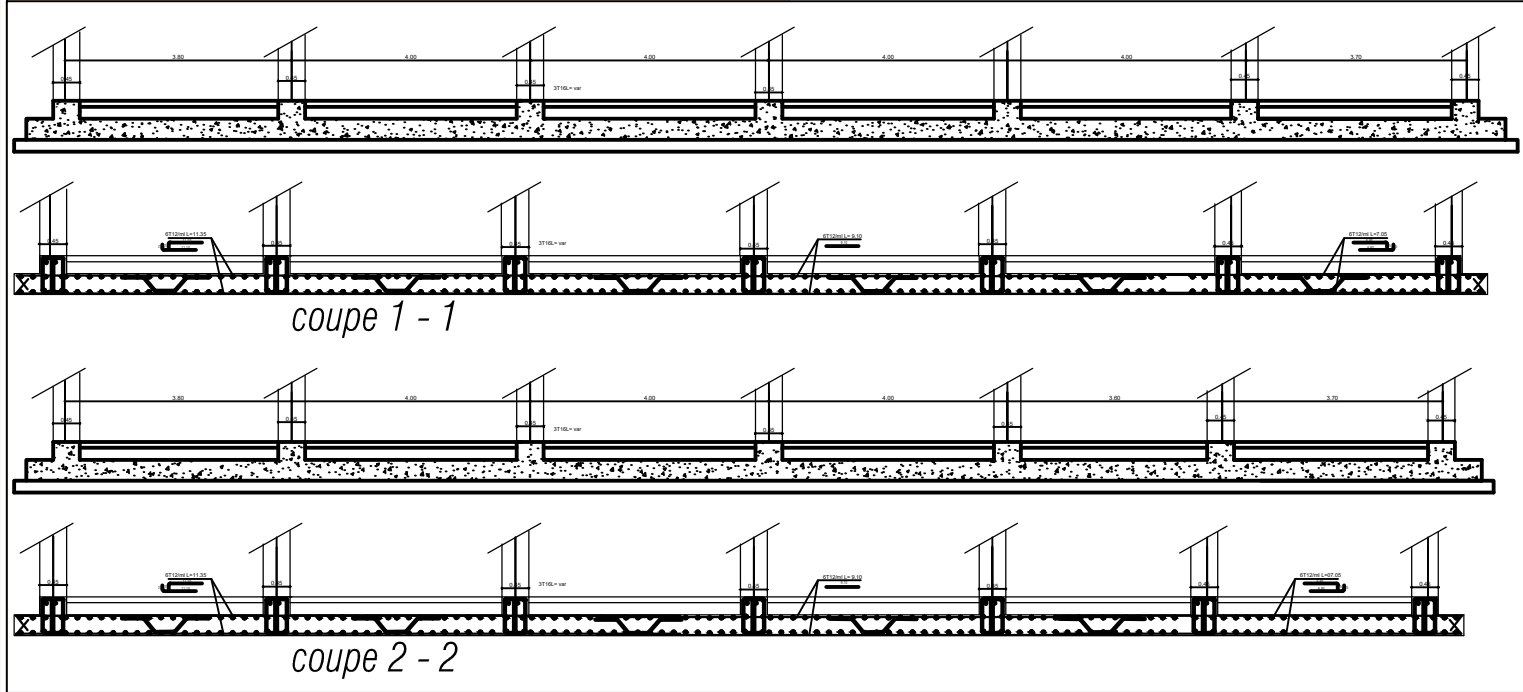
Plans génie civil

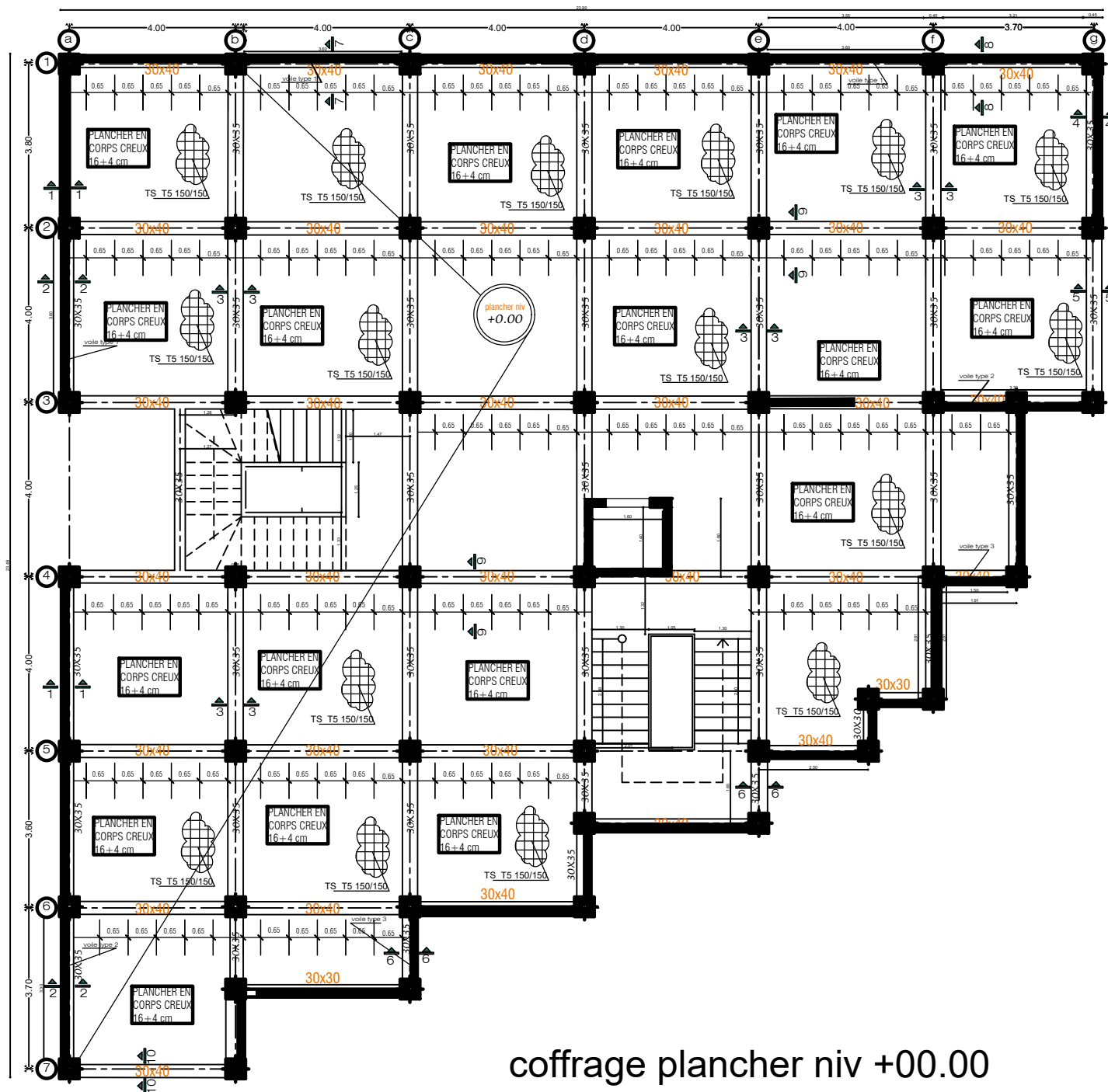


COFFRAGE DES FONDATIONS (RADIER)

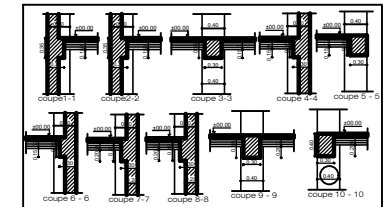


République Algérienne Démocratique et Populaire	
DOSSIER:	
BETON	WILAYA: TIDJELAZOU
	COMMUNE: TIDJELAZOU
PROJET:	CONSTRUCTION A
	USAGE D'HABITATION, COMMERCE ET SERVICE
	en R+4 SOUS SOL + ETAGE EN ATTIQUE
PLANS:	Établi par: Mme CHAB HOLDJA
	Echelle: 1/50
Diriger par: Mme SI AHMED	

