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

Mémoire de fin d'étude

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

THÈME

Étude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation, commercial et bureautique
Contreventé par voile
Avec logiciel ETABS.

Dirigé par **: M^me^ BOUZID**

Etudie par **:**
AUMAR LYNDA

Année universitaire 2019/2020

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier lieu le bon dieu pour m'avoir accordé la santé, la paix, le courage, et la patience pour mener ce travail à terme.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à ma promotrice Mme BOUZID LEILA, pour son appréciable aide, et ses précieux conseils.

Je tiens à remercier aussi tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce travail

Mon sentiment de profonde gratitude va aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger mon travail.

Enfin, je tiens à remercier tous les enseignants du département de Génie civile qui tout au long des années d'études nous ont transmis leur savoir sans réserve.

Dédicaces

Je dédie ce travail à ma chère famille, mon père, ma mère, mon frère et ma sœur, qui m'ont toujours soutenu et encouragé et donné de la force pour en arriver là où j'en suis aujourd'hui.

Ainsi qu'à mes amis et à mes proches et toute ma grande famille qui font mon bonheur, je les remercie d'être toujours présents à mes côtés. .

LYNDA

Liste des figures

Chapitre I : Description de l'ouvrage

Figure I-1) coupe verticale du l'ouvrage
Figure I-2) coupe verticale de la maçonnerie
FigureI-3) coupe verticale d'un escalier
Figure I-4) coffrage en bois
Figure I-5) Diagramme contrainte- déformation (ELU)
Figure I-6) Diagramme contrainte- déformation (ELS)
Figure I-7) Diagramme contrainte déformation de calcul

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1) planchers corps creux
Figure II.2) coupe verticale du plancher corps creux
Figure II.3) planchers dalle plein
Figure II.4) Dimensions de la poutre principale
Figure II.5) Dimensions de la poutre secondaire
Figure II.6) coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.
Figure II.7) Coupe verticale du plancher courant
Figure II.8) coupe verticale du mur extérieur.
Figure II.9) coupe verticale du mur intérieur.
Figure II.10) coupe verticale de la dalle pleine.
Figure II.11) surface d'influence sur le poteau
Figure II.12) coupe verticale de la dalle pleine
Figure II.13) Coupe de voile en élévation (RPA99/2003)

Chapitre III : calcul des éléments

Figure III.1) Coupe verticale de l'acrotère Figure III.2) Schéma statique de L'acrotère
Figure III.3) Diagramme des efforts internes
Figure III.4) Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.
Figure III.5) schémas de calcule de l'acrotère.
Figure III.7) Coupe verticale d'un balcon
Figure III.8) Schéma statique du balcon
Figure III.9) Disposition des armatures principales du balcon

Figure III.10) Coupe verticale d'un escalier
Figure III.11) Schémas statique des escaliers.
Figure III.12) Schémas statique de l'escalier à l'ELU.
Figure III.13) Diagramme des efforts internes à l'ELU.
Figure III.14) Schémas statique de l'escalier à l'ELS.
Figure III.15) Diagramme des efforts internes à l'ELS.
Figure III.16) Schémas statique de la poutre palière.
Figure III.17) Dimensions de la poutre palière.
Figure III.18) Schémas statique de la poutre palière à l'ELU.
Figure III.19) Diagramme des efforts internes à l'ELU.
Figure III.20) Diagramme des efforts internes à l'ELS.
Figure III.21) Diffusion de charge dans le feuillet moyen.
Figure III.22) Répartition des moments.
Figure III.23) Distribution des moments sur le panneau.
Figure III.24) Coupe transversale du plancher.
Figure III.25) ferraillage de la dalle de compression
Figure III.26) schéma descriptif de la poutrelle
Figure III.27) Disposition des poutrelles
Figure III.28) Schéma statique de la poutrelle
Figure III.29) La section en Té
Figure III.30) Schémas statique de la poutre décomposée.
Figure III.31) Schémas statique des poutrelles à l'ELU.
Figure III.32) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.
Figure III.33) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.
Figure III.34) Disposition des armatures en section en Té
Figure III.35 : Plan de ferraillage de la poutrelle.
Figure III.36) Schémas statistique des poutrelles à l'ELS.
Figure III.37) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
Figure III.38) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.
Figure III.39: Coupe schématique de la poutrelle
Figure III.40) Schémas statique de la poutre de chainage.
Figure III.41) Dimensions de la poutre de chainage.
Figure III.42) Schémas statique de la poutre palier à l'ELU.
Figure III.43) Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Figure III.44) Diagramme des efforts internes à l'ELS.

Chapitre IV: modélisation et vérification de RPA

Figure IV.1) vue en 3d du notre structure

Figure IV.2) diaphragme planché 01.

Chapitre V: Ferraillage des éléments structuraux

Figure.V.1 : section en flexion composée

Figure.V.2 : Caractéristiques et sollicitation de la section

Figure.V.3 : Résultats de calcul de la section d'armature

Figure V.4 Délimitation de la zone nodale

Figure V.5 : Disposition des armatures tendus S.S.A

Figure V.6 : Disposition des armatures tendus S.S.A

Figure.V.7: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Figure VI.1: Schéma de la semelle isolée

Figure VI-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Figure VI-3: Diagramme des contraintes du sol.

Figure VI.4: Présentation de chargement simplifié

Figure VI-5: Répartition triangulaire

FigureVI-6: Répartition trapézoïdale.

Figure VI.7 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des moments)

Figure VI.8 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens y-y).

Figure VI.9: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens y-y)

Figure VI.10 : Schéma statique de la nervure ELS

Figure VI.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens y-y).

Figure VI.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens y-y).

Figure VI.13 : Schéma statique de la nervure ELU (sens x-x).

Figure VI.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x)

Figure VI.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x)

Figure VI.16 : Schéma statique de la nervure ELS (sens x-x)

Figure VI.17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).

Figure VI.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).

Liste des tableaux

Chapitre I : Description de l'ouvrage

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.

Tableau I.2 : limites d'élasticité des aciers utilisé

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1: vérification aux exigences du RPA.

Tableau II.2: Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.3: Caractéristiques des éléments du plancher de l'étage courant.

Tableau II.4: charge permanente de Murs extérieurs

Tableau II.5: charge Permanente de Murs intérieurs

Tableau II.6: charge Permanente de la dalle plein.

Tableau II.7**:** Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires

Tableau II.8: Les valeurs du coefficient (3+n / 2n)

Tableau II.9: Récapitulatif de la descente de charges

Tableau II.10: Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

Tableau II.11: Vérification de flambement des poteaux

Tableau II.12: Récapitulatif des résultats obtenus.

Tableau II.13: Récapitulatif du pré dimensionnement des éléments structuraux

Chapitre III : calcul des éléments

Tableau III.1: charge permanentes de balcon.

Tableau III.2: charge permanentes de la paillasse.

Tableau III.3: charge permanentes de palier.

Tableau III.4: le ferraillage a (l'ELU)

Tableau III.5: vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Tableau III.6: moment aux appuis à (l'ELU)

Tableau III.7: moment en travées à (l'ELU)

Tableau III.8: les efforts tranchets à (l'ELU)

Tableau III.9: les efforts tranchants à (l'ELS)

Tableau III.10: vérification des contraintes à (l'ELS)

Chapitre IV: Modélisation et vérification de RPA

Tableau IV.1: vérification de l'excentricité suivant X-X
Tableau IV.2: vérification de l'excentricité suivant Y-Y
Tableau IV.4: vérification des déplacements inter-étages suivant X-X
Tableau IV.3: Justifications de système de contreventements
Tableau IV.5: vérification des déplacements inter-étages suivant Y-Y
Tableau IV.6: Récapitulatif des valeurs de A.
Tableau IV.7: Récapitulatif des valeurs de Q suivant X-X
Tableau IV.8: Récapitulatif des valeurs de Q suivant Y-Y
Tableau IV.9: Vérification de l'effort tranchant à la base
Tableau IV.10: Vérification de l'effet de second ordre (effet P-Δ) suivant X-X
Tableau IV.11: Vérification de l'effet de second ordre (effet P-Δ) suivant Y-Y

Chapitre V: Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle
Tableau V.2:Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA
Tableau V.3: Les efforts internes dans les poteaux
Tableau V.4: Calcule des armatures pour les poteaux
Tableau V.5: Les efforts tranchant max
Tableau V.6: Vérification de la section des armatures transversales
Tableau V.7: Vérification des contraintes tangentielles
Tableau V.8: vérification de la condition de non fragilité.
Tableau V.9: vérification des contraintes
Tableau V.10: Section des armatures longitudinales.
Tableau V.11: ferraillage des poutres principales
Tableau V.12: ferraillage des poutres secondaires
Tableau V.13: Vérification au cisaillement
Tableau V.14: Influence de l'effort tranchant sur le béton
Tableau V.15: Vérification de l'état limite de compression du béton et de l'acier pour les poutres
Tableau V.16: Récapitulatif du ferraillage des poutres principales et secondaire.
Tableau V.17: Tableau des efforts normaux.
Tableau V.18: Ferraillage de Voile transversal(VT1)
Tableau V.19 : Ferraillage de Voile transversal(VT2)

Tableau V.20 : Ferraillage de Voile transversal(VT3)
Tableau V.21 : Ferraillage de Voile transversal(VT4)
Tableau V.22: Ferraillage de Voile longitudinale (VL1)
Tableau V.23: Ferraillage de Voile longitudinale (VL2)
Tableau V.24: Ferraillage de Voile longitudinale (VL3)

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

TableauVI.1: Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)
TableauVI.2: Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)
TableauVI-3: Surface de semelles filantes sous poteaux.
TableauVI.4: Vérification des contraintes.
TableauVI.5: Tableau récapitulatif de ferraillage
TableauVI.6: vérification de la section minimale
Tableau VI.7: Vérification des contraintes dans le béton
Tableau VI.8: Les efforts internes dans les nervures
TableauVI.9: Tableau récapitulatif de ferraillage
TableauVI.10: Vérification des contraintes à l'ELS

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage …….. (01/17)

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges ……. (18/39)

Chapitre III : Calcul des éléments

- L'acrotère…… (40/49)
- Les balcons …… (50/56)
- Les escaliers …… (57/77)
- Poutre palière ……...….. (78/89)
- Les planchers…….. (90/111)
- La salle machine…….. (112/123)
- La poutre de chainage …… (124/134)

Chapitre IV: Modélisation et Vérifications des exigences du RPA…… (135/177)

Chapitre V : Ferraillage de la structure

- Ferraillage des poteaux……. (178/196)
- Ferraillage des poutres …… (197/208)
- Ferraillage des voiles …… (209/225)

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure ……. (226/259)

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les types de construction civils.

Les ingénieurs s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoin de la société, tout en assurant deux factures important et indispensables qui sont la sécurité des usages qui est placée en avants de nombreux paramètres et l'aspect économique imposé par les couts croissants des matériaux.

Par ailleurs, le comportement et la résistance d'une structure sont conditionnés non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Pour cela l'ingénieur est face à une impérieuse nécessité d'étudier les factures déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique : la résistance et le comportement d'une structure face aux actions horizontales sont principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière (pour les structures en béton armé, ce système de contreventement et constitué de portiques, de voiles ou des deux aux même temps).

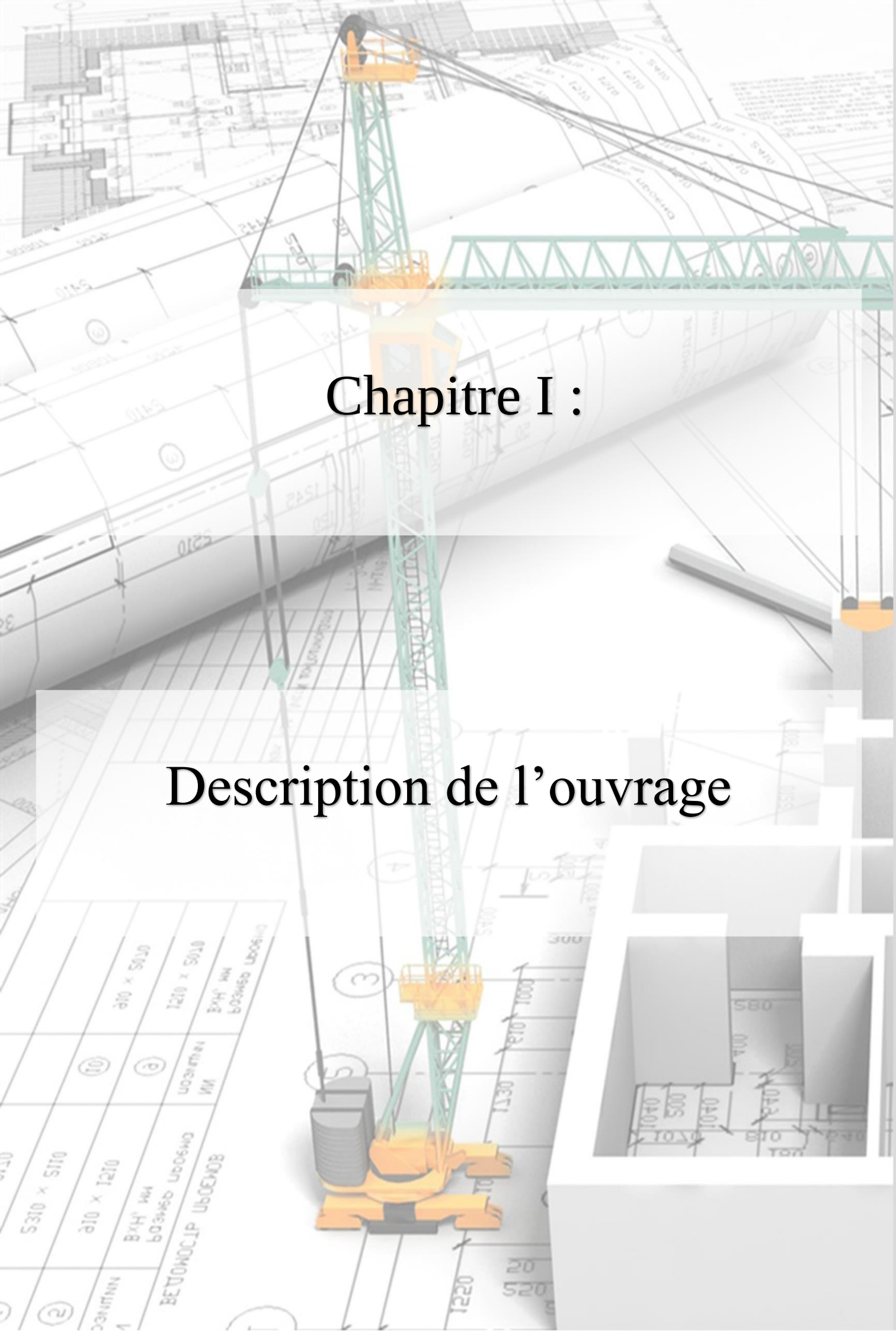
Le but assigné à notre projet de fin d'étude et de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation en génie civiles à travers l'étude d'une structure en béton armée constituée d'un rez-de-chaussée et de neuf étage courants, un calcul statique et une étude dynamique et sismique seront effectuée afin de déterminer les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différents sollicitation.

Dans le cadre de cette étude, nous allons utiliser le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS** pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux.

Les efforts engendrés, sont utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **RPA 99 / version 2003** et **DTR-BC-22** ainsi que le **BAEL91 / révisé 99.**

Chapitre I :

Description de l’ouvrage



I-1) Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude et calcul d'un bâtiment de dix niveaux (R+9) à usage multiple (habitation, bureau et commerce).

Le bâtiment est implanté à la commune DRAA EL MIZAN, wilaya TIZI OUZOU qui est classé selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) comme zone sismique d'importance moyenne (Zone II a).

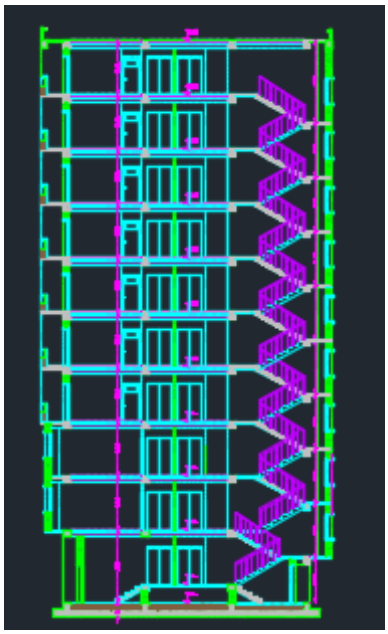


Figure I-1) coupe verticale du l'ouvrage

I-2) Nature de l'ouvrage :

- RDC à usage commercial.
- 1er étage jusqu'où 8 ème étage des bureaux.
- 9 ème étage à usage habitation.
- une cage d'escalier.
- deux cages d'ascenseur.
- une terrasse inaccessible.

I-3) Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

a) En plan :

- longueur totale de bâtiment L=21.57m.
- largeur totale de bâtiment L=16.30m.

b) En élévation :

- Hauteur totale du- rez –de- chaussée H_r =4.08m.
- Hauteur d'étage courant H_e=3.06m.
- Hauteur de l'acrotère H_a=0.70m.
- Haueur totale de bâtiment H_T=31.62m.

I-4) Donnée de site :

- Zone moyenne sismicité.
- Groupe d'usage 2.
- Site meuble « S_3 ».
- Contrainte admissible du sol σ_{sol}=2bars.

I-5) Les éléments de l'ouvrage :

I-5-1) Ossature :

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte

(Deux type de contreventement).

a)- contreventement par portique :

C'est une ossature constitue de poteaux et poutres capable de reprendre la totalités des sollicitations dues aux charges et surcharge verticale.

b)- contreventement par voiles :

Composé par des éléments verticaux en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal, transversales)

Assurant la stabilité et la rigidité de l'ouvrage sous l'action des charges horizontales et reprendre une parties des charges verticales et les transmettre aux fondations.

I-5-2) Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils assurent deux fonctions :

- **La résistance mécanique :** ils supports leur poids propre et les surcharge en les transmettant aux éléments porteur de l'ouvrage.
- **L'isolation :** ils assurent l'isolation thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Tous les planchers des étages courant sont en corps creux, avec une dalle de compression reposent des poutrelles préfabriquées sur pace à l'exception des balcons qui sont réalisés en dalle plein.

Le plancher terrasse est inaccessible avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de **1%** pour faciliter l'écoulement des eaux pluviale.

I-5-3) Maçonnerie :

- **Les murs extérieur :** sont en double cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur, séparer par des lames d'aire de 10 cm d épaisseurs.
- **Les murs de séparation intérieure :** sont réalisé en simple cloison de brique creuses de 10 cm d'épaisseur.

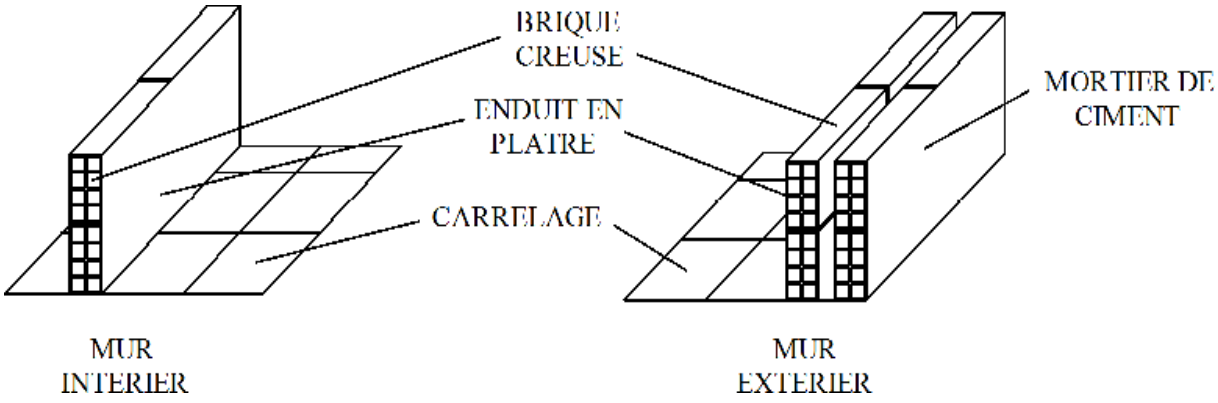


Figure I-2) coupe verticale de la maçonnerie

I-5-4) Revêtement : Ils sont réalisés en :

- Carrelage pour les planchers et les cages des escaliers.
- Céramique pour la salle d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs, les façades et les cages d'escalier.

I-5-6) Balcon :

Les balcons sont réalisés en dalle plein.

I-5-7) Voile :

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, leurs rôle est de reprendre les efforts horizontaux due à l'action du séisme.

I-5-8) Acrotère :

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

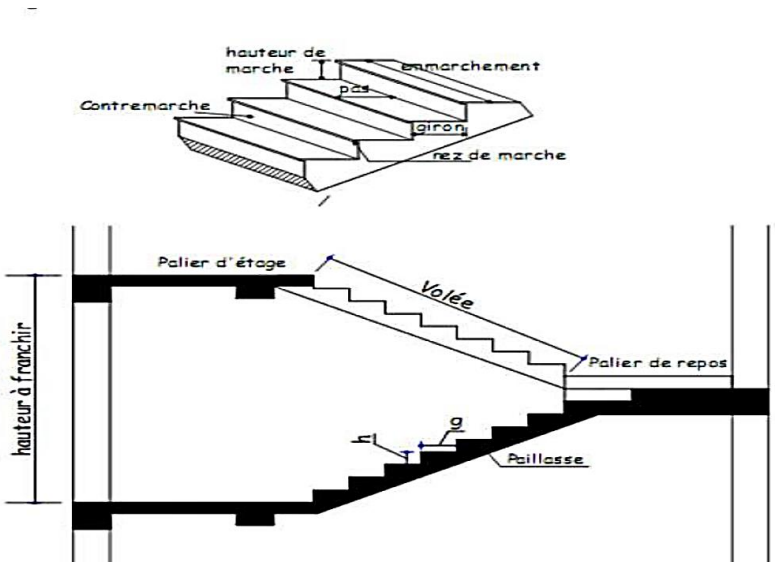
I-5-9) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur réalisé en béton armé.

I-5-10) L'escalier :

Sont des éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre. Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier allant du RDC jusqu'au dernier étage.

Ce sont des escaliers en béton armé à deux volées et un palier de repos, coulés sur place.



FigureI-3) coupe verticale d'un escalier

I-5-11) Terrasse :

La terrasse est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations.

Notre bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible.

I-5-12) Fondation :

La fondation est la partie enterrée d'un ouvrage. Elle sert à transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol de fondation.

Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol, de l'implantation et de L'importance de l'ouvrage.

I-5-13) Système de coffrage :

On utilise un coffrage métallique pour la réalisation des voiles afin de limiter le temps d'exécution et on opte le coffrage classique en bois pour les portiques.

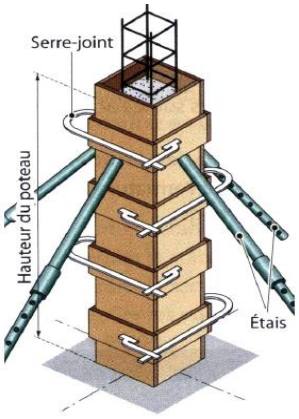


Figure I-4) coffrage en bois

I-6) Règlementation utilisée :

L'étude et la conception de notre projet sont conduites par des règlements applicables en Algérie qui sont :

- BAEL 91 5reglment technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites)
- RPA 99 modifié 2003 (règlement parasismique algériennes).
- DTR-BC-22 (charge et surcharge d'exploitation).

I-7) Les états limitent du béton

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en servira pour lesquelles une structure est calculée ; ils se classent en deux catégorie.

I-7-1) Etats limites ultime de résistance : c'est états qui conduit à la ruine de l'ouvrage soit par :

- perte de l'équilibre statique (basculement).
- perte de stabilité de forme (flambement).

- perte de résistance (rupture).

I-7-2) Etat limite de service :

Il correspond à un état au – delà duquel les conditions normale de durabilité ne sont plus satisfaites ; les déformations nécessaire pour attendre cet états sont relativement faible et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, ils comparent :

- la limite de compression de béton.
- la limite d'ouverture de fissuration.
- la déformation des éléments de construction (flèche).

I-8) Caractéristiques des matériaux :

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

I-8-1) Le béton

Le béton est un matériaux constitué par un mélange de ciment (litant hydraulique), granulats (sables et graviers) et d'adjuvants et de l'eau de gâchage, il est caractérisé de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours qui assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible.sa résistance variée en fonction de la granulométrie, le dosage du ciment et la quantité de l'eau de gâchages et l'âge de béton, ce dernier sera conforme aux règles **(BAEL91 et RPA99 modifié en 2003).**

A titre indicatif le dosage courant par m^3 de béton, est définit comme suite :

- ✓ Granulat (sable $\Phi \leq 5mm$), gravier $5 \leq \Phi \leq 25mm$).
- Gravions : 1100L.
- Sable : 700L.
- ✓ Ciment : 300kg /$1m^3$ de classe GPA 325.
- ✓ Eau de gâchage 150à 200 L.

a) Résistance caractéristique du béton a la compression :

Un béton est définit par sa résistance à la compression à 28jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée $f_{c\,28}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge j < 28jours, sa résistance à la compression est calculée comme suite (Art 2-1-11 BAEL 91).

$F_{cj} = \frac{j\, F_{c28}}{(4{,}76 + 0{,}83j)}$ MPa pour $F_{cj} \leq 40$ Mpa.

$F_{cj} = \frac{j\, F_{c28}}{(1{,}4 + 0{,}95j)}$ MPa pour $F_{cj} > 40$ Mpa.

Si J > 60 jours : $f_{cj} = 1.1\ f_{c28}$.

On adopte : fc28=**25MPa.**

b) La résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression.

Elle est définit par la formule suivante :

$F_{tj} = 0{,}6 + F_{cj}\ 0{,}06$. (Mpa) si $f_{tj} \leq 60$ MPa. (Art 2-1-12 BAEL 91)

Pour j = 28 jours on a : $f_{tj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1$ MPa

c) Module d'élasticité:

On d'définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendré par celle-ci selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue de type de module de déformation:

c-1) Module de déformation longitudinale : Il existe deux modules de déformations longitudinales :

❖ **Module de déformation instantané**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours).

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{F_{cj}}$ MPa. **(Art 2-1-21 BAEL 91)**

A: j= 28 jours F_{C28} =25 MPa on a: E_{i28} =32164, 2 MPa

❖ **Module de déformation déférée :**

Il est permit de calculer la déformation finale du béton (déformation instantané augmenter du fluage).

E_{vj} =3700 $\sqrt[3]{F_{cj}}$ MPa. **(Art 2-1-22 BAEL 91)**

A: j= 28 jours F_{cj} =25 MPa on a: E_{v28} =10818, 86 MPa.

c-2) Module de déformation transversale:

Ce module est noté par G est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

Coefficient de poisson (art A-213 BAEL 91 modifie99):

C'est le rapport des déformations transversales ($\frac{\Delta d}{d}$) et longitudinales ($\frac{\Delta l}{l}$).

$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right)$, Il sera pris égal à :

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

d) Contrainte limite (admissible) :

d-1) Contrainte de compression :

- **A l'ELU :**

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

$$\mathbf{f_{bc}} = \frac{\mathbf{0{,}85 \cdot f_{c28}}}{\boldsymbol{\theta}\,\boldsymbol{\gamma_b}} \textbf{ en MPA (Art. A.4.3.41, BAEL 91):}$$

Avec : γ_b Coefficient de sécurité ;

γ_b = 1,15 si la situation est accidentelle.

γ_b = 1,5 si la situation est courante.

0,85 devient 0,8 quand les conditions du bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées telle que :

θ = **1**, Si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

θ = **0,9**, Si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

θ = **0,85**, Si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on F_{bc} =14,2 MPa en situation courante.

Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU :(BAEL/A.4.3.4)

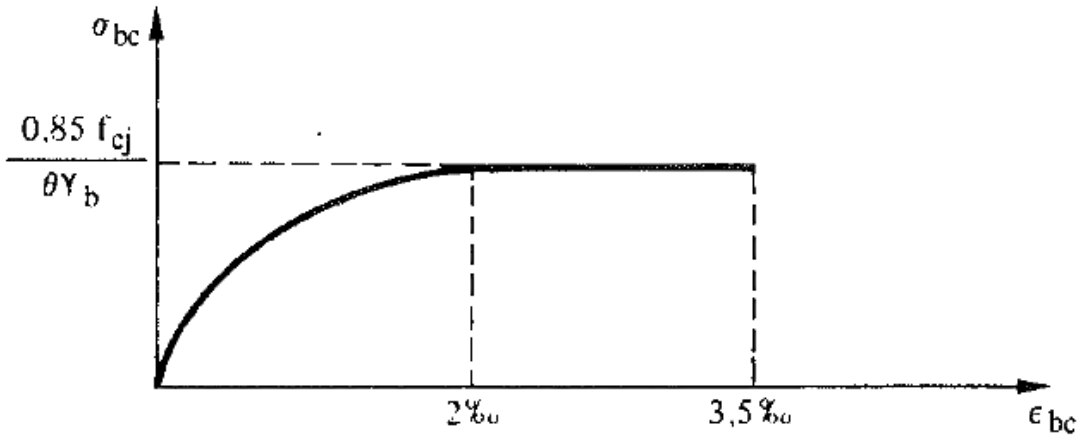


Figure I-5) Diagramme contrainte- déformation (ELU)

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

Pour : εbc< 2‰**,** on applique la loi de Hooke.

- **A l'ELS :**

La contrainte de compression du béton est limitée par :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj}$. **. (Art. A.4.5.2, BAEL 91)**

A 28 j on a f_{c28}=25 MPa donc $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$ = 15 MPA

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante

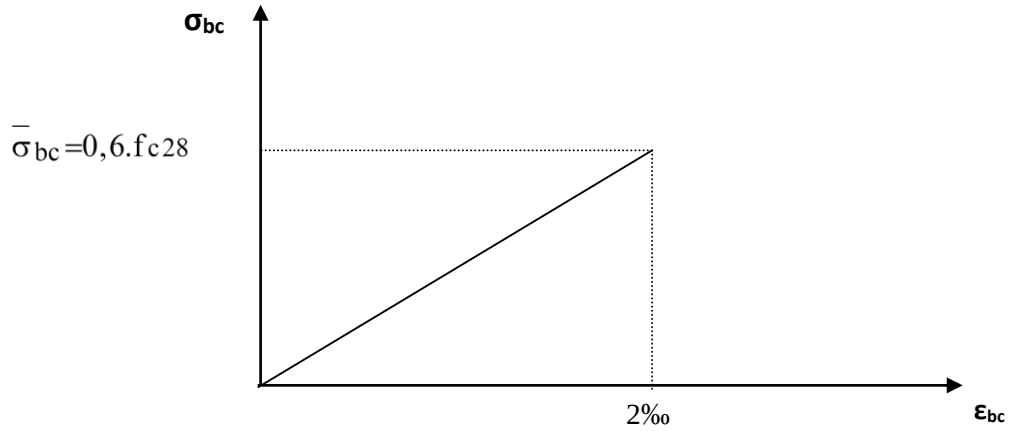


Figure I-6) Diagramme contrainte- déformation (ELS)

d-2) Contrainte limite ultime de cisaillement :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par la formule suivante :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$: **(Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99)**

Avec :

V_u: Effort tranchant à L'ELU dans la section.

b_0: Largeur de la section cisaillée.

d : hauteur utile (0,9×h Position des aciers tendus.

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

τ_u **= min [0,2** $\frac{fc28}{\gamma b}$ **; 5MPa]** pour la fissuration peu nuisible.

τ_u **= min [0,15** $\frac{fc28}{\gamma b}$ **; 4MPa]** pour la fissuration préjudiciable.

I-8-2) L'acier :

Est un alliage de fer et de carbone il est caractériser par une bonne résistance à la traction et à

La compression pour éléments faibles.

Dans notre projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe en MPA	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520(<6)	T S	520	1.3	1

Tableau I-1) Caractéristique des aciers utilisé

a) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module élasticité longitudinal noté (Es) de l'acier est pris égal à :

Es = 200000 MPa. **(Art A 2.2.1 BAEL91)** .cette valeur est toujours constant quelle que soit la nuance de l'acier.

b) La limite élastique garantie : c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰ noté ‹Fe›.

c) Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson υ pour les aciers est pris égal à 0,3.

d) Les contraintes dans les aciers :

e) à ELU :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, elles sont utilisées jusqu' à leurs limites d'élasticités.

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par **:**

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

(art A 4.3.2 BAEL91)

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

γ_s = 1,15 pour le cas courant.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel.

σst = contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

Fe = limites d'élasticité des aciers utilisés.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe = 400 MPa	σ_{st} =348 MPa	σ_{st} =400 MPa
Fe = 520 MPa	σ_{st} =452 MPa	σ_{st} =500 MPa

Tableau I-2) limites d'élasticité des aciers utilisé

Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2.20/BAEL 91)

Le diagramme contraintes-déformation à considérer dans le calcul à l'ELU est définit conventionnellement comme suit :

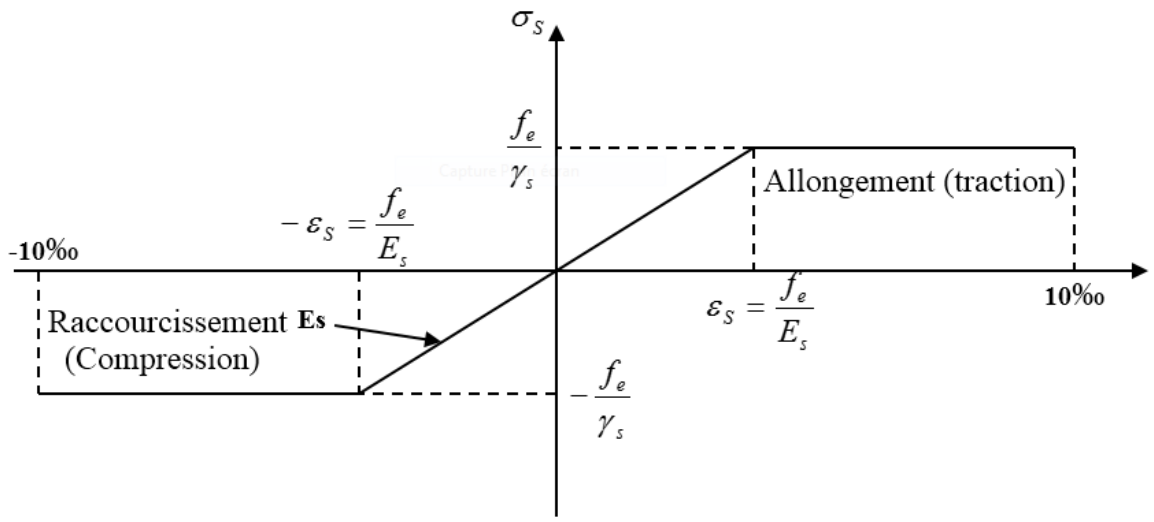


Figure I-7) Diagramme contrainte déformation de calcul

g) à l'ELS :

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

D'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible (peu préjudiciable) : (BAEL91 /Art 4-5-32)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer. (Pas de limitation de contrainte).

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)**

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

$\sigma_s = \xi = \min\{\frac{2}{3}fe; \max(0.5fe ; 110\sqrt{\eta . f_{t28}})\}$.

Avec :

η : coefficient de fissuration dont les valeurs sont comme suite:

η = 1, 6…….... pour les armatures à haute adhérence dont Φ ≥ 6mm.

η = 1,3……pour les armatures à haute adhérence dont Φ≤ 6mm.

η =1…….pour les ronds lisse et les treillis soudés.

- **Fissuration très préjudiciable :**

Cas des éléments exposés à des milieux agressif (eau de mer, brouillards, salins….) ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$\sigma_s = \min\{\frac{1}{2}fe ; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\}$ **(BAEL91 / Art 4-5.3.4) :**

η : coefficient de fissuration dont les valeurs sont comme suite:

η = 1, 6…….... pour les armatures à haute adhérence dont Φ ≥ 6mm.

η = 1,3……pour les armatures à haute adhérence dont Φ≤ 6mm.

η =1…….pour les ronds lisse et les treillis soudés.

σst = contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

Fe = limites d'élasticité des aciers utilisés.

F_{tj}=résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours.

h) Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrobés par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

Nous devons respecter les conditions suivant : **(Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99).**

- **c ≥ 5 cm :** Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **c ≥ 3 cm** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **c ≥ 1cm :** Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

i) Diamètre maximale des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h, afin d'améliorer l'adhérence acier-béton. On limite le diamètre des aciers longitudinales à :

$$\varphi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}\ ,\ \varphi_l\ ,\frac{b_0}{10}\right)$$

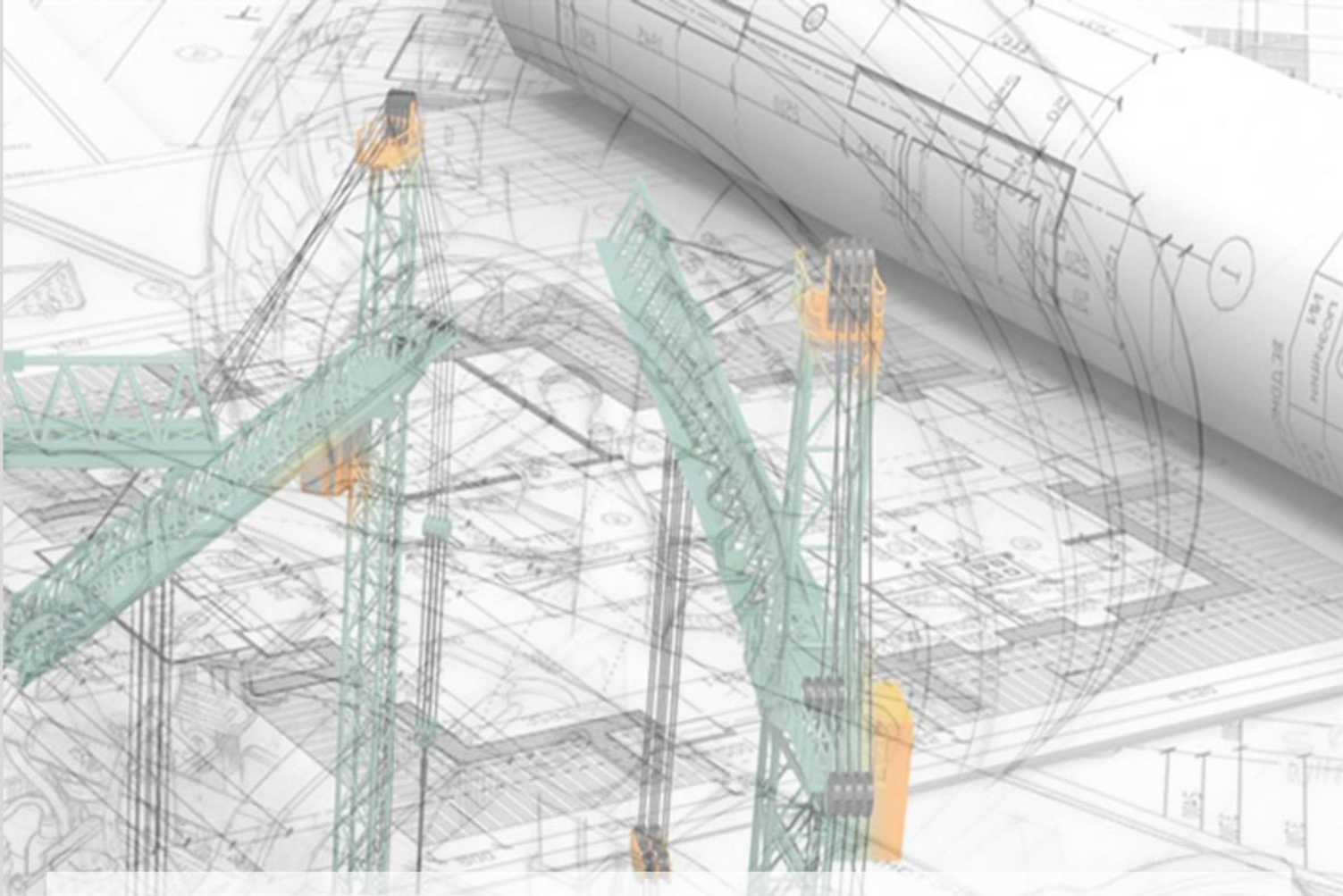
Avec :

b_0 **=**largeur de l'âme.

h= hauteur de la poutre.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les défirent éléments constructifs de notre structure, leurs caractéristiques et leur fonctionnements dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres qui suivent.



Chapitre II :

Pré dimensionement des éléments

Introduction

Apres avoir définie les caractéristiques géométriques de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre, au dimensionnement des éléments porteurs de la structure à savoir : les planchers, les poutres, les balcons, les voiles, les poteaux.

. On prend comme référence le règlement parasismique algérien (RPA 99/ version 2003) et les bases de **(BAEL 91 modifié 99)** ainsi que le DTR- B.C.2.2 « charges permanente et charges d'exploitation).

Ainsi, les éléments de la structure à dimensionner sont :

- Planchers.
- Poutres.
- Poteaux.
- Voiles.