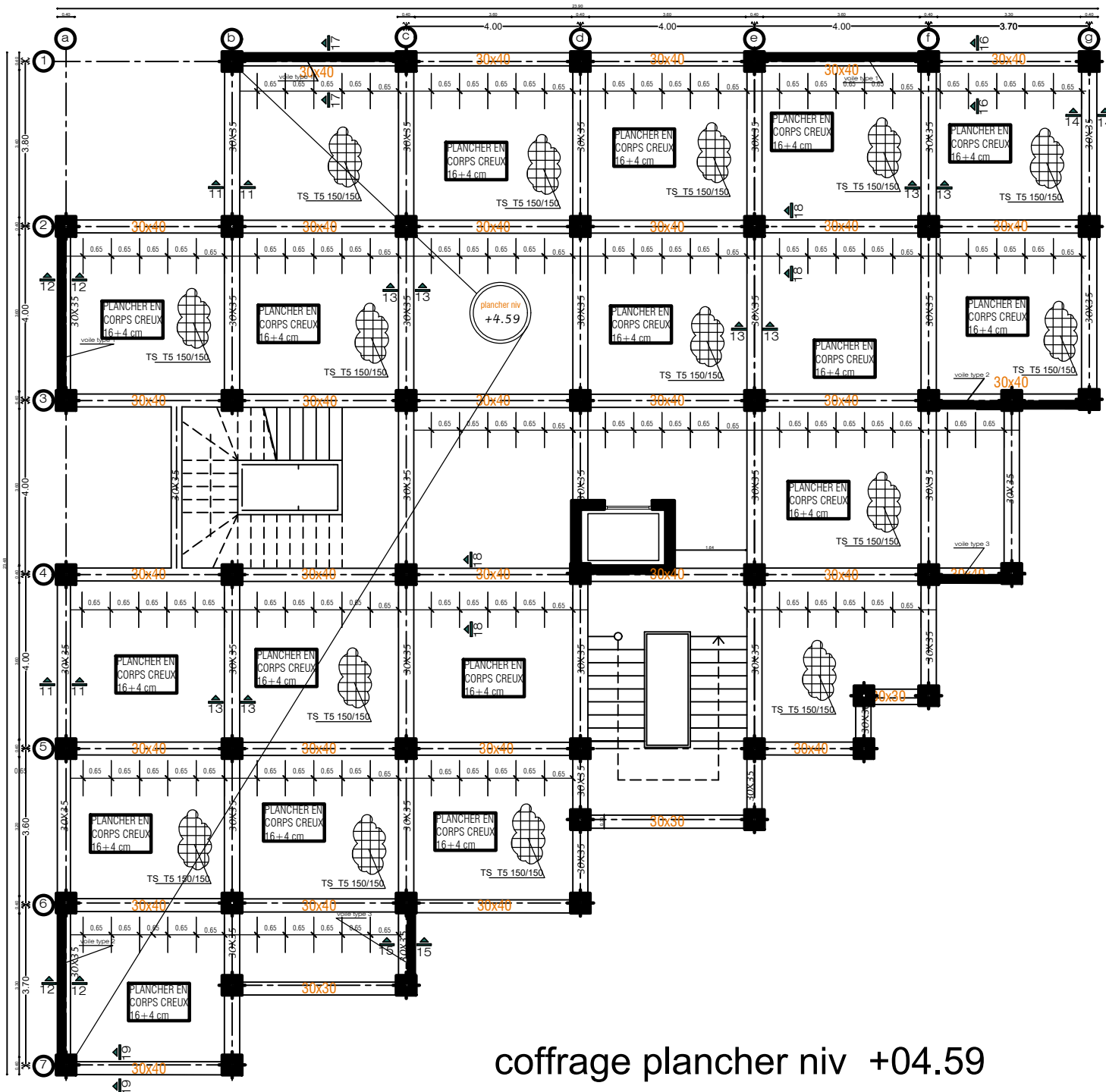




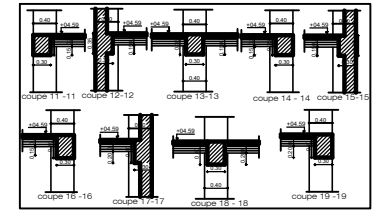
coffrage plancher niv +00.00



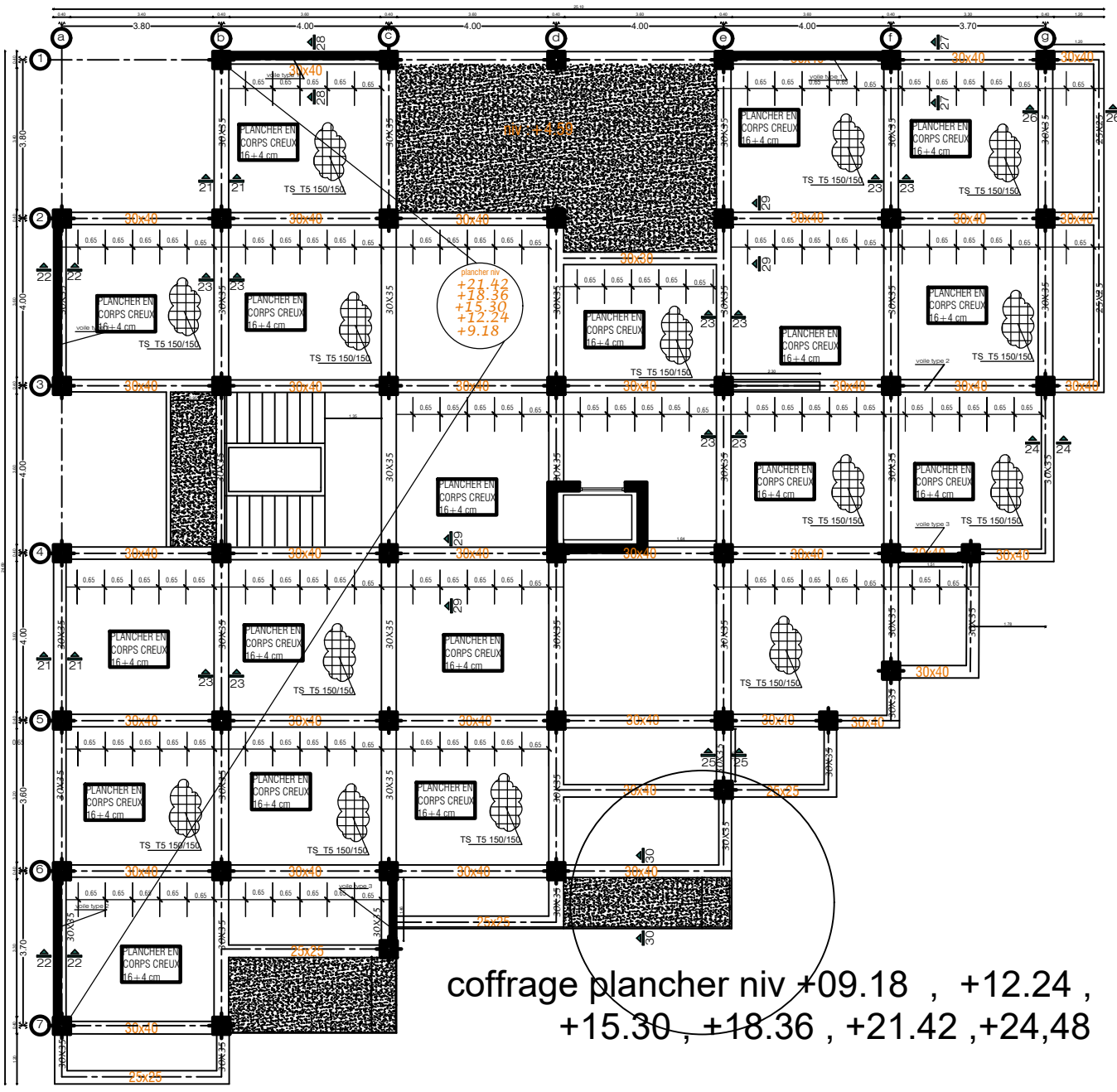
<i>République Algérienne Démocratique et Populaire</i>	
DOSSIER:	WILAYA : TIZI OUZOU
BETON	DAIRA : TIZI OUZOU
PROJET:	CNE : TIZI OUZOU
CONSTRUCTION A	Au lieu dit : ZHUN SUD
USAGE D'HABITATION , COMMERCE ET SERVICE	QUARTIER A
en R+6+SOUS SOL+ETAGE EN ATTIQUE	Etidier par : Mme CHAIB HOUDA
PLANS:	Echelle : 1/50
- COFFRAGE DES PLANCHERS Niv: ±00.00	
Diriger par Mme SI AHMED	