II- 1) Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments pourtours horizontaux qui permettent de séparer deux étages consécutifs d'un bâtiment.

a) Les plancher à corps creux :

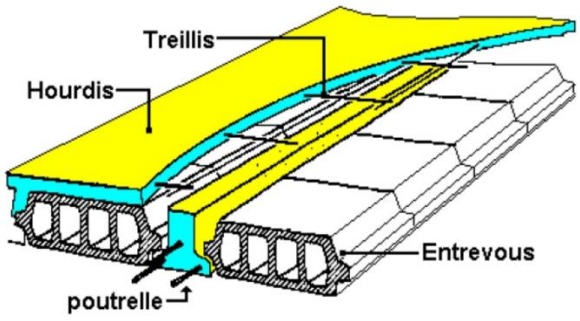


Figure II.1) planchers corps creux

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé et dalles de compression. Ils reposent sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant selon le sens delà la plus petite portée.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivant :

$$h_t \geq \frac{L\max}{22,5}$$ **(Article B.6.8, 4 24/BAEL 91)**

Avec :

-L_{max} : longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

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

Dans notre cas

En premier temps. Nous prendrons une section minimale de (25x25) cm^2 exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : L =475-25=450 cm **avec** L_{max}=475cm.

Nous aurons donc :

$$\mathbf{ht} \geq \frac{\mathbf{450}}{\mathbf{22.5}} \mathbf{= 20cm.}$$

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

Dans cette structure est utilisé pour tous les étages courants.

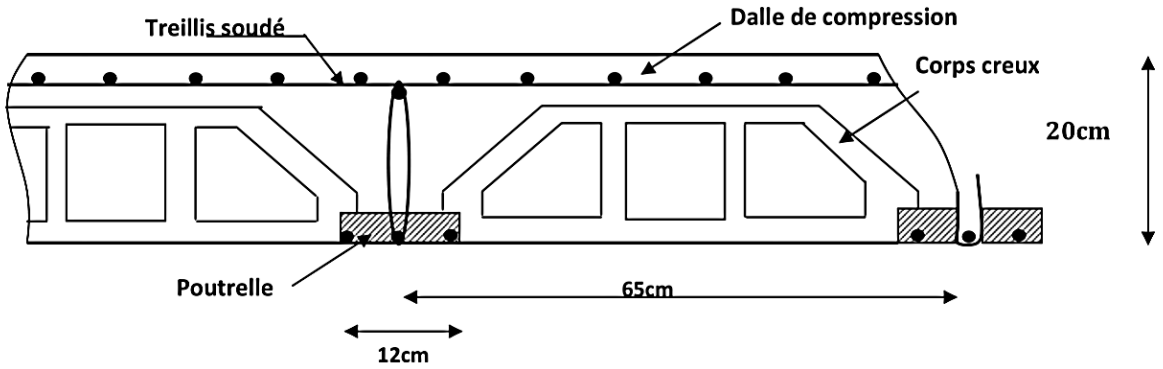


Figure II.2) coupe verticale du plancher corps creux

II.2) Dalles pleines :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivants :

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

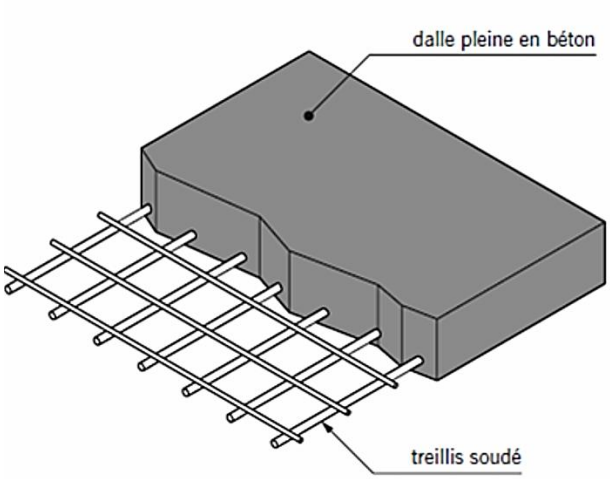


Figure II.3) planchers dalle plein

❖ **Dalle plein pour les balcons** :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminer par la condition de la résistance à la flexion dans notre cas les dalles sont considérées comme des consoles encastré.

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

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $\mathbf{e \geq L_0 /10}$

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

$L_0 = 1.40$ m

$e \geq 1.40/10 = 0.14m = 14$ cm $\Longrightarrow$ en prend e=15cm

➢ **Résistance au feu :**

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

- e_p= 7cm …….pour une heure de coup de feu.
- e_p =11cm……....pour 2 heures de coupe-feu.
- e_p=17…….....pour 4 heures de coup –feu.

D'après l'article **G.R.8** du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres….) soit au moins de deux heures. On opte pour un plancher qui devrait largement résister à cet article, e= 15cm.

- **Isolation acoustique :**

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

L =13,3 log (10M) si M < 200 kg/m²

L =15 log (M) + 9 si M > 200 kg/m²

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse Surfacique minimale de 350 kg/m²

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

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14\,cm$$

Tel que : ρ=2500daN/m^3.

Donc : e= max (11, 14, 15) =15cm.

Nous adopterons une épaisseur de 15 cm

II.2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils sont destinés à supporter les charge et surcharges d'une partie de la construction. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

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

- Hauteur **‹h_t›** : $\frac{l_{max}}{15} \leq h_t \leq: \frac{l_{max}}{10}$.
- Largeur **‹b›** : $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$.
-

Avec :

L_{max} : distance maximale entre axes d'appuis dans le sens considérer.

Les dimensionnes doivent respecter **les conditions de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1) :**

- h ≥ 30 cm.
- b≥ 20 cm.
- Le rapport h / b ≤ 4.

Dans les constructions en béton armée, on Distingue deux types de poutres :

→poutre principales qui est parallèles à la plus grande portée. Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

→poutre secondaire qui est disposée parallèlement aux poutrelles. Leur rôle principal est de transmettre les charge et surcharges aux éléments porteurs.

a) Poutres principales (PP) :

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

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

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

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=490cm).

$$L = 490 - 25 = 465cm.$$

$31 \leq h_t \leq 46.5 \implies$ Nous prendrons : $h_t = 40$ cm.

$16 \leq b \leq 28 \implies$Nous prendrons pour plus de sécurité b = 30cm.

b) Poutres secondaires(PS) *:*

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

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

L = 475– 25 = 450cm.

$30 \leq h_t \leq 45 \implies$Nous prendrons : $h_t = 35$cm.

$14 \leq b \leq 24.5 \implies$ Nous prendrons : b =30cm.

Conclusion :

Les poutres principale :(30x40) cm.

Les poutres secondaires : (30x35) cm.

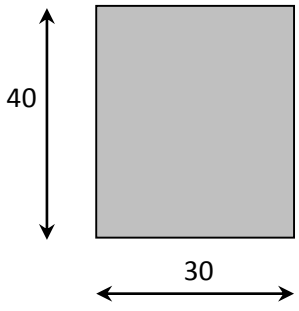


Figure II.4) Dimensions de la poutre principale

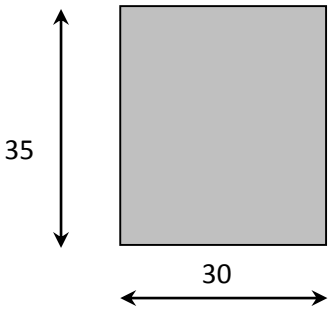


Figure II.5) Dimensions de la poutre secondaire

Tableau II- 1) vérification aux exigences du RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
h ≥ 30 cm	40 cm	35 cm	Vérifiée
b ≥ 20 cm	30 cm	30 cm	Vérifiée
h /b ≤ 4	1.35	1.16	Vérifiée

II.3) Pré Dimensionnement Des Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la décente de charge, pour le poteau le plus sollicitée tenant compte des limites imposée par le (RPA 99 modifiée 2003).le RPA nous impose pour la zone (II a), les dimensions transversales des poteaux rectangulaire doivent satisfaire les conditions suivantes :

- min (b_1, h1) ≥ 30 cm.
- min (b_1, h_1) ≥ h_e/ 20.

Les poteaux sont pré-dimensionner à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal $\mathbf{N_s}$ tel que

$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$.

G : charges permanentes.

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :

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

Avec :

σ_{bc}: contrainte limites de service du béton en compression.

σ_{bc} : contrainte limite de service du béton en compression.

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$=**15MPA.**

N_s : effort normal revenant au poteau considéré.

II.3.1) Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire **(DTR B .C.2.2).**

a) Charges permanentes « G » :

a.1) Plancher terrasse (Inaccessible)

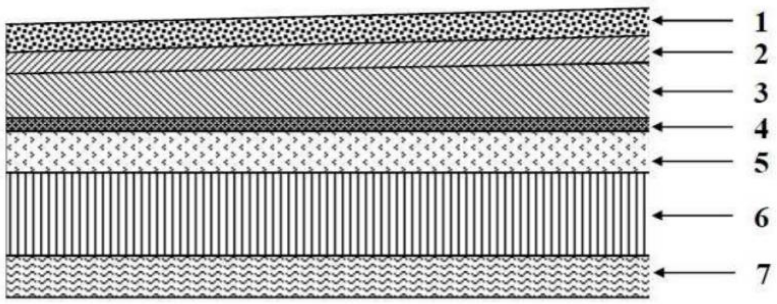


Figure II.6) coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.2) Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (kN/m^3)	G (kN/m^2)
1. Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3. Forme de pente 1%	0.07	22	1.54
4. Isolation thermique	0.04	04	0.16
5. Dalle en corps creux	0.20	14	2.80
6. Enduit plâtre	0.02	10	0.2
7. Feuille polyane	-	-	0.01
	$\sum G_i = G_{terrasse} =$		**5.68** kN/m^2

a.2) Plancher d'étage courant :

Charge permanant du plancher étage courant.

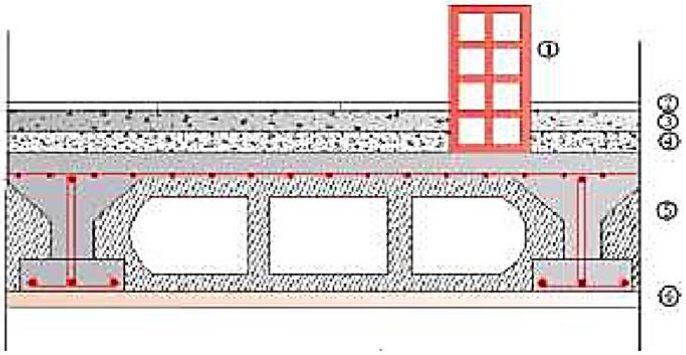


Figure II.7 : Coupe verticale du plancher courant

Tableau II.3) Caractéristiques des éléments du plancher de l'étage courant.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	G (kN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Couche de sable	0,03	18	0.54
4	Plancher en corps creux)	0.20	14	2.8
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de séparation avec 25% d'ouverture	0.10	09	0.90

$G_{tot} = 5.24$ (kN/m^2) **a.3)**

Maçonnerie :

- **Mur extérieur :**

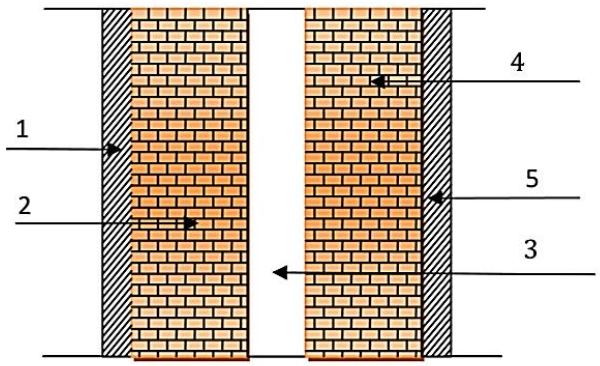


Figure II.8) coupe verticale du mur extérieur.

Tableau II.4) Charges revenant aux murs extérieurs

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
1	Enduit au mortier de ciment	0.02	20	0.40
2	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0,90
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Cloison en briques creuses (8trous)	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre sur la face intérieur	0.02	10	0,20

$$Gme = 2.40\ (kN/m^2)$$

- **Mur intérieur :**

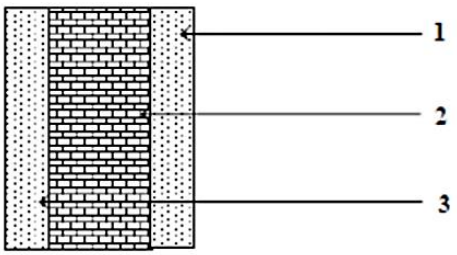


Figure II.9) coupe verticale du mur intérieur.

Tableau II.5) Charges permanentes des murs intérieurs.

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
1	Enduit en pâtre	0.02	10	0.2

G_{tot} =1.3 kN/m^2

a.4) Dalle pleines :

Toutes les dalles pleines de notre structure ont la même charge permanente (balcons, portes à faux et hall d'ascenseur).

Charge permanentes de la dalle plein.

Détermination du poids propre des balcons des étages courants (En dalle pleine).

Tableau II.6) Charges permanentes de la dalle plein.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (kN/m^3)	G (kN/m^2)
• **Revêtement en carrelage**	0.02	20	0.40
• **Mortier de pose**	0.03	20	0.60
• **Lit de sable**	0.02	18	0.36
• **Dalle pleine en béton armé**	0.15	25	3.75
• **Enduit de ciment**	0.2	20	0.40
		G tot =	***5.51*** **kN/ m^2**

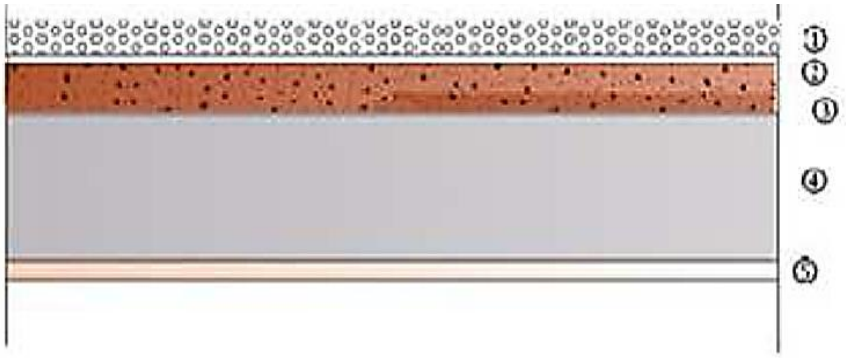


Figure II.10) coupe verticale de la dalle pleine.

b) Surcharges d'exploitation « Q » :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C. 2.2** dans le tableau suivant :

Les éléments de la structure	Surcharge KN/m²
Planchers terrasse inaccessible	1.00
Planchers étages courants a usage habitations	1.50
Planchers étages courants (bureau)	2.50
Balcon	3.50
Acrotère	1.00
Escalier et hall d'ascenseur	2.50

Tableau II.7) Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires

c) Charge et surcharge revenant au poteau le lus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est C2.

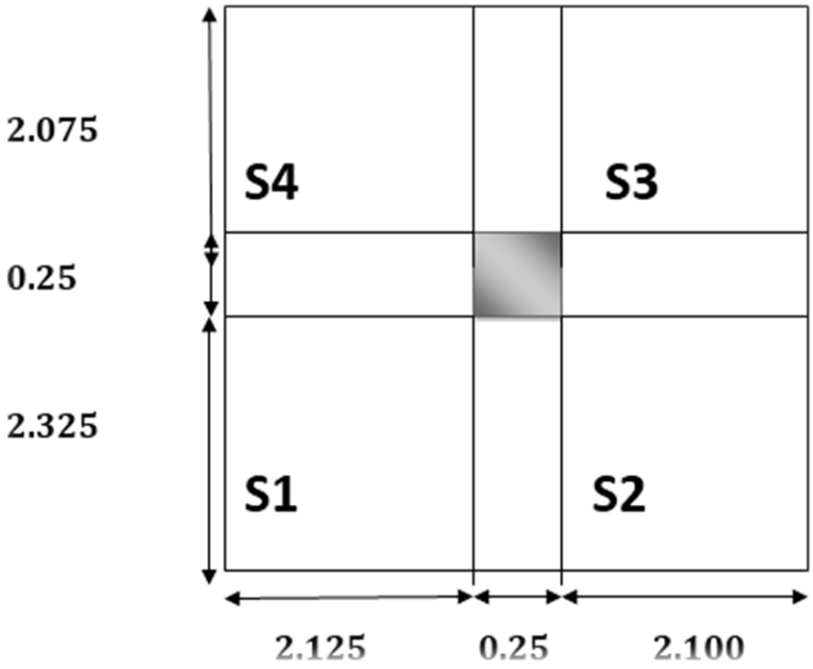


Figure II.11) surface d'influence sur le poteau

c.1) Surface influence:

S=S1+S2+S3+S4

S: la section total

S1=2.075x2.125=4.41m^2

S2=2.1x2.075=4.35 m^2

S3=2.125x2.325=4.94 m^2

S4=2.1x2.325=4.88m^2

S=18.58m^2

c.2) Les charges permanentes : **Figure II.9) Surface d'influence du poteau**

- **Poids des planchers :** **P=Gt x Sn**

- **Planchers terrasse inaccessible :**

P=5.68x18.58=105.534.

- **Planches étages courantes :**

P=5.24x18.58=97.34.

c.3) Poids des poutres :

- **Poutres principales**

Pp= (0.3x0.4) x (2.075+2.1) x 25 = 14.195KN.

- **Poutres secondaire :**

Ps= (0.3x0.35) x (2.125+2.325) x 25 = 11.68KN.

D'où le poids total des poutres est :

Pt=14.195+11.68=25.876. **Pt=25.876**

c.4) Poids propre des poteaux :

Pour le poids propre de poteau, on utilise la section minimale du RPA préconisé pour

La zone IIa (25x25) cm^2 pour tous les poteaux de la structure.

$$\mathbf{Ppot = (axb) \times h_{pot} \times \rho_b}$$

- Poids du poteau des étages courant

0.25 x 0.25 x 3.06 x 25 = 4.78KN.

- poids u poteau du RDC :

0.25 x 0.25 x 4.08 x 25 = 6.375KN.

a) Surcharge d'exploitation :

- plancher terrasse Q_0=1.00x18.58=18.58KN
- planchers étage courants :

Q_1=1.5x18.58=27.78KN.

Q_2=……..Q9=2.5x18.58=46.45KN.

b) Descente des charges :

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique règlementaire **DTR B.C. 2.2** (charge permanentes et charges d'exploitation) qui recommande d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux.

Sous les étages inférieurs à 5 : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_i^n .Qi.$

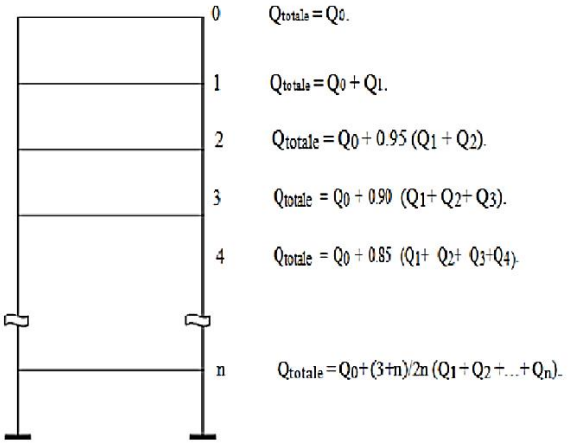


Figure II.12) coupe verticale de la dalle pleine

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

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

Coefficient de dégression des surcharges :

N	0	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
Niveau	**10**	09	08	07	06	05	04	03	02	01	00
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688	0.667	0.650

Tableau II.8) Les valeurs du coefficient (3+n / 2n)

Donc :

- ✓ terrasse = Q_0=18.58 KN
- ✓ 8ème étage = Q_0+Q_1 = 18.58+18.58=46.45 KN
- ✓ $7^{ème}$ étages = $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$=71.803.
- ✓ $6^{ème}$ étage = $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$= *94.099KN*
- ✓ 5 ^{ème} étages = $Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$=113.608 *KN*
- ✓ 4 ^{ème} étages = $Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ =130.33*KN*
- ✓ 3 ^{ème} étages = $Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ =144.265KN
- ✓ $2^{ème}$ étages = $Q_0+0.714\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$ = 158.144KN
- ✓ 1^{er} étages = $Q_0+0.\ 688(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$ = 172.246KN
- ✓ RDC = $Q_0+0.\ 667(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+\ Q_9)$ = 186.153K.

Pré-dimensionnements des poteaux :

Les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raison suivant :

- Si les sections de ferraillage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton.
- Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

Tableau II.9 : Récapitulatif de la descente de charges

Niveau	Charges permanentes [kN]					Surcharges [kN]		Efforts normaux [kN]	Sections [cm²]	
	Poids planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	G	G_{Cum}	Q	Q_{Cum}	$N_s = G_c + Q_c$	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Sections adoptées
10	105.53	00.00	25.88	131.41	131.41	18.58	18.58	149.99	99.99	35x35
09	97.4	5.74	25.88	129.02	260.43	27.87	46.45	306.88	204.58	35x35
08	97.4	5.74	25.88	129.02	389.45	46.45	92.9	482.35	321.56	35x35
07	97.4	5.74	25.88	129.02	518.47	46.45	139.35	657.82	438.54	40x40
06	97.4	5.74	25.88	129.02	647.49	46.45	185.8	839.03	559.35	40x40
05	97.4	5.74	25.88	129.02	776.51	46.45	232.25	1008.76	672.50	40x40
04	97.4	5.74	25.88	129.02	905.53	46.45	278.7	1184.23	789.48	40x40
03	97.4	5.74	25.88	129.02	1034.55	46.45	325.15	1359.7	906.46	45x45
02	97.4	5.74	25.88	129.02	1163.57	46.45	371.6	1535.17	1023.44	45x45
01	97.4	7.65	25.88	130.93	1294.5	46.45	418.05	1712.55	1141.7	45x45

Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1) :

d) vérification :

d.1) vérification relative au coffrage :

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

Tableau II-10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99 /2003

Conditions exigés par le RPA :	Poteaux :	Valeur calculée :	Vérification :
min (b,h) ≥ 25 **min (b,h) ≥ $\frac{h_e}{20}$** **$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$**	RDC Etage 1 ,2	min (b,h) = 45≥ 25	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4$ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	Condition vérifiée
	Etages 3, 4, 5,6 (40x40)	min (b,h) = 40≥ 25	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	Condition vérifiée
	Etages 7,8 ,9 (35x35)	min (b,h) = 35≥ 25	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3$	Condition vérifiée
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	Condition vérifiée

d.2) Vérification au flambement :

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

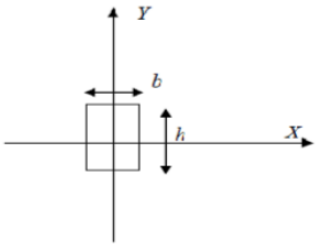
Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques.)
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

Avec :



- **λ :** Élancement du poteau.
- **l_0 :** Longueur libre du poteau.
- **i :** Rayon de giration ($i=\sqrt{\frac{I}{S}}$).
- **I :** Moment d'inertie du poteau ($I=\frac{b.h^3}{12}$; pour une section carrée : $I=\frac{b^4}{12}$).
- **S :** Section transversale du poteau (S= b.h ; pour une section carrée : $S=b^2$).
- **Lf :** la longueur de flambement Lf est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives. Le BAEL91 [1] nous suggère d'adopter $Lf=0.7l_0$.

$$\lambda=\frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^4}{12}}}\Rightarrow \lambda=\sqrt{12}\ .0,\ 7.\ \frac{l_0}{b}=2.425.\ \frac{l_0}{b}$$ **D'où :**

Tableau II-11 vérification de flambement des poteaux .

ETAGE	Poteaux (cm)	L_0 (m)	$L_f=0.7\ L_0$(m)	λ	Vérification
9 8 7	35x35	3.06	2.142	21.20	Condition vérifiée
3 4 5 6	40x40	3.06	2.142	18.55	Condition vérifiée
1 et 2	45X45	3.06	2.142	16.49	Condition vérifiée
RDC	45x45	4.08	2.856	21.986	Condition vérifiée

Toutes les sections des poteaux de notre structure sont conformes aux conditions de stabilité de forme (pas de risque de flambement).

d.3) Vérification de l'effort normal réduit à la base :

Pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations l'ensemble dû au séisme, l'effort

normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$v=\frac{Ns}{SxFc28}\leq 0.3$$

Avec :

Ns=désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

S=aire (section brute).

$\mathbf{F_{c28}}$=résistance caractéristique du béton.

Pour le poteau de RDC :

$\frac{1712,55x10^3}{450x450x25} = 0.338 > 0.3$ C.N.V.

Condition non vérifiée on doit donc redimensionner les poteaux.

On adopte une section (50x50).

$\frac{1712.55x10^3}{500x500x25} = 0.274 < 0.3$ C.V.

Les sections a adopté compte tenue de la condition de l'effort normale réduit :

Tableau II.12) Récapitulatif des valeurs obtenues.

Etages	Efforts normale Ns(N) 103	Section de poteau mm^2	Efforts normal réduit V(N)	Vérification V<0.3	Section adoptée cm^2
9	149.99	1225	0.048	C.V	35x35
8	306.88	1225	0.100	C.V	35x35
7	482.35	1225	0.157	C.V	35x35
6	657.82	1600	0.164	C.V	40x40
5	839.03	1600	0.209	C.V	40x40
4	1008.76	1600	0.252	C.V	40x40
3	1184.23	1600	0.296	C.V	40x40
2	1359.7	2025	0.268	C.V	45x45
1	1535.17	2025	0.303	C.N.V	50x50
RDC	1712.55	2025	0.338	C.N.V	50x50

II.4) Pré Dimensionnement Des Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'une part à reprendre une partie des charges verticales. Leur pré dimensionnement se fera conformément à (**l'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003**), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition

L ≥ 4 a dans le cas contraire ces éléments sont considérer comme des éléments linéaires.

Avec : a : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

- L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $\mathbf{h_e}$ et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

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

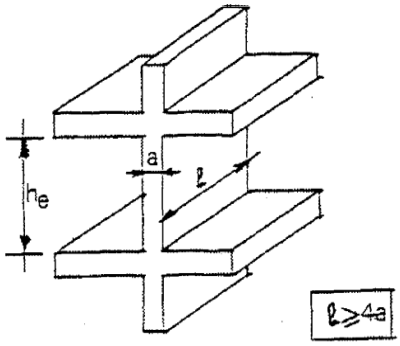


Figure II.13) Coupe de voile en élévation (RPA99/2003)

- **Au niveau du rez-de chaussée.**

h_e = 408-20=388 cm.

a ≥ 388/20 = 19.4cm. → a= 20 cm

L ≥ 4 a= 80 cm.

- **Au niveau des étages courants :**

h_e =306-20=286.

a ≥ 286/20 =14.3. → a= 20 cm

L ≥ 4 a = 80 cm.

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

Conclusion

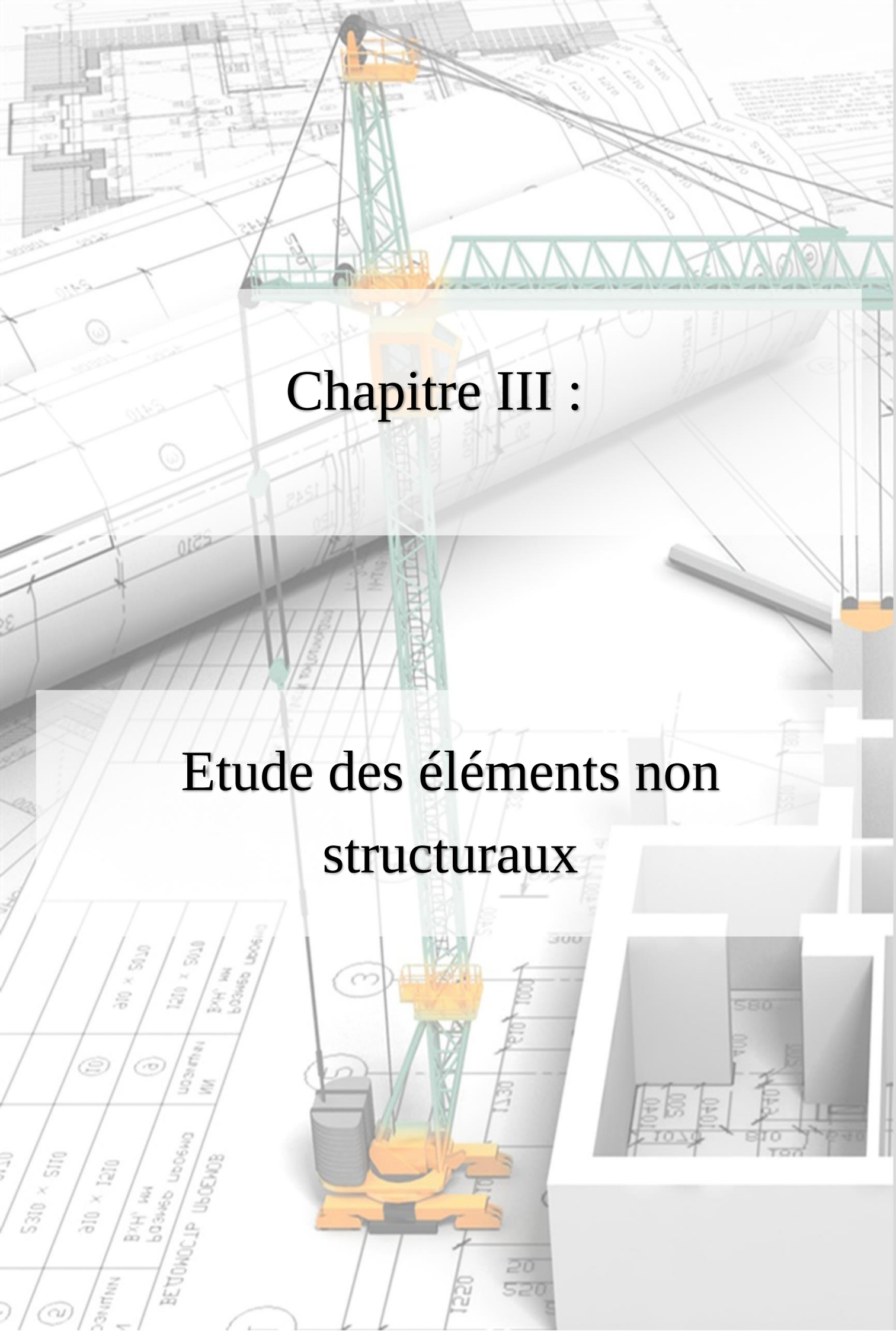
Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Tableau II.13) Récapitulatif du pré-dimensionnement des éléments structuraux

Hauteur du plancher en corps creux		**h_t = 20cm (16+4)**
Epaisseur de la dalle pleine		e = 20cm
Voiles	RDC, étages courants	a = 20cm
Sections des poutres	Poutre principale	(30x40) cm²
	Poutre secondaire	(30×35) cm²
Sections des poteaux	RDC , 1er étages,2 éme étages	(50×50) cm²
	3éme, 4éme, 5éme 6éme étages	(40 ×40) cm²
	7éme et 8éme et 9éme étages	(35×35) cm²

Chapitre III :

Etude des éléments non structuraux



A. L'acrotère

III.1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et servir de relevé d'étanchéité.

Il est caractérisé par sa forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

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

Il est sollicité par son poids propre (G) et une poussé horizontale.

F_{max} (Fp ; Fq)

Avec : $\mathbf{F_P = 4 \times A \times C_p \times W_p}$

A=0,15 : Coefficient d'accélération de zone **(Zone IIa et groupe 2)** obtenu dans le **tableau (4-1) RPA99 /2003.**

C_p=0.8 : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires **(tableau 6-1) du RPA99**

WP : Poids propre de l'acrotère

Fp : force sismique ;

Fq : la poussée horizontale. **Fq=1kn**

Remarque : Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console est calculée en flexion composée.

- **Dimensions de l'acrotère :**

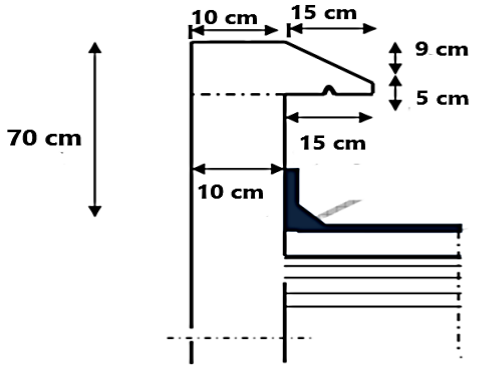


Figure III.1) Coupe verticale de l'acrotère

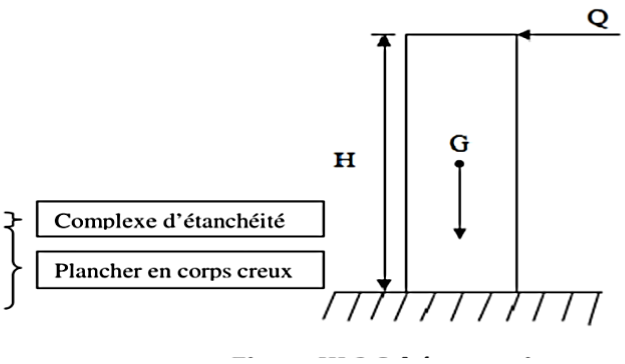


Figure III.2) Schéma statique de

III.2.Calcul des sollicitations :

- **Poids propre G de l'acrotère :**

$$\mathbf{G_{acrotère} = \rho_{béton} \times S_{acrotère}}$$

$$\mathbf{G_{acrotère}} = 25 \times [(0,7 \times 0,1) + (0,15 \times 0,05) + (0,15 \times 0,09)/2] = 2.106 \text{ kN/ml}$$

Donc : $\mathbf{G_{acrotère} = 2.106\ kN/ml}$

Avec :

ρ : masse volumique de béton.

S: section transversale.

- **Surcharge d'exploitation:** $\mathbf{Q_{acrotère} = max\ (Fp, Fq)}$

➢ **Calcule de la force sismique :**

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

$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.106$

$F_p = 1.011$ KN.

$Q = \max(1; 1.011)\text{KN} \rightarrow Q = 1.011$ KN

➢ **Effort normal :**

N = G x 1m= 2.106 x 1=2.106KN.

➢ **Effort horizontal :**

T = Q x1m = 1.011 x 1=1.011KN.

➢ **Moment de renversement M du à l'effort horizontal :**

M_Q = Q x H

M_Q = 1.011 x 0.7= 0.708 KN.m

III.3.Combinaisons de charges :

a) A l'état limites ultime ELU :

- la combinaison de charges est donnée par **(l'article ART A.3.3-2-1 du BAEL 91)**

1,35 G + 1,50 Q

-Effort normal de compression dû au poids propre(G) :

Nu = 1,35 G = 1,35 x 2.106 = 2.843KN/ml.

-Moment de renversement dû à l'effort horizontal (Q) :

Mu = 1,50 M_Q = 1,50 x 0, 708 = 1,062KN.m.

-Effort horizontale (effort tranchants) du à la main courante :

T_u =1.5 Q =1.5 x 1.011 = 1.517 KN.

b) A l'état limites de service ELS:

- la combinaison de charges est donnée par **(l'article ART A.3.3-3 du BAEL 91)** :

G + Q

-Effort normal de compression dû au poids propre(G) :

Ns = G = 2.106 KN/ml.

-Moment de renversement dû à l'effort horizontal (Q) :

Ms = M_Q = 0.708KN.m.

-Effort horizontale (effort tranchants) du à la main courante :

T_s= Q = 1.011 KN

C) Diagramme des efforts internes :

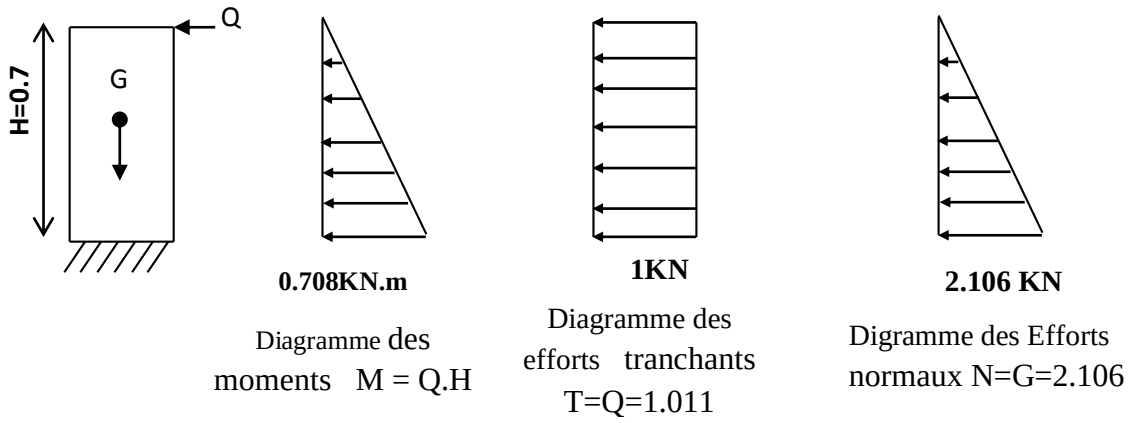


Diagramme des moments M = Q.H

Diagramme des efforts tranchants T=Q=1.011

Digramme des Efforts normaux N=G=2.106

Figure III.3) Diagramme des efforts internes

III.4. Ferraillage de l'acrotère :

Le travail consiste en premier lieu à l'étude d'une section rectangulaire Soumis à flexion composée. À **L'ELU**, sous un effort normal N_u et un moment de renversement M_u

On va étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif **(M_f),** calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues, afin de déterminer les armatures fictives **(A_f)** puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles **(A_s).**

En seconde partie, une vérification de la section à **l'ELS :**

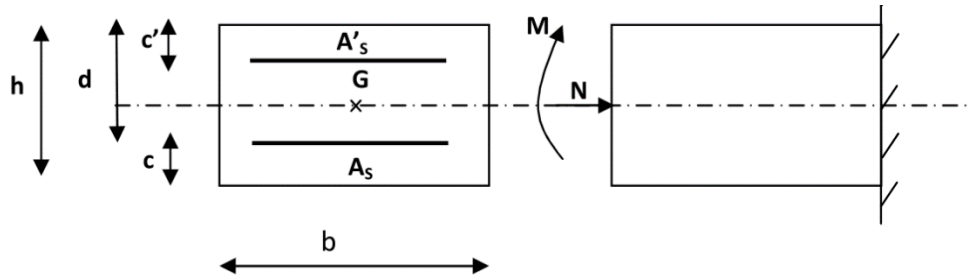


Figure III.4) Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

Avec :

Hauteur : $h = 10\ cm$
Largeur : $b = 100\ cm$
Enrobage : $c = c' = 3\ cm$
Hauteur utile : $d = h - c = 7\ cm$

A. Calcul à L'ELU :

- **Position de centre de pression :**

- **Calcul de l'excentricité** : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

Avec :
N_u : effort de compression.
M_u : moments de flexion.
e_u : excentricité.

$$\begin{cases} e_u = \dfrac{1.062}{2.843} = 0.37\ m = 37\ cm \\ a = \dfrac{h}{2} - c = \dfrac{10}{2} - 3 = 2\ cm \end{cases} \Rightarrow e_u = 0.37\ m > a = \frac{h}{2} - 3 = 0.02\ m$$

a : Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues

⟶ Le centre de pression de l'effort normale (point d'application) **(C**p) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort normal (**N)** est un effort de compression, section partiellement comprimée **(SPC)**

⟶ Elle est calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif **(M_f)** puis en déduit la section d'armature réelles **(A_s)** en flexion composée.

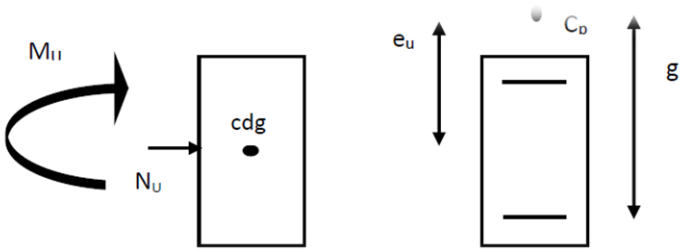


Figure III.5) schémas de calcule de l'acrotère.

➢ Calcul de la section d'armature en flexion simple :

- **Le moment fictif :**

$M_f = N_u \times g$.

Avec :

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

$g = e_u + \frac{h}{2} - c$.

$g=37+\frac{10}{2}-3= 39cm=0.39m.$

$M_f = 2.843\times0.39=1.109KN.m. =1109000N.mm.$

- **Calcul de μ (moment réduit) :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b\times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

$f_{bc} = \frac{0.85\times f_{c28}}{\theta\times \gamma_b} = 14.2$ MPa **avec** : θ = 1 ; ɣ = 1.5 ; f_{c28}= 25Mpa

$\mu_b = \frac{1109000}{1000\times70^2\times14.2} = 0.016$

$\mu_b = 0.016 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ **La section est simplement armée donc Asc=0**

- **Calcul des armatures fictives en flexion simple (A_{stf}) :**

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

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_{st}}$ **:** La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

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

$\mu_u = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$

$A_{stf} \frac{1.109\times10^3}{0.992\times7\times348} = 0.46$ **cm²**

B. Calcule des armatures réelles en flexion composée(Ast) :

$$\boldsymbol{A_{st}} = \mathbf{A_{stf}} - \frac{\boldsymbol{N_u}}{\boldsymbol{\sigma_{st}}}$$

$A_{st} = 0.46 - \frac{2.843}{34.8} =$ **0.4 cm²**

Soit : A_{st} =0.4 cm². **Asc = 0** (pas d'armature comprimé)

III.5.Vérification à l'ELU :

1. condition de non fragilité du béton : (Art : A.4.2, 1, BAEL91) :

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.

$$\mathbf{A_{st} > A_{min}}$$

$A_{min} = 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ **Avec :** $f_{t28} = 0.6 + 0.06\, f_{c28} = 2.1\, MPa.$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845\text{cm}^2$$

$$\left.\begin{matrix} A_{min} = 0.845\ \text{cm}^2 \\ A_{st} = 0.4\text{cm}^2 \end{matrix}\right\} \Rightarrow A_{min} \geq A_{st}$$

⟹ Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc la condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adopte la section minimale.

$A_{st} = A_{min} = 0.845$ cm²/ml ==> Le ferraillage se fait avec la section minimale :

A_{st} = 4HA8 =2.01cm² avec un espacement de $S_t = \frac{100}{4} = 25$ cm.

✓ **Armatures de répartition :**

$$\mathbf{A_r} = \frac{\boldsymbol{Ast}}{\mathbf{4}} = \frac{2.01}{4} = 0.50\text{cm}^2$$

On adopte 3 HA8=1.51cm^2 avec un espacement : $S_t = \frac{70}{3}$= 223.33 cm.

Nous prendrons : S_t =25cm.

2. Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\right) MPa.}$$

Avec :

$\boldsymbol{\tau_u}$ **:** la contrainte de cisaillement.

Vu : effort tranchant ➡ $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1.011 = 1.517$ kN

D'où :

$\bar{\tau}_u = \min(2.5\ \text{Mpa}; 4\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa}$

$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{1517}{1000 \times 70} = 0.02167$

$\tau_u = 0.02167\text{MPa} \leq \bar{\tau}u = 2.5\text{Mpa}$

La condition est vérifiée donc Pas de risque de cisaillement donc le bêton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$\boldsymbol{\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\ MPa}$$

$\boldsymbol{\psi_s}$ **:** Coefficient de scellement

Acier haute adhérence ⟶ $\boldsymbol{\psi_s = 1.5}$

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

Avec :

$\sum \boldsymbol{U_i}$: Somme des périmètres ultimes des barres

$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 =$ **10.048cm**

n : nombre des barres

$\boldsymbol{V_u}$**:** Effort tranchant à l'ELU

$V_u = 1.5$ x Q = 1.517 KN

D'où :

$\tau_{se} = \frac{1517}{0.9 \times 70 \times 100.48}$ **= 0.240 MPa**

$\boldsymbol{\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}}$ ⟶ **La section est vérifiée**

⟶ La condition est vérifier donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres. Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Espacement des barres (art.8.2.4.2 BAEL 91 modifié 99) :

Armateurs principales : S_t = 25 cm ≤ $min\ [3h; 33\ cm]$= 30 cm ⟶ condition vérifier.

Armateurs de répartition : S_t = 25 cm ≤ $min[4h; 45cm]$ = 40 cm ⟶ condition vérifier.

5. Ancrage des armatures (Art A.6.1, 23 / BAEL91) :

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s).

$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$ avec $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa

$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.853} =$ 28.04 cm

On prend : l_s = 30 cm

Longueur d'ancrage :

Lc=0.8×ls.

Lc =24cm. On prend lc= 25cm.

III.6. Vérification à L'ELS :

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

La contrainte dans les aciers ⟶ $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$.

La contrainte dans le béton ⟶ $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

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

$\overline{\sigma_{st}} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right]$

η : coefficient de fissuration { HA : ϕ≥8mm. ; Fe 400 ⟶ **η** =1.6

$\overline{\sigma_{st}} = \min\left[\frac{2 \times 400}{3}; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right] = \min\ [266.67; 201.63]$

$\overline{\sigma_{st}}$ = 201.63 MPa

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

On a:

$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$

$\rho_1 = 0.287 \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.9155$

D'où :

$\sigma_{st} = \frac{0.708 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 54.964 \text{MPa}$

$\sigma_{st} = 54.964 \text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow$ C**ondition vérifiée.**

b. Dans le béton :

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}} \quad \begin{cases} \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \end{cases}$$

$\rho_1 = 0.287 \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.9155 \longrightarrow \quad K_1 = 44.17$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{K_1}} \times \boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{1}{44.17} \times 54.964 = 1.244.$ [MPa].

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

III.7. Conclusion

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferraillage suivant pour notre acrotère :

Armatures principales : 4HA8 avec un espacement St = 25 cm.

Armatures de répartition : 3HA8 avec un espacement St = 25 cm.

B. Les balcons

III.1.Introduction :

Les balcons de cet ouvrage, sont en dalle pleine et considérés comme des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive.

Les balcons sont soumis à une charge concentrée verticale (P), due au poids propre du garde-corps et une charge horizontale (F) due à la main courante engendrant un moment (M) au niveau de l'encastrement et aux charges et surcharges qui leurs reviennent.

Ces dimensions sont :

- Largeur = 3.47m
- Longueur = 1.40m
- Un garde de corps de hauteur h = 1m, en brique pleine de 10cm d'épaisseur.

L'épaisseur de dalle pleine est déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

On prend e = 15 cm (déterminée dans le chapitre II)

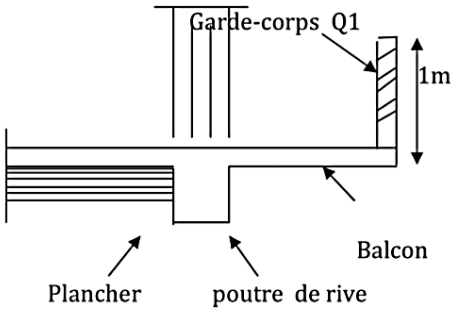


Figure III.7) Coupe verticale d'un balcon

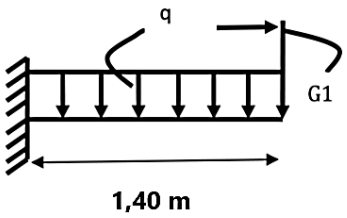


Figure III.8) Schéma statique du balcon

q: charge pondérée de la dalle.

Q1 : charge d'exploitation due à la main courante sur le garde-corps.

G1 : poids propre du garde-corps.

III.2-Détermination des charges :

1. Charge permanentes :

La charge permanente des balcons en dalle pleine est calculée dans le chapitre II

G_b = 5.51KN/m^2.

2. Charge concentrée (poids propre du garde-corps) :

Pmur=poids de la brique creuse + 2 x (poids de l'enduit en ciment, ep=2cm.

Eléments	Charge permanentes (KN/m^2)	Résultats (KN/m^2)
Brique (ep=0.1m)	9 x 0.1	0.9
Enduit de ciment (ep=2cm)	18 x 0.02 x 2	0.72
La charge totale G		1.62

Tableau III.1) Charge permanentes des balcons.

3. surcharge d'exploitation:

Charge due à la main courante ……Q1 = 1KN/m^2.

Charge d'exploitationdu balcon ……. Q = 3,5 KN/ m^2.

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

G=5.51 KN/ml.

G1=1.62 KN/ml.

Q1=1 KN/ml.

Q=3.5 KN/ml.

III.3-Combinaison de charges :

A l'ELU :

- **Dalle**: $q_u = 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q = (1{,}35 \times 5.51) + (1{,}5 \times 3{,}5) = 12.688$ KN/ml
- **Garde corps**: $q_{u1} = 1{,}35 \times G = 1{,}35 \times 1.62 = 2.187$KN KN/ml
- **Main courante :** q_{u2}=1.5x1=1.5 KN/ml

A l'ELS :

- **Dalle**: $q_S = G + Q = 5.51 + 3.5 = 9.01$KN/ml
- **Garde corps**: $q_{S1} = G1 = 1.62$ KN
- **Main courante :** q_{s2}=Q1=1KN/ml

III.4-Ferraillage du balcon :

1. calcul du moment sollicitant :

A l'ELU

- Moment du a la charge qu : $M_1 = q_u\frac{l^2}{2}$
- Moment du au poids du garde-corps : $M_2 = qu_1.l.$
- Moment du a la main courante : $M_3 = q_{u2} \times H.$

Le moment total est :

Mu = M₁ + M₂ + M₃

$$M_u = \frac{12.688 \times (1.40)^2}{2} + 2.187 \times 1.40 + 1.5 \times 1 = 16.995\text{KN.m}$$

$$M_u = 16.995\text{KN.m.}$$

A l'ELS

De même que pour l'ELU ; on trouve :

$$M_s = \frac{9.01 \times (1.40)^2}{2} + 1.62 \times 1.40 + 1 \times 1 = 9.50\text{KN.m}$$

$$M_s = 9.50\text{KN.m.}$$

2. Calcule des armatures à l'ELU :

- **Armature principale :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, le calcul du ferraillage portera sur une bande de 1 m de largeur en flexion simple.

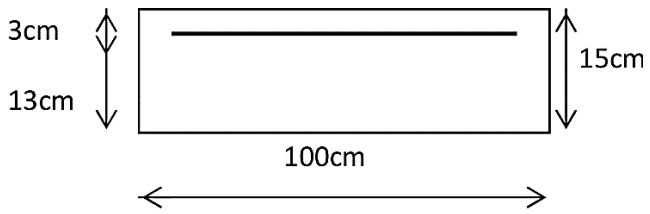


Figure III.9) Disposition des armatures principales du balcon

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{16.995\times10^6}{1000\times120\times14.2} = 0,083 < \mu_l 0.392$$

Section simplement armée.

$$\mu_u = 0,083 \rightarrow \beta = 0,956.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

$A_{st}\frac{16.995 \times 10^6}{0{,}965 \times 120 \times 348} = 425.69 m m^2 = 4.257 cm^2$

$A_{st} = 4.257\ cm^2/ml$

On adopte ⟶ 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement de **25 cm.**

- **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\ cm^2$

On adopte ⟶ 4HA8 = 2.01 cm avec un espacement de **25cm.**

III.5-Vérification à L'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99 art 4.21) :

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

$A_{min} \geq 1.45\ cm^2$

$A_{min} < A_{st} = 4.52 cm^2 \rightarrow$ condition vérifiée

$A_{min} < A_r = 2.01\ cm^2 \rightarrow$ condition vérifiée

2. Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifié 99 art. A.5.1.21)

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

$\tau_u = \frac{19.950 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.16\ MPa$

La fissuration est préjudiciable :

$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right) = \min\ (2{,}5\ MPa\ ;\ 4\ MPa) = 2{,}5\ MPa$

$\boldsymbol{\tau_u < \overline{\tau_u}} \rightarrow$ condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement ; donc, il n'y a pas lieu de calculer les armatures transversales.

3. Vérification de 'entrainement des barres : (BAEL 91 modifié 99 art A.6.1.3)

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9.d.\sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}}$

$\overline{\tau_{se}} = \psi_s . f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ MPa$

$\sum u_i$: Sommes des périmètres utiles des armatures.

$\sum u_i = 4 \times 1{,}2 \times 3.14 = 15.072\ cm$

$\tau_{se} = \frac{19.950}{0{,}9 \times 12 \times 15.072} = 1.225\ MPa < \overline{\tau_{se}} = 3.15 MPa \rightarrow$ condition vérifiée

4. Ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99 art A.6.1.22)

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est définit par sa longueur de scellement droit (l_s).

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = 0{,}6 \times \psi^2 . f_{t28} = 2{,}835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42{,}33 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 45$ cm

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre de rive à laquelle les barres seront ancrées; alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est : **(BAEL 91 modifié 99, art. A.6.1, 253)**

$$L_c = 0,4 \times L_s$$

$$L_c = 0,4 \times 45 = 18\text{cm}$$

Donc, nous prenons: $L_c = 20\text{cm}$

5. Vérification de l'écartement des barres : (BAEL 91 modifié 99, art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées :

Armatures principales : $S_t = 25$ cm $\leq$ min (2h ; 25cm) = 25 cm. $\Rightarrow$Condition vérifiée

Armatures de répartition: St = 25 cm $\leq$ min (3h ; 33cm) = 33cm. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

III.6-Vérification à L'ELS :

- **Dalle**: $q_S = G + Q = 5.51 + 3.5 = 9.01\text{KN/ml}$
- **Garde corps**: $q_{S1} = G1 = 1.62$ KN
- **Main courante :** q_{s2}=Q1=1KN/ml

$\mathbf{M_s} = 9.50\text{KN.m}$.

1. Etat limite de compression de béton :(Art A 4.5, 2/ BAEL 91)

a. Contrainte dans l'acier :

Nous devons s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.380 \rightarrow \beta = 0.9045 \quad \rightarrow K_1 = 37.355$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 dAs} = \frac{9.5 \times 10^6}{0.9045 \times 120 \times 4.52 \times 10^2} = 193.640\text{MPa}$$

$\sigma st =$ 193.640MPa $<\sigma_s$ = 348 MPa → Condition vérifiée.

b. Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que $\boldsymbol{\sigma}_{bc}<\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{bc}$

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_{st}}{K1}=\frac{193.640}{37.355}=5.183MPa$ $\rightarrow\boldsymbol{\sigma}_{bc}<\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{bc}$ = 15 Mpa → Condition vérifiée.

3. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A 4.5, 2/ BAEL 91)

La fissuration est préjudiciable :

$\boldsymbol{\sigma_{st}}\leq \bar{\sigma}_{st}=\min\left\{\frac{2}{3}\text{ fe};\max\left(0.5\text{fe};110\sqrt{\eta ft28}\right)\right\}$ =201.63 Mpa

σ_{st} = 193.640Mpa (D'après le calcul précédent).

$\boldsymbol{\sigma_{st}}\leq\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{st}$ → Condition vérifiée.

III.7- Etat limite de déformation (Art B.6.5, 1 BAEL 91 modifier 99) :

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

1) $\frac{h}{l}\geq\frac{1}{16}$ => $\frac{15}{140}=0,107>0,0625$ ⟶ condition vérifiée
2) $\frac{h}{L}\geq\frac{Ms}{10M_0}$ => $\frac{15}{140}=0,107>\frac{9.50}{10\times9.5}=0,1$ ⟶ condition vérifiée
3) $\frac{A}{b.d}\leq\frac{4,2}{fe}$ => $\frac{4.52}{100\times13}=0.0034\leq\frac{4,2}{400}=0,0105$ ⟶ condition vérifiée

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

III.8-Conclusion :

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

Armature principales : 4HA12 = 4.52 cm^2 avec un espacement st = 25 cm.

Armature de répartition : 4HA8 = 2.01 cm^2 avec un espacement st = 25 cm.

C. Les escaliers

III.1) les escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant ou en descendent.

- L'escalier de cet ouvrage est conçu en béton armé coulé sur place.
- L'escalier est constitué de deux volées adjacentes et d'un palier de repos intermédiaire.
- Les fissurations dans l'escalier sont considérer comme étant peu nuisible (l'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries).

III.2) terminologie :

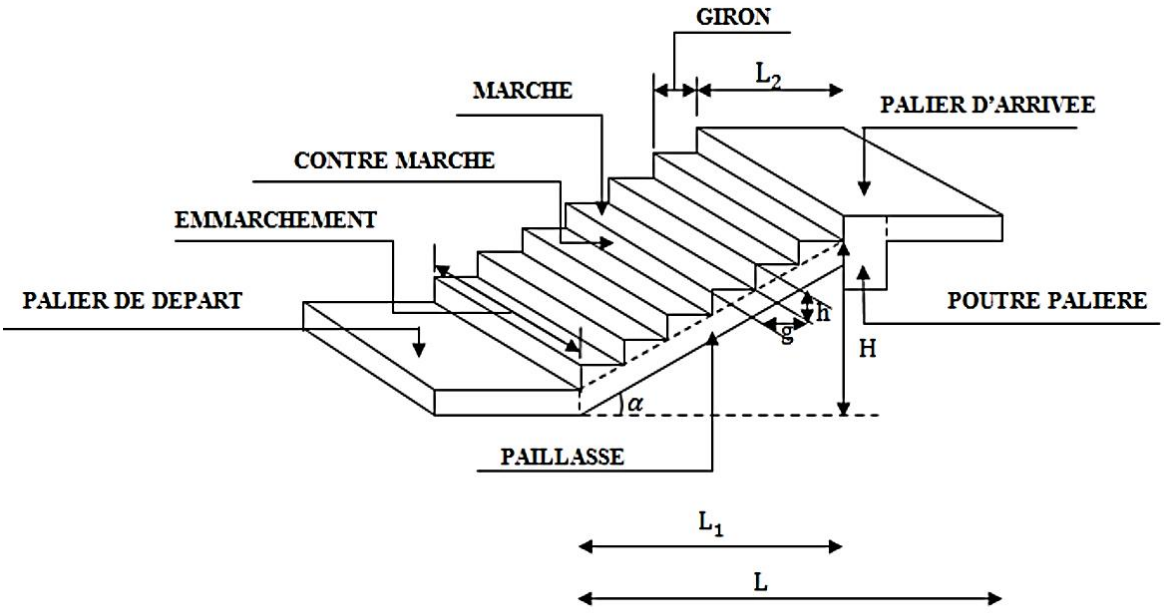


Figure III.9) Coupe verticale d'un escalier

- **Marche :** est la partie horizontale de la volée, sa forme en plan peut-être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc….
- **Contre marche :** est la partie verticale entre deux marches, nommée nez-de-marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **Hauteur de la marche h :** est la différence de niveau entre deux marches successives. En général, h varie de 16cm à 20cm (17cm en moyenne).
- **Giron :** est la distance séparant deux contre marches, le plus courant varie de 22 cm à 33 cm (26cm en moyenne).

- **Volée :** est l'ensemble des marche (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs, elle doit comporter au maximum 18 à 20 marches.
- **Palier :** est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaire et / ou à chaque étage.
- **Emmarchement :** représente la largeur de la marche.

III.3) Pré dimensionnement :

Les escaliers sont pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL :**

$$59 \leq 2h + g \leq 66m$$

Celle-ci permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable. En tenant compte de dimensions données sur le plan.

a) Hauteur des contre marches

$$\mathbf{h_{contremarches}} = \frac{\textbf{hauteur d'etage}}{\textbf{nombre de contre marches}}$$

Le choix de la dimension résulte de condition d'utilisation et de la destination de l'ouvrage.

g : largeur des marches…….25cm ≤ g ≤ 33cm.

h : hauteur de la marche ……..16cm ≤ h ≤ 18cm.

E : l'emmarchement……E > 1m.

H : hauteur de la volée.

L_1 : longueur de paillasse projetée.

L_2:largeur de palier.

e_p: épaisseur de paillasse et du palier.

On adopte $\mathbf{h = 17cm}$.

b) Nombre de contres marches :

Le nombre de contres marches (n) est donnée par : $n = \frac{H}{h}$

H : la hauteur de la volée. $H = \frac{h_e}{2}$.

h_e : hauteur d'étage courant égal à 3,06 m :

$$H = \frac{3,06}{2} = 1.53m.$$

Alors :

$$n = \frac{1.53}{0.17} = 9 \text{ contres marches.}$$

On aura :

n= 9 contres marches pour toutes les volées.

Nombre de marche m.

Donc : m = n -1 = 9 – 1 = 8 marches.

c) Calcule de g :

g= $\frac{L_1}{n-1}$ = $\frac{240}{8}$ =30cm.

On pend g = 30 cm.

d) Vérification de la relation de « BLONDEL » :

$2\,h + g = 2 \times 17 + 30 = 64\ cm$

On remarque bien que $59\ cm < 2h + g = 64\ cm < 66\ cm$ ⇒ la relation est vérifiée, donc l'escalier est conforme.

e) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement de la paillasse et du palier se fait de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ses deux cotés et l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

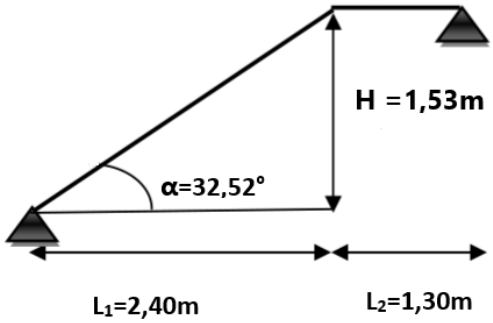


Figure III.10) Schémas statique des escaliers.

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

L : longueur réelle de la paillasse ;

$L = L' + L_2$

$L_1 = g\,(n-1) = 30\,(9-1) = 240$ cm

$$tg\,\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0{,}6375 \rightarrow {}^2\alpha = 32{,}52°$$

H : représente la hauteur de la volée.

L_1 : La longueur de la ligne de foulée.

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

α: Angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

$$\cos\alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{240}{\cos 32{,}52} = 2{,}85 \text{ m}$$

D'où :

$$L = L' + L_2 = 2{,}85 + 1.8 = 4.65 \text{ m}$$

Donc :

$$\frac{465}{30} \leq e_p \leq \frac{465}{20} \Rightarrow 15.5 \text{ cm} \leq e_p \leq 23.25 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur : $e_p = 20$ cm.

III.4-Détermination des charges et surcharges:

Le calcul se fait pour une bande de 1 m d'emmarchement et une bande 1 m de projection horizontale de la volée, en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a. Charge permanant :

- **La paillasse :**

Tableau III.2) Charge permanentes de la paillasse.

N°	Eléments	Poids volumique ɣ [KN/m^3]	Epaisseur [m]	Charge G_i[KNm^2]
01	La paillasse	25	0.2/cos**α**	5.93
02	Marches	25	$\frac{h}{2} = \frac{0.17}{2} = 0.09$	2.125
03	Garde-corps	/	/	0.2
04	Revêtement de carrelage	22	0.02	0.44
05	Mortier de pose	20	0.02	0.40
06	Couche de sable	18	0.02	0.36
07	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Total			G = 9.815KN/m^2	

- **Palier :**

Tableau III.3) Charge permanentes du palier.

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur e (m)	Charge Gi (KN/m^2)
01	Palier	25	0.20	5
02	Revêtement de carrelage	22	0.02	0.44
03	Mortier de pose	20	0.02	0.40
04	Couche de sable	18	0.02	0.36
05	Enduit de ciment	18	0.02	0.36
			Totale G = 6.56 KN/m^2.	

b. Surcharges d'exploitations :

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

Q=2.5 KN x 1m= 2.5 KN/ml.

III.5-Détermination des efforts :

a) Les sollicitations du calcul

- Pour le palier : G = 6.56 KN/m^2 Q=2.5 KN/m^2
- Pour la paillasse : G = 9.815 KN/m^2 Q=2.5 KN/m^2

b) Combinaison de charge :

- **A l'ELU :** 1.35 G + 1.5 Q.

Paillasse : [1.35 x 9.815 + 1.5 x 2.5] x 1ml=17 KN/ml.

Palier : [1.35 x 6.56 + 1.5 x 2.5] x 1ml=12.606 KN/ml.

- **A l'ELS :** G + Q.

Paillasse : [9.815 + 2.5] x 1ml=12.315 KN/ml.

Palier : [6.56 + 2.5] x 1ml=9.06 KN/ml.

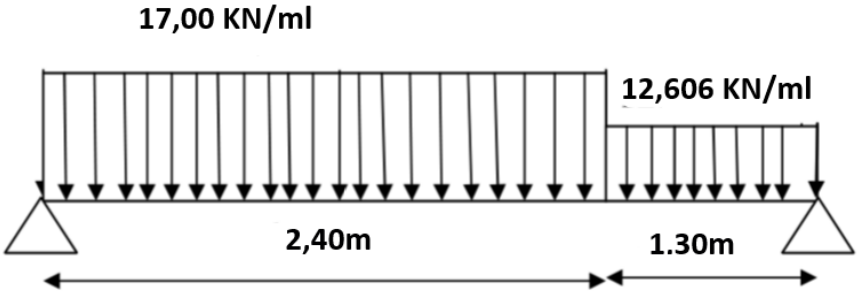


Figure III.11) Schémas statique de l'escalier à l'ELU.

III.5-Calcul à l'ELU :

1) Calcule des réactions d'appuis :

$$\sum \overrightarrow{\mathbf{F\,x}} = \vec{\mathbf{0}}$$

$$\sum \mathbf{Fy} = \vec{\mathbf{0}}$$

$$R_A + R_B = \left(q_{u_{pal}} \times 1{,}3\right) + \left(q_{u_{pai}} \times 2{,}40\right) = (12.606 \times 1{,}3) + (17 \times 2{,}40) = 57.188\ \text{kN}$$

$$R_A + R_B = 57.188\ \text{kN}$$

$$\sum \overrightarrow{\mathbf{M}}/_{\mathbf{B}} = \vec{\mathbf{0}}$$

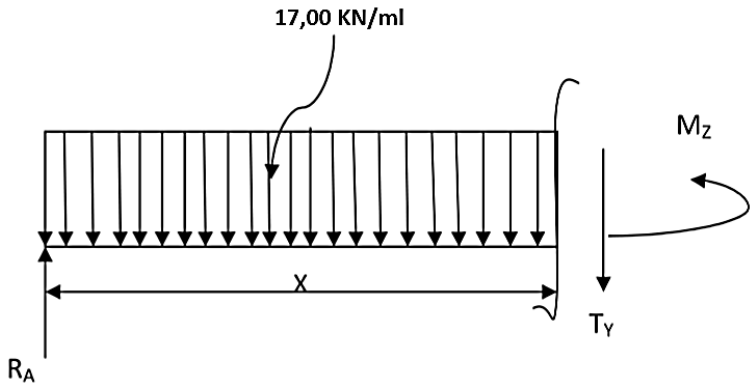
$$R_A(1{,}3 + 2{,}40) = q_{u_{pal}}\left(\frac{1{,}3^2}{2}\right) + \left(q_{u_{pai}} \times 2{,}40\right)\left(\frac{2{,}40}{2} + 1.3\right)$$

$$= 12.606\ \text{x}\left(\frac{1{,}3^2}{2}\right) + (17 \times 2{,}40)\left(\frac{2{,}40}{2} + 1.3\right) = 107.326\text{kN}$$

- $R_A = 30.447\ \text{kN}$
- $R_B = 57.188 - 30.447 = 26.741\text{kN}$

2) Calcul des efforts internes :

- **Pour $0 \leq x \leq 2.4$m**



$Ty = R_A - 17x.$

X = 0 ⟶ Ty = R_A=30.447 KN.

X=2.4 ⟶ Ty = $Ty = 30.447 - 17 \times 2.4 = -10.353$KN.

$M_z = R_A X - 17\frac{x^2}{2}$

$= 302).447x - 17\frac{x^2}{2}$

X = 0 ⟶ $M_z = 0$ KN.m

X=2.4 ⟶ $M_z = 24.112$KN. m

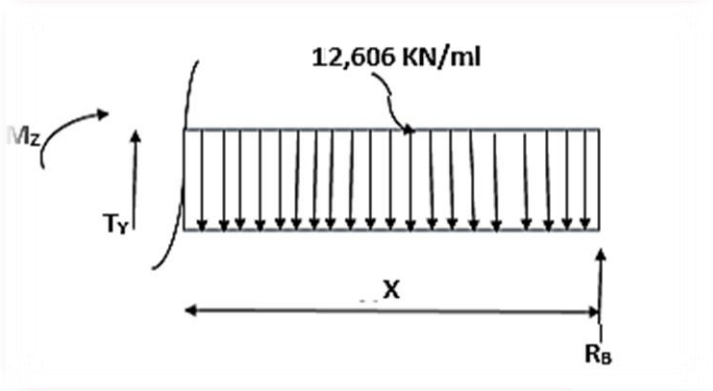
Calcul du moment max:

$\frac{dM_{(x)}}{dx} = 0$ ⟶ Ty = 0 ⟶ $-30.447 + 17x = 0$ $x = 1.791$

Le moment $Mz_{(x)}$ est maximal pour la valeur de $x = 1.791$.

D'où M (1.791) = M_z^{max} = 27.265 KN.m.

- **pour $0 \leq x \leq 1.3$m**



$Ty = -R_B + 12.606\,x.$

X = 0 ⟶ Ty = - R_B= - 26.741 KN.

X=1.3 ⟶ $Ty = -26.741 + 12.606x\ 1.3 = -10.353$KN.

$M_z = R_B X + 12.606\frac{x^2}{2}$

$= 26.741x - 12.606\frac{x^2}{2}$

$\begin{cases} X = 0 \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ X=1.3 \longrightarrow M_z = 24.112 \text{KN. m} \end{cases}$

Remarque:

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u\,max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement :

M_z^{max} = 27.265 KN.m.

Aux appuis : Ma = -0.3 x Mz^{max} = - 8.180 KN.m.

En travée : M_t= 0.85 x Mz^{max} = 23.175 KN.m.

3) **Diagramme des efforts internes :**

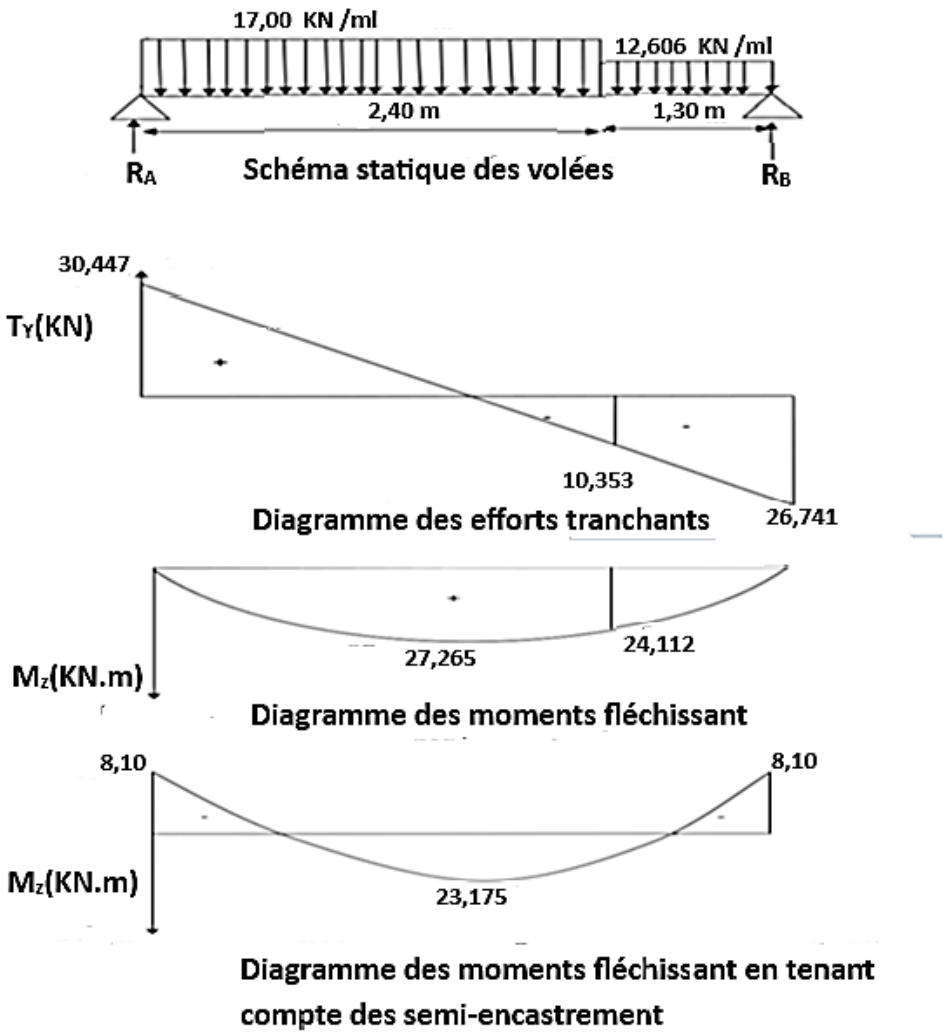


Figure III.14) Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.6-Calcule des armatures :

a) En travée : Mt = 23.175.

- **Armature principale :**

$$\mu_u = \frac{M_{u_{t_{max}}}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{23.175 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,050 < \mu_l = 0.392.$$

Avec :

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

$\boldsymbol{\mu_u < \mu_l}$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires (section simplement armée).

$\beta = 0,9975$ (tableau BAEL annexes).

$$Au = \frac{M_{u_{tmax}}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{23.175 \times 10^3}{0,9975 \times 18 \times 348} = 3.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{\mathbf{f_e}}{\boldsymbol{\gamma_s}} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Soit : **At = 4.52cm²/ml = 4HA12/ml** avec un **Espacement =25 cm**

- **Armatures de répartition :**

$$Ar = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : **Ar = 2.01 cm²/ml = 4 HA8/ml** avec un **espacement = 25 cm**

b) Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{u_{a_{max}}}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{8.180 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,018 < \boldsymbol{\mu_l} = 0.392.$$

$\boldsymbol{\mu_u < \mu_l}$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires (section simplement armée)

$\beta = 0,991$

$$A_a = \frac{M_{u_{a_{max}}}}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{8.180 \times 10^3}{0{,}991 \times 18 \times 348} = 1.318\ cm^2$$

Nous optons pour : **Aa= 2.51cm²/ml = 5HA8/ml** avec un **espacement = 20 cm**

- **Armatures de répartition:**

$$Ar = \frac{A_a}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63\ cm^2$$

Nous optons pour : **Ar = 2.01 cm²/ml = 4 HA8/ml** avec un **espacement = 25 cm.**

III.8-Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité : (BAEL 91 modifiée 99 art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23 . b . d . \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$= 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.174 cm^2$$

Aux appuis : Aa = 2.51 cm² > Amin = 2.174 cm² ⟶ Condition vérifiée.

En travée : At = 4.52 cm² > Amin = 2.174cm² ⟶ Condition vérifiée.

2. Vérification au cisaillement (efforts tranchants) : (BAEL modifiée 99 art A.5.1.211) :

on doit verfier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b . d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}2 . \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3{,}33\ MPa$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_u^{max} = 30.447KN$.

$\tau_u = \frac{30.447}{100 \times 18} \times 10 = 0{,}17\ MPa < \overline{\tau_u} = 3.33$ ⟶ condition vérifiée. (Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification L'adhérence d'entrainement des barres : (BAEL91 modifiée 99 art A.6.1.3) :

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barre il faut vérifier que :

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

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ MPa$ $\psi_s = 1.5$(pour les aciers H.A)

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum u_i$ =4 ×12 × 3, 14 =150.72cm.

$\tau_{se} = \frac{30.447x10^3}{0,9\times180\times150.7} = 1,250$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa.$ condition vérifiée.

Donc ; il n'y pas de risque d'entrainement des barres.

4. Ecartement des barres : (BAEL91 modifiée 99 art A.8.2.42) :

L'écartement des barres d'une même nappe d'armature ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :**

$S_t \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = \min(3 \times 20 = 60\text{ cm} ; 33\text{ cm}) = 33\text{cm}$

Travée: St = 25cm.
Appuis : St = 20cm. $<$ 33 cm. ⟶ Condition vérifiée.

- **Armature de répartition :**

$S_t \leq \min(4h, 45\text{ cm}) = \min(80, 45) = 45\text{ cm}$

Travée: St = 25cm.
Appuis : St = 25cm. $<$ 45 cm. ⟶ Condition vérifiée.

5. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton : (BAEL 91 modifié Art A.5.1.313)**

$\frac{2.V_u^{max}}{b.a} \leq 0,8.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : a : longueur d'appuis égale à 0,9.d

$V_u^{max} \leq 0,4.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$. b. 0,9. d $= 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 100 \times 0,9 \times 18.$

$V_u^{max} = 30.447$ kN $<$ 1080 kN ⟶ condition vérifiée.

- **Influence sur les aciers:**

$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u^{max} + \frac{M_a^{max}}{a}\right).$

$$A_a = 2.51cm^2 \geq \frac{1,15}{400}\left(30.447 - \frac{8.180 \times 10^2}{0,9 \times 18}\right) = -0.06\ cm^2 < 0.$$

$A_a 2.51cm^2 \geq -0.06\ cm^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

6. Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\emptyset_t \times f_e}{4 \times \overline{\tau_{se}}}$$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = 0,6 \times 1.5\psi^2 \times f_{t28} = 2,835\ MPa$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\ cm$$

Nous prenons :

$L_s = 45\ cm$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le **BAEL 91 modifié 99 (Art A.6.1.253)** admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est:

$$\mathbf{L_c = 0,4.L_s}$$

$L_c = 0,4 \times 45 = 18\ cm$

III.9-Calcule à l'ELS :

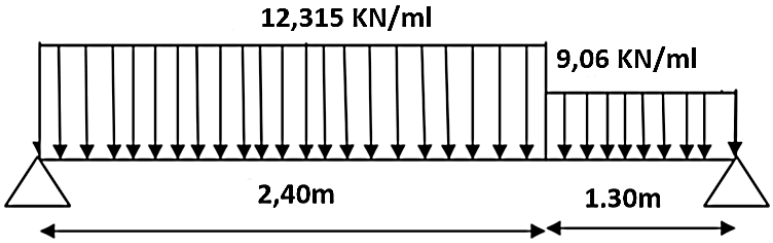


Figure III.15) Schémas statique de l'escalier à l'ELS.

1. **Calcule des réactions d'appuis :**

$$\sum \overrightarrow{\mathbf{F\,x}} = \vec{\mathbf{0}}$$

$$\sum \mathbf{Fy} = \vec{\mathbf{0}}$$

$$R_A + R_B = \left(q_{s_{pal}} \times 1,3\right) + \left(q_{s_{pai}} \times 2,40\right) = (9.06 \times 1,3) + (12.315 \times 2,40)$$

$$= 41.334\ kN$$

$R_A + R_B = 41.334$ kN

$$\sum \vec{M}/_B = \vec{0}$$

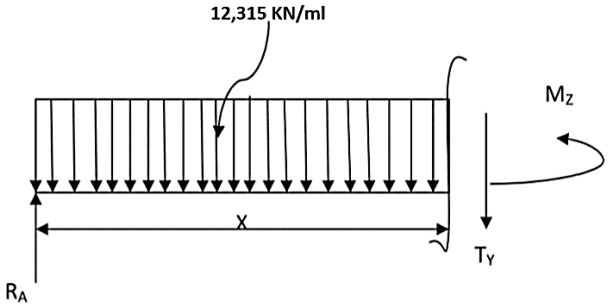
$$R_A(1,3 + 2,40) = q_{u_{pal}}\left(\frac{1,3^2}{2}\right) + \left(q_{u_{pai}} \times 2,40\right)\left(\frac{2,40}{2} + 1.3\right)$$

$$= 9.06 \text{ x}\left(\frac{1,3^2}{2}\right) + (12.315 \times 2,40)\left(\frac{2,40}{2} + 1.3\right) = 81.546\text{kN}$$

- $R_A = 22.04$ kN
- $R_B = 41.334 - 22.04 = 19.294$kN.

2. Calcule des efforts internes :

- **Pour $0 \leq x \leq 2.4$m**



$Ty = R_A - 12.315x.$

X = 0 ⟶ Ty = R_A=22.04KN.

X=2.4 ⟶ Ty = $Ty = 22.04 - 12.315 \text{ x } 2.4 = -7.516$KN.

$$M_z = R_A X - 12.315\frac{x^2}{2}$$

$$= 22.04x - 12.315\frac{x^2}{2}$$

X = 0 ⟶ $M_z = 0$ KN.m

X=2.4 ⟶ $M_z = 17.429$KN. m

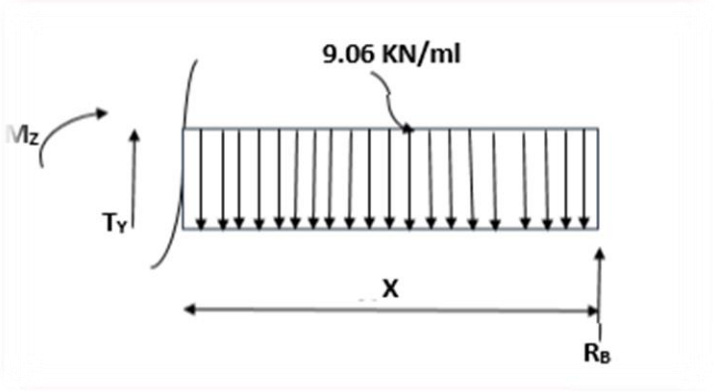
Calcul du moment max:

$\frac{dM_{(x)}}{dx} = 0$ Ty = 0 ⟶ $-22.04 + 12.315x = 0$ ⟶ $x = 1.79m.$

Le moment $Mz_{(x)}$ est maximal pour la valeur de $x = 1.79m.$

D'où M (1.79) = M_z^{max} = 19.722 KN.m.

- **pour $0 \leq x \leq 1.3m$**



$Ty = -R_B + 9.06\,x.$

$X = 0 \longrightarrow Ty = -R_B = -19.294$ KN.

$X = 1.3 \longrightarrow Ty = -19.294 + 9.06 \times 1.3 = -7.516$KN

$$M_z = R_B X + 9.06\frac{x^2}{2}$$

$$= 19.294x - 9.06\frac{x^2}{2}$$

$X = 0 \longrightarrow M_z = 0$ KN.m

$X = 1.3 \longrightarrow M_z = 17.429$KN. m

Remarque:

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u\,max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement :

$M_z^{max} = 19.722$ KN.m.

Aux appuis : $Ma = -0.3 \times Mz^{max} = -5.92$ KN.m.

En travée : $M_t = 0.85 \times Mz^{max} = 16.76$KN.m.