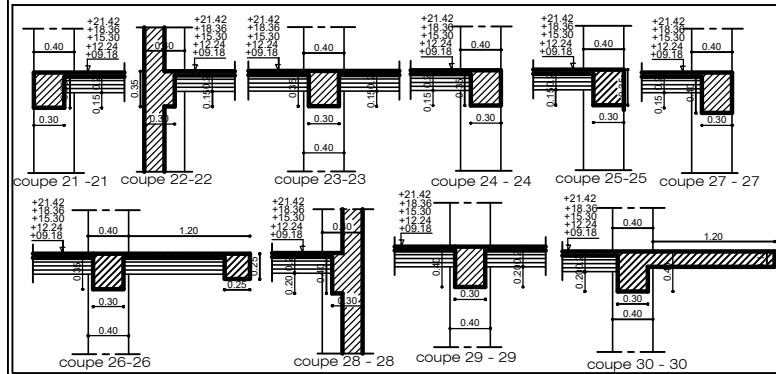
coffrage plancher niv +04.59



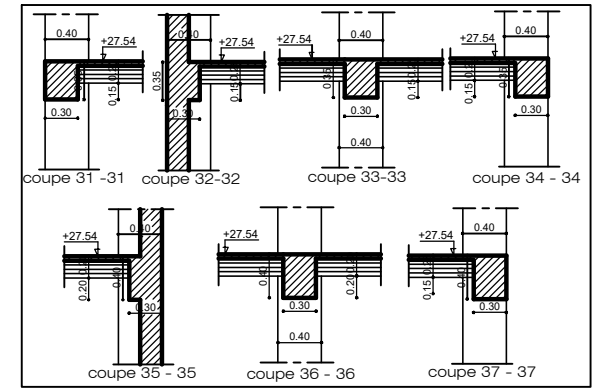
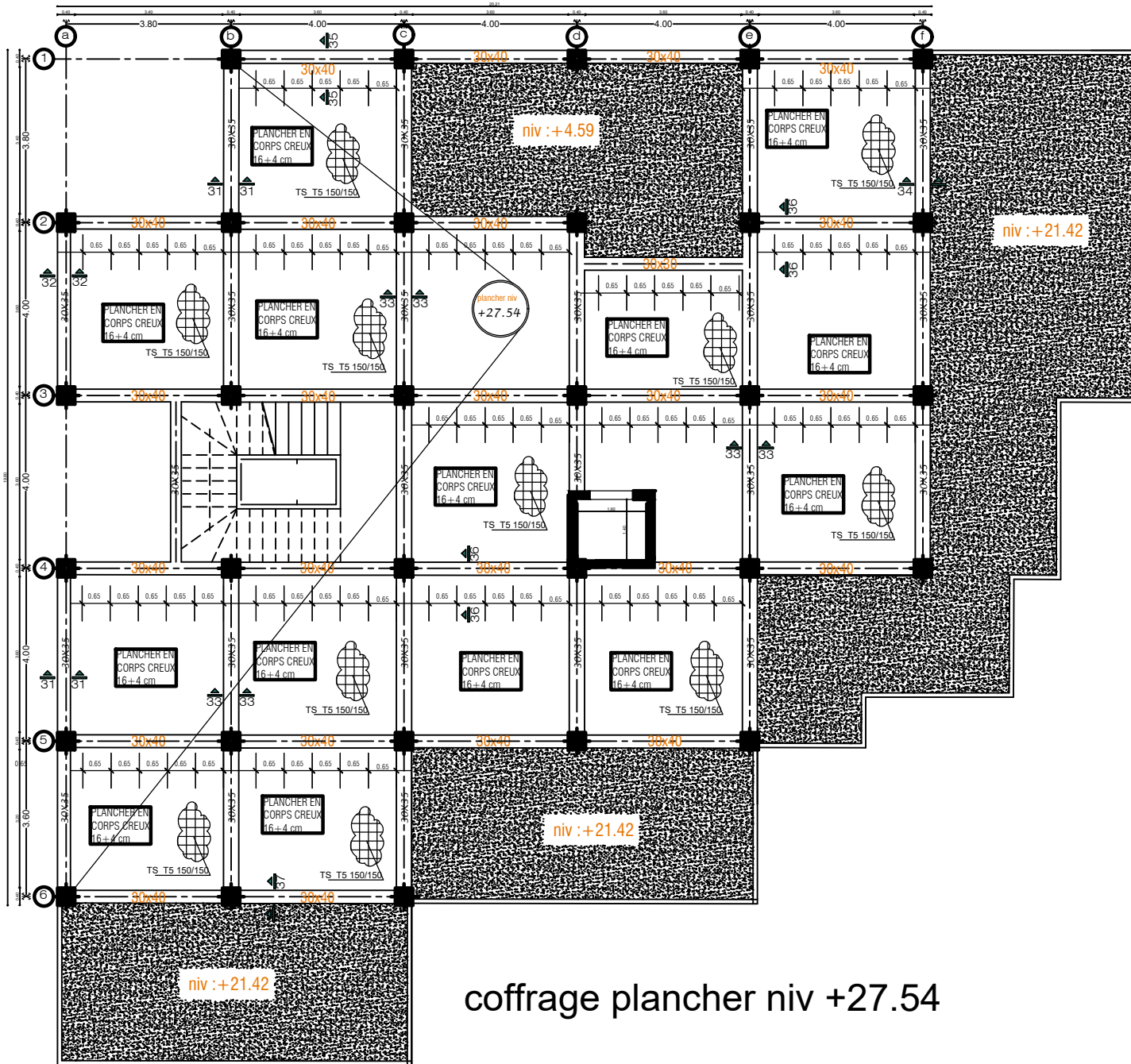
<i>Republique Algérienne Démocratique et Populaire</i>	
DOSSIER:	WILAYA : TIZI OUZOU
BETON	DAIRA : TIZI OUZOU
PROJET:	CNE : TIZI OUZOU
CONSTRUCTION A	Au lieu dit: ZHUN SUD
USAGE D'HABITATION ,COMMERCE ET SERVICE	QUARTIER A
en R+6+SOUS SOL+ETAGE EN ATTIQUE	Etidier par : Mme CHAIB HOUDA
PLANS:	Echelle : 1/50
Diriger par Mme SI AHMED	