3) Diagramme des efforts internes :

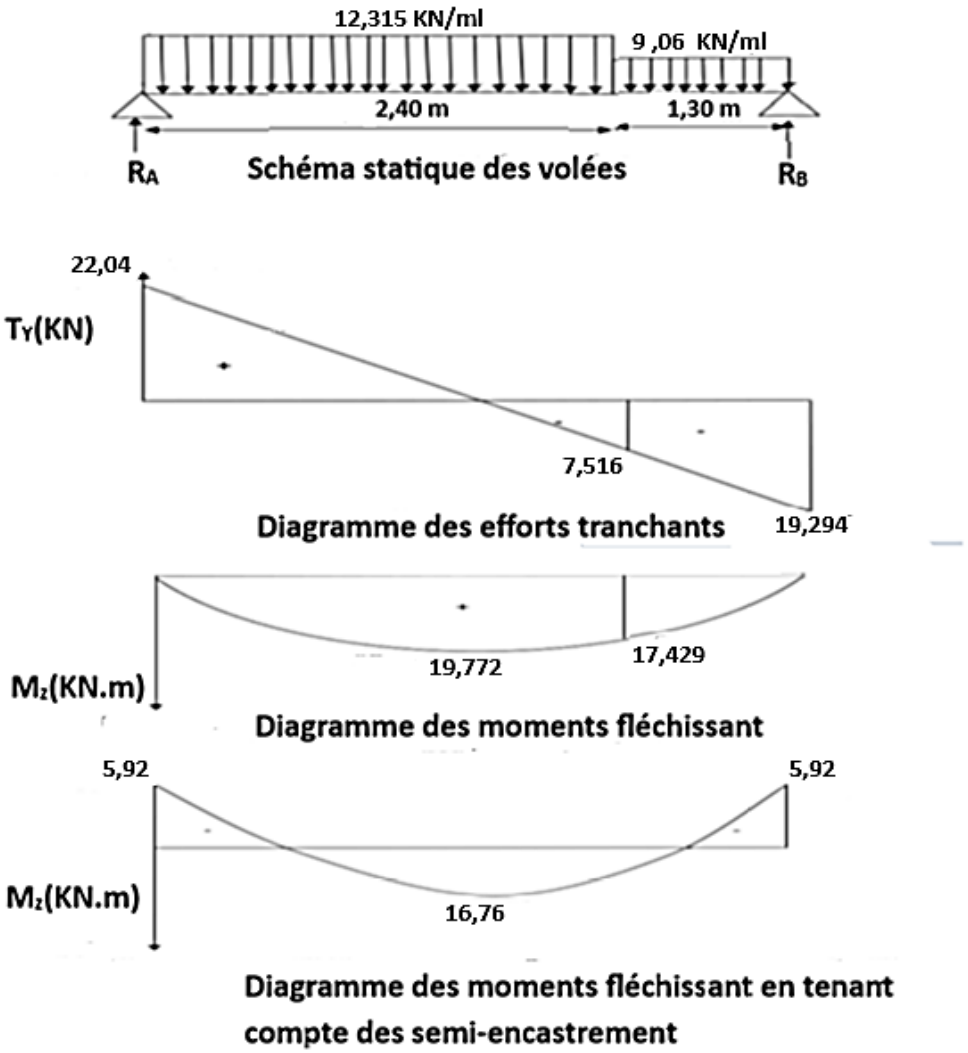


Figure III.18) Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.10-Vérification a l'ELS:

1. **Etat limite de compression du béton (Article A.4.5.2 du BAEL 91)**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$$

a. **En travée A_t = 4.52cm².**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\rho = \frac{100At}{bd} = \frac{100x4.52}{100x18} = 0.251.$$

$\rho = 0.251. \longrightarrow \beta = 0.9205 \longrightarrow$ K= 47.895.

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta \text{ x d x At}} = \frac{16.76x10^6}{0.9205\ x\ 180\ x\ 452} = 223.79MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6\ x\ 25 = 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{223.79}{47.895} = 4.672MPa. < \bar{\sigma}bc = 15\text{MPa}.$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}} \longrightarrow$ condition vérifiée.

b. Sur appuis Aa = 2.51 cm^2.

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$$\rho = \frac{100At}{bd} = \frac{100x2.51}{100x18} = 0.139.$$

$\rho = 0.139. \longrightarrow \beta = 0.9385. \longrightarrow$ K= 66.305.

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta \text{ x d x At}} = \frac{5.92x10^6}{0.9385\ x\ 180\ x\ 251} = 139.618MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6\ x\ 25 = 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{139.618}{66.305} = 2.106\text{MPa}. < \bar{\sigma}bc = 15\text{MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}} \longrightarrow$ condition vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures : (Article A.4.5.3.2 du BAEL 91) [14].

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

Vérification de la flèche :(Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifié 99):

On peut se disposer de la vérification de la flèche si les trois conditions suivant Sont vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ s\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10.M_0} \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur total (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L=3.47 m)

Mt : moment max en travée.

M0 : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section (b=100 cm)

d : hauteur utile (d=18cm)

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} = \dfrac{20}{370} = 0{,}054 < \dfrac{1}{16} = 0{,}0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée} \\ \dfrac{h}{L} = \dfrac{20}{370} = 0{,}054 < \dfrac{M_t}{10.M_0} = \dfrac{16.76}{10 \times 19.722} = 0{,}085 \rightarrow \text{condition non vérifiée} \\ \dfrac{A}{b.d} = \dfrac{4.52}{100 \times 18} = 0{,}003 < \dfrac{4{,}2}{f_e} = \dfrac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

⟶ On passe à la vérification de la flèche car les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées, il faut donc vérifiée que :

$$F = \frac{5}{384} \text{ x } \frac{qs.I^4}{Ev.I} \leq \bar{F} = \frac{l}{500}.$$

Avec:

qs = max (qs_{pal} ; qs_{pai}) = max (9.06 ; 12.315) = 12.315 KN/ml

E_v : module de déformation longitudinal différé ;

$E_V = 3700\sqrt[3]{\boldsymbol{fc28}}$ = 10818.87 Mpa ; f_{c28} = 25MPa.

$\bar{F}$: Flèche admissible.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3}\,(V_1^3 + V_2^3) + 15\,A_t\,(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{\boldsymbol{S_{xx'}}}{\boldsymbol{B0}}$$

Avec :

V_1 : la position de l'axe neutre

$\boldsymbol{S_{xx'}}$: Le moment statique

B0 : la surface de la section homogène.

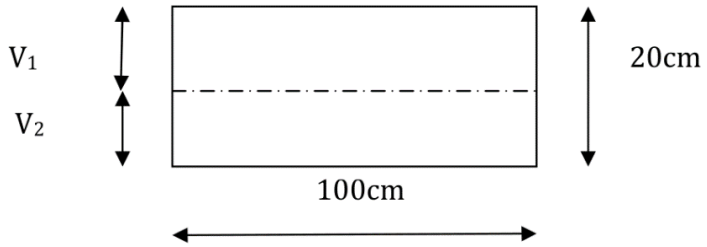
$$S_{xx'} = \frac{bxh^2}{2} + 15.d.A_t = \frac{100x\,(20)^2}{2} + (15\,x\,4.52\,x\,18)$$

$S_{xx'} = 21220.4\ cm^3$

$B0 = b.h+15.A_t = 100x20+15x4.52 = 2067.8cm^2$

$\longrightarrow V_1 = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.26cm \longrightarrow V_2 = h\text{-}V_1 = 20\text{-}10.26 = 9.74cm$

$$I = \frac{b}{3}\,(V_1^3 + V_2^3) + 15\,A_t\,(V_2 - C_2)^2$$



$$I = \frac{10}{3}\,(10.26^3 + 9.74^3) + 15\,x\,4.52\,(9.74 - 2)^2.$$

$I = 70863.60\ cm^4.$

$$F = \frac{5}{384}\,x\,\frac{12.315\,x\,3.7^4\,x\,10^8}{10818.86\,x\,70863.60} = 0.4\,cm\ < \bar{F} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0.74cm.$$

$\mathbf{F < \bar{F}} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

On conclut que les armatures à l'ELU sont suffisantes.

III.11- CONCLUSION :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferraillage suivant pour l'escalier :

En travée :

Armatures principales : 4HA12/ml avec un espacement S_t = 25 cm.

Armatures de répartition : 4HA8/ml avec un espacement S_t = 25 cm.

Aux appuis :

Armatures principales : 5HA8/ml avec un espacement S_t = 20 cm.

Armatures de répartition : 4HA8/ml avec un espacement S_t = 25 cm

D. La Poutre palière

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière. Cette dernière est soumise à son poids propre, au poids du mur en maçonnerie et à la réaction de la paillasse. Cette poutre est semi-encastrée à ses extrémités dans les poteaux. Sa portée max est de 3.22 m.

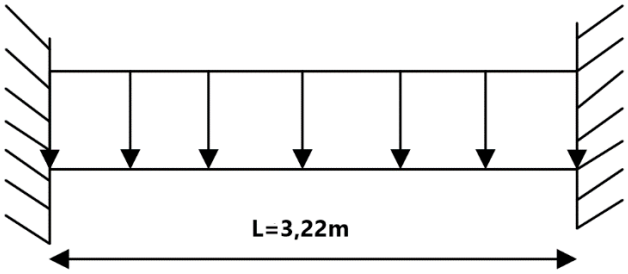


Figure III.19) Schémas statique de la poutre palière.

III.1- Pré-dimensionnement :

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

$0.4h \leq b \leq 0.7h$

1. Hauteur de la poutre :

. L= 347 – 25 = 322 cm.

$$\Rightarrow \frac{322}{15} \leq h \leq \frac{322}{10} \Rightarrow 21.47cm \leq h \leq 32.22cm$$

Compte tenu des exigences du RPA99/2003 (h ≥ 30cm) :

On adopte : h = 30 cm

2. Largeur de la poutre :

0,4 h ≤ b ≤ 0,7 h ⇒ 12 cm ≤ b ≤ 21 cm

Compte tenu des exigences du RPA99/2003 (b ≥ 20cm) :

On adopte : b = 25 cm

❖ **Vérification des conditions RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b \geq 20\ cm \\ h \geq 30\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 25 > 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ 30 = 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on opte pour une section (25 x 30) cm^2.

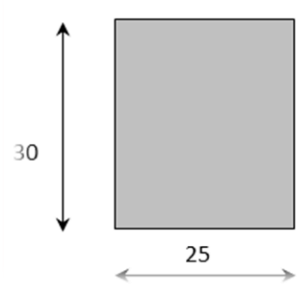


Figure III.20) Dimensions de la poutre palière.

III.2- Détermination des charges :

a) Charge permanant :

Poids propre de la poutre palière : $G_{pp} = 0{,}25 \times 0{,}30 \times 25 = 1.875 \frac{kN}{ml}$

La poutre palière supporte la moitié du mur :

Poids du mur :

$$G_{mur} = \rho_{mur} \, x \frac{(h_0 - e_v)}{2} - h_t$$

Avec :

ρ_{mur} : Poids du mur extérieur (déjà calculée chapitre II). ⟶ $\rho_{mur} = 2.4$ KN / m^2

h_0 : Hauteur libre d'étage.

e_v : Hauteur de la poutre palière.

h_t : Hauteur de la poutre secondaire (**Remarque**: la poutre palière est dans le sens des poutres secondaires).

$$G_{mur} = 2.4 \, x \frac{(3.06 - 0.3)}{2} - 0.35$$

$$G_{mur} = 2.962 \frac{kN}{ml}.$$

$$G = G_{mur} + G_{pp} = 2.962 + 1.875 = 4.837 \frac{KN}{ml}.$$

b) Surcharge d'exploitation :

Réaction du palier sur la poutre :

- A l'ELU : $R_u = 26.741$ KN.
- A l'ELU : $R_s = 19.294$ KN.

Combinaison de charge :

A l'ELU :

qu = 1.35 G + Ru.

qu = (1.35 x 4.837) + 26.741.

qu = 33.271 KN/ml.

A l'ELS:

qs = G + Q = G + R_S.

qs = (4.837 +19.294) x 1 ml.

qs = 24.131 KN/ml.

III.4- Calcule à l'ELU :

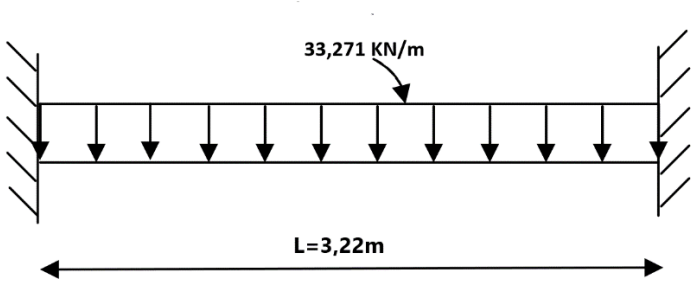


Figure III.21) Schémas statique de la poutre palière à l'ELU.

❖ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u\ l}{2} = \frac{33.271 \times 3.22}{2} = 53.57\text{kN}$$

$$R_A = R_B = 53.57\ \text{kN}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{33.271 \times 3.22}{2} = 53.57\text{kN}.$$

$$T_u^{max} = 53.57\text{kN}.$$

❖ **Moment isostatique :**

$$M_{u0} = Mu^{max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{33.271 \times (3.22^2)}{8} = 43.121\ \text{kN.m}$$

$$Mu^{max} = 43.121\ \text{kN.m}.$$

❖ **En tenant compte du semi-encastrement :**

$$M_A = -0{,}3\ M_{max} = -0{,}3 \times 43.121 = -12.936\text{kN.m}$$

$$M_t = 0{,}85\ M_{max} = 0{,}85 \times 43.121 = 36.653\ \text{kN.m}$$

- **Diagramme des efforts interne :**

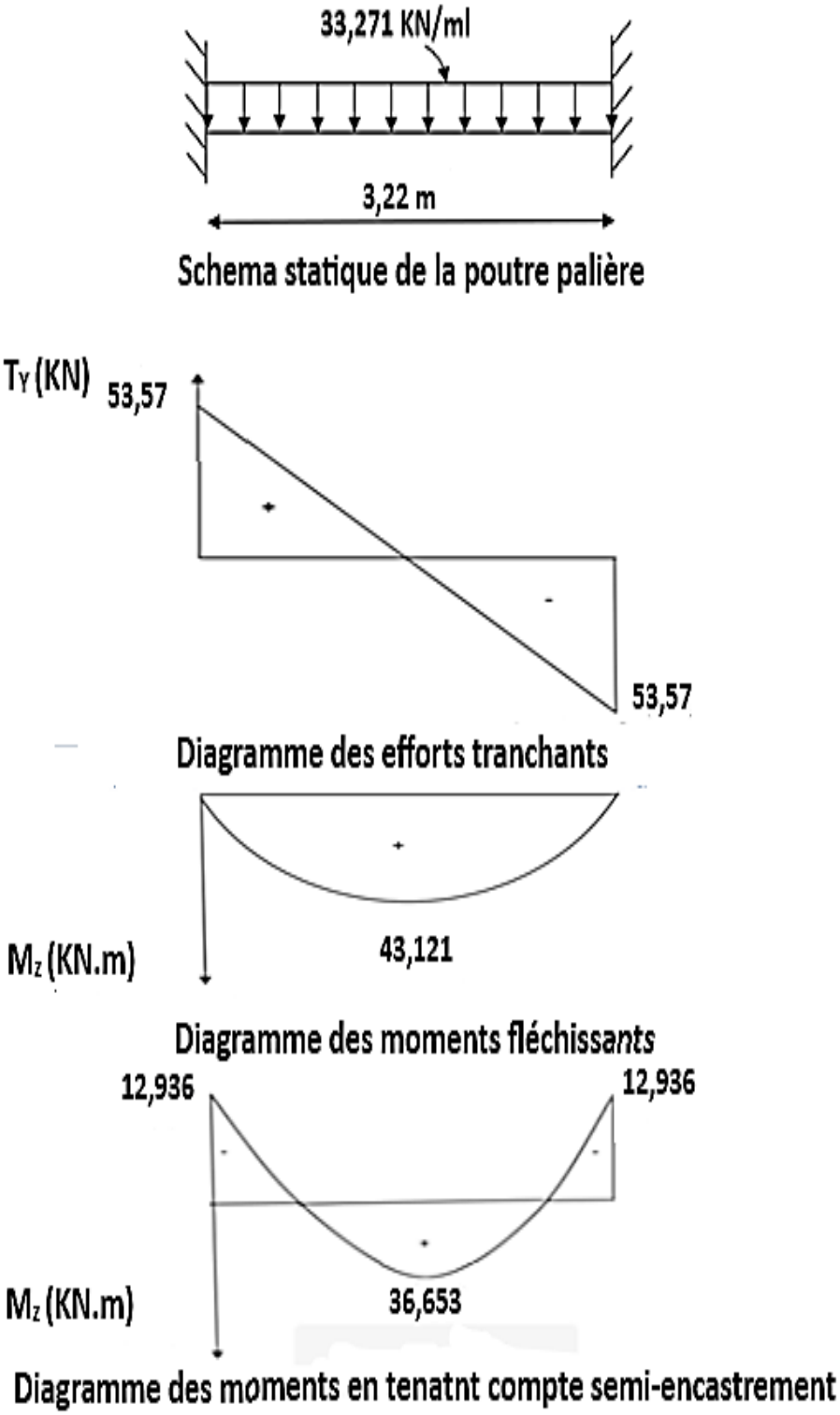


Figure III.22) Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.5- Calcul des armatures :

h = 30 cm, b = 25 cm.
d = 28 cm, c = 2 cm.

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{12.936 \times 10^6}{250 \times (280^2) \times 14,2} = 0,046 < \mu_l = 0.392.$$

$\mu_u < \mu_l$ Section simplement armée, donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0.046 \longrightarrow \beta = 0,976$

$$Aa = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{12.936 \times 10^3}{0,976 \times 28 \times 348} = 1.36 cm^2$$

Soit : **Aa= 3HA12 = 3.39 cm²**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{36.653 \times 10^6}{300 \times (280^2) \times 14,2} = 0,109 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_u < \mu_l$ Section simplement armée, donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0.109 \longrightarrow \beta = 0.9425.$

$$At = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{36.653 \times 10^3}{0,9425 \times 28 \times 348} = 3.99\ cm^2$$

Soit : **At= 3HA14** = **4.62cm².**

III.6- Vérification à L'ELU:

1. Condition non fragilité : (BAEL 91 modifiée 99 art A.4.2.1) :

$$A_{min} = 0,23 \times b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 1,01 cm^2$$

- **Aux appuis**

$A_{min} < A_a \rightarrow$ condition vérifiée

- **En travée**

$A_{min} < A_t \rightarrow$ condition vérifiée

2. Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.211) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0{,}2\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{MPa}\right)$$

$$= \min(3{,}33\ \text{MPa};\ 5\ \text{MPa}) = 3{,}33\ \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{53.57}{30 \times 28} = 0{,}064\ \text{MPa}.$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ ⟶ Condition vérifiée.

3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres aux appuis :

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0{,}9.d.\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}.$$

$$\tau_{se} = \psi_s.f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ MPa$$

$$\sum u_i = 3\ x\ 12\ x\ 3.14 = 113.04\ mm$$

$$\tau_{se} = \frac{53.57}{0{,}9 \times 280 \times 113.04} \times 10^3 = 1.881\text{MPa} < \bar{\tau}_{se}.$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ ⟶ condition vérifiée.

4. Calcul des armatures transversales :

a) Diamètre des armatures transversales (BAEL 91 modifiée 99 art A.7.2.2) :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \emptyset_l\ ;\ \frac{b}{10}\right) = \min(0{,}8\ ;\ 14\ ;\ 2.5) = 8\ \text{mm}$$

Donc on adopte 4 HA8 = 2.01 cm^2.

b) Espacement max des armatures transversales : (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.1, 22) :

$S_t \leq \min(\ 0.9d\ ; 40\ \text{cm}) = \min(25.2\ ;\ 40\ ) = 25.2\ \text{cm}$

Soit ⟶ $S_t = 25\text{cm}$.

c) Exigence du RPA pour les aciers transversaux (Art 7.5.2.2/RPA2003).

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_a ; 30\right) = \min(7{,}5 ; 12 ; 30) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit : **S_t=10 cm**

- **Zone courante :**

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

Soit : **S_t=15 cm**.

Selon le **RPA 99** la section d'armature transversale doit vérifier:

$$A_t^{min} = 0.003 \text{ x } S_t \text{ x b} \leq A_t.$$

$$A_t^{min} = 0.003 \text{ x } 15 \text{ x } 25 = 1.12cm^2.$$

$$A_t = 2.01cm^2.$$

$A_t^{min} = 1.12cm^2 \leq A_t = A_t = 2.01cm^2.$ ⟶ Condition vérifiée.

5. Ancrage des barres aux appuis (BAEL 91 modifiée 99 art A.6.1.22) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancré dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi . f_e}{4 . \tau_{su}}$$

Avec :

$\tau_{su} = 0.6\ \Psi^2\ f_{t28}$.

$\tau_{su} = 0.6\ x(1.5)^2\ x\ 2.1 = 2.835$.

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm}.$$

Soit : L_s = 45 cm.

Les règles du (BAEL 91 .art.A.6.1, 253) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, soit au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$\ell_c = 0{,}4 \times 45 = 18\text{cm}.$

III.7- vérification à L'ELS :

1. Calcul des efforts internes :

❖ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s\ l}{2} = \frac{24.131 \times 3.22}{2} = 38.851\text{kN}$$

$$R_A = R_B = 38.851\ \text{kN}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T_s = T_s^{max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{24.131 \times 3.22}{2} = 38.851\text{kN}.$$

$$T_u^{max} = 38.851\text{kN}.$$

❖ **Moment isostatique :**

$$M_{s0} = Ms^{max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{24.131 \times (3.22^2)}{8} = 31.275\text{kN}.\text{m}$$

$$Ms^{max} = 31.275\ \text{kN}.\text{m}.$$

❖ **En tenant compte de semi-encastrement :**

$$M_A = -0{,}3\ M_{max} = -0{,}3 \times 31.275 = -9.383\text{kN}.\text{m}$$

$$M_t = 0{,}85\ M_{max} = 0{,}85 \times 31.275 = 26.584\ \text{kN}.\text{m}$$

- **Diagramme des efforts interne :**

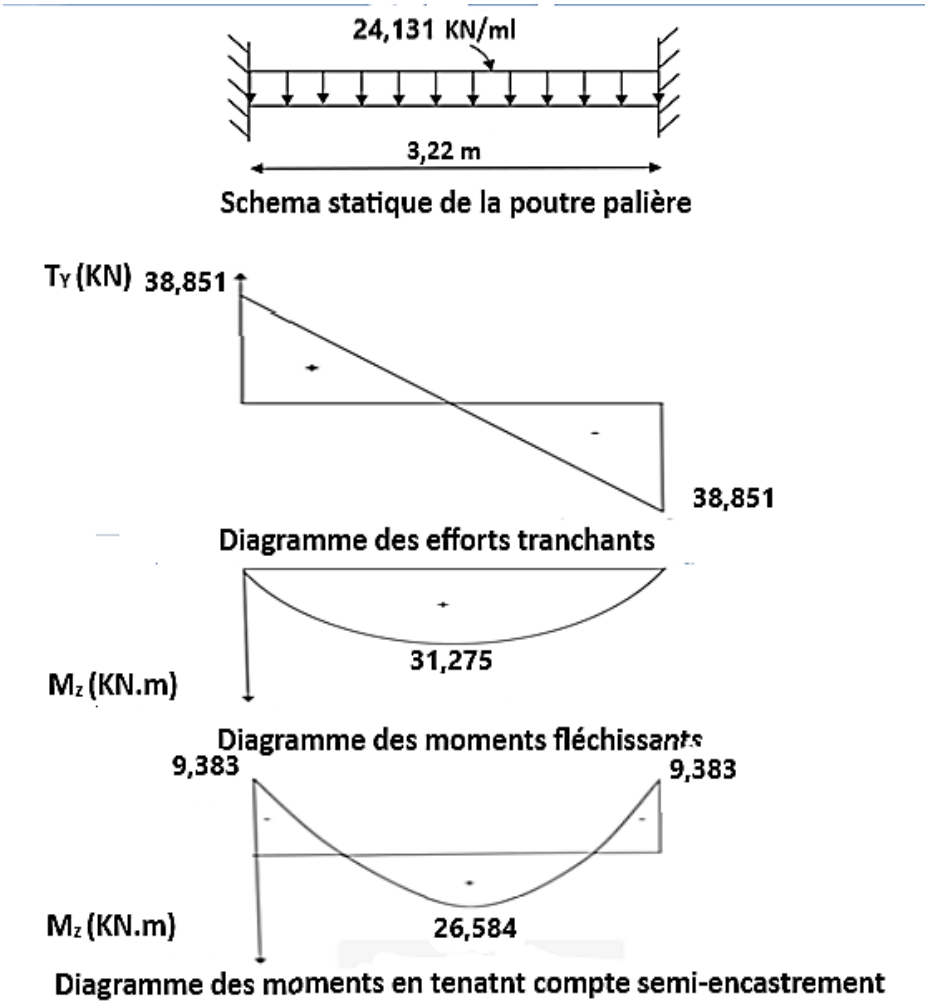


Figure III.23) Diagramme des efforts internes à l'ELS.

2. Vérification des contraintes :

a) La contrainte dans l'Acier:

Aucune vérification n'est nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

b) Etats limite de compression dans le béton (BAEL 91 modifié 99 Art. A 4.5.2) :

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

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15$ MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$$

- **En travée :**

$A_t = 4.62\ cm^2$.

$M_{st} = 26.584 kN.m.$

$$\rho = \frac{100At}{bd} = \frac{100x4.62}{100x28} = 0.165.$$

$\rho = 0.165. \longrightarrow \beta = 0.9335 \longrightarrow$ K= 60.15.

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta \text{ x d x At}} = \frac{26.584x10^6}{0.9335\ x\ 280\ x\ 462} = 220.144MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6\ x\ 25 = 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{220.144}{60.15} = 3.66MPa. < \bar{\sigma}bc = 15\text{MPa}.$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$ ⟶ condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$A_a = 3.39\ cm^2.$

$M_{sa} = 9.383\text{kN. m}.$

$$\rho = \frac{100At}{bd} = \frac{100x3.39}{100x28} = 0.121.$$

$\rho = 0.121.$ ⟶ $\beta = 0.9425.$ ⟶ K= 71.965.

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta \text{ x d x At}} = \frac{9.383x10^6}{0.9425x\ 280\ x\ 339} = 104.882MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6\ x\ 25 = 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{104.882}{71.965} = 1.457\text{MPa}. < \bar{\sigma}bc = 15\text{MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$ ⟶ condition vérifiée.

3. Vérification de la flèche :(Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifié 99):

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_{st}}{10.M_0} \\ \dfrac{At}{b.d} \leq \dfrac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur total (30 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L=3.22 m)

M_t : moment max en travée.

M_0 : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section (b=100 cm)

d : hauteur utile (d=28cm)

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} = \dfrac{30}{322} = 0{,}093 > \dfrac{1}{16} = 0{,}0625 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \dfrac{h}{L} = \dfrac{30}{322} = 0{,}093 > \dfrac{M_t}{10.M_0} = \dfrac{26.58}{10 \times 31.275} = 0{,}085 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \dfrac{At}{b.d} = \dfrac{4.62}{100 \times 28} = 0{,}002 < \dfrac{4{,}2}{f_e} = \dfrac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

⟶ Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

CONCLUSION :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferraillage suivant pour la poutre palière :

. Armatures longitudinales :

. Armatures supérieures (Aux appuis) : 3HA 12.

. Armatures inférieures (En travée) : 3HA 14.

. Armatures transversales :

. **Un cadre et un étrier en** HA 8.

E. Les planchers

III.1.Introduction :

La structure comporte un plancher en corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux (Figure III-27). Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de RDC.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance. La distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; est utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur ; elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but:
  - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
  - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
  - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

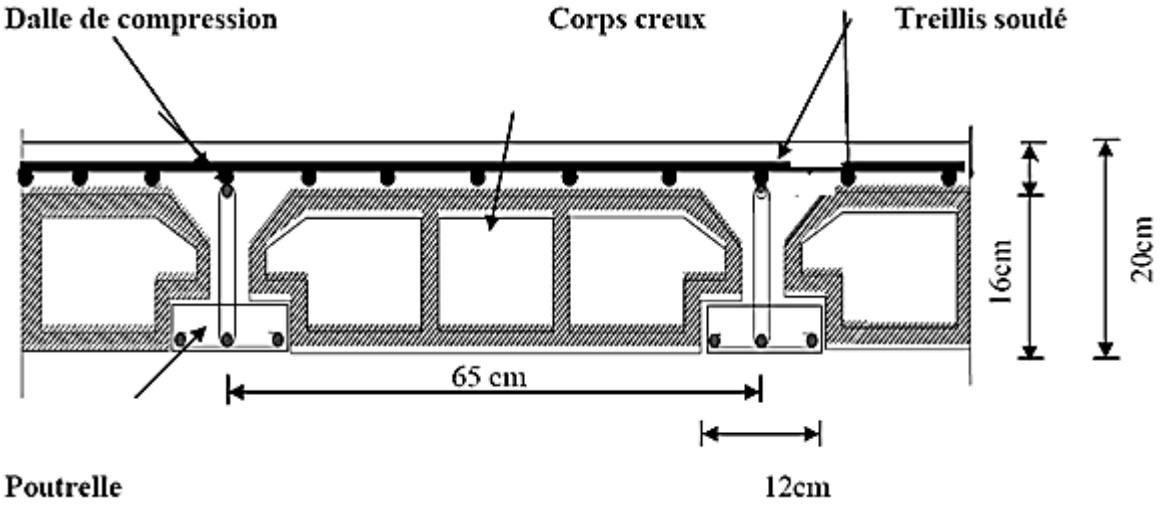


Figure III.27) Coupe transversale du plancher.

III.2- Dimensionnement et ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place et armée d'un treillis soudé de type (TLE520.$\Phi \leq 6$mm).

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le **(BAEL 91 modifié 99. Art B.6.8.423)**

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- La distance entre axes des poutrelles est de : $\ell = 65$

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

$A_{\perp}$: section en cm^2 par mètre linéaire. **L :** distance entre axes des poutrelles en (cm)=65cm.

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

$A\perp \geq \frac{4\times65}{520} = 0.5\ cm^2/ml$

Ainsi, on adopte : **5T**5/**ml = 0,98 cm^2 / ml** avec **e = 20 cm**

2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$A_{II} = \frac{A\perp}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 cm^2/ml$

On adopte : **5T**5/**ml = 0,98 cm^2 / ml** avec **e = 20 cm**

On adopte pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé **TLE 520 (5x 200 x 5 x 200**), figure III.28.

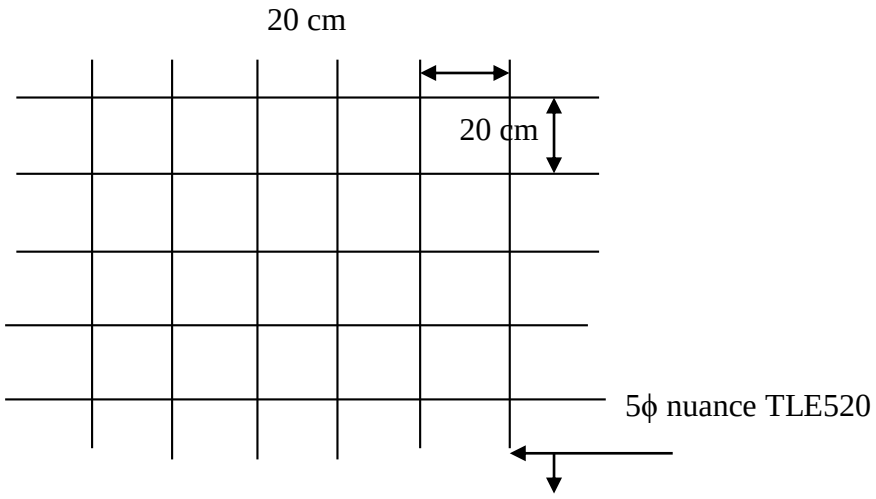


Figure III.28) ferraillage de la dalle de compression.

III.3- Calcul des poutrelles à l'ELU :

Le calcul des poutrelles (Fig. III. 29) est effectué en deux étapes :

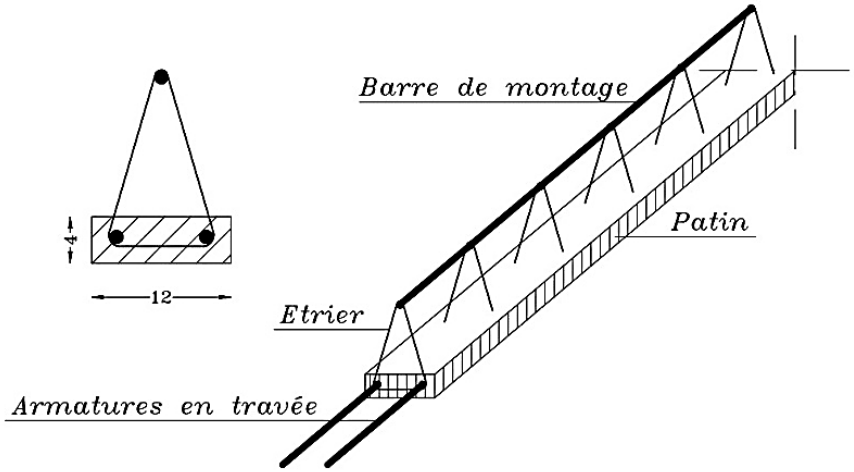


Figure III.29) schéma descriptif de la poutrelle.

1. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle à considérer est une poutre de (12x4) cm², simplement appuyée sur deux extrémités.

Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et de la surcharge de l'ouvrier.

Donc on doit calculer une section rectangulaire (figure III-30 et III.31).

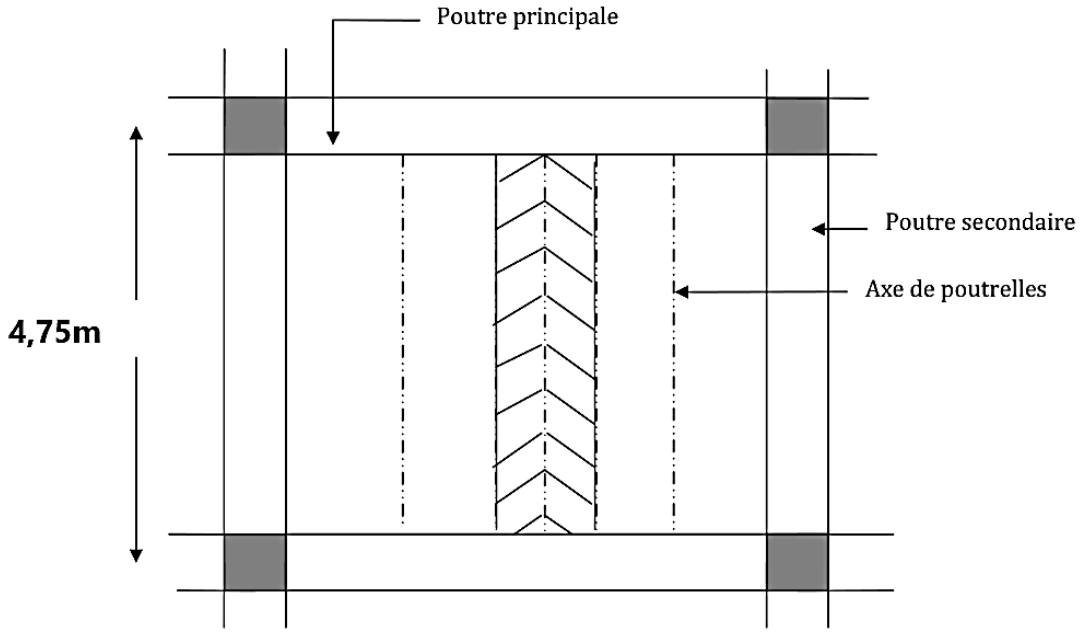


Figure III.30) Disposition des poutrelles

- **Dimensionnement :**

b = 12 cm : largeur de la poutrelle.

h = 4 cm : hauteur de la poutrelle.

c= 2 cm : enrobage.

d= 2 cm : hauteur utile.

- **Poids propre de la poutrelle :**

  G = 0,04 x 0,12 x 25 = **0.12 kN/ml**

- **Poids du corps creux :**

  G2 = 0.95 x 0.65 = **0.62 kN/ml**

- **Surcharge de l'ouvrier :**

  Q = **1 kN/ml**

➢ **les combinaisons d'action :**

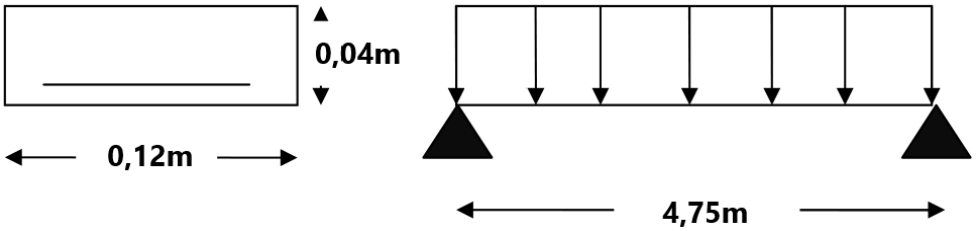


Figure III.31) Schéma statique de la poutrelle

À l'ELU : q_u = 1,35 G + 1,5 Q=1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 x1= **2,5 kN/ml**

À l'ELS : q_s = G +Q = (0,12 + 0,62) + 1=**1,74 kN/ml**

➢ **Le moment Max en travée :**

$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5\times(4.75)^2}{8}$ =7.05KN.m

➢ **L'effort tranchant:**

$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.75}{2}$ = 5.937KN

➢ **Ferraillage de la poutrelle :**

$\mu_b = \frac{M_u}{b\times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.05\times10^3}{12\times2^2 \times14.2}$ = 10.34

μ_b = 10.34 > μ_l = 0. 392 ⟶ sections doublement armée (SDA)

➢ Conclusion :

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

2) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle sera calculée comme une poutre en Té (figure III-32) qui repose sur plusieurs appuis. Les charges et les surcharge seront considérées comme uniformément reparties sur l'ensemble de la poutrelle

➢ Dimensionnement de la section en Té :

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65-12), (L= 53cm)

B $= 65cm$: Distance entre-axes des poutrelles

b_0 : largeur de la nervure (b_0 = 12cm).

h_0 : épaisseur de la dalle de compression (h_0 = 4cm).

$\mathbf{b_1} = \frac{(b-b_0)}{2} = \frac{65-12}{2} = 26{,}5cm$

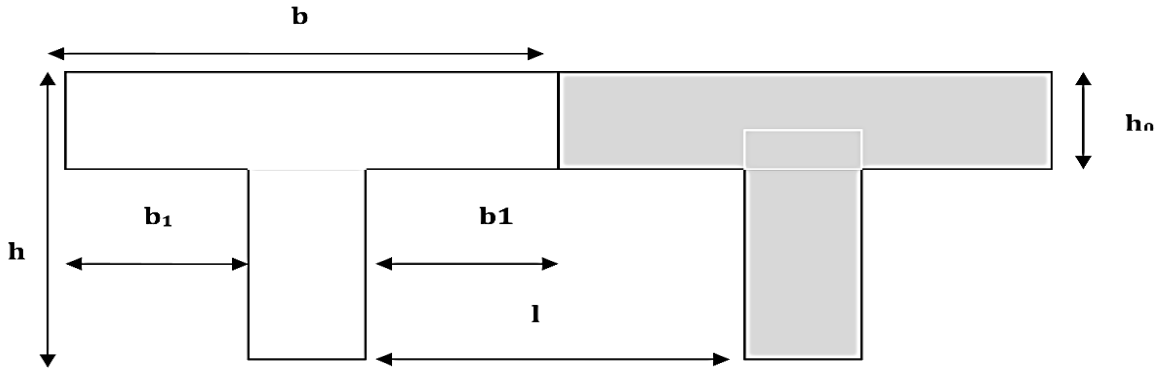


Figure III.32) La section en Té

- **Charges et surcharges**

- poids propre de la terrasse : G = 5.68 x 0.65 = 3.692 KN / ml.
- surcharge d'exploitation de la terrasse : Q = 1 x 0.65 = 0.65 KN/ml.

- poids propre du plancher de l'étage courant (usage habitation):G = 5.24 x 0.65 = 3.406KN / ml.
- surcharge d'exploitation d'étage courant: Q = 1.5 x 0.65 = 0.975 KN/ml.

- poids propre du plancher de l'étage courant (usage commerciale):G = 5.24 x 0.65 = 3.406KN / ml.
- surcharge d'exploitation d'étage courant: Q = 3.5 x 0.65 = 2.275 KN/ml.

- poids propre du plancher de l'étage courant (usage bureautique):G = 5.24 x 0.65 = 3.406KN / ml.
- surcharge d'exploitation d'étage courant: Q = 2.5 x 0.65 = 1.625 KN/ml.

- **Combinaison de charges :**

✓ **Plancher d'étage courant à usage habitation :**

ELU : q_u= 1,35 x G +1,5 x. Q = 1,35 x 3.406 + 1,5 x 0.975) = 6.060KN/ml.

ELS : q_s = G + Q = 3.406 + 0.975 = 4.381 KN/ml.

✓ **Plancher terrasse inaccessible :**

ELU : q_u = 1.35 (3.692) + 1.5 x (0.65) = 5.959 KN /ml.

ELS : q_s = G + Q = 3.692 + 0.65 = 4.342KN/ml.

✓ **Plancher d'étage courant à usage bureautique :**

ELU : q_u = 1.35 (3.406) + 2.5 x (0.65) = 7.035KN /ml

ELS : q_s = G + Q = 3.406+ 1.625= 5.031KN/ml.

✓ **Plancher à usage commerciale (RDC):**

ELU : q_u = 1.35 (3.406) + 3.5 x (0.65) = 8.010 KN /ml

ELS : q_s = G + Q = 3.406+ 2.275= 5.681KN/ml.

Vu la différence entre les surcharges des différents planchers, on effectue le calcul pour le cas le plus défavorable ; dans notre cas c'est le plancher du RDC.

III.4.Etude du plancher étages courant

1. Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher à l'aide de l'une des méthodes usuelles qui sont:

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

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on at recours à l'une des deux autres méthodes.

➢ la Méthode forfaitaire :

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

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($Q \leq 2G$ ou $< 5KN/m^2$).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuités.

- Les portés successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25;
- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé, ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de CAQUOT. A).