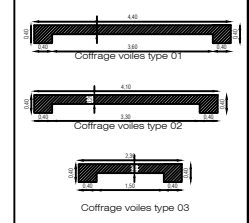
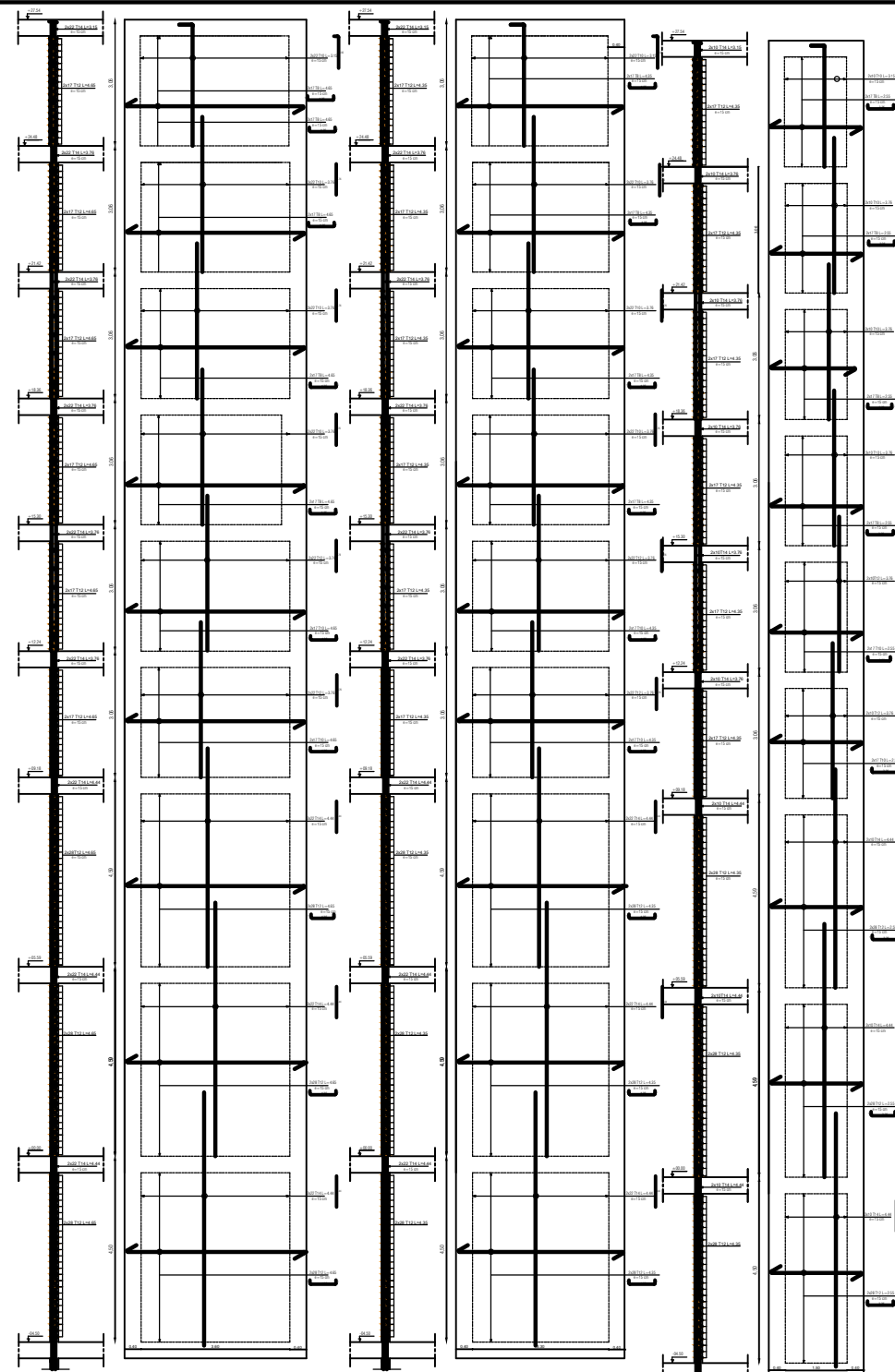
coffrage plancher niv +09.18 , +12.24 ,
 +15.30 , +18.36 , +21.42 ,+24,48



<i>République Algérienne Démocratique et Populaire</i>	
DOSSIER:	WILAYA : TIZI OUZOU
BETON	DAIRA : TIZI OUZOU
	CNE : TIZI OUZOU
PROJET:	Au lieu dit : ZHUN SUD QUARTIER A
CONSTRUCTION A	Etdier par : Mme CHAIB HOUDA
USAGE D'HABITATION ,COMMERCE ET SERVICE	
en R+6+SOUS SOL+ETAGE EN ATTIQUE	
PLANS:	Echelle : 1/50
- COFFRAGE DES PLANCHERS Niv: +09.18, +12.24, +15.30, +18.36, +21.42, +24.48	
Diriger par Mme SI AHMED	



<i>Republique Algérienne Démocratique et Populaire</i>	
DOSSIER:	WILAYA : TIZI OUZOU
BETON	DAIRA : TIZI OUZOU
PROJET :	CNE : TIZI OUZOU
CONSTRUCTION A	Au lieu dit : ZHUN SUD
USAGE D'HABITATION ,COMMERCE ET SERVICE	QUARTIER A
en R+6+SOUS SOL+ETAGE EN ATTIQUE	Etudier par : Mme CHAIB HOUDA
PLANS:	Echelle : 1/50
- COFFRAGE DES PLANCHERS Niv: +27.54	
Diriger par	
Mme SI AHMED	