➢ Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

a)-Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou $5KN/m^2$, c'est à dire :

$Q \leq \max [2G; 5KN/ml] = \max [(2 \times 3.406)\ KN/ml; 5\ KN/ml]$

$Q \leq \max [6.812KN/ml; 5KN/ml]$

$Q = 2.275$ KN/ml $< 6.812\ KN/ml$ ⟶ **Condition vérifiée**

b)-le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

⟶ **Condition vérifiée**

c)-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c.-à-d. :

$$\mathbf{0.8} \leq \frac{\boldsymbol{L_i}}{\boldsymbol{L_{i+1}}} \leq \mathbf{1.25}$$

$\frac{4.50}{4.45} = 1.01$ ⟶ **condition vérifiée**

$\frac{4.45}{3.47} = 1.28$ ⟶ **condition non vérifiée**

$\frac{3.47}{4.10} = 0.8$ ⟶ **condition vérifiée**

$\frac{4.10}{4.75} = 0.86$ ⟶ **condition vérifiée**

d)- la fissuration est considérée comme non préjudiciable ⟶ **condition vérifiée**

Conclusion : la 3ème condition n'est pas vérifier, la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on passe à la méthode des trois moments**.**

➢ Principe de la méthode des trois moments :

Considérons trois appuis successifs d'une poutre continue quelconque, ainsi composant un système de base. En coupant la poutre au niveau de chaque appui, on obtient ainsi comme un système de base, une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives L_i et L_{i+1} allant de gauche à droite, comme le montre la figure III.33 :

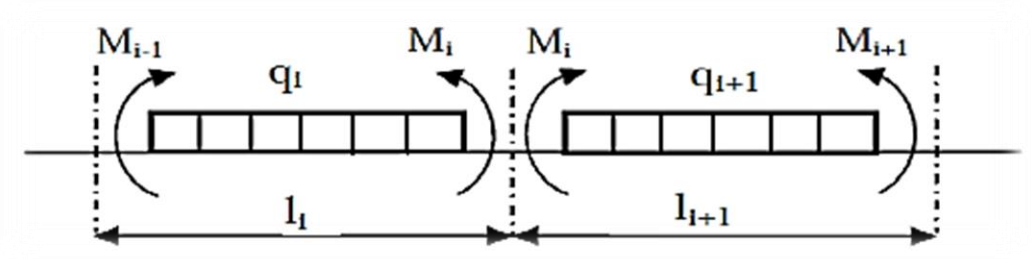


Figure III.33) Schémas statique de la poutre décomposée.

Les liaisons coupées seront remplacées par des moments fléchissant facilement déterminables à l'aide de l'équation suivante, dite : équation des trois moments :

$$M_{(i-1)}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{(i+1)}L_{i+1} = -\frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{i+1}L_{i+1}^3}{4}$$

$$\mathbf{M_{(i-1)}\,L_i + 2\,M_i\,(L_i + L_{i+1}) + M_{(i+1)}\,L_{i+1} = -\frac{q_i\,L_i^3}{4} - \frac{q_{i+1}L_{i+1}^3}{4}}$$

Avec :

$\mathbf{M_{(i-1)}, M_i, M_{(i+1)}}$: sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis $\mathbf{[_{(i-1)}\,;\,i\,;\,_{(i+1)}]}$

L_i : portée de la travée à gauche de l'appui (i).

L_{i+1} : portée de la travée à droite de l'appui (i).

q_i : charge répartie à gauche de l'appui (i).

q_{i+1} : charge répartie à droite de l'appui (i).

Dans notre cas nous avons les mêmes charges (**$q_i = q_{i+1}$**).

III.5- Calcule à l'ELU :

$q_i = q_{i+1} = q_u$= 1.35 G +1.5 Q = 1.35 x 3.406 + 1.5 x 2.275

q_u= 8.010 KN/ ml

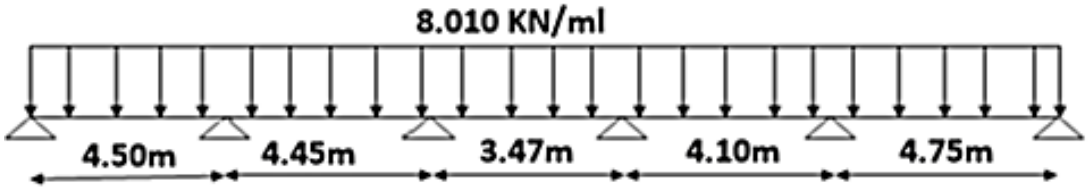


Figure III.34) Schémas statique des poutrelles à l'ELU.

➢ Calcule des efforts internes

1) Calcule des moments fléchissant

❖ **Moments aux appuis :**

Tableau III.6) Moments aux appuis à l'ELU

Appuis	L_i [m]	L_{i+1} [m]	$q_i = q_{i+1}$ [KN]	$M_{(i-1)} L_i + 2 M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{(i+1)} L_{i+1} = -\frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}$	M_i [KN.m]
0	0	4.5	8.010	$9M_0+4.5M_1$ =-182.477	-13.230
1	4.5	4.45	8.010	$4.5M_0+17.9M_1+4.45\ M_2$=-358.94	-14.090
2	4.45	3.47	8.010	$4.45M_1+15.84M_2+3.47M_3$=-260.13	-10.604
3	3.47	4.10	8.010	$3.47M_2+15.14M_3+4.1M_4$=-221.682	-8.492
4	4.10	4.75	8.010	$4.1M_3+17.7M_4+4.75\ M_5$=-352.625	-13.736
5	4.75	0	8.010	$4.75M_4+9.5M_5$ =-214.611	-15.723

N.B : La résolution du système d'équation s'est fait avec le logiciel MATLAB.

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont fait pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction pouvant provoquer la fissuration du béton tendu, nous effectuons les corrections suivantes :

- Diminution de 1 /3 pour les moments aux appuis.
- Augmentation de1 /3 pour les moments en travée.

❖ **Calcul des moments corrigés aux appuis.**

M_0 = (-13.230) - (1/3) x (-13.230) = - 8.82 KN.m

M_1 = (-14.09) - (1/3) x (-14.09) = - 9.39 KN.m

M_2 = (-10.604) - (1/3) x (-10.604) = - 7.07KN.m

M_3 = (-8.492) - (1/3) x (-8.492) = - 5.66KN.m

M_4 = (-13.736) - (1/3) x (-13.736) = - 9.15 KN.m

M_5 = (-15.726) - (1/3) x (-15.726) = -10.48KN.m

➢ Moment en travées:

Le moment en travée à distance x de l'appui **(i)** est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q.\frac{L}{2}.x - q.\frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i)\frac{x}{L}$$

X : position du point dont le moment en travée est maximal. Il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM_{(x)}}{dx} = 0 \longrightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qxl_i}$$

• Moments en travée à l'ELU :

Tableau III.7) Les moments en travée à l'ELU

Travée	L[m]	q_u [KN/m]	M_i [KN.m]	M_{i+1} [KN.m]	X[m]	M(x) [KN.m]	$M_t(x)$ [KN.m]
0-1	4.5	8.010	-8.82	-9.39	2.23	$-4.01x^2+17.89x-8.82$	11.13
1-2	4.45	8.010	-9.39	-7.07	2.29	$-4.01x^2+18.34x-9.39$	11.57
2-3	3.47	8.010	-7.07	-5.66	1.79	$-4.01x^2+14.31x-7.07$	5.70
3-4	4.10	8.010	-5.66	-9.15	1.94	$-4.01x^2+15.57x-5.66$	9.45
4-5	4.75	8.010	-9.15	-10.48	2.34	$-4.01x^2+18.74x-9.15$	12.74

❖ Calcul des moments corrigés en travée :

M_{t1} = (11.13) + (1/3) x (11.13) = 14.84 KN.m.

M_{t2} = (11.57) + (1/3) x (11.57) = 15.42 KN.m.

M_{t3} = (5.70) + (1/3) x (5.70) = 7.6 KN.m.

M_{t4} = (9.45) + (1/3) x (9.45) = 12.6 KN.m.

M_{t5} = (12.74) + (1/3) x (12.74) = 16.99 KN.m.

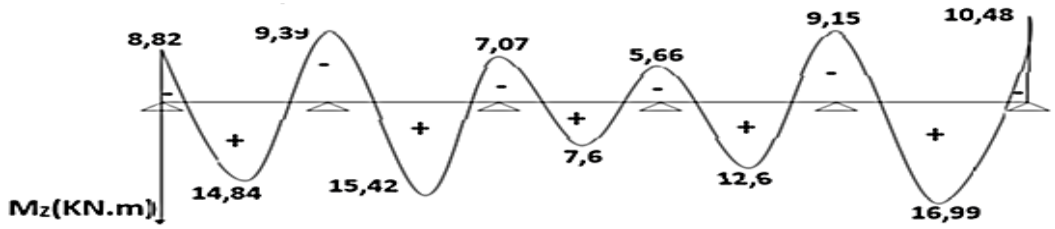


Figure III.35) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

2) Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = -qx + q.\frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l}\right)$$

Tableau III.8) Les efforts tranchants à l'ELU

Travée	L [m]	qu [KN/m]	M_i [KN.m]	M_{i+1} [KN.m]	V(x) [KN]	
					X=0	X=L
0-1	4.50	8.010	-8.82	-9.39	17.90	-18.15
1-2	4.45	8.010	-9.39	-7.07	18.34	-17.30
2-3	3.47	8.010	-7.07	-5.66	14.30	-13.49
3-4	4.10	8.010	-5.66	-9.15	15.61	-17.23
4-5	4.75	8.010	-9.15	-10.48	18.74	-19.31

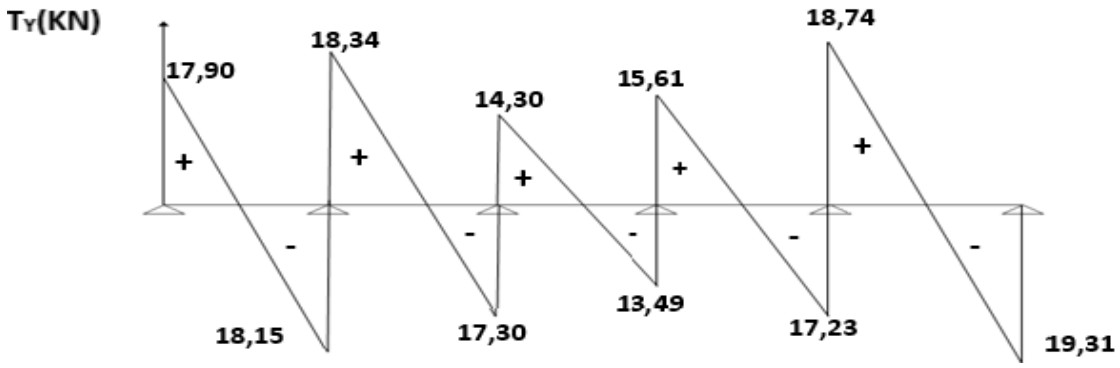


Figure III.36) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Conclusion :

- $M_{ut}^{max} = 16.99\ KN.m$
- $M_{ua}^{max} = 10.48\ KN.m$
- $T_u^{max} = 19.31\ KN$

III.6- Ferraillage à l'ELU :

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

b=65cm; b_0=12cm; h=20cm; h_0=4cm; d=17cm.

Le ferraillage à l'ELU est calculé avec les moments max en travées et aux appuis.

- $M_{ut}^{max} = 16.99\ KN.m$
- $M_{ua}^{max} = 10.48\ KN.m$
- $T_u^{max} = 19.31\ KN.$

➢ **Armatures longitudinales :**

- **En travées :**

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en Té, en considérant le moment maximum.

$\boldsymbol{M_{ut}^{max}}$ = 16.99 KN.m.

Le moment équilibré par la table de compression :

Si $M_{ut}^{max} > M_{tab}$ ⟶ l'axe neutre tombe dans la nervure.

Si $M_{ut}^{max} < M_{tab}$ ⟶ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

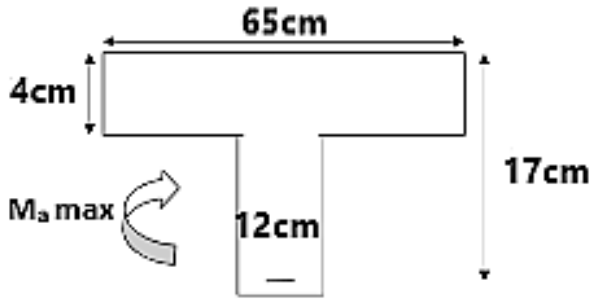


Figure III.37) Disposition des armatures en section en Té

$M_{tab} = f_{bc} . b. h_0. (d - 0{,}5h_0)$

$M_{tab} = 14{,}2 \times 10^3 \times 0{,}65 \times 0{,}04 \times (0{,}17 - 0{,}02)$

$$M_{tab} = 55.38\ kN.m > M_u = 16.99\ kN.m$$

⟶ L'axe neutre tombe dans la table de compression, le calcul sera pour une section rectangulaire (b x h).

$$\mu_b = \frac{M_{max}^t}{b.d^2.fbc} = \frac{16.99}{0.65 \times (0.17)^2 \times 14{,}2x10^3} = 0{,}060 < 0{,}392$$

$$\rightarrow section\ simplement\ armée.$$

$$\mu_b = 0{,}060 \rightarrow \beta = 0{,}969$$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta.d.\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{16.99}{0.969 \times 0.17 \times 348x10^3} x10^4 = 2.96\ cm^2$$

Soit : $\boldsymbol{A_t = 3.39\ cm^2 = 3\ HA\ 12}$

Remarque : nous adoptons une section d'armature très importante par rapports à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

- **Sur appuis :**

$$M_a^{max} = \mathbf{10.48\ kN.m}$$

Sur appuis, les moments sont négatifs, donc les fibres de la table de compression sont tendues. Comme le béton ne travaille pas en traction, on néglige les débords de la table pour ainsi avoir une section rectangulaire de dimension (b_o *x h*) tel que: *bo* =12 *cm* et d= 17 cm.

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b_0\, d^2\, fbc} = \frac{10.48}{0.12 \times (0.17)^2 \times 14{,}2x10^3} = 0{,}212 < \mu_l = 0{,}392$$

$\rightarrow$ section simplement armée

$$\mu_b = 0{,}212 \rightarrow \beta = 0{,}879$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta.d.\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.48}{0{,}879 \times 0.17 \times 348 \times 10^3} \times 10^4 = 2.02\ cm^2.$$

Soit : $\mathbf{A_a = 2.26cm^2 = 2HA12}$

2) Armature transversales : (BAEL 91 modifié 99 art A.7.2.2) :

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b_0}{10}\ ;\ \phi_{max}\right)$$

$$\phi \leq min\left(\frac{20}{35}\ ;\ \frac{12}{10}\ ;1.2\right) = min\ (0{,}57\ ;\ 1{,}2\ ;1{,}2) = 0{,}57\ cm$$

On prend : $\phi = 8\ mm$.

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi 8$. Soit: **2HA8 = 1.01cm²**

➢ **Espacement des armatures : (BAEL 91 modifié 99 art A.5.1, 22)**

$S_t \leq min\ (0{,}9\ d\ ;40\ cm) \longrightarrow min\ (15{,}3\ cm\ ;40\ cm) = 15\ cm$

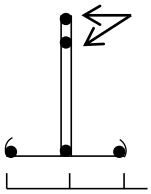
$S_t = 15\ cm$

Conclusion :

En travée ⟶ 3HA12 = 3.39cm².

Aux appuis ⟶ 2HA12 = 2.26cm².

Armatures transversale ⟶ 2HA8=1.01cm².



Figure… **III.38** : Plan de ferraillage de la poutrelle.

III.7- Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité : (BAEL 91 modifié 99 art A.4.2,1)

$A_{min} = 0{,}23.b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 12 \times 17 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}24\ \text{cm}^2$

$A_a > \text{A}_{\text{min}} \longrightarrow$ condition vérifiée.

$\text{A}_\text{t} > \text{A}_{\text{min}} \longrightarrow$ condition vérifiée.

2) Vérification au cisaillement (efforts tranchants) : (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.1.211)

$V_u^{max} = 19.31\ kN$

$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0.d} = \frac{19.31 \times 10^3}{120 \times 170} = 0{,}947\ MPa$

$\overline{\tau_u} = min\left\{0{,}2\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ MPa\right\} = 3{,}33\ MPa$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ condition vérifiée (Fissuration peu nuisible : pas de risque de cisaillement).

3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement (Art.A.6.1, 3 / BAEL 91)

La contrainte d'adhérence, τ_{se} pour l'entrainement des barres est :

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s.f_{t28} =$ 1,5 x 2,1 $= 3{,}15\ MPa$;

Avec :

ψ_s : coefficient de scellement.

ψ_s =1,5 pour les aciers HA.

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9.d.\sum u_i}$

- **En travée :**

$$\sum u_i = n.\pi.\varphi = 3 \times 1.2 \times 3{,}14 = 113.04mm$$

$$\tau_{se} = \frac{19.31 \times 10^3}{0{,}9 \times 170 \times 113.04} = 1.12\ MPa < \overline{\tau_{se}} \quad \rightarrow condition\ vérifiée$$

- **Aux appuis :**

$$\sum u_i = n.\pi.\varphi = 2 \times 1.2 \times 3{,}14 = 75.36mm$$

$$\tau_{se} = \frac{19.31 \times 10^3}{0{,}9 \times 170 \times 75.36} = 1.67MPa < \overline{\tau_{se}} \quad \rightarrow condition\ vérifiée$$

La condition est vérifiée donc pas de risque d'entrainement des barres.

4) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.313):

- **Sur le béton** :

Appuis de rive

$$V_u^{max} < \overline{V_u} = 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b}.0{,}9.d.b_0$$

$$\overline{V_u} = 0{,}4 \times \frac{25}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 170 \times 120 = 122{,}41\ kN$$

$$V_u = 19.31\text{KN} < \overline{V_u} = 122.4\ \text{KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sur l'acier :**

$$A_{appuis} \geq \frac{1{,}15}{f_e}(V_u + H)$$

$$H = \frac{M_{a\ max}}{0{,}9 \times d}.$$

$$A_{appuis} \geq \frac{1{,}15}{400x10}\left(19.31x10^3 - \frac{10.48x10^6}{0.9x17}\right) = -1.91\ cm^2 < 0$$

$$A_{appuis} = 2.26cm^2 > \frac{1{,}15}{f_e}(V_u + H) = -1.91cm^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à L'ELU sont suffisantes.

5) Ancrages des barres :

$$\tau_s = 0{,}6.\psi^2.f_{t28} = 0{,}6.(1{,}5^2).2{,}1 = 2{,}835\ MPa$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi.f_e}{4.\tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42.32\ cm$$

On prend : $L_s = 43\ cm$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres sont ancrées, alors le BAEL99 admet que l'ancrage d'une barre doit avoir un crochet dont la largeur d'ancrage mesuré hors crochet est :

$L_c=0.4l_s$

$L_c=0.4 \times 43= 17.2$ on prend $L_c= 18cm.$

III.8- Calcule à l'ELS :

$q_s = G + Q = (3.406 + 2.275).$

$q_s = 5.681KN.$

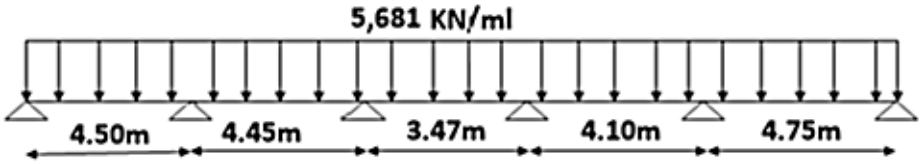


Figure III.38) Schémas statistique des poutrelles à l'ELS.

Calcul des efforts internes :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'ELS, il suffit de multiplier le calcul à l'ELU par le coefficient $^{q_s}/_{q_u}$:

On a q_u=8.010KN $\longrightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.681}{8.010} = 0.71.$

1) Calcul des moments fléchissant :

❖ **Les moments aux appuis :**

M_0 = -8.82 x 0.71 = -6.26 KN.m.

M_1 = -9.39 x 0.71 = -6.67 KN.m.

M_2 = -7.07 x 0.71 = -5.02 KN.m.

M_3 = -5.66 x 0.71 = -4.02 KN.m.

M_4 = -9.15 x 0.71 = -6.50 KN.m.

M_5 = -10.48 x 0.71 = -7.44 KN.m.

❖ **Les moments en travées :**

M_{t1} = 14.48 x 0.71 = 10.54 KN.m.

M_{t2} = 15.42 x 0.71 = 10.95 KN.

M_{t3} = 7.6 x 0.71 = 5.4 KN.

M_{t4} = 12.60 x 0.71 = 8.95 KN.

M_{t5} = 16.99 x 0.71 = 12.06 KN.

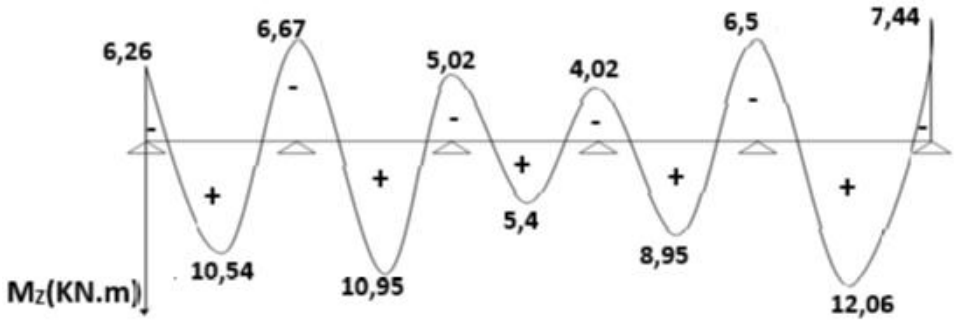


Figure III.39) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

2) Calcul des efforts tranchants :

$$V_s = V_u \times 0.71$$

Tableau III.9) Les efforts tranchants à l'ELS

Travée	L (m)	q_s [KN/m]	M_i [KN.m]	M_{i+1} [KN.m]	V(x) (KN)	
					X=0	X=L
0-1	4.50	5.68	-6.26	-6.67	12.71	-12.89
1-2	4.45	5.68	-6.67	-5.02	13.02	-12.28
2-3	3.47	5.68	-5.02	-4.02	10.15	-9.58
3-4	4.10	5.68	-4.02	-6.5	11.08	-12.23
4-5	4.75	5.68	-6.5	-7.44	13.32	-13.71

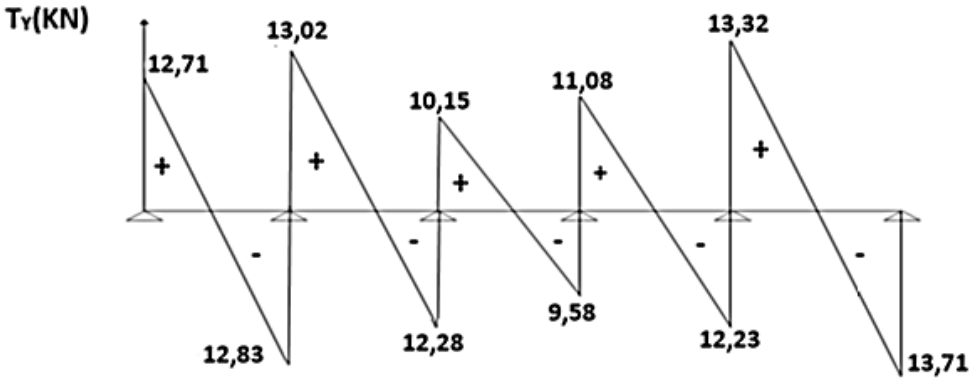


Figure III.40) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Conclusion :

- M_{st}^{max} = 12.06 KN.m.
- M_{sa}^{max} = 7.44 KN.m.
- T_s^{max} = 13.71KN.

III.9- Vérification à l'ELS:

1) Etats limites d'ouverture des fissures:

Les fissurations étant peu préjudiciables ⟶ Aucune vérification n'est à effectuer.

2) Vérification de la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$

- **Sur appuis :**

$\rho_1 = \frac{100 . A_a}{b_0 . d}$

$M_{sa}^{max} = 7.44\ kN.m$

$$A_a = 2.26\ cm^2$$

- **En travée :**

$\rho_1 = \frac{100 . A_t}{b . d}$

$M_t^{max} = 12.06\ kN.m$

$$A_t = 3.39\ cm^2$$

➢ **Les résultats sont donnés par le tableau suivant :**

Tableau III.10) Vérification des contraintes à l'ELS.

Zone	M_s [kN.m]	A_s [cm²]	ρ_1	β_1	k_1	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
Appuis	7.44	2.26	1.108	0,8555	19.6	226.36	11.55	15	CV
Travée	12.06	3.39	1.662	0,8525	18.895	245.47	12.99	15	CV

Les deux vérifications ci-dessus sont vérifiées ; on conclut que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3) L'état limite de déformation : *(BAEL 91 modifié 99 art B.6.5, 2) :*

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à son l'aspect et à son l'utilisation. Toutefois, l'article susmentionné précise que l'on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions ci-dessous sont réunies.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M0} \\ \frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}\ [MPa] \end{cases}$$

Avec :
h: hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle comprise).
L : portée libre.
M_0 : moment isostatique.
M_t : moment de flexion.
b_0 : largeur de la nervure.
d : hauteur utile de la poutre.
f_e : limite d'élasticité de l'acier comprimé en Mpa.

Nous avons :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{475} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est indispensable.

➢ Calcul de la flèche: (BAEL 91 modifié 99 art B.6.5, 2) :

On doit vérifier que :

$$\Delta f_t = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

(car la portée L est inférieur à 5m)

$f_v = \frac{M_t^S.L^2}{10.E_v.If_v}$ et $f_i = \frac{M_t^S.L^2}{10.E_i.If_i}$

M_t^S: moment fléchissant maximale.

L : portée mesurée entre nus d'appuis de la travée considérée

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865$ MPa ; Module de déformation différé.

$I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1+(\mu \times \lambda_v)}$; moment d'inertie fictif pour les charges de longue durée.

$I_{fi} = \frac{1,1.I_0}{1+(\mu \times \lambda_i)}$; moment d'inertie fictif pour les charges instantanée,

Avec : I_0: moment d'inertie totale de la section homogénéisée (n =15), par rapport au centre de gravité de la section.

μ: Coefficient d'équivalence acier-béton.

$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$

Avec: S_{xx}: Moment statique de la section homogène par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section. B_0 : Section du béton homogénéisée.

✓ Calcule des paramètres :

$\mathbf{S_{xx'}} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d)$

$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65\text{-}12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3.39 \times 17)$

$= 3688.45\ cm^3$

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

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

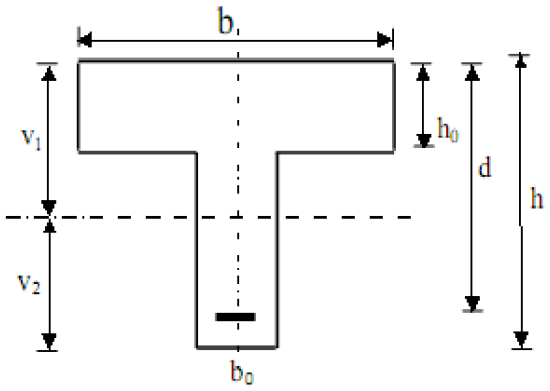


Figure III.41: Coupe schématique de la poutrelle

$\mathbf{y_1} = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3688.45}{502.85} = 7.335 cm$

$\mathbf{y_2} = h - y_1 = 20 - 7.335 = 12.665\ cm$

$$I_0 = \frac{b_0.(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0).h_0.\left(\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right) + n.A_{st}.(y_2 - c)^2$$

$\mathbf{I_0 = 20771.2 cm^4}$.

$$I_0 = \frac{12 \times (7.335^3 + 12.665^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left(\frac{4^3}{12} + \left(7.335 - \frac{4}{2}\right)^2\right) + 15 \times 3.39 \times (12.665 - 3)^2 = 20771.2\ cm^4$$

✓ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0.d} = \frac{3.39}{12 \times 17} = 0{,}016 \rightarrow \rho_1 = 0.016$$

$$\beta_1 = 0.978$$

$$\sigma_s = \frac{12.06 \times 10^3}{0{,}978 \times 17 \times 3.39} = 213.97\ MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.\, f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right).\rho} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0{,}016} = 2.570$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.028$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75.\, f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}016 \times 213.97 + 2{,}1} = 0{,}8.$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 \times 20771.12}{1 + (0{,}8 \times 1.028)} = 12537.44\text{cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1 \times 20771.12}{1 + (0{,}8 \times 2.570)} = 7476.515\ \text{cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f_v = \frac{12.106 \times 10^6 \times (4750)^2}{10 \times 20771.12 \times 12537.44 \times 10^4} = 10.45\text{cm}$$

$$f_i = \frac{12.06 \times 10^6 \times (4750)^2}{10 \times 20771.12 \times 7476.515 \times 10^4} = 17.52\ \text{cm}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 10.45 - 17.52 = -7.07\ \text{cm} < \bar{f} = \frac{\ell}{500} = \frac{475}{500} = 0{,}97\ \text{cm}$$

→ condition vérifiée

III.10- Conclusion :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferraillage suivant pour les planchers:

- **En travée :** 3 HA 12 = 3.39 cm².
- **Aux appuis :** 2 HA 12 = 2.26 cm².
- **Armatures transversales :** 2Ø8 =1.01 cm².

F. La salle machine

III.1- calcul de la dalle 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 d'un dispositif de sécurité. L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie.
- ✓ La cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids.

❖ Les caractéristiques de l'ascenseur:

Notre immeuble est constitué de deux cages d'ascenseurs, de vitesse d'entraînement V= (1m/s), la surface de la salle machine est de 3.546m² (1.8mx1.97m), la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

La dalle repose sur 4 appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

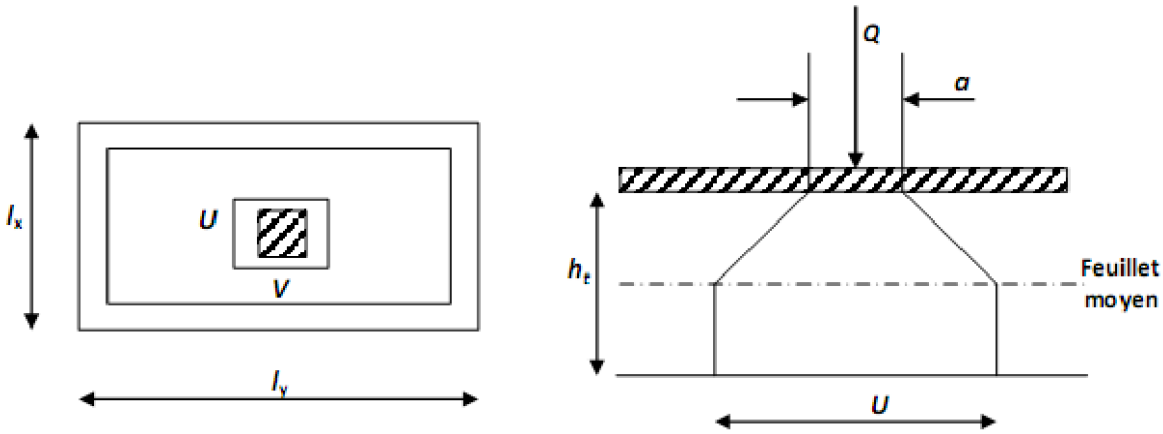


Figure III.24) Diffusion de charge dans le feuillet moyen.

1. Calcul de l'épaisseur la dalle :

a) Hypothèses :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de **PIGEAUD**

b) Pré dimensionnement :

La dalle n'est pas continue

$$\begin{cases} l_x = 1.8\ \text{m} \\ l_y = 1.97\ \text{m} \end{cases}$$

$S = 3.546m^2$.

III.2- Pré dimensionnement :

1. Epaisseur de la dalle (h_t) :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$\mathbf{h_t} \geq \frac{\mathbf{L_{max}}}{\mathbf{30}} = \frac{197}{30} = 6.6\text{cm}$

Avec : $\mathbf{L_{max}}$ **:** grande portée du panneau.

N.B : Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

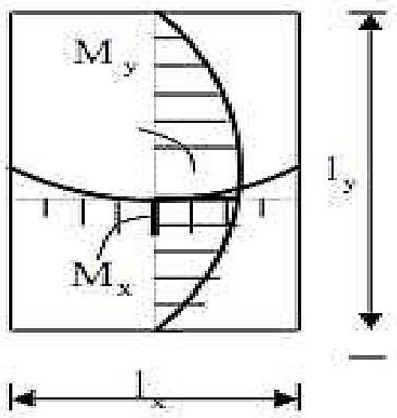


Figure III.25) Répartition des moments.

2. Calcule des sollicitations :

$\boldsymbol{\rho_x} = \frac{\mathbf{l_x}}{\mathbf{l_y}} = \frac{1.80}{1.97} = 0{,}9.$

$\mathbf{0.4 < \rho < 1}$. ⟶ La dalle travaille dans les deux sens.

❖ **Moments dus au poids propre :**

$M_x = \mu_x.q.l_x^2$ ⟶ Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y.M_x$ ⟶ Moment suivant la grande portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnée en fonction du rapport coefficient $\boldsymbol{\rho_x}$ et du coefficient de poisson υ.

Avec :

q: charge uniformément repartie sur toute la dalle

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \upsilon = 0 & \text{à l'ELU.} \\ \upsilon = 0{,}2 & \text{à l'ELS.} \end{cases}$

- **Etats limites ultime : υ= 0**

$\rho_x = 0.9 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0458. \\ \mu_y = 0.778. \end{cases}$

Poids de la dalle : G = 25 x 0.15 = 3.75 KN/ml.

Surcharge d'exploitation : Q = 1 KN/ml.

q_u= 1.35 (3.75) + 1.5 (1) = 6.562 KN/ml.

$\begin{cases} M_{ux1} = 0.0458 \text{ x } 6.562 \text{ x } (1.80)^2 = 0.974 \text{ KN.m.} \\ M_{uy1} = 0.778 \text{ x } 0.974 = 0.758 \text{ KN.m.} \end{cases}$

- **Etats limites de services : υ= 2.**

$\rho_x = 0.9 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0529. \\ \mu_y = 0.846. \end{cases}$

Poids de la dalle : G = 25 x 0.15 = 3.75 KN/ml.

Surcharge d'exploitation : Q = 1 KN/ml.

q_s= 3.75 + 1= 4.75 KN/ml.

$\begin{cases} M_{sx1} = 0.0529 \text{ x } 4.75 \text{ x } (1.80)^2 = 0.814 \text{ KN.m.} \\ M_{sy1} = 0.814 \text{ x } 0.907 = 0.689 \text{ KN.m.} \end{cases}$

❖ **Moments dus à la charge localisée :**

$\begin{cases} M_x = P\ (M_1 + \upsilon M_2). \\ M_y = P\ (\upsilon M_1 + M_2). \end{cases}$

Avec :

M_1, M_2 sont des coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

U et **V** coté de rectangle sur lesquels la charge **P** s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e_\circ + h_0. \\ V = V_0 + 2\xi e_\circ + h_{0.} \end{cases}$$

Avec :

ξ : dépend de la nature de revêtement ⟶ $\begin{cases} \xi = 1 \text{ pour un revêtement en béton.} \\ \xi = 0.75 \text{ pour un revêtement moins résistant.} \end{cases}$

Dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton ⟶ $\xi = 1$.

e_0 : étant l'épaisseur du revêtement ⟶ **e_0 = 5cm.**

h_0 : Epaisseur de la dalle ⟶ H_0 = 15 cm.

U_0=V_0 =80 cm : Cotés du rectangle sur lequel agit la charge **P.**

- **Application numérique :**

$U = 80 + 2.1.0{,}05 + 0{,}15 = 1{,}05\text{m}.$

$V = 80 + 2.1.0{,}05 + 0{,}15 = 1.05\text{m}.$

- **Evaluation des moments fléchissant M_x et M_y du au système le lavage** :

$M_x = P.(M_1 + \upsilon M_2)$

$M_y = P.(M_2 + \upsilon M_1)$

Avec:

υ: coefficient de poison.

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de ($\rho_x ; \frac{U}{l_x} ; \frac{V}{l_y}$) à partir des abaques de PIGEAUD.

- $\frac{U}{lx} = \frac{1.05}{1.80} = 0.58$
- $\frac{V}{ly} = \frac{1.05}{1.97} = 0.5$
- $\rho = 0.9$

⟶ Apres interpolation on trouve ⟶ $\begin{cases} M_1 = 0.0936 \\ M_2 = 0.0757. \end{cases}$

- **Etats limites ultime (ELU) : (ν= 0)**

$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5$ KN.

$M_{ux2} = P_u \times M_1 = 121.5 \times 0.0936 = 11.375$ KN.m.

$M_{uy2} = P_u \times M_2 = 121.5 \times 0.0757 = 9.198$ KN.m.

- **Etats limites de services (ELS) : (ν= 2)**

$P_s = 90$ KN.

$M_{sx2} = P_s (M_1 + \upsilon M_2) = 90 (0.0936 + 0.2 \times 0.0757) = 9.787$ KN.m.

$M_{sy2} = P_s (\upsilon M_1 + M_2) = 90 (0.2 \times 0.0936 + 0.0757) = 8.498$ KN.m.

❖ **Superposition des moments:**

➢ **ELU :**

$\mathbf{M_{ux}} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0.974 + 11.372 = 12.346$ KN.m.

$\mathbf{M_{uy}} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.758 + 9.198 = 9.956$ KN.m.

➢ **ELS :**

$\mathbf{M_{sx}} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0.814 + 9.787 = 10.601$ KN.m.

$\mathbf{M_{sy}} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.689 + 8.498 = 9.187$ KN.m.

Remarque:

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient **(0.85)** en travée et **(0.3)** aux appuis.

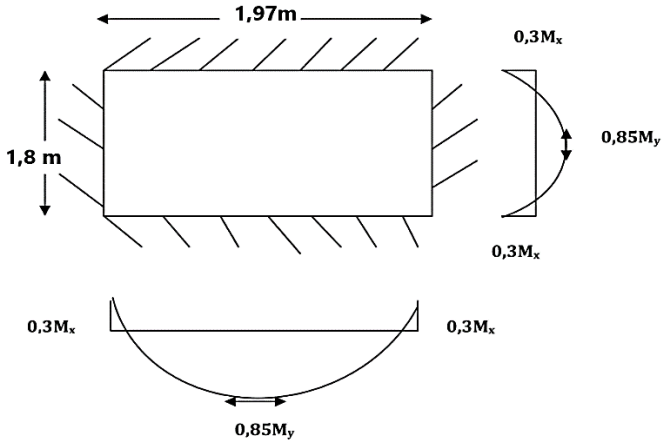


Figure III.26) Distribution des moments sur le panneau.

➢ **Dans le sens X-X : (suivant la petite portée)**

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

- Aux appuis **:** M_x^a = 0.3 x 12.346= 3.704kN.m.
- En travée **:** M_x^t = 0.85 x 12.346= 10.494 kN.m.

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a^{max}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3.704 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0{,}015 < \mu_l = 0.392$$

⟶ Section simplement armée.

$\mu_u = 0{,}015 \rightarrow \beta = 0{,}9925.$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{3.704 \times 10^3}{0.9925 \times 13 \times 348} = 0.825 cm^2$$

$A_a = 0.825\ cm^2/ml$

On adopte ⟶ 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement de **25 cm.**

✓ **En travée :**

$$\mu_t = \frac{10.494 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.044 < \mu_l = 0.392$$

⟶ Section simplement armée.

$\mu_t = 0.044 \rightarrow \beta = 0{,}978.$

$$A_t = \frac{10.494 \times 10^3}{0{,}978 \times 13 \times 348} = 2.372 cm^2$$

$A_t = 2.372\ cm^2/ml$

On adopte ⟶ 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement de **25 cm.**

➢ **Dans le sens Y-Y : (suivant la grande portée)**

- Aux appuis **:** M_y^a = 0.3 x 9.956= 2.987kN.m.
- En travée **:** M_y^t = 0.85 x 9.956= 8.463 kN.m.

- ✓ **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a^{max}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2.987\times10^3}{100\times(13)^2\times14.2} = 0{,}012 < \mu_l = 0.392$$

⟶ Section simplement armée.

$\mu_u = 0{,}012 \rightarrow \beta = 0{,}994.$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{2.987 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.66 cm^2$$

$A_a = 0.66\ cm^2/ml$

On adopte ⟶ 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement de **25 cm.**

- ✓ **En travée :**

$$\mu_t = \frac{8.463\times10^3}{100\times(13)^2\times14.2} = 0.035 < \mu_l = 0.392$$

⟶ Section simplement armée.

$\mu_t = 0.035 \rightarrow \beta = 0{,}9825.$

$$A_t = \frac{8.463 \times 10^3}{0{,}9825 \times 13 \times 348} = 1.9 cm^2$$

$A_t = 1.9\ cm^2/ml$

On adopte ⟶ 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement de **25 cm.**

Zones	Sens	M_U[KN.m]	μ	β	A [cm^2]	$A_{adoptée}$ [cm^2]	Ferraillage choisis	S_t [cm]
Sur appuis	X-X	3.704	0.015	0.9925	0.825	3.14	4HA10	25
	Y-Y	2.987	0.012	0.994	0.66	3.14	4HA10	25
En travée	X-X	10.494	0.044	0.978	2.372	4.52	4HA12	25
	Y-Y	8.463	0.035	0.9825	1.9	4.52	4HA12	25

Tableau III.4) Le ferraillage à l'ELU.

Remarque :

La dalle est soumise à des charges concentrées ; toutes les armatures de flexion située dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au- delà du contour théorique de la dalle.

III.3- Vérification :

1. **Vérification à l'ELU :**

a) Espacements des armatures : (Art A.8.2.42 BAEL 91) :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

Direction la plus sollicitée ⟶ min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire ⟶ min (3h, 33 cm).

Sens x-x :

Armatures: St = 25 cm ≤ min (30, 25 cm) = 25 cm ⟶ condition vérifiée.

Sens y-y :

Armatures: St = 25 cm < min (45, 33 cm) = 33cm ⟶ condition vérifiée.

b) Diamètre maximal des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, **donc :**

$$\varphi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15mm.$$

$\varphi_{adopté}$= 12 mm < 15 mm. →**La condition est vérifiée.**

c) Condition de non-fragilité (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.4)

$$\omega_x \geq \omega_0 \frac{(3-\rho_x)}{2}$$

$\omega_x = \frac{A_{min}}{S}$ **:** Pourcentage d'acier égale au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section totale du béton.

ω_0 **:** Pourcentage d'acier minimal réglementaire égale à :

$$\begin{cases} 1{,}2\ ‰ \Rightarrow \text{pour les ronds lisses.} \\ 0{,}8\ ‰ \Rightarrow \text{pour HA FeE 400 ou treillis soudé dont le } \emptyset > 6\text{mm.} \\ 0{,}6\ ‰ \Rightarrow \text{pour HA FeE 500 ou treillis soudé dont le } \emptyset \leq 6\text{mm.} \end{cases}$$

$$\omega_x \geq 0{,}0008 \frac{(3-1)}{2} = 0{,}0008$$

$A_{min} = \omega_x . b.h = 0{,}0008 \times 100 \times 15 = 1{,}2cm^2$

$A_{min} < A_t$

En travée :

$A_x = 4.52 > A_{min}$

$A_y = 4.52 > A_{min}$

aux appuis :

$A_x = 3.14 > A_{min}$

$A_y = 3.14 > A_{min}$

$A_{min} < A_t \longrightarrow$ Condition vérifiée**.**

d) Vérification de la Contrainte tangentielle :

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq 0.07\ x\ \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

Au niveau de U : $T_u = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{121.5}{2(1.05)+1.05} = 38.57KN$

Au niveau de V : $T_u = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{121.5}{2(1.05)+1.05} = 38.57KN$

- $0.07\ x\ \frac{25}{1.5} = 1.16MPa.$
- $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38.57\ x\ 10^3}{1000\ x\ 130} = 0.296$ MPa

$\tau_u = 0.296$ MPa ≤ 1.16 MPa. $\longrightarrow$ Condition vérifiée**.**

e) Condition de non poinçonnement :

A l'état limite ultime, la force résistance au poinçonnement $\mathbf{Q_u}$ est déterminer par les formule suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferraillage horizontal.

$$Q_u \leq 0{,}045 \text{ x } U_c \text{ x } h \text{ x } \frac{f_{cj}}{\gamma_b}.$$

Avec:

$\mathbf{Q_u}$: Charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur totale de la dalle.

$\mathbf{U_c}$**:** Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2\text{m}.$

Q_u = 1.35 x 90 = 121.5 KN/ml.

$$0.045 \text{ x } 4200 \text{ x } 150 \text{ x } \frac{25 \text{ x } 10^{-3}}{1.5} = 472.5\text{KN}.$$

121.5 KN $<$ 472.5KN ⟶ Condition est vérifiée.

2. Vérifications à l'état limite de service :

- **Les moments :**
  - ✓ **Le sens x-x :**

Aux appuis : $M_x^a = 0.3\ M_x$ = 0.3 x 10.601 = 3.18 KN.m

En travée : $M_x^t = 0.85\ M_x$ = 0.85 x 10.601 = 9.01 KN.m

- ✓ **Le sens y-y :**

Aux appuis : $M_y^a = 0.3\ M_x$ = 0.3 x 9.187 = 2.756 KN.m

En travée : $M_y^t = 0.85\ M_x$ = 0.85 x 9.187 = 7.808 KN.m

a) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

1)-Contrainte de compression dans le béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

2)-Contrainte de compression dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta\ x\ d\ x\ A} \leq \overline{\sigma_s} = 348\text{MPa}.$$

On calcul : $\rho = \frac{100 \times A_s}{db_0}$ ⟶ puis on déduit (k, β_1)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zones	Sens	M_s [KN.m]	ρ_1	β_1	K	σ_{st}[MPa]	σ_{bc}[MPa]	Observation
Aux appuis	X-X	3.18	0.242	0.9215	48.695	84.839	1.742	C V
	Y-Y	2.756	0.242	0.9215	48.695	73.267	1.505	C V
En travée	X-X	9.01	0.9085	0.9355	39.65	168.779	4.257	C V
	Y-Y	7.808	0.9085	0.9355	39.65	146.263	3.689	C V

Tableau III.5) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Avec :

σ_{bc}: contrainte dans le béton.

σ_{st}: containte dans l'acier.

A : Armatures adoptées à l'ELU.

b) Etat limite d'ouverture des fissures :(**Article A.4.5, 32 du BAEL 91 modifié 99**)

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Etat limite de déformation : (**BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.5**)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites

$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x}$ et $\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$.

D'où :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{15}{180} = 0,08.$ ⟶ **Condition vérifiée.**
- $\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{180} = 0.08 \geq \frac{10.494}{20\ x\ 9.01} = 0,06.$ ⟶ **Condition vérifiée.**
- $\frac{A_x}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{2}{400} = 0,005.$ ⟶ **Condition vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire **(La flèche est vérifiée)**

III.4- Conclusion

Le ferraillage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

- **Sens x-x**

. En travée : 4HA 12/ml= 4.52 cm^2 (S_t= 25 cm).

. Aux appuis : 4HA 10/ml= 3.14 cm^2 (S_t= 25 cm).

- **Sens y-y**

. En travée : 4HA 12/ml = 4.52 cm^2 (S_t= 25 cm).

. Aux appuis : 4HA 10/ml = 3.14 cm^2 (S_t= 25 cm).

G. La Poutre de chainage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures. Concernant son ferraillage, le cas le plus défavorable est pris en considération.

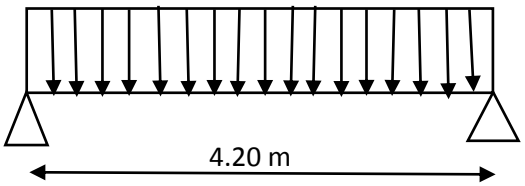


Figure III.27) Schémas statique de la poutre de chainage.

III.1- Pré-dimensionnement :

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

$0.4h \leq b \leq 0.7h$

1. Hauteur de la poutre :

$L = 445 - 25 = 420\ cm \Rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28\ cm \leq h \leq 42cm$

Compte tenu des exigences du RPA ($h \geq 30cm$) :

On adopte : h = 35 cm

2. Largeur de la poutre :

$0{,}4\ h \leq b \leq 0{,}7\ h \Rightarrow 12\ cm \leq b \leq 21\ cm.$

Compte tenu des exigences du RPA ($b \geq 20cm$) :

On adopte : b = 25 cm

❖ **Vérification des conditions RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b \geq 20\ cm \\ h \geq 30\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 25 > 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ 353 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on opte pour une section (25 x 35).

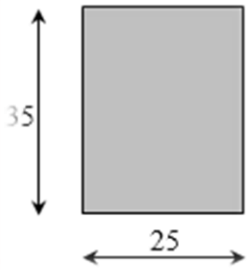


Figure III.28) Dimensions de la poutre de chainage.

III.2- Détermination des charges :

a) Charge permanant :

Poids propre de la poutre palière : $G_{pch} = 0{,}25 \times 0{,}35 \times 25 = 2.187 \frac{kN}{ml}$

La poutre de chainage supporte le mur :

Poids du mur :

$G_{mur} = \rho_{mur} \, x \, h_0 - h_t/2$

Avec :

$\boldsymbol{\rho_{mur}}$: Poids de mur extérieur (déjà calculée chapitre II). $\longrightarrow$ $\rho_{mur} = 2.4$ KN / m^2

$\mathbf{h_0}$ **:** Hauteur libre d'étage.

$\mathbf{h_t}$ **:** Hauteur de la poutre secondaire

Remarque: la poutre de chainage est dans le sens des poutres secondaires.

$G_{mur} = 2.4 \, x \, (3.06 - \frac{0.35}{2})$

$G_{mur} = 6.924 \frac{kN}{ml}$.

Poids du plancher :

$G_{plancher} = 5.24 \times \frac{0.65}{2} = 1.703$

$G = G_{mur} + G_{pch} + G_{plancher} = 6.924 + 2.187 + 1.703 = 10.814 \frac{KN}{ml}$.

b) Surcharge d'exploitation :

Q = 2.5 x $\frac{0.65}{2}$ = 0.813

Combinaison de charge :

A l'ELU :

- q_u= 1,35 G + 1,5Q = (1,35 x 10.814) + (1,5 x 0, 813) = 15.818 KN/ml.

A l'ELS:

- **:** q_s= G + Q= 10.814 + 0,813 = 11.627 KN/ml.

III.4- Calcul à l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

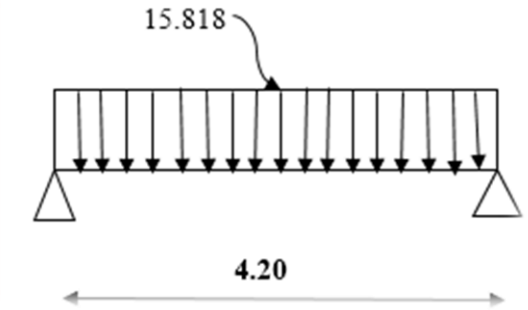


Figure III.29) Schémas statique de la poutre palier à l'ELU.

Calcul des efforts internes :

❖ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u\ l}{2} = \frac{15.818 \times 4.2}{2} = 33.218\text{kN}$$

$$R_A = R_B = 33.218\text{kN}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{15.818 \times 4.2}{2} = 33.218\text{kN}.$$

$$T_u^{max} = 33.218\text{kN}.$$

T(**x**) = – 15.818**x** + 33.218 Pour

- **x** = 0 m ⟶ T (**x**) = 33.218 KN.
- **x** = 4.2 m ⟶ T (**x**) = -33.218KN.

❖ **Moment fléchissant :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{15.818 \times (4.2^2)}{8} = 34.879\text{kN.m}$$

$$Mu = 34.879\ \text{kN.m}.$$

❖ **En tenant compte de semi-encastrement :**

$$M_A = -0{,}3\ M_u = -0{,}3 \times 34.879 = -10.464\text{kN.m}$$

$$M_t = 0{,}85\ M_t = 0{,}85 \times 34.879 = 29.647\ \text{kN.m}$$

- **Diagramme des efforts interne :**

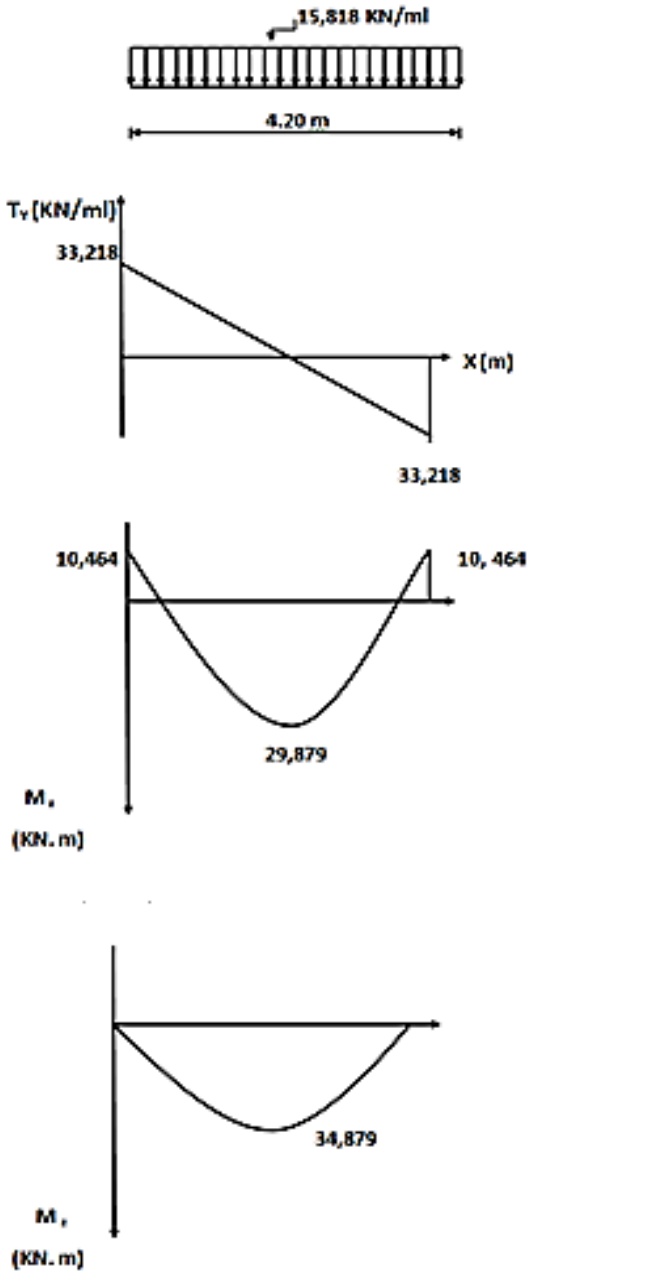


Figure III.30) Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.5- Calcul des armatures longitudinales :

h = 35 cm, b = 25 cm.

d = 33 cm, c = 2 cm.

- **Aux appuis :²**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{10.464 \times 10^3}{25 \times (33^2) \times 14,2} = 0,030 < \mu_l = 0.392.$$

$\mu_u < \mu_l$ Section simplement armée donc Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0.030 \longrightarrow \beta = 0,985$

$$Aa = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{10.464 \times 10^3}{0,985 \times 33 \times 348} = 0.925 cm^2$$

Soit : **Aa= 3HA10 = 2.35 cm²**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{29.647 \times 10^3}{25 \times (33^2) \times 14,2} = 0,080 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_u < \mu_l$ Section simplement armée donc Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0.080 \longrightarrow \beta = 0.958.$

$$At = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{29.647 \times 10^3}{0,958 \times 33 \times 348} = 2.69 cm^2$$

Soit : **At= 3HA12= 3.39cm².**

III.6- Vérification à L'ELU:

1. Condition non fragilité : (BAEL 91 modifiée 99 art A.4.2.1) :

$$A_{min} = 0,23 \times b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0.996 cm^2$$

- **Aux appuis**

$A_{min} < A_a \rightarrow$ condition vérifiée

- **En travée**

$A_{min} < A_t \rightarrow$ condition vérifiée

2. Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.211) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa\right)$$

$$= \min(3,33 MPa ; 5 MPa) = 3,33 MPa.$$

$\tau_u = \frac{33.218}{25 \times 33} = 0{,}040$ MPa.

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ ⟶ Condition vérifiée.

3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres aux appuis :

On doit vérifier que :

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

$\tau_{se} = \psi_s . f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ MPa$

$\sum u_i = 3\ x\ 12\ x\ 3.14 = 113.04\ mm$

$\tau_{se} = \frac{33.218}{0{,}9 \times 330 \times 113.04} \times 10^3 = 0.989\text{MPa} < \bar{\tau}_{se}.$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ ⟶ condition vérifiée.

4. Calcul des armatures transversales :

a) Diamètre des armatures transversales (BAEL 91 modifiée 99 art A.7.2.2) :

$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \emptyset_l\ ;\ \frac{b}{10}\right) = \min(1\ ;\ 12\ ;\ 2.5) = 10$ mm

Donc on adopte **4 HA8 = 2.01 cm².**

b) Espacement max des armatures transversales : (BAEL 91 modifiée 99 art A.5.1, 22) :

$S_t \leq \min(\ 0.9d\ ;\ 40\ \text{cm}) = \min(29.7\ ;\ 40) = 29.7\text{cm}$

Soit ⟶ $S_t = 30\text{cm}.$

c) Exigence du RPA pour les aciers transversaux (Art 7.5.2.2/RPA2003).

- **Zone nodale :**

$S_t \leq \min\left(\ \frac{h}{4}\ ;\ 10\emptyset_a\ ;\ 30\ \right) = \min(8.75\ ;\ 10\ ;\ 30) = 8.75$ cm

Soit : **S_t=9 cm**

- **Zone courante :**

$S_t\ \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\ cm$

Soit : **S_t=18 cm**.

Selon le **RPA 99** la section d'armature transversale doit vérifier:

$A_t^{min} = 0.003 \text{ x } S_t \text{ x b} \leq A_t$.

$A_t^{min} = 0.003 \text{ x } 18 \text{ x } 25 = 1.35cm^2$.

$A_t = 3.39cm^2$.

$A_t^{min} = 1.35cm^2 \leq A_t = A_t = 3.39cm^2$. ⟶ Condition vérifiée.

. Ancrage des barres aux appuis (BAEL 91 modifiée 99 art A.6.1.22) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancre dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande à la barre puisse mobilise.

$$L_s = \frac{\varphi . f_e}{4 . \tau_{su}}$$

Avec :

$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$.

$\tau_{su} = 0.6\ x(1.5)^2\ x\ 2.1 = 2.835$.

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm}.$$

Soit : Ls = 45 cm.

Les règles du (BAEL 91 .art.A.6.1, 253) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à 0.4Ls pour les aciers HA.

$\ell_c = 0{,}4 \times 45 = 18\text{cm}$.

III.7- vérification à L'ELS :

1. Calcule des efforts internes :

❖ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s\ l}{2} = \frac{11.627 \times 4.2}{2} = 24.417\text{kN}$$

$R_A = R_B = 24.417$ kN

❖ **Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{11.627 \times 4.2}{2} = 24.417\text{kN}.$$

$T_s = 24.417\text{kN}$.

❖ **Moment isostatique :**

$$M_s == \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11.627 \times (4.2^2)}{8} = 25.638 \text{kN.m}$$

$$Ms = 25.638 \text{ kN.m.}$$

❖ **En tenant compte de semi-encastrement :**

$$M_{SA} = -0{,}3\, M_s = -0{,}3 \times 25.638 = -7.691 \text{kN.m}$$

$$M_{St} = 0{,}85\, M_s = 0{,}85 \times 25.638 = 21.792 \text{ kN.m}$$

- **Diagramme des efforts interne :**

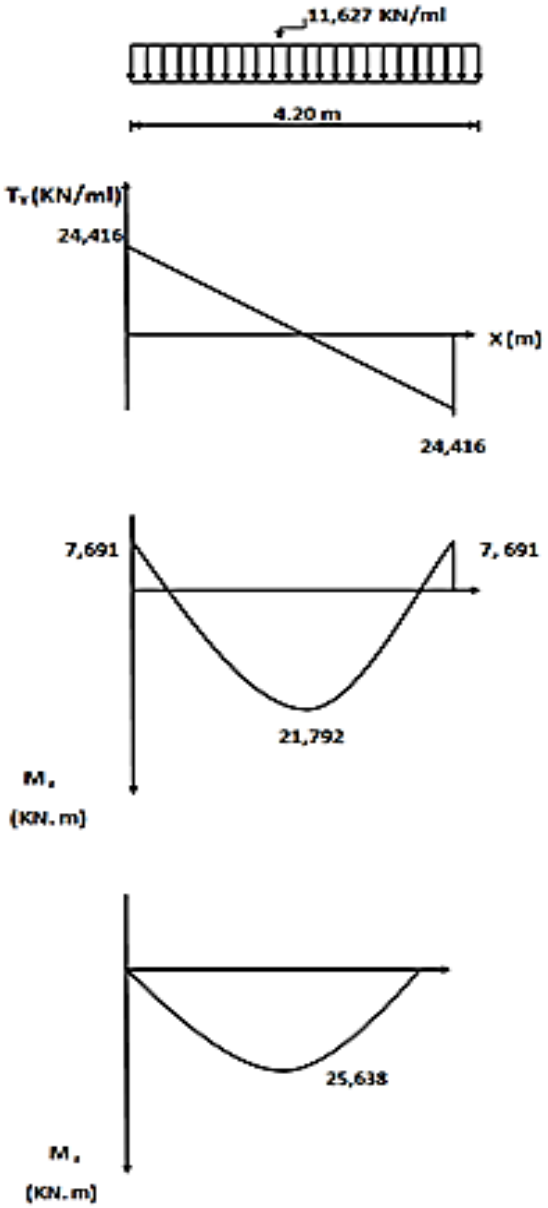


Figure III.31) Diagramme des efforts internes à l'ELS.

2. Vérification des contraintes :

a) La contrainte dans l'Acier:

Aucune vérification n'est nécessaire puisque la fissuration est peu préjudiciable.

b) Etats limite de compression dans le béton (BAEL 91 modifié 99 Art. A 4.5.2) :

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

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15$ MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$$

- **En travée :**

$A_t = 3.39\ cm^2$.

$M_{st} = 21.792 kN.m$.

$$\rho = \frac{100At}{bd} = \frac{100x3.39}{25x33} = 0.411.$$

$\rho = 0.411. \longrightarrow \beta = 0.9015 \longrightarrow$ K= 35.76.

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta \times d \times At} = \frac{21.792x10^6}{0.9015\ x\ 330x\ 339} = 216.08MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6\ x\ 25 = 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{216.08}{35.76} = 6.04\ MPa. < \bar{\sigma}bc = 15MPa.$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}} \longrightarrow$ condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$A_a = 2.35\ cm^2$.

$M_{sa} = 7.691 kN.m$.

$$\rho = \frac{100Aa}{bd} = \frac{100x2.35}{100x33} = 0.071.$$

$\rho = 0.071. \longrightarrow \beta = 0.9545. \longrightarrow$ K= 94.9.

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta \times d \times At} = \frac{7.691x10^6}{0.9545x\ 330x\ 235} = 103.902MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6\ x\ 25 = 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{103.902}{94.9} = 1.095MPa. < \bar{\sigma}bc = 15MPa$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}} \longrightarrow$ condition vérifiée.

3. Vérification de la flèche :(Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifié 99):

On peut se disposer de la vérification de la flèche si les trois conditions suivant Sont vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_{st}}{10.M_0} \\ \dfrac{At}{b.d} \leq \dfrac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur total (35 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L=4.20 m)

Mt : moment max en travée.

M0 : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section (b=100 cm)

d : hauteur utile (d=27cm)

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} = \dfrac{35}{420} = 0,084 > \dfrac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \dfrac{h}{L} = \dfrac{35}{420} = 0,084 \geq \dfrac{M_t}{10.M_0} = \dfrac{21.792}{10 \times 25.638} = 0,084 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \dfrac{At}{b.d} = \dfrac{3.39}{100 \times 33} = 0,001 < \dfrac{4,2}{f_e} = \dfrac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

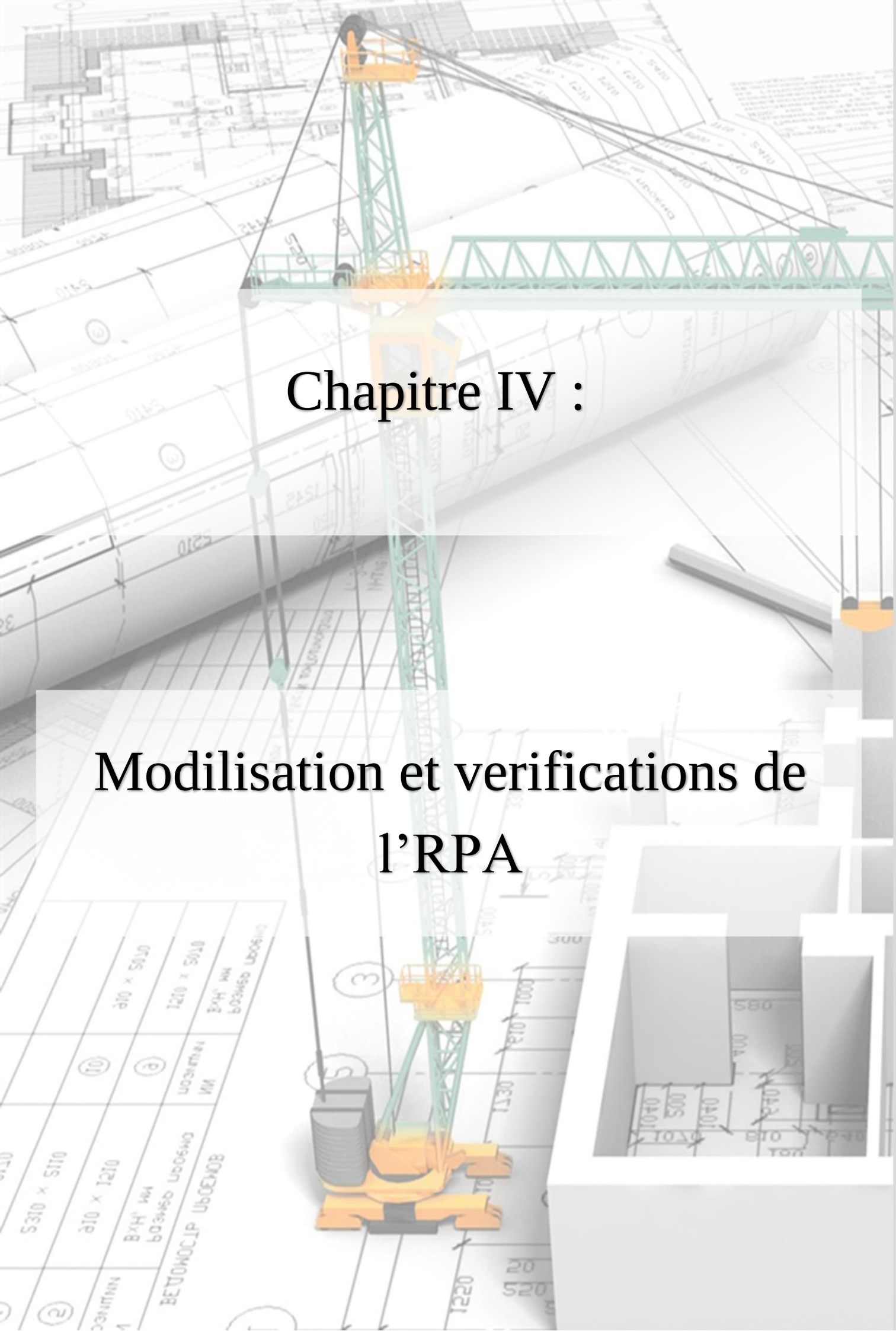
Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. .

CONCLUSION :

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

En travée : 3HA12

Aux appuis : 3HA10



Chapitre IV :

Modilisation et verifications de l’RPA

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe, en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on site : ETABS, ROBOT, SAP…etc.

IV.1 concept de base de la M.E.F (méthodes des éléments finis)

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de la structure ayant des éléments plan ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entres eux par des nœuds situés sur leur limites.

Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établit en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations au niveau des nœuds .la solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suit les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrice de rigidité de chaque éléments.

IV.2 Description du logiciel ETABS :

Le logiciel **ETABS (**Extended Three Dimensions Analyses Building System**)** : est un Logiciel de calcul qui permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments Grâce à l'interface graphique.
Nous pouvons déterminer, les diagrammes des efforts internes dans la structure sous l'effet Des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales Représentées par le séisme (E) ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du Système, les champs de contraintes, les modes de vibration

IV.2.1 méthode de calcul (Art 4.1.1 RPA 99 / version 2003) :

On distingue deux cas de calcul :

a) **Calcul statique :** c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales **(G et Q).**
b) **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales **(E).**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1/ La méthode statique équivalente.

2/ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

3/ La méthode d'analyse modale spectrale.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie **(RPA 99 / version 2003) :**

1/ La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont réunies :

- ✓ **Condition sur la régularité :**

  Le bâtiment ou le bloc étudie, satisfait aux conditions de la régularité en plan et en élévation.

- ✓ **Condition sur la hauteur :**

  Le bâtiment ou le bloc étudie, satisfait la condition de la hauteur maximale qui est de H ≤65m en zone IIa.

- ✓ **condition complémentaires :**

Les bâtiments irréguliers peuvent être calculés par la méthode statique dans le respect des Conditions suivant :

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa)

Pour les groupes d'usages 2.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition qui porte sur la régularité, et elle dépasse 07 niveaux (ou 23 mètres), ce qui fait que la condition complémentaire n'est pas satisfaites.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

2/ Méthode dynamique spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un Spectre de réponse.

Principe : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum Des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre De réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la Structure.

Hypothèse de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

3/ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calculs et les lois de comportement utilisée ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse définit dans le **(RPA 99 / version 2003).**

IV.3 Méthode dynamique modale spectrale

L'étude de notre structure est faite à l'aide du logiciel ETABSversion**9.7.0.** En considérant 10 niveaux (RDC+ 9 étages courants) encastrée à la base et réalisé sur un Modèle tridimensionnel. Dans ce modèle on ne **modélisera** que la **structure** (voiles, Portiques et dalle pleine), les éléments **non structuraux** sont introduits **comme charges (**Escaliers, acrotère …**)**.

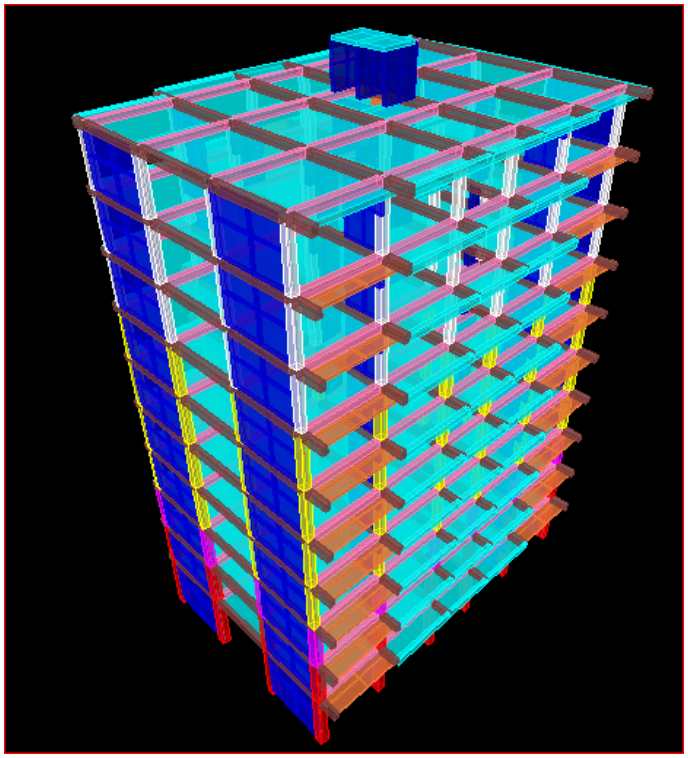


Figure IV.1) vue en 3d du notre structure.

IV.3.1 Etapes de modélisation

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. **Introduction de la géométrie du modèle.**

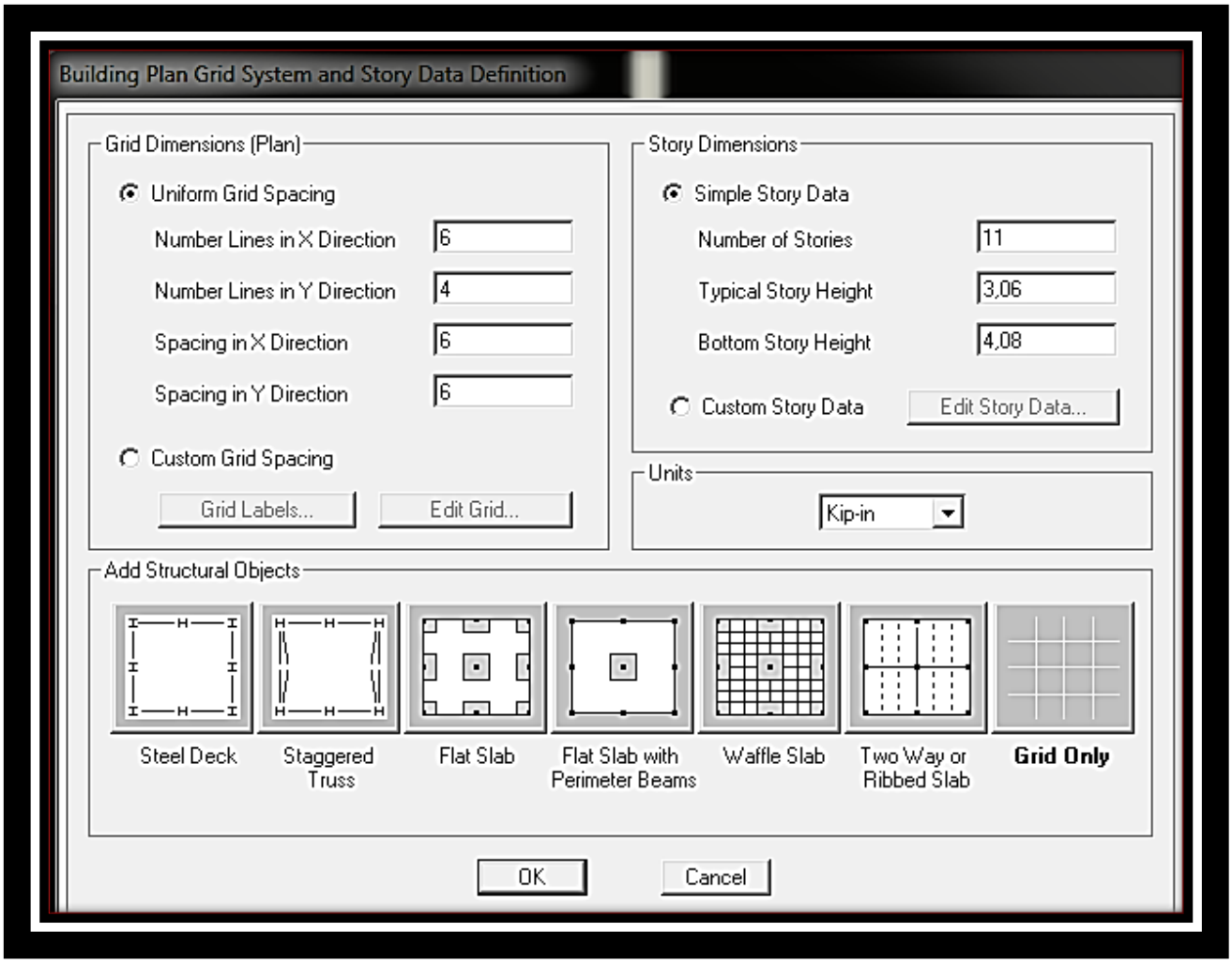
a) Choix de l'unité :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de donnée dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélection KN-m comme unité de base pour les forces et déplacement :

b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de lécran on sélectionne **Fille** puis **New model,** cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre d'etages.



Apres validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentants la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plan : (X-Y, X-Z, Y-Z).

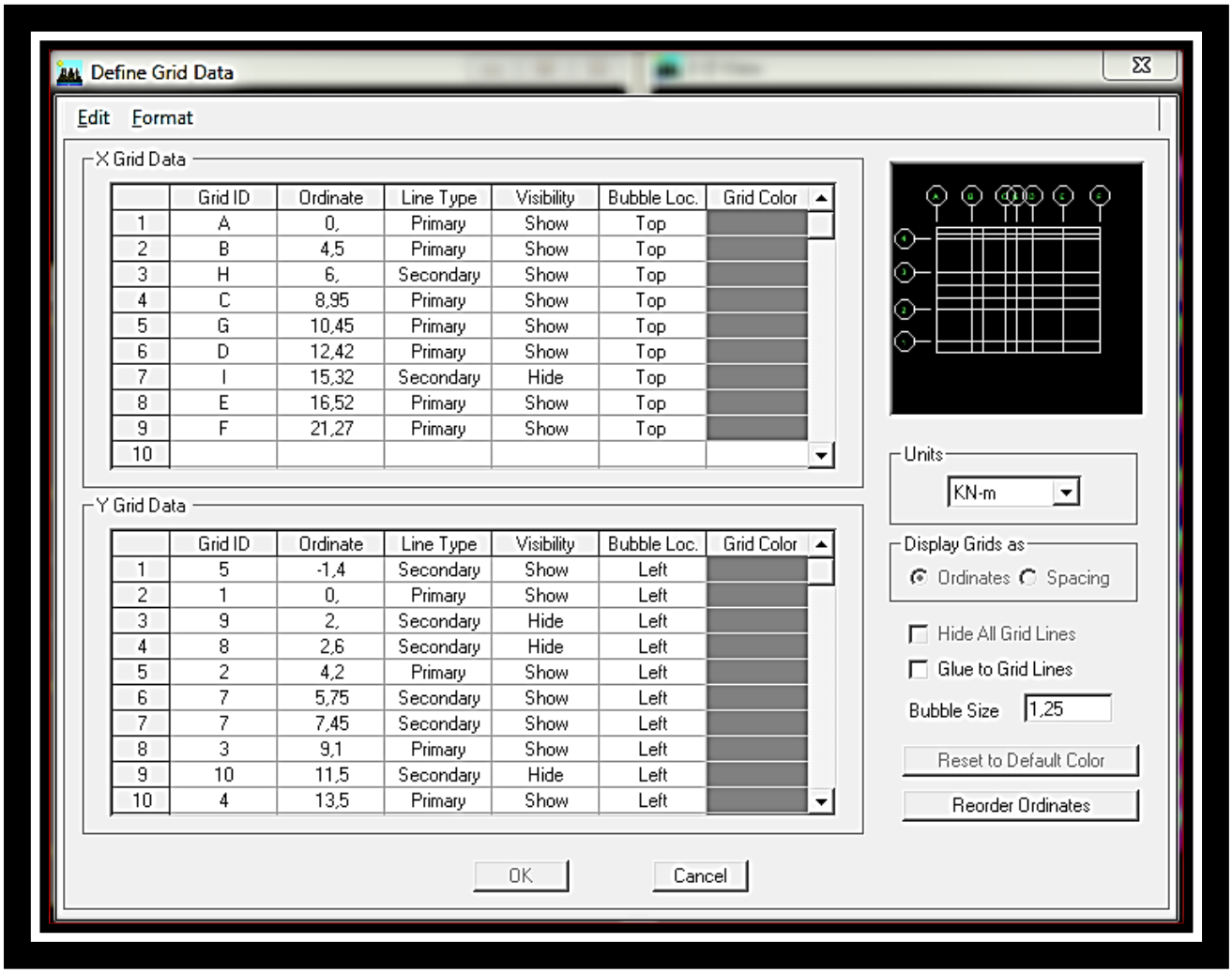
c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification de la longueur e trames et des hauteurs d'étages.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

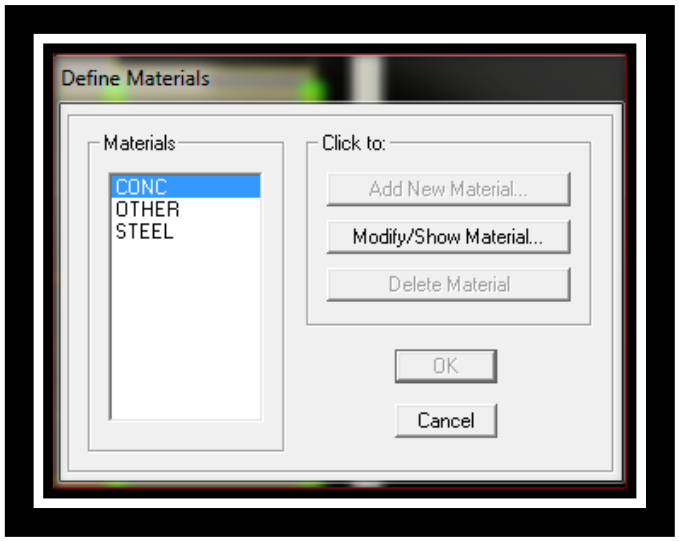
- introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok.**

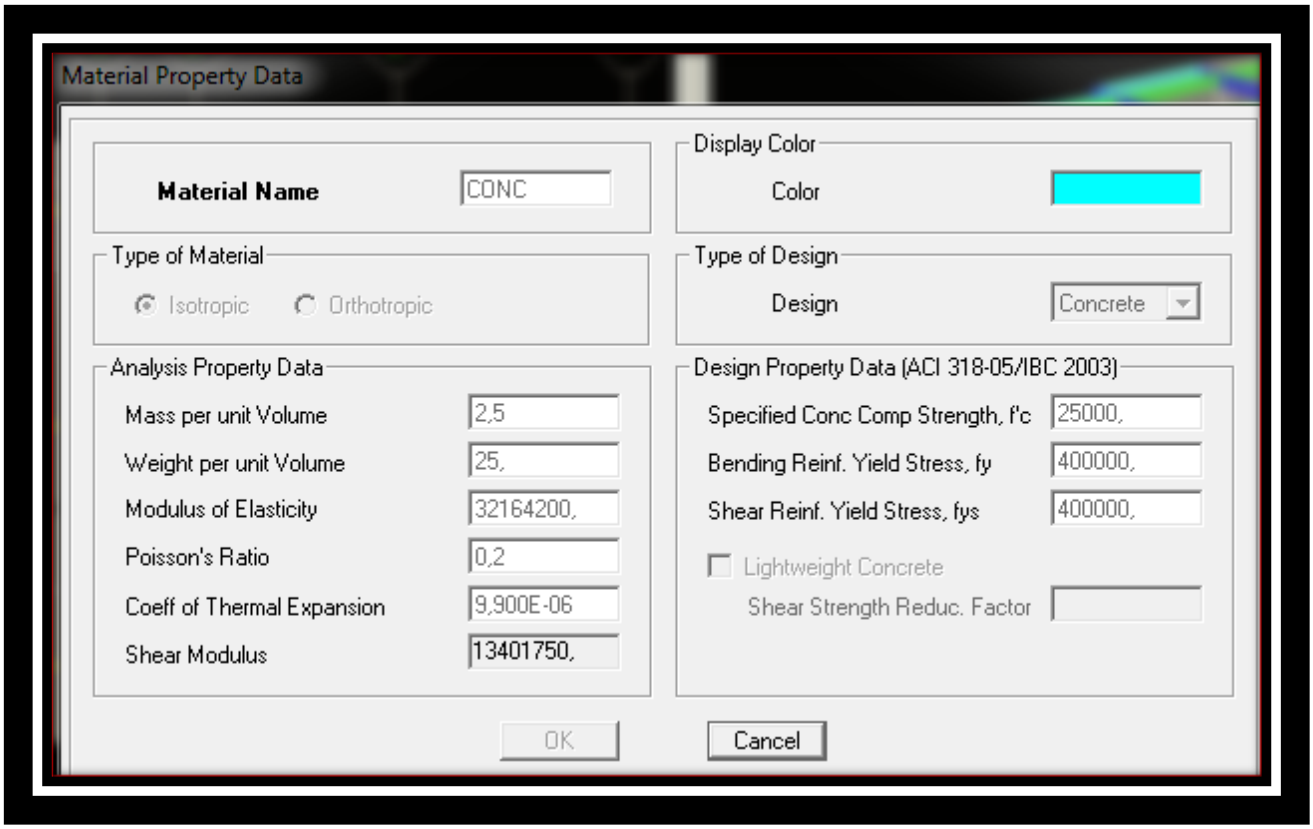
Pour modifié les hauteurs d'étages on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data.**



2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.