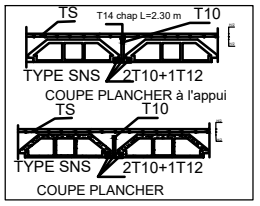
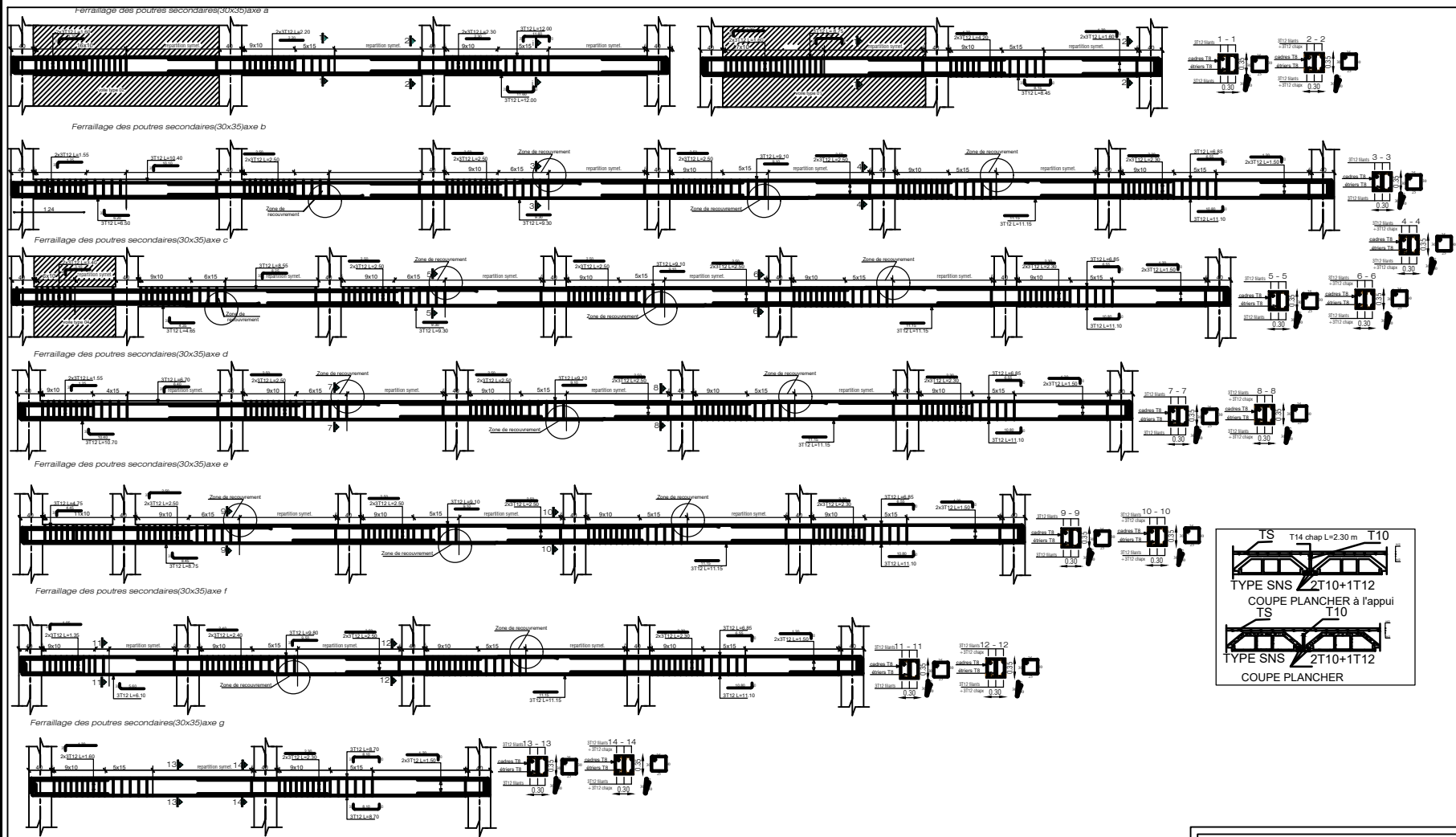


Ferrailage voile de contreventement ep. 20 cm type 01

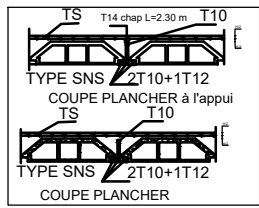
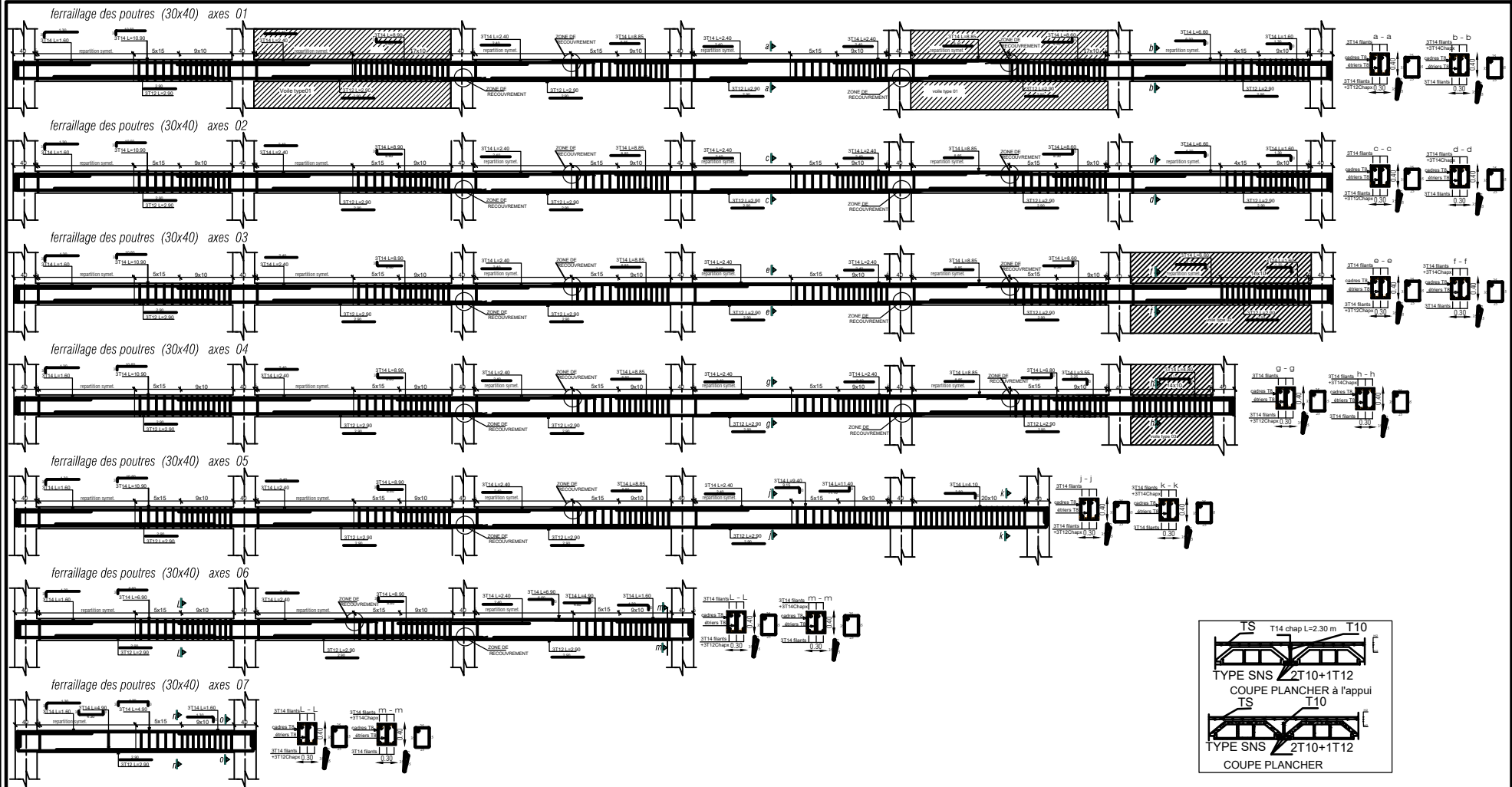
Ferrailage voile de contreventement ep. 20 cm type 02