On clique sur **Define** puis **Materiel proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify / Show Material,** et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivantes :

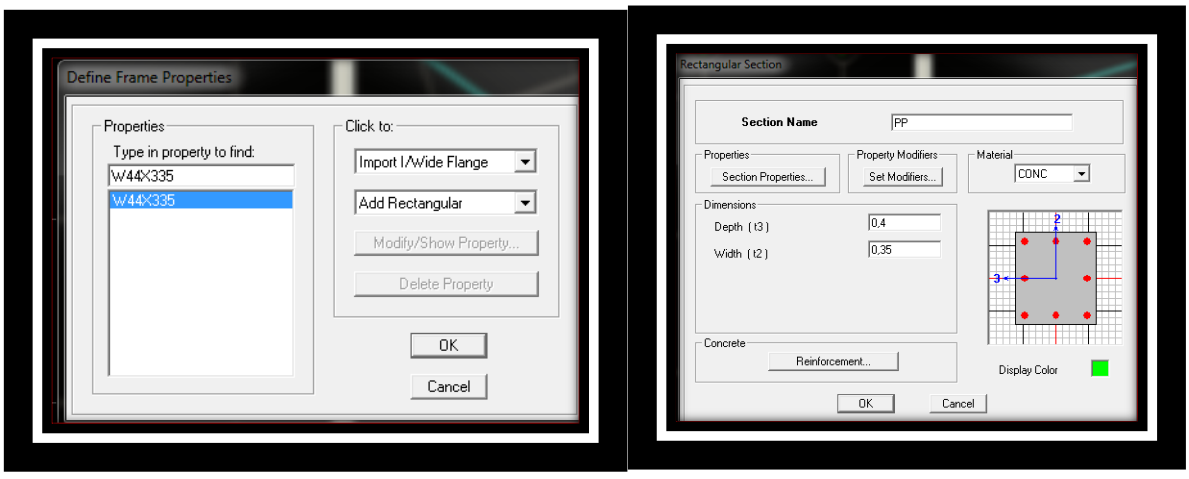




3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles…).

Nous commençant d'abord par affecter les sections des poutres principales **(PP)** et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections.** On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires)



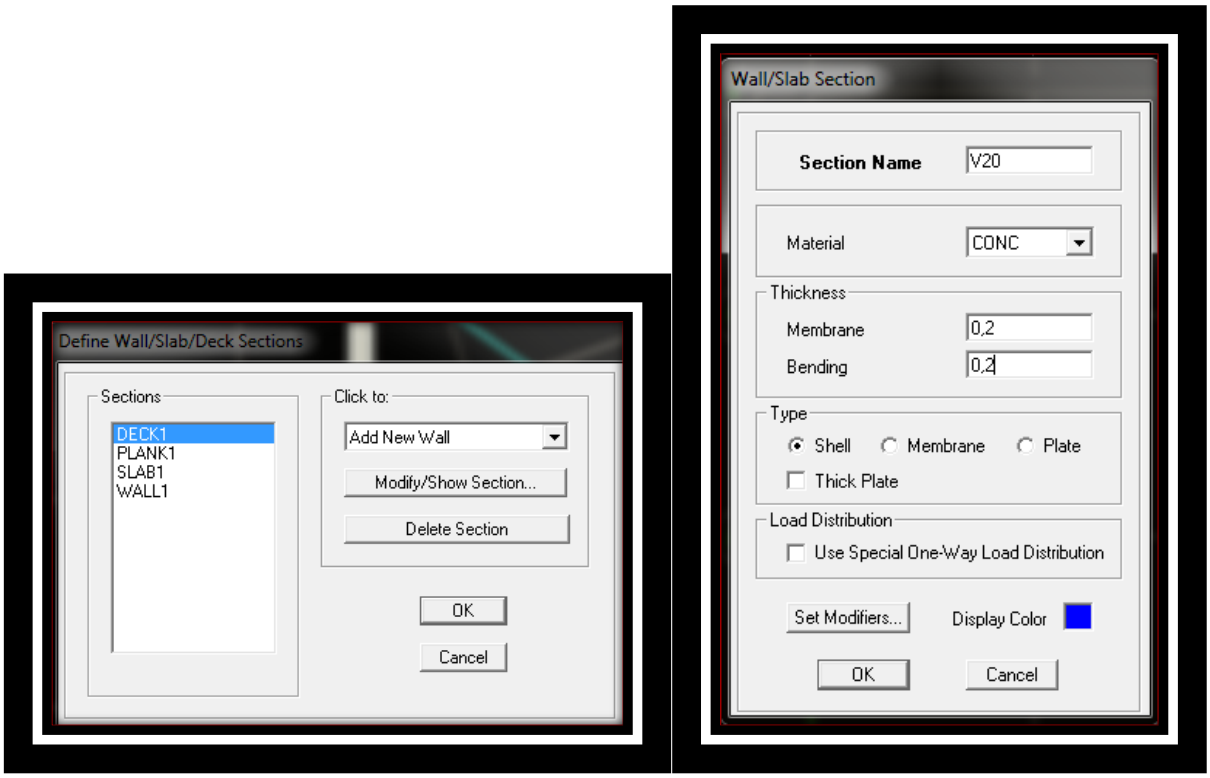
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'air, les moments d'inerties l'aire de cisaillement et autres propriétés calculée par **ETABS.**

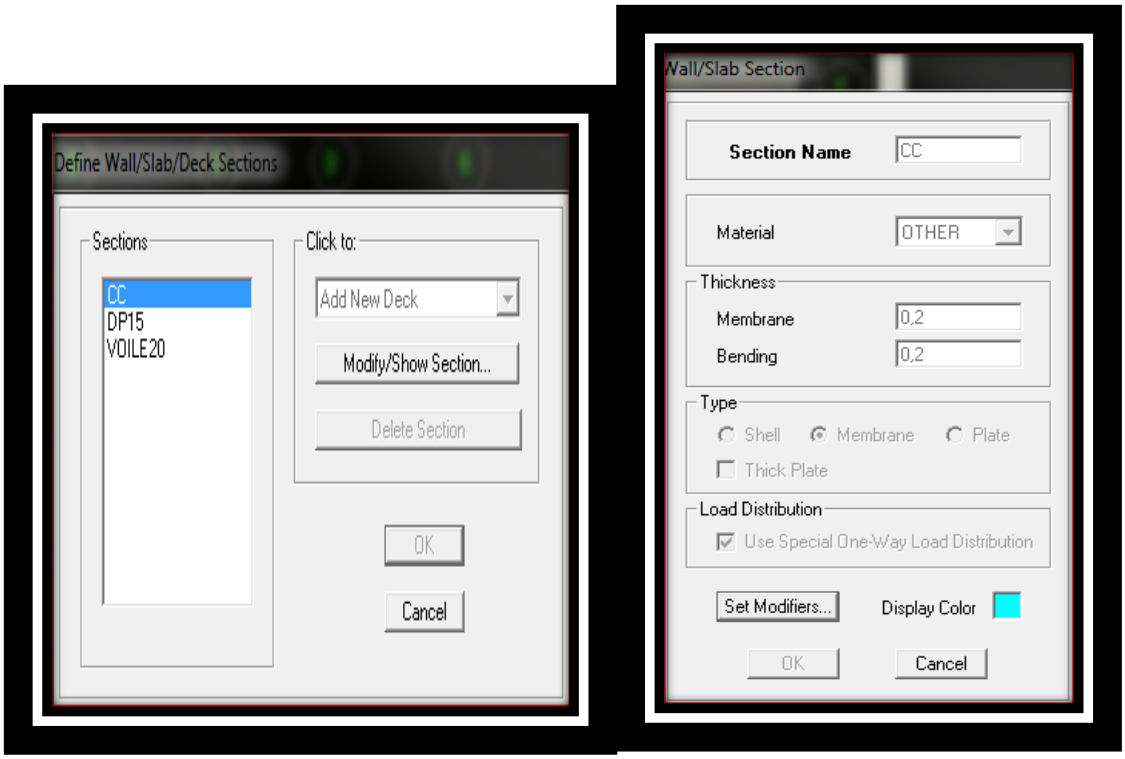
- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

➢ Apres avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et plancher).

Voiles : On choisit le menu **Define** puis **wall / slab,** on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



Planchers (cc) : On choisit le menu **Define** puis **wall / slab,** on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



- Nous procéderont de la même manière pour les dalles pleins avec une épaisseur (ep=15cm)

4. avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

a) Définition des charges statiques (G, Q).

La structure est soumise à des charges permanentes **(G),** et à des surcharges d'exploitation **(Q),**

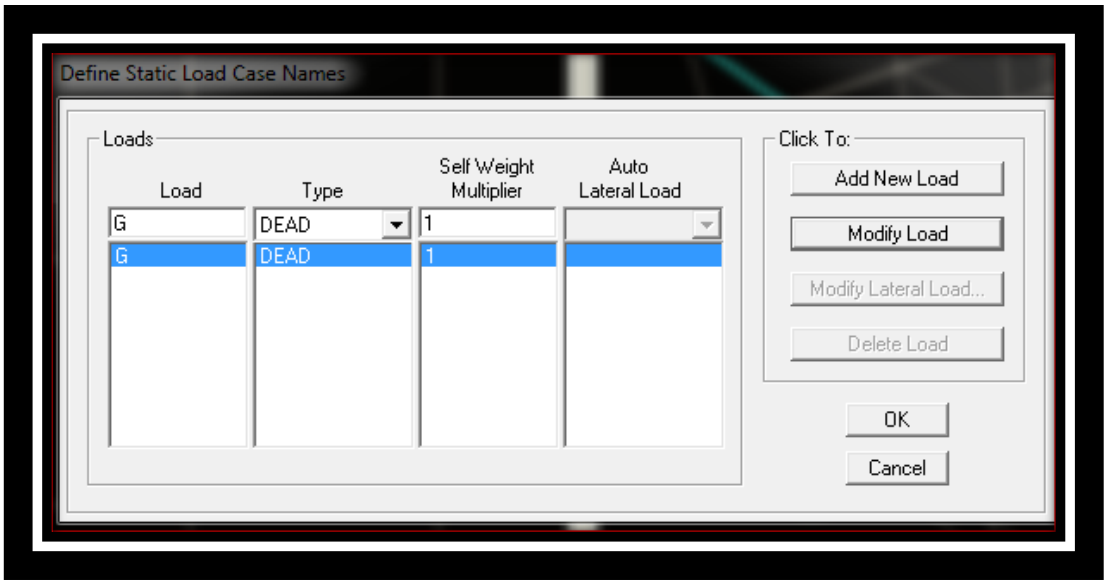
Pour les définir on clique sur : **Define ⟶ Static load Cases.**

- **Charge permanentes :**

Load Name (Nom de la charge) : **G.**

Type : DEAD (permanentes).

Self weightmuliplier. (Coefficient interne poids propre) : **1.**

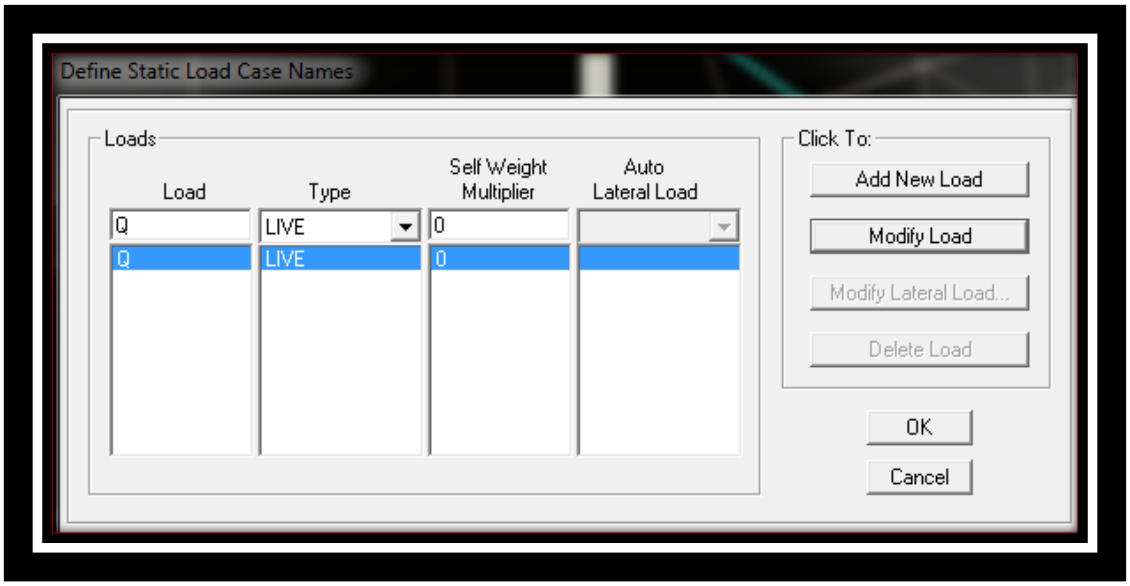


- **Charge d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge) : **Q.**

Type : Live (exploitation).

Self weightmuliplier. (Coefficient interne poids propre) : **0.**



- **Chargements :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur qui se trouve sur la barre d'outils. Dans la boite de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

- Le nom de la charge.
- Son type (force ou moment).
- Sa direction.
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées.
- La valeur de la charge uniformément répartie.

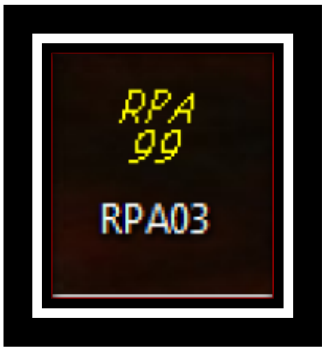
b) Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS.**

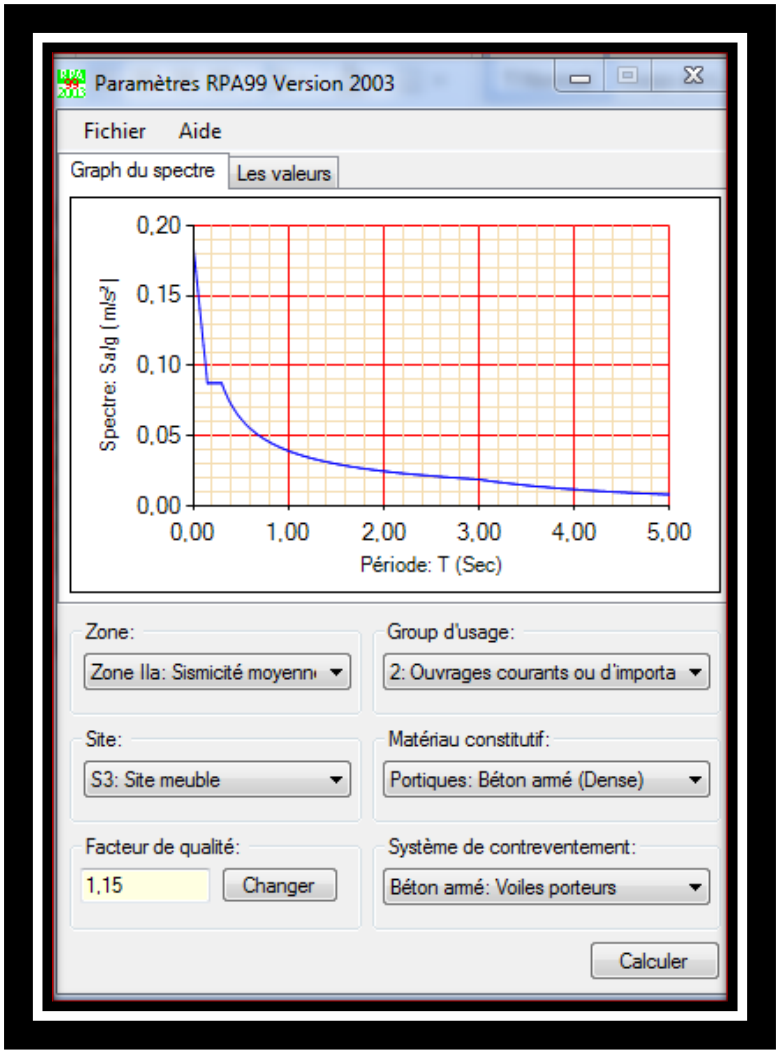
Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération **(Sa/g)** pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T.**

❖ **Données à introduire dans le logiciel :**

- **Zone : IIa** (Zone de moyenne sismicité, voir **(Annexe 1 du RPA 2003)**
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA2003)**
- **Coefficient de comportement :** Portique contreventées par des voiles.
- **Remplissage :** Dense (cloisons en maçonnerie).
- **Site : S2.**
- **Facture de qualité (Q) :** 1.10.
- on ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.



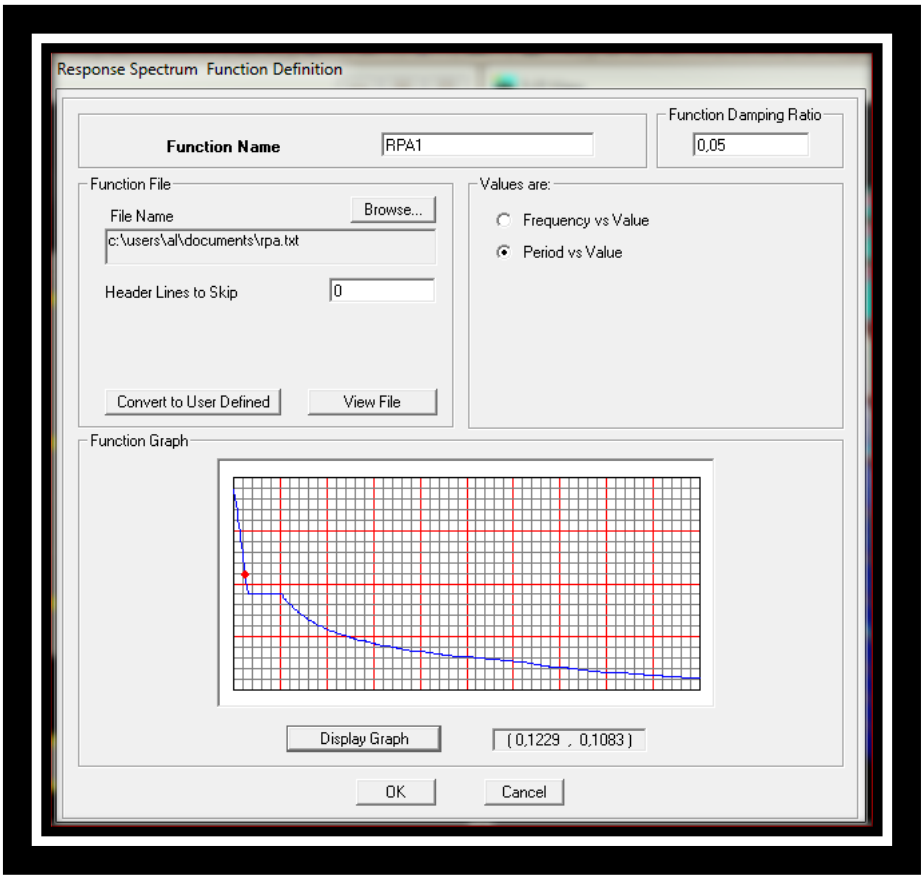
Apres avoir introduit les données dans leur cases respectives, on clique sur l'ongle **Les valeurs.**



Fichier ⟶ Enregistrer.

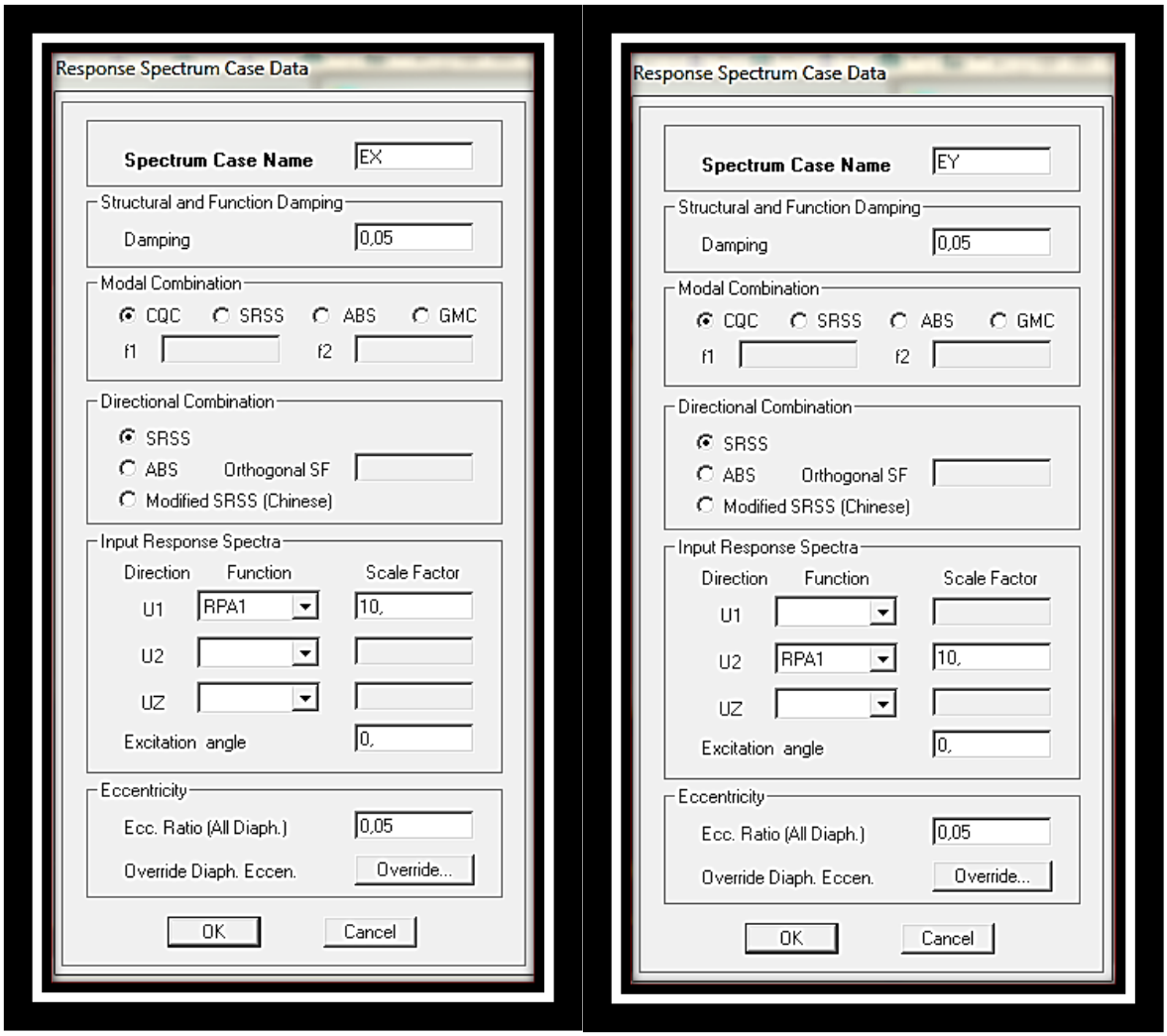
Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define ⟶ Reponse Spectrume Functions⟶ Spectrum from file.



c) . le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define Reponses ⟶ Spectrum cases Add New Spectrum.



Dans la partie **Input response spectra,** allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales **(U_1 et U_2).**

5. Introduction des combinaisons d'actions.

Combinaisons du BAEL :

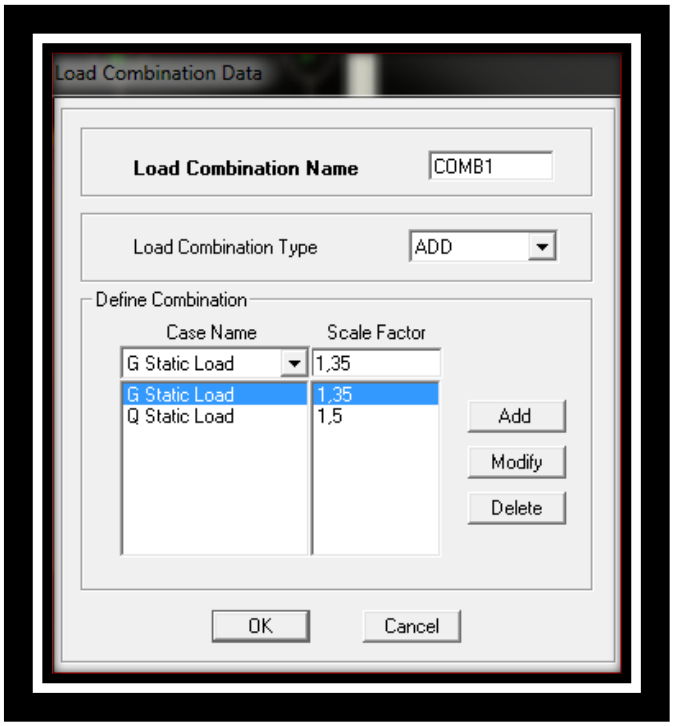
- 1.35G + 1.5Q (l'ELU)
- G + Q (L'ELS)

Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 (combinaisons accidentelles**) :**

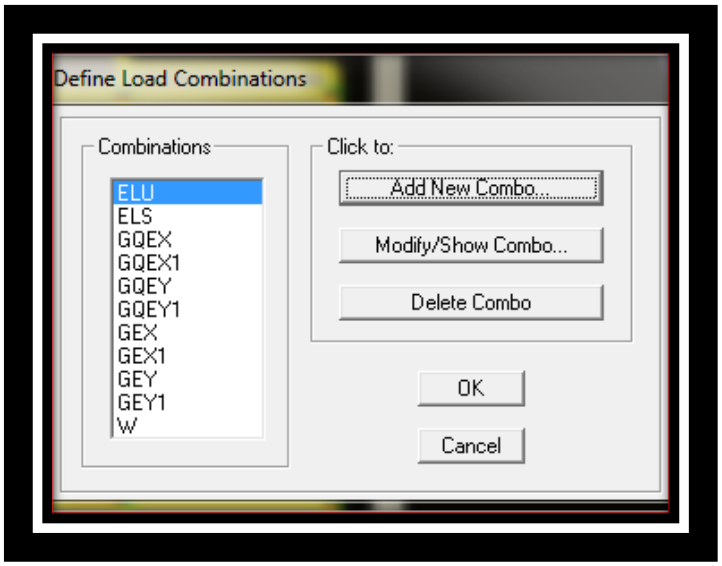
- G+Q± E
- 0.8G± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define load ⟶ Combinations Add ⟶ New combo



- On prend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons.



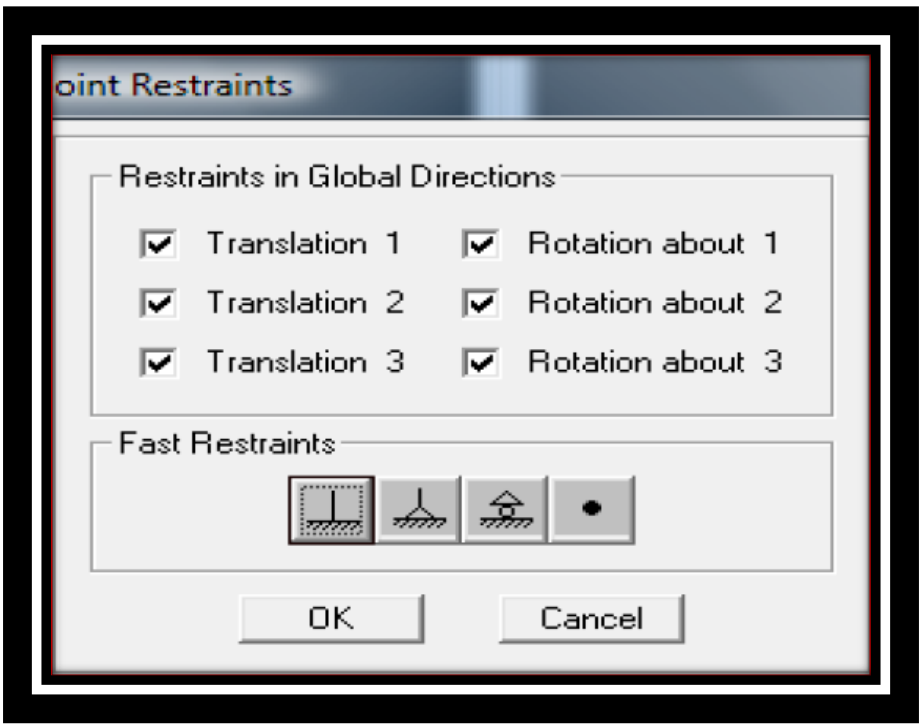
6. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étapes consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modéliser.

- **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser cet encastrements on sélection les nœuds de la base puis on clique sur :

Assign ⟶ Joint point ⟶ Restraints



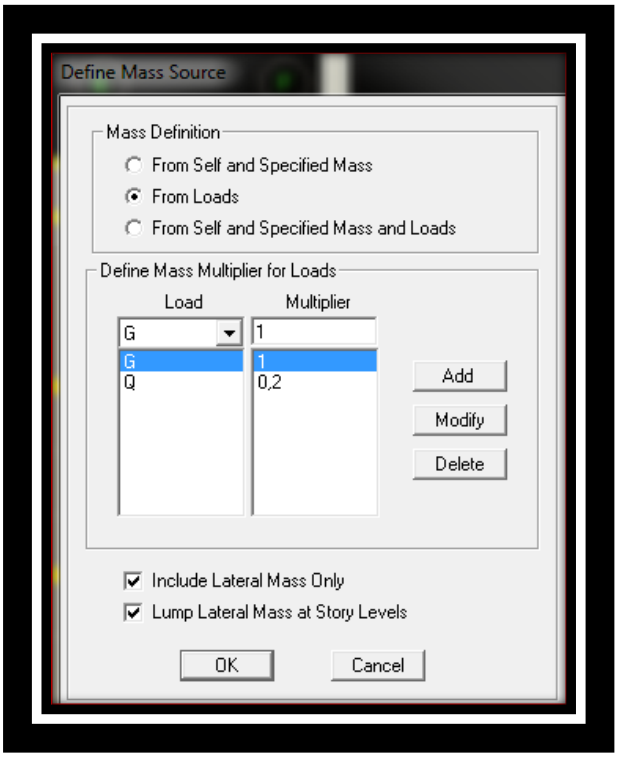
• **Masse source** **:**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont

Désignés par la notation de **(masse - source)**

On donne la valeur **1** pour la charge permanente.

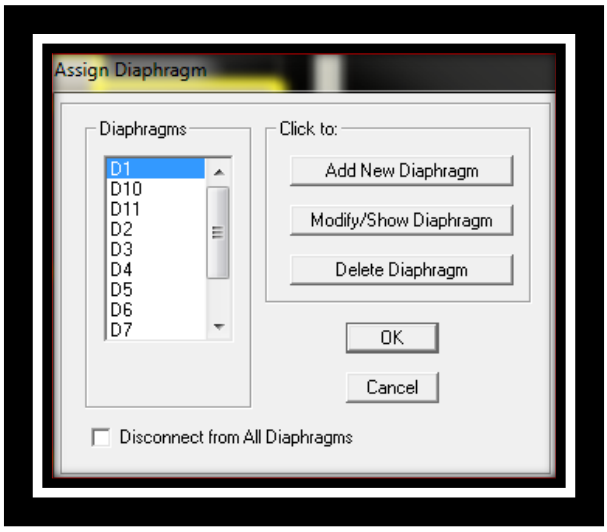
On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.



• **Diaphragme :** comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier Tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un Diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par le Logiciel.

On sélectionne les nœuds de premier plancher puis on clique sur :

Assing ⟶ Joint/Point ⟶ Diaphragm ⟶ Add New Diaphragm.



Apres avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** on clique sur **Ok** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

7. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

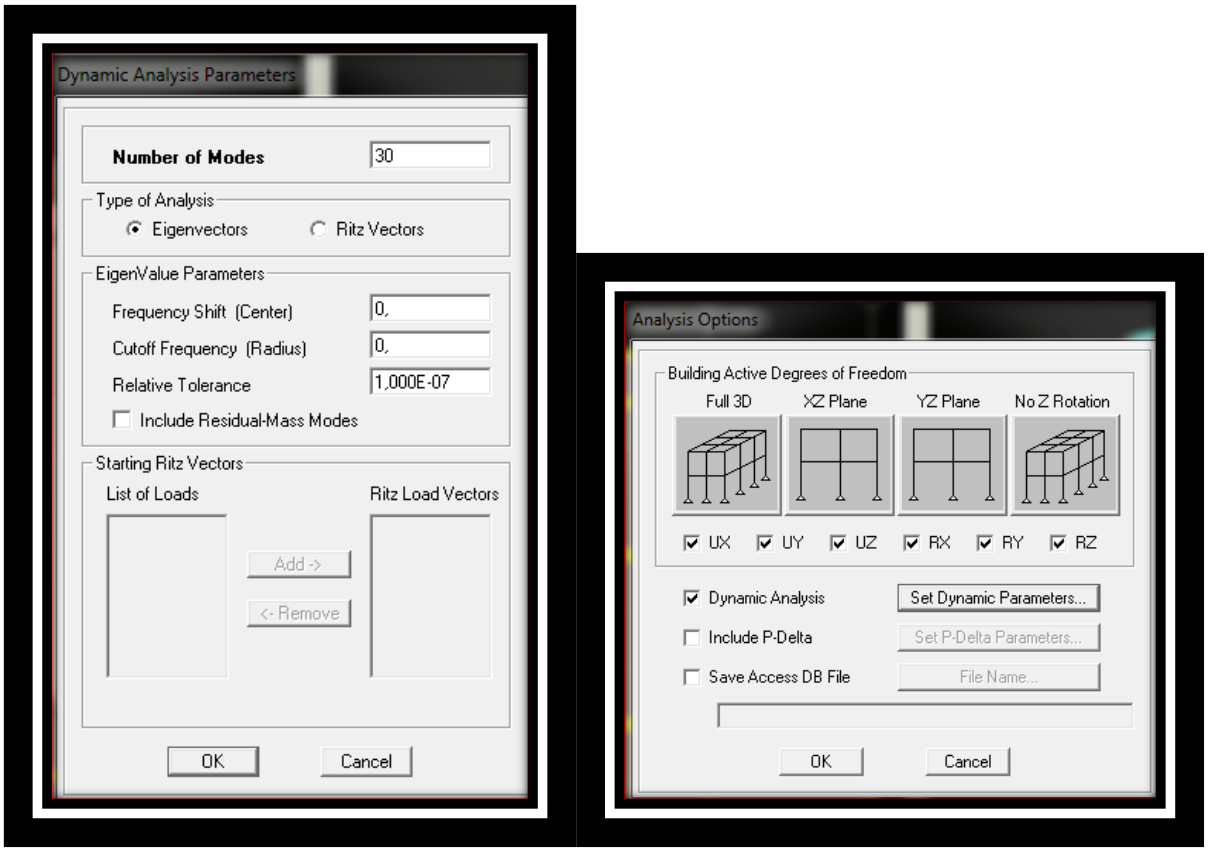
Cette étape consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat. Et l'indication de son contenu.

Mode de vibration :

Analyse ⟶ Set analyz Options ⟶ Dynamics Analysis ⟶

Set Dynamics parameter.

On spécifie le nombre de modes à prendre on considération là où c'est écrit **(Number of Modes)** et on valide avec **OK**, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

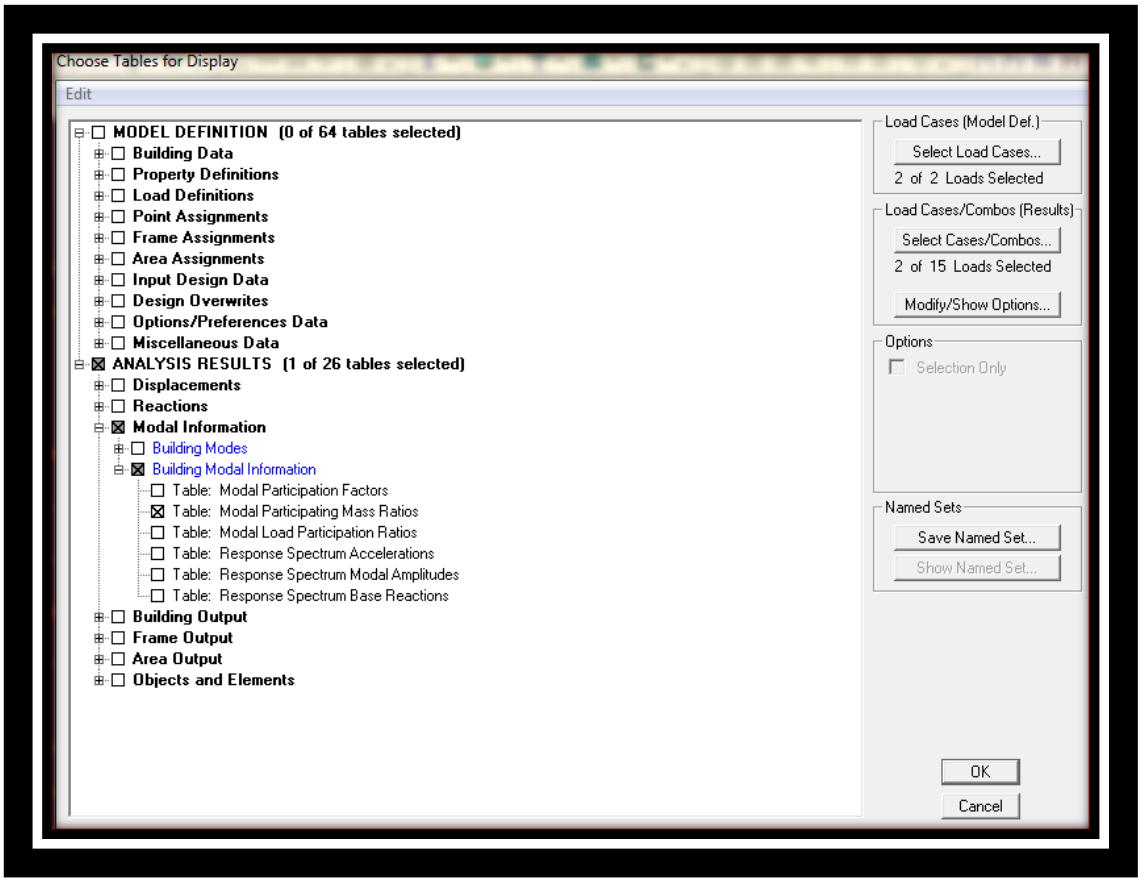


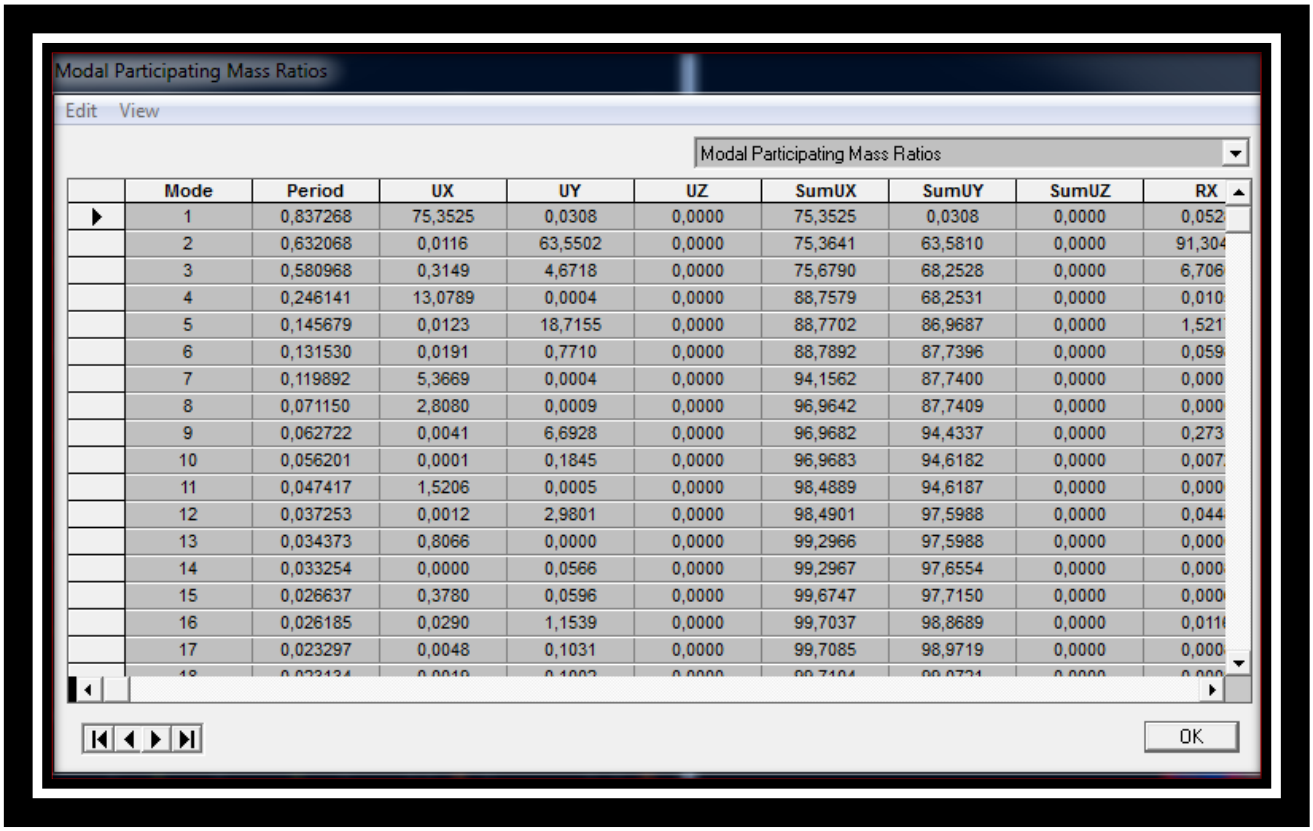
- Lancement de l'analyse on cliquant sur : **Analyse ⟶ Run analysis**.