Ferrailage voile de contreventement ep. 20 cm type 03

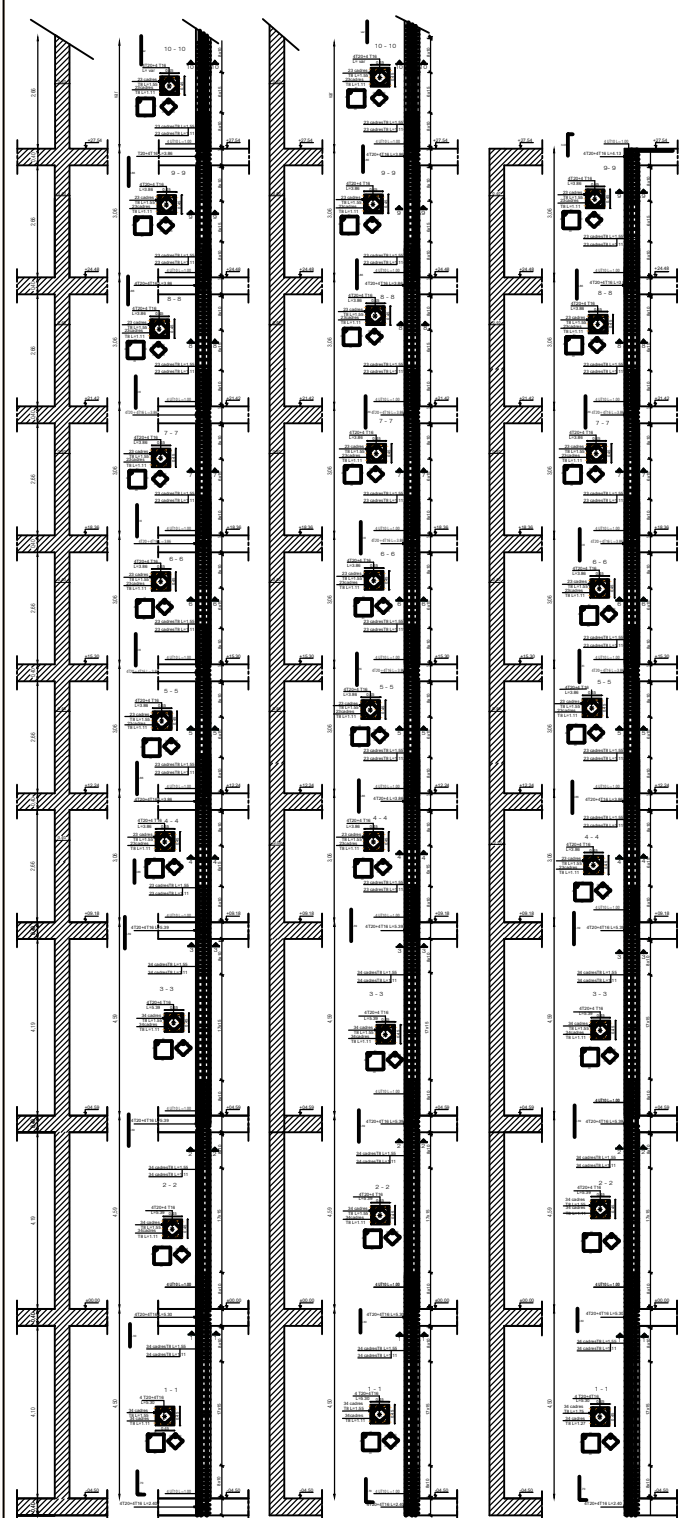
<i>Republique Algérienne Démocratique et Populaire</i>	
SETRAM	BUREAU D'ETUDES
CONSTRUCTION A	N° 100
USAGES D'INSTRUMENTATION COMMERCIALE ET SERVICES	N° 100
ou R+4-SOUS SOL-ETAGE EN ATTIQUE	N° 100
ELABORÉ	Etabli par: M. SAHAB-OUALHA
COFFRAGE FERRAILAGE DES VOILES	Etabli par: M. SAHAB-OUALHA
TYPE 01, 02, 03	Etabli par: M. SAHAB-OUALHA
Diriger par:	Etabli par: M. SAHAB-OUALHA
Mme SI AHMED	Etabli par: M. SAHAB-OUALHA



<i>Republique Algérienne Démocratique et Populaire</i>	
DOSSIER:	WILAYA : TIZ OUIZOU
BETON	SANPA : TIZ OUIZOU
PROJET:	DIR : TIZ OUIZOU
CONSTRUCTION A	44 Rue de ZEN SUD
USAGE D'HABITATION ,COMMERCIE ET SERVICE	QUARTIER A
en R+4+SOUS-ETAGE EN ATTIQUE	
PLANS:	Elaboré par : MME CHAB HOUJA
- FERRAILAGE DES POUTRES (30x35)	
	Echelle : 1/50
Diriger par	
Mme SI AHMED	



<i>République Algérienne Démocratique et Populaire</i>	
BOSSIER:	MILAYA: TID OUZZOU
BETON	DABA: TID OUZZOU
PROJET: CONSTRUCTION A	CH: TID OUZZOU
USAGE D'HABITATION, COMMERCE ET SERVICE	Au lieu de: OULM SUD
	QUARTIER A
PLANS:	Elder par: Mme CHAB HOUDA
- FERRAILAGE DES POUTRES (30x40)	Echelle: 1/50
Diriger par	
Mme SI AHMED	



Coffrage Ferrillage des poteaux P1(40x40)

Coffrage Ferrillage des poteaux P1 de rive (40x40)

Coffrage Ferrillage des poteaux P2 de rive (40x40)

<i>Republique Algérienne Démocratique et Populaire</i>	
ELTRU	(S.A.F.A. 101 5235)
TRU	Société Algérienne
CONTRACTOR A	100000
GRAND ENTREPRISE, COMMERCE ET SERVICE	Société Algérienne
en BHA-SOUS SOL-ETAGE EN ATTITUDE	100000000
COFFRAGE FERRILLAGE DES POTEUX	
Diriger par Mme SI AHMED	

CONCLUSION

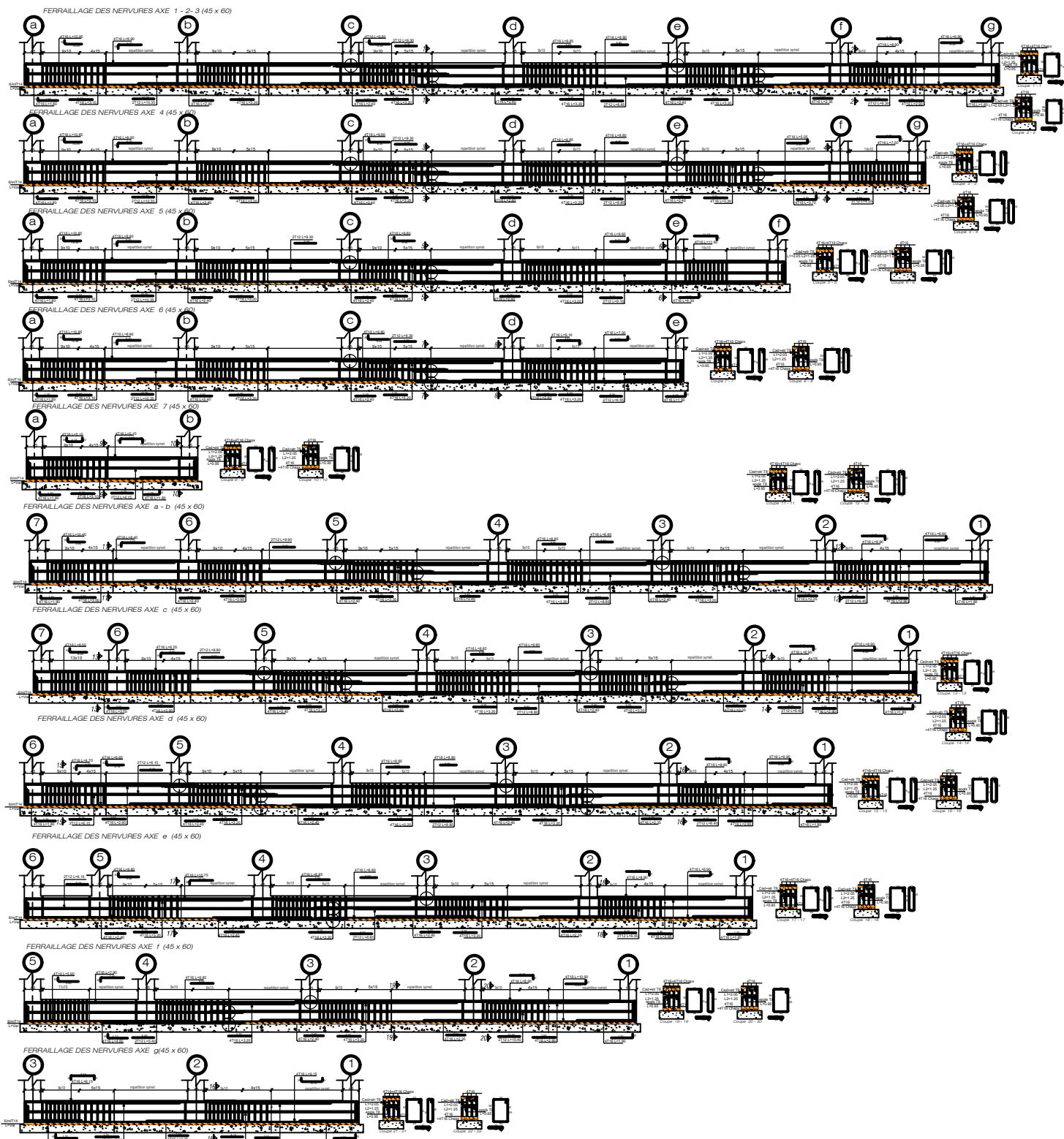
Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage de bureau et d'habitation est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Pour finir, nous constatons que la construction d'un ouvrage en Génie Civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir :

La résistance, la durabilité et l'économie dans le respect des normes de construction.

BIBLIOGRAPHIE

- ✚ **BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction**
- ✚ **Pratique du BAEL91, cours exercices ; jean PERCHAT, jean ROUX**
- ✚ **Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003)**
- ✚ **Formulaire du béton armé (Victor DAVIDOVICHI)**
- ✚ **DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation**
- ✚ **Cour et TD des années de spécialité**
- ✚ **Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes**
- ✚ **Recherche globale sur internet.**



<i>République Algérienne Démocratique et Populaire</i>	
DOSSIER:	WILAYA : TIZI OUZOU
BETON	DAIRA : TIZI OUZOU
PROJET:	CNE : TIZI OUZOU
CONSTRUCTION A	Au lieu dit : ZHUN SUD
USAGE D'HABITATION , COMMERCE ET SERVICE	QUARTIER A
en R+6+SOUS SOL+ETAGE EN ATTIQUE	Elidier par : Mme CHAIB HOUDA
PLANS:	Echelle : 1/50
- COFFRAGE FERRAILAGE DES FONDATION	
(radier)	
Diriger par Mme SI AHMED	