IV.3) Visualisation et vérification de des résultats selon (RPA99_v2003):

1. Visualisation de la Période et participation modale :

Dans la fenêtre **Display ⟶ Show tables**, on clique sur **Modale Information** et on sélection la combinaison **modal.**





Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,837268	75,3525	0,0308	0,0000	75,3525	0,0308	0,0000	0,052
2	0,632068	0,0116	63,5502	0,0000	75,3641	63,5810	0,0000	91,304
3	0,580968	0,3149	4,6718	0,0000	75,6790	68,2528	0,0000	6,706
4	0,246141	13,0789	0,0004	0,0000	88,7579	68,2531	0,0000	0,010
5	0,145679	0,0123	18,7155	0,0000	88,7702	86,9687	0,0000	1,521
6	0,131530	0,0191	0,7710	0,0000	88,7892	87,7396	0,0000	0,059
7	0,119892	5,3669	0,0004	0,0000	94,1562	87,7400	0,0000	0,000
8	0,071150	2,8080	0,0009	0,0000	96,9642	87,7409	0,0000	0,000
9	0,062722	0,0041	6,6928	0,0000	96,9682	94,4337	0,0000	0,273
10	0,056201	0,0001	0,1845	0,0000	96,9683	94,6182	0,0000	0,007
11	0,047417	1,5206	0,0005	0,0000	98,4889	94,6187	0,0000	0,000
12	0,037253	0,0012	2,9801	0,0000	98,4901	97,5988	0,0000	0,044
13	0,034373	0,8066	0,0000	0,0000	99,2966	97,5988	0,0000	0,000
14	0,033254	0,0000	0,0566	0,0000	99,2967	97,6554	0,0000	0,000
15	0,026637	0,3780	0,0596	0,0000	99,6747	97,7150	0,0000	0,000
16	0,026185	0,0290	1,1539	0,0000	99,7037	98,8689	0,0000	0,011
17	0,023297	0,0048	0,1031	0,0000	99,7085	98,9719	0,0000	0,000

Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par **sun UX**, **sun UY.**

➢ **Vérification du période fondamentale :**

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 formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

T = min ($C_T h_N^{(3/4)}$; 0,09 $\frac{h_n}{\sqrt{D}}$). (Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003)

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

h_N =31,62m

C_T: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6(RPA).

- Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé **C_T=0.05**

a).Calcul de la période empirique :

$T_{empirique} = 0.05 \times 31{,}62^{(\frac{3}{4})} = 0.66s$

b). Calcul de la période empirique majorée :

$T_{empirique}(m) = 1.3 \times T_{empirique} = 0{,}858$ s

T_{ETABS} = 0,837 < $T_{empirique}$ = 0,858. ⟶ Condition vérifiée.

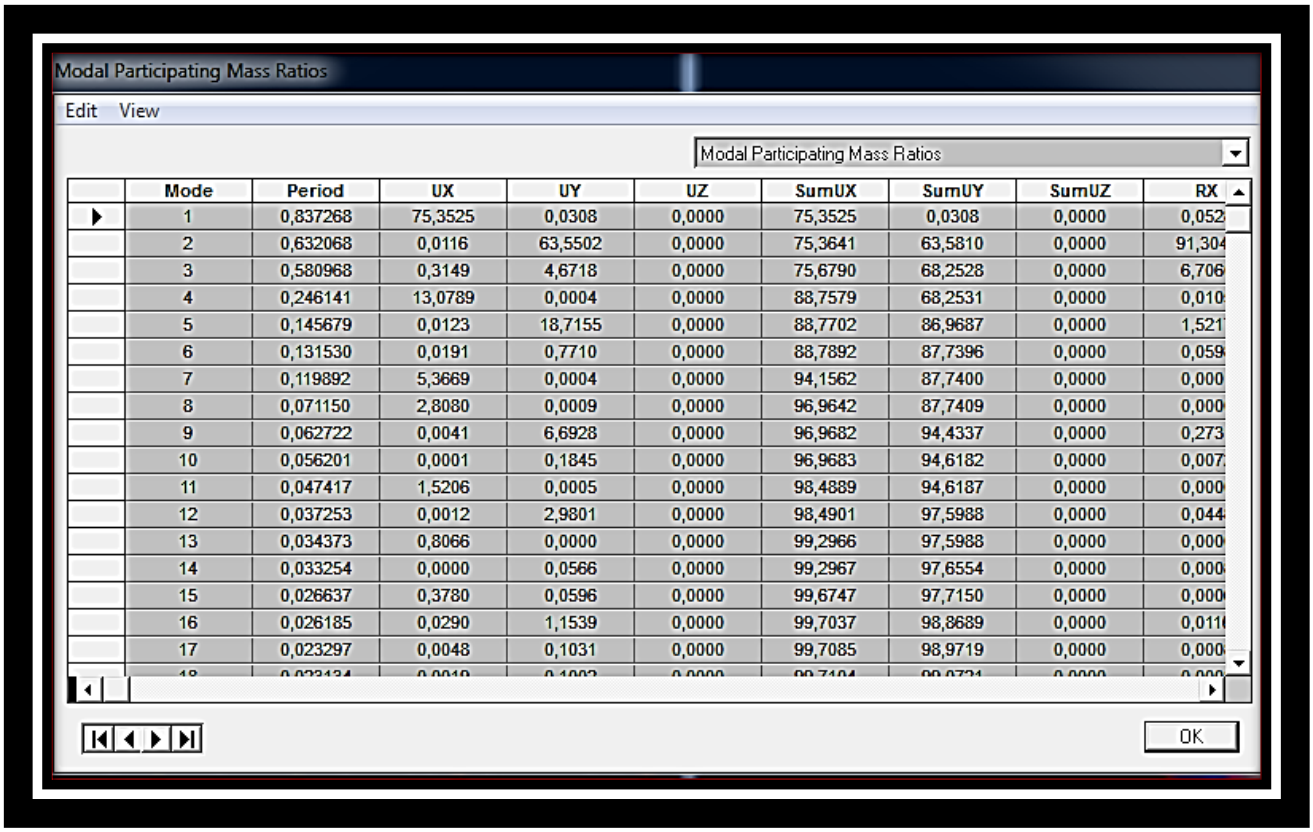
2. Vérification de la participation de la masse modale (Article 4.3.4 RPA99 ver 2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales,
Le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque des deux directions d'excitation
Doit être tel que ;

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit

Égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de (03) dans chaque direction considérée.



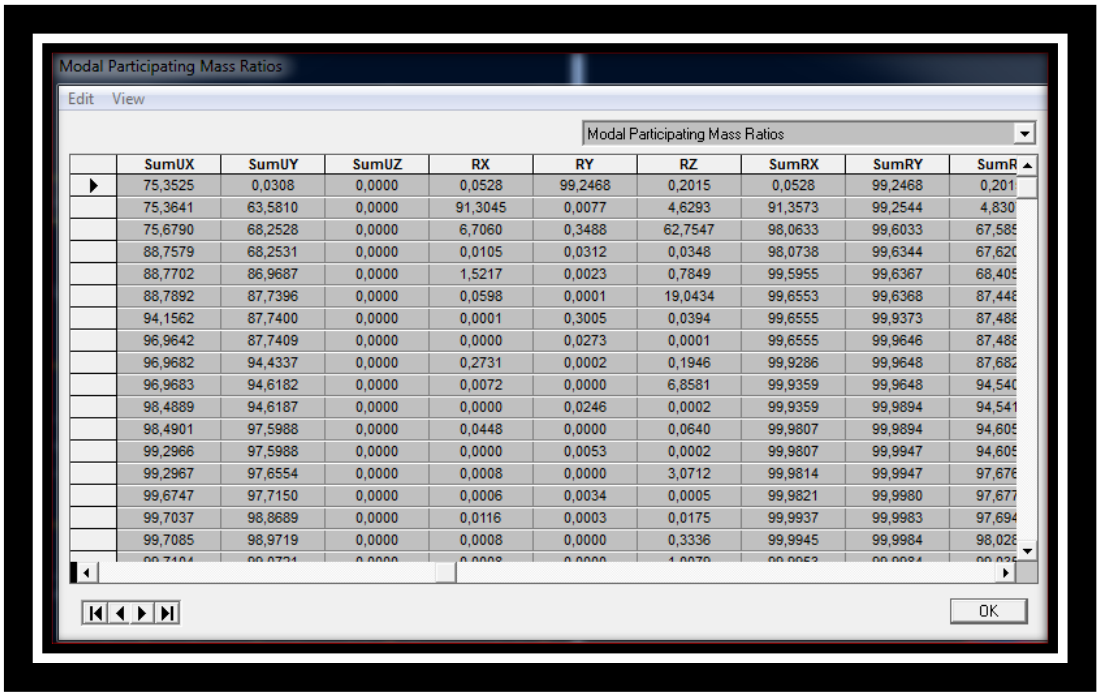
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,837268	75,3525	0,0308	0,0000	75,3525	0,0308	0,0000	0,052
2	0,632068	0,0116	63,5502	0,0000	75,3641	63,5810	0,0000	91,304
3	0,580968	0,3149	4,6718	0,0000	75,6790	68,2528	0,0000	6,706
4	0,246141	13,0789	0,0004	0,0000	88,7579	68,2531	0,0000	0,010
5	0,145679	0,0123	18,7155	0,0000	88,7702	86,9687	0,0000	1,521
6	0,131530	0,0191	0,7710	0,0000	88,7892	87,7396	0,0000	0,059
7	0,119892	5,3669	0,0004	0,0000	94,1562	87,7400	0,0000	0,000
8	0,071150	2,8080	0,0009	0,0000	96,9642	87,7409	0,0000	0,000
9	0,062722	0,0041	6,6928	0,0000	96,9682	94,4337	0,0000	0,273
10	0,056201	0,0001	0,1845	0,0000	96,9683	94,6182	0,0000	0,007
11	0,047417	1,5206	0,0005	0,0000	98,4889	94,6187	0,0000	0,000
12	0,037253	0,0012	2,9801	0,0000	98,4901	97,5988	0,0000	0,044
13	0,034373	0,8066	0,0000	0,0000	99,2966	97,5988	0,0000	0,000
14	0,033254	0,0000	0,0566	0,0000	99,2967	97,6554	0,0000	0,000
15	0,026637	0,3780	0,0596	0,0000	99,6747	97,7150	0,0000	0,000
16	0,026185	0,0290	1,1539	0,0000	99,7037	98,8689	0,0000	0,011
17	0,023297	0,0048	0,1031	0,0000	99,7085	98,9719	0,0000	0,000

Figure V-4 : Justification des masses participantes

- ✓ La somme des masses modales dans le **9ème mode** (donné par notre modélisation) dépasse 90% de la masse totale de bâtiment, dans les deux directions, d' où **la condition de RPA est vérifiée.**
- ✓ **Vérification de translation :**

Mode 1 : Ux = **75.3625 %** ⟶ **(translation) ……cv.**

Mode 2 : Uy = **63.5502 %** ⟶ **(translation) ……cv.**



	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumR
▶	75,3525	0,0308	0,0000	0,0528	99,2468	0,2015	0,0528	99,2468	0,201
	75,3641	63,5810	0,0000	91,3045	0,0077	4,6293	91,3573	99,2544	4,830
	75,6790	68,2528	0,0000	6,7060	0,3488	62,7547	98,0633	99,6033	67,585
	88,7579	68,2531	0,0000	0,0105	0,0312	0,0348	98,0738	99,6344	67,620
	88,7702	86,9687	0,0000	1,5217	0,0023	0,7849	99,5955	99,6367	68,405
	88,7892	87,7396	0,0000	0,0598	0,0001	19,0434	99,6553	99,6368	87,448
	94,1562	87,7400	0,0000	0,0001	0,3005	0,0394	99,6555	99,9373	87,488
	96,9642	87,7409	0,0000	0,0000	0,0273	0,0001	99,6555	99,9646	87,488
	96,9682	94,4337	0,0000	0,2731	0,0002	0,1946	99,9286	99,9648	87,682
	96,9683	94,6182	0,0000	0,0072	0,0000	6,8581	99,9359	99,9648	94,540
	98,4889	94,6187	0,0000	0,0000	0,0246	0,0002	99,9359	99,9894	94,541
	98,4901	97,5988	0,0000	0,0448	0,0000	0,0640	99,9807	99,9894	94,605
	99,2966	97,5988	0,0000	0,0000	0,0053	0,0002	99,9807	99,9947	94,605
	99,2967	97,6554	0,0000	0,0008	0,0000	3,0712	99,9814	99,9947	97,676
	99,6747	97,7150	0,0000	0,0006	0,0034	0,0005	99,9821	99,9980	97,677
	99,7037	98,8689	0,0000	0,0116	0,0003	0,0175	99,9937	99,9983	97,694
	99,7085	98,9719	0,0000	0,0008	0,0000	0,3336	99,9945	99,9984	98,028

Mode-3 : Rz = **62.7547%** ⟶ **(translation) ……cv.**

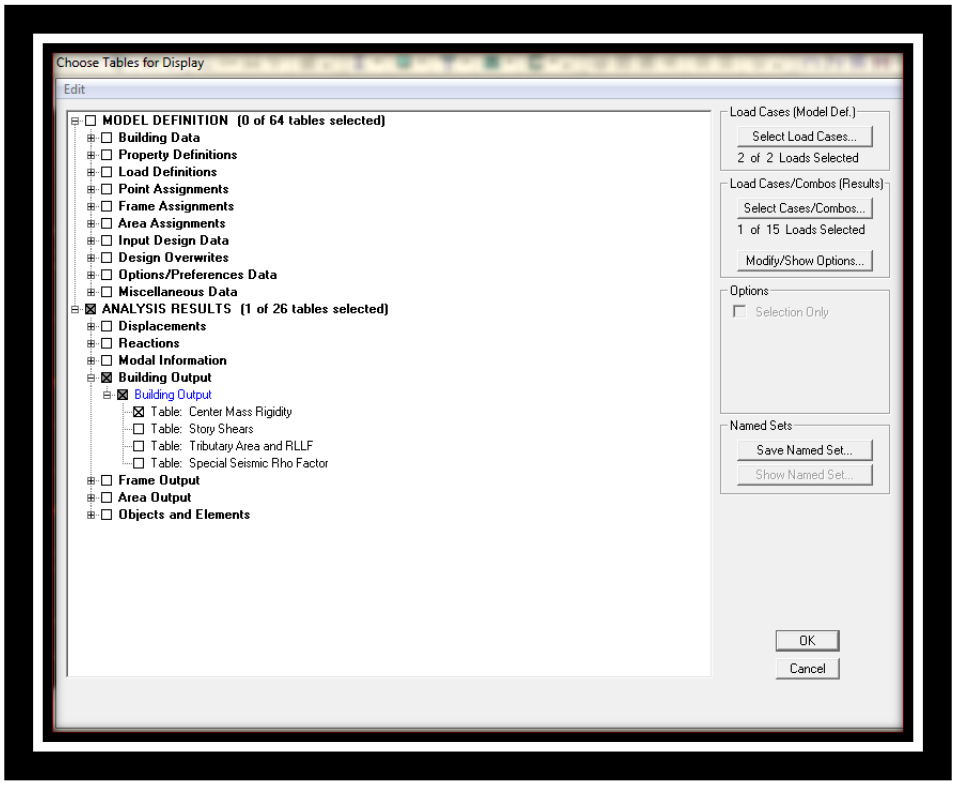
3. visualisation et Vérification de l'excentricité entre le centre de masse (CM) et le centre des rigidités (CR) : (RPA V.2003 /Art 4.2.7) :

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 de bâtiments à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultante des plans.

Visualisation des résultats sur logiciel ETABS :

Display ⟶ show tables ⟶ building output⟶ center mass rigidity.



- **Vérification de l'excentricité :**

Excentricité accidentelle :

Ex = 5% Lx = 0.05 x 21.57 = 1.0785.

Ey = 5% Ly = 0.05 x 16.7= 0.835.

Excentricité théorique :

Ex = XCM-XCR.

Ey = YCM-YCR.

Tableau IV.1) vérification de l'excentricité suivant X-X :

Story	Diaphragm	XCM	XCR	Ex	0,05 Lx	condition
RDC	D1	10,648	10,892	0,244	1,0785	CV
ETAGE1	D2	10,646	10,94	0,294	1,0785	CV
ETAGE2	D3	10,646	10,963	0,317	1,0785	CV
ETAGE3	D4	10,647	10,977	0,33	1,0785	CV
ETAGE4	D5	10,647	10,986	0,339	1,0785	CV
ETAGE5	D6	10,647	10,993	0,346	1,0785	CV
ETAGE6	D7	10,647	10,998	0,351	1,0785	CV
ETAGE7	D8	10,647	11,003	0,356	1,0785	CV
ETAGE8	D9	10,648	11,006	0,358	1,0785	CV
ETAGE9	D10	10,669	11,01	0,341	1,0785	CV
SM	D11	11,645	12,423	0,778	1,0785	CV

Tableau IV.2) vérification de l'excentricité suivant Y-Y :

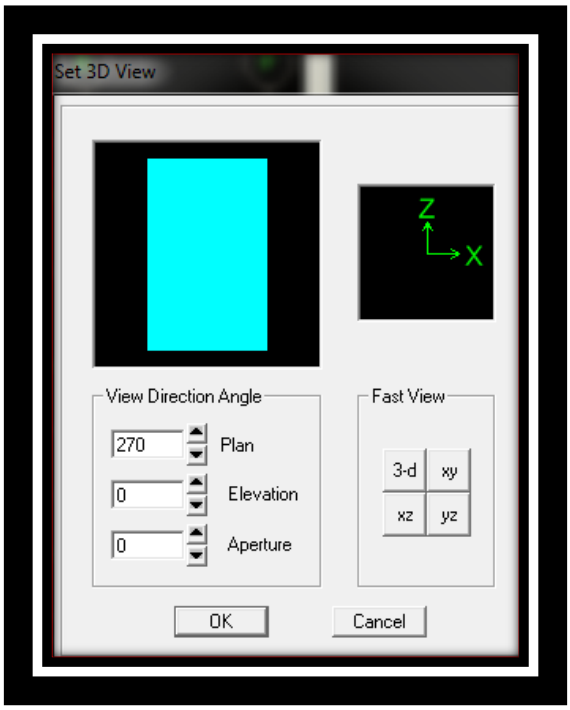
Story	Diaphragm	YCM	YCR	Ey	0,05Ly	condition
RDC	D1	6,7	6,982	0,282	0,835	CV
ETAGE1	D2	6,694	7,003	0,309	0,835	CV
ETAGE2	D3	6,694	7,017	0,323	0,835	CV
ETAGE3	D4	6,694	7,035	0,341	0,835	CV
ETAGE4	D5	6,694	7,052	0,358	0,835	CV
ETAGE5	D6	6,694	7,066	0,372	0,835	CV
ETAGE6	D7	6,694	7,079	0,385	0,835	CV
ETAGE7	D8	6,694	7,091	0,397	0,835	CV
ETAGE8	D9	6,69	7,101	0,411	0,835	CV
ETAGE9	D10	6,687	7,112	0,425	0,835	CV
SM	D11	7,428	7,485	-0,057	0,835	CV

4. Justification du système de contreventement:

L'objet dans cette étapes est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales est vertical reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de **R** à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnée par ETABS en suivant les étapes suivantes :

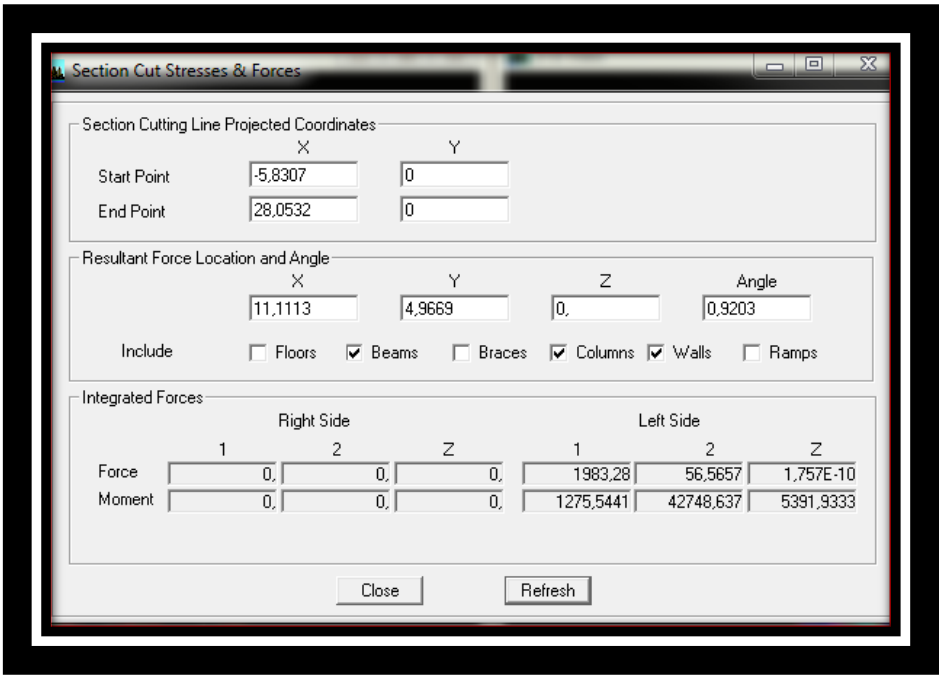
- Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par ETABS en suivant les étapes suivantes :

✓ **View ⟶ Set 3D View ⟶ Xz ⟶ ok.**



✓ **Display ⟶ show Deformed Shape on** selections **(Ex Spectra) ⟶ ok.**

✓ **Draw ⟶ Draw Section Cut.**



- On découche tous sauf les cases **colomns** et **Beams** et **walls** et on relève les valeurs de l'effort reprit par les portiques et voiles uniquement.
- On découche tous sauf la case **walls** et on relève les valeurs de l'effort reprit par les voiles uniquement.

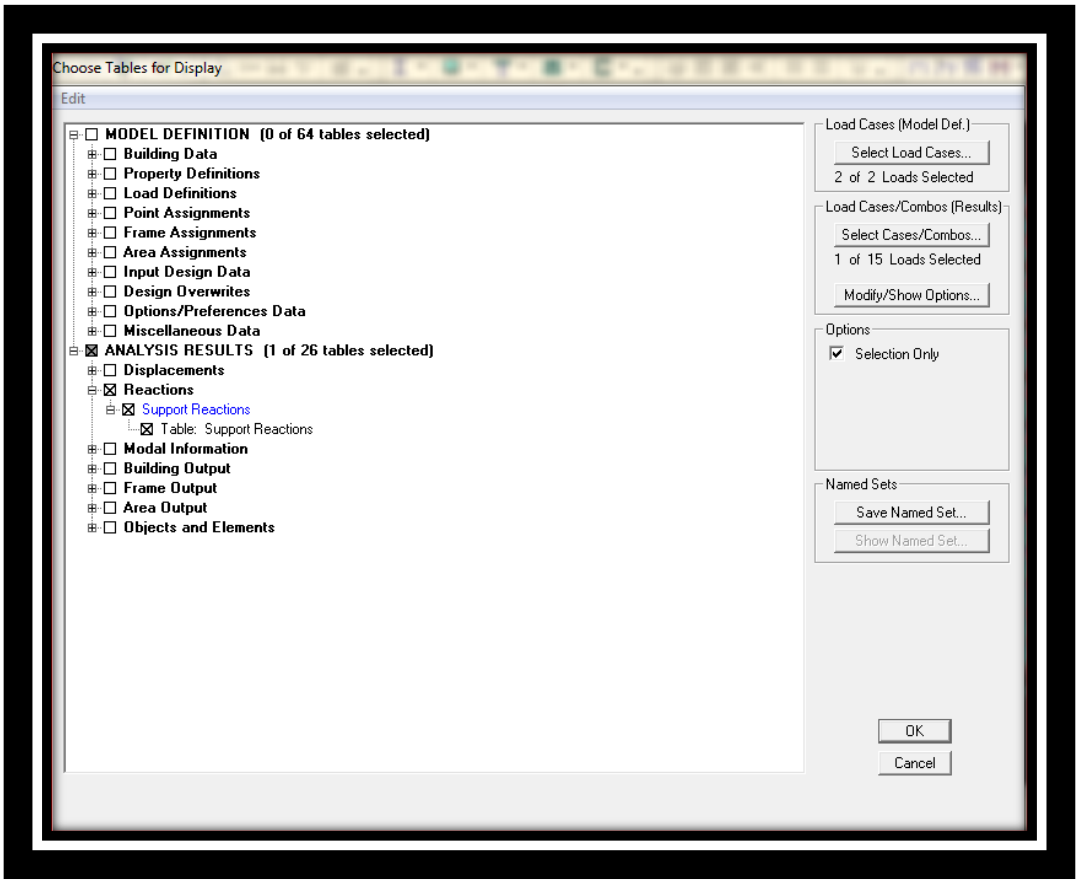
➢ Une fois qu'on fait toutes ces étapes on calcul avec la règle de trois les pourcentages des efforts reprit par les voiles uniquement.

➢ On fait les mêmes étapes mais cette fois on sélectionne la combinaison **Ey.**

- **Détermination de poids (les voiles et les portiques) par les étapes suivantes :**

Sélectionner la base ⟶ Display ⟶ Show tables ⟶ sélectionné la combinaison W ⟶ Réactions ⟶ Support Réactions ⟶ Ok.

✓ On prend la somme de **Fz.**



- **Détermination de poids (des voiles uniquement)** par les mêmes étapes précédents si juste cette fois on sélection les poteaux uniquement une fois on la valeur de **Fz** ont fait la soustraction avec (celle de voile+ portique) on aura celles des voiles.

IV.3.2 Récapitulatif des résultats :

Tableau IV.3) Justifications de système de contreventements :

	Forces reprises par les voiles et les portiques		Forces reprises par les voiles uniquement	
	Kn	**(%)**	**Kn**	**(%)**
Ex	1983.1026	100	1801.986	90.86
Ey	2158.3803	100	1987.6313	92
Poids	37595.98	100	20810.85	44.64

Conclusion :

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que les voiles dans notre cas reprennent **44.64%** des efforts verticaux > **20%.**

Pour la reprises des charges horizontales, on remarque que les portiques dans notre cas reprennent plus de **25%** dans le sens X-X et dans le sens Y-Y des efforts tranchants **>25%.**

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventements, pour le cas de notre structure on prend le système : **voiles porteur R=3.5.**

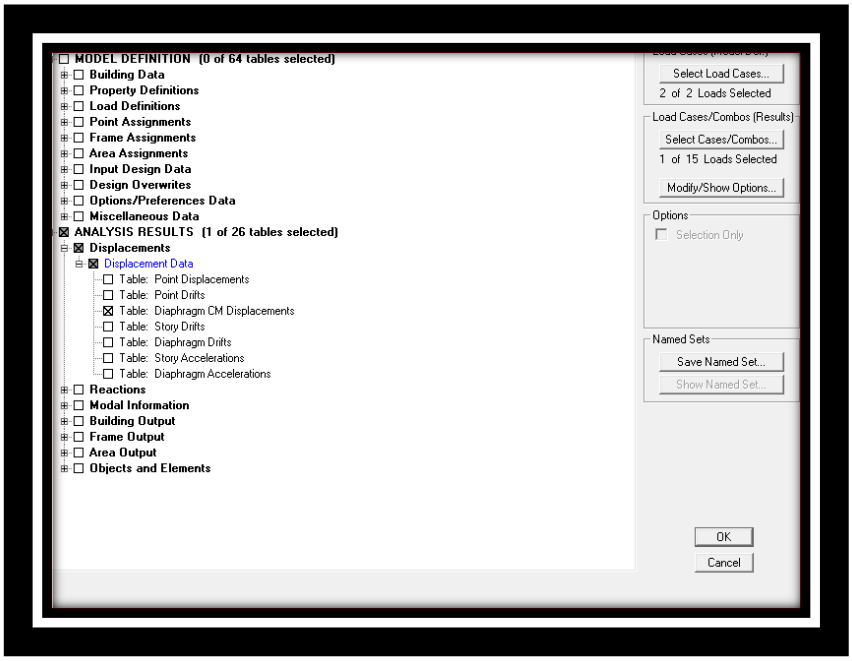
Vu que aux départs nous avons supposé que le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques aves justification d'interaction portique-voiles**. (R = 5)**, alors on doit changer le spectre de **RPA** et l'introduire à nouveau dans **ETABS**, puis refaire l'analyse.

5. Visualisation et Vérification des déplacements :

- **Visualisation des résultats des déplacements par les étapes suivantes:**

Suivant X-X :

Display ⟶ Show tables ⟶ Displacement Data ⟶ On selectionne la combinaison Ex ⟶ Diaphragm CM Displacements.
Ok.



Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
SM	D11	EX	0,0149	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,0002
ETAGE9	D10	EX	0,0143	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,0002
ETAGE8	D9	EX	0,0134	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ETAGE7	D8	EX	0,0123	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ETAGE6	D7	EX	0,0110	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ETAGE5	D6	EX	0,0095	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ETAGE4	D5	EX	0,0078	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
ETAGE3	D4	EX	0,0060	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
ETAGE2	D3	EX	0,0042	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
ETAGE1	D2	EX	0,0024	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
RDC	D1	EX	0,0010	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000

- **Vérification des déplacements :**

Le déplacement horizontal (art 4.4.3) :

À chaque niveau **« k »** de la structure il est calculé comme suit :

D'après **le RPA 99 version 2003 (art 4.4.3).** $\delta_K = R.\ \delta_{ek}$

Avec:

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismique.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau **« k »** par rapport au niveau **« k-1 »**est égal à:**$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$** Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. **$\Delta_k = (\delta_K - \delta_{K-1}) < \Delta_{k\ adm} = 1.0\%(h_J)$.**

Avec :

h_J : hauteur d'étage **(j).**

Tableau IV.4) vérification des déplacements inter-étages suivant X-X :

Story	$\delta_{ek(m)}$	R	$\delta_{K(m)}$	$\Delta_{k\ (m)}^2$	1%xhj	Condition
SM	0,0149	3,5	0,05215	0,0021	0,024	CV
ETAGE9	0,0143	3,5	0,05005	0,00315	0,0306	CV
ETAGE8	0,0134	3,5	0,0469	0,00385	0,0306	CV
ETAGE7	0,0123	3,5	0,04305	0,00455	0,0306	CV
ETAGE6	0,011	3,5	0,0385	0,00525	0,0306	CV
ETAGE5	0,0095	3,5	0,03325	0,00595	0,0306	CV
ETAGE4	0,0078	3,5	0,0273	0,0063	0,0306	CV
ETAGE3	0,006	3,5	0,021	0,0063	0,0306	CV
ETAGE2	0,0042	3,5	0,0147	0,0063	0,0306	CV
ETAGE1	0,0024	3,5	0,0084	0,0049	0,0306	CV
RDC	0,001	3,5	0,0035	0,0035	0,0408	CV

- Pour le déplacement vertical à chaque niveau on fait les mêmes étapes mais cette fois on sélectionne la combinaison Ey.

Tableau IV.5) vérification des déplacements inter-étages suivant Y-Y:

Story	$\delta_{ek(m)}$	R	$\delta_{K(m)}$	$\Delta_{k\ (m)}{}^2$	1%xhj	Condition
SM	0,012	3,5	0,042	0,0035	0,024	CV
ETAGE9	0,011	3,5	0,0385	0,00455	0,0306	CV
ETAGE8	0,0097	3,5	0,03395	0,00455	0,0306	CV
ETAGE7	0,0084	3,5	0,0294	0,0049	0,0306	CV
ETAGE6	0,007	3,5	0,0245	0,00455	0,0306	CV
ETAGE5	0,0057	3,5	0,01995	0,00455	0,0306	CV
ETAGE4	0,0044	3,5	0,0154	0,00455	0,0306	CV
ETAGE3	0,0031	3,5	0,01085	0,00385	0,0306	CV
ETAGE2	0,002	3,5	0,007	0,00315	0,0306	CV
ETAGE1	0,0011	3,5	0,00385	0,00245	0,0306	CV
RDC	0,0004	3,5	0,0014	0,0014	0,0408	CV

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inferieure au déplacement admissible ……**Condition vérifiée**.

6. Vérification du déplacement max de la structure :

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible :

δ max < f adm = $\frac{H_t}{500} = \frac{31.62}{500}$=0.0632. (RPA V.2003 /Art 6.5.3):

δ max : déplacement maximal.

f : la flèche admissible.

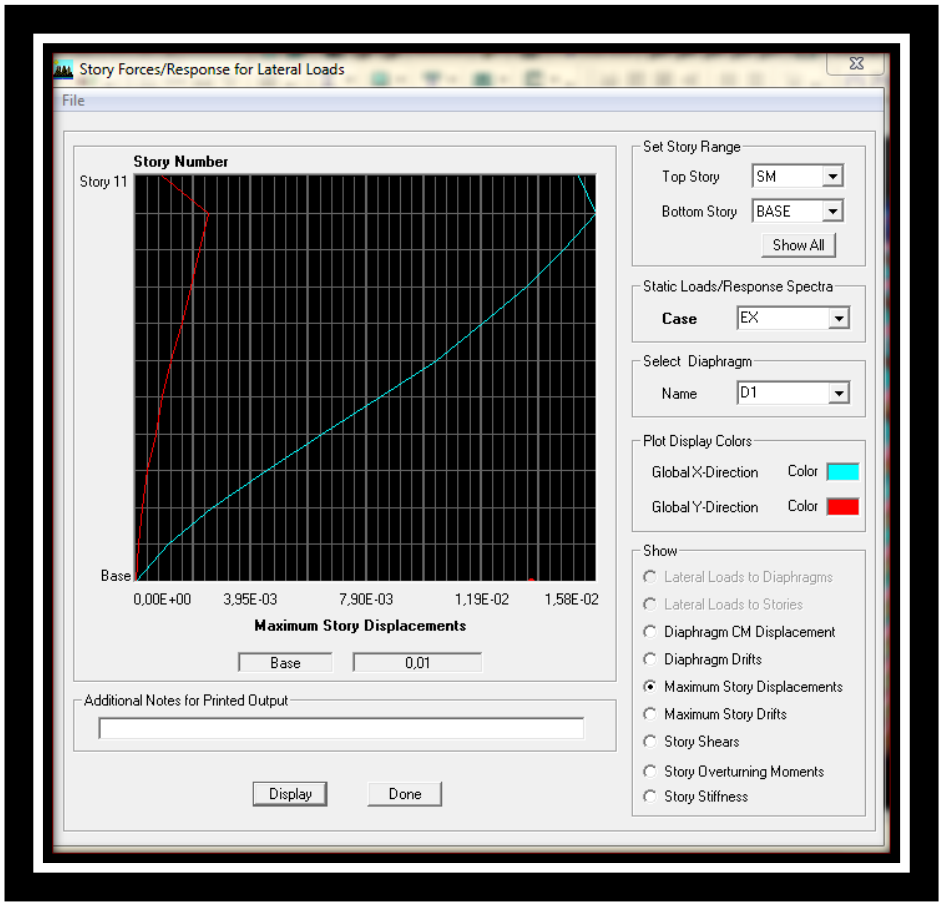
Ht : hauteur totale.

- Déterminations de déplacement maximal avec ETABS.
  - **Dans le sens longitudinal x-x :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel.

Display ⟶ Show Story Response Plots.

Une fenêtre s'afficheras et elle doit être remplit comme indiqué sur l'image.



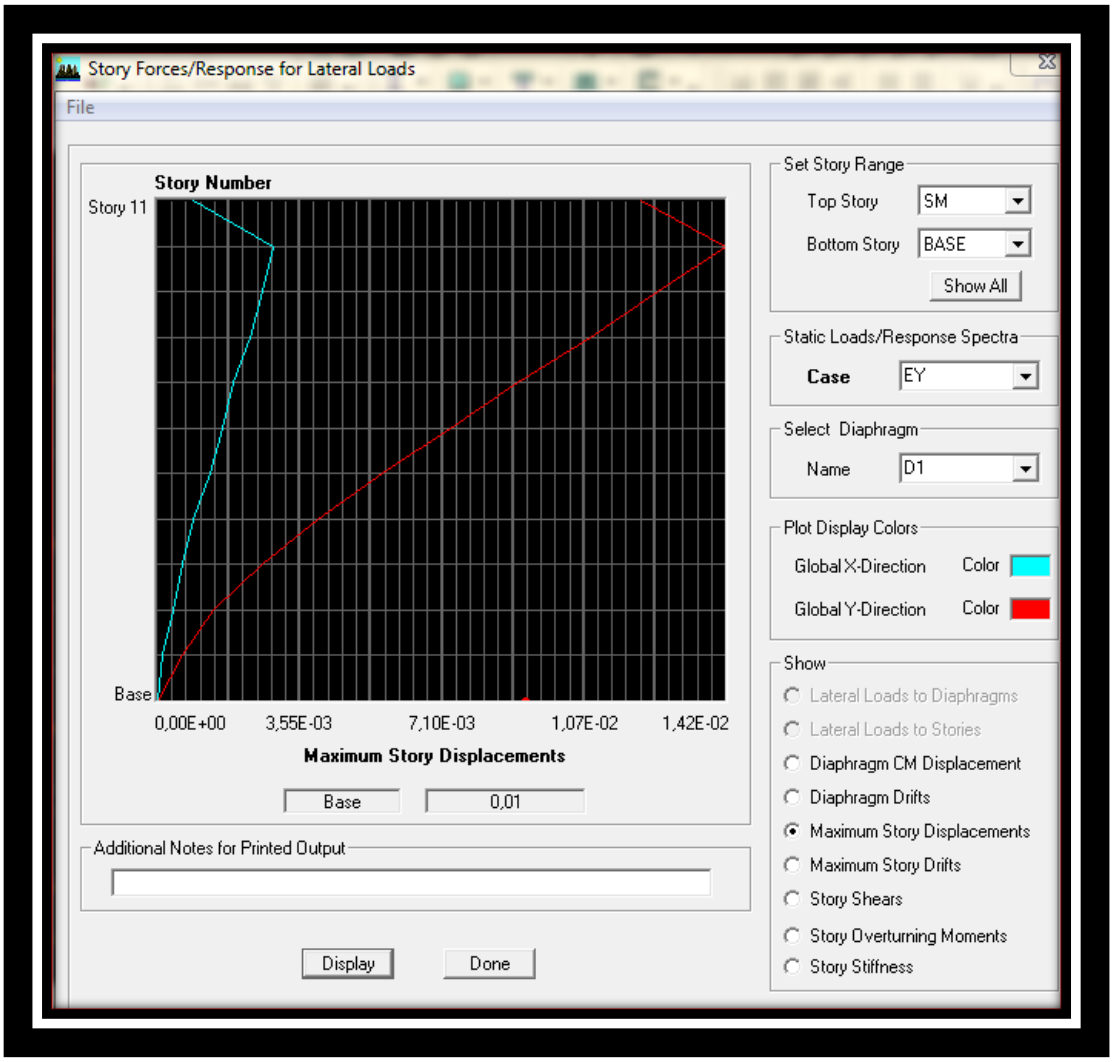
Puis, on clique sur **Display.**

Et on relèvera la valeur du déplacement maximale.

δ_{max} =0.01.

- **Dans le sens longitudinal y-y :**

On le détermine de même manière, on remplaçant la direction **Ex** par **Ey** et on relève la valeur du déplacement.



❖ **Résultats trouvés :**

-Déplacements maximal dans le sens x-x :

δ max =0.01. < f = 0.0632. ⟶ CV.

-Déplacements maximal dans le sens y-y :

δ max =0.01. < f = 0.0632. ⟶ CV.

7. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base $\mathbf{V_t}$ obtenues par combinaison des valeurs modales Ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W \qquad \textbf{(article 4.2.3 du RPA)}$$

➢ **Calcul des paramètres A, D, Q, et R :**

A: Coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau IV.6) : Récapitulatif des valeurs de A.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Pour notre cas on a :

$$\left.\begin{array}{l} -\ \text{Zone sismique : } \mathbf{IIa} \\ -\ \text{Groupe d'usage : } 2 \end{array}\right\} \rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

- **D :** Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T)

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3s \end{cases} \quad \textbf{(4.2 du RPA)}$$

Avec :

T2: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7 du RPA99/version2003**.

T2(S3) = 0,5 s

Dans notre cas : T2=0,5s $\le T_{ETABS}$=0.779 s ≤ 3s donc : D=2,5η (T2/ T) $^{(2/3)}$

$\boldsymbol{\eta}$: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge 0.816$$

D'après le tableau 4.2 du RPA :

ξ = 8,5 %.

η = 0.816 ≥ 0.7 → **condition vérifiée**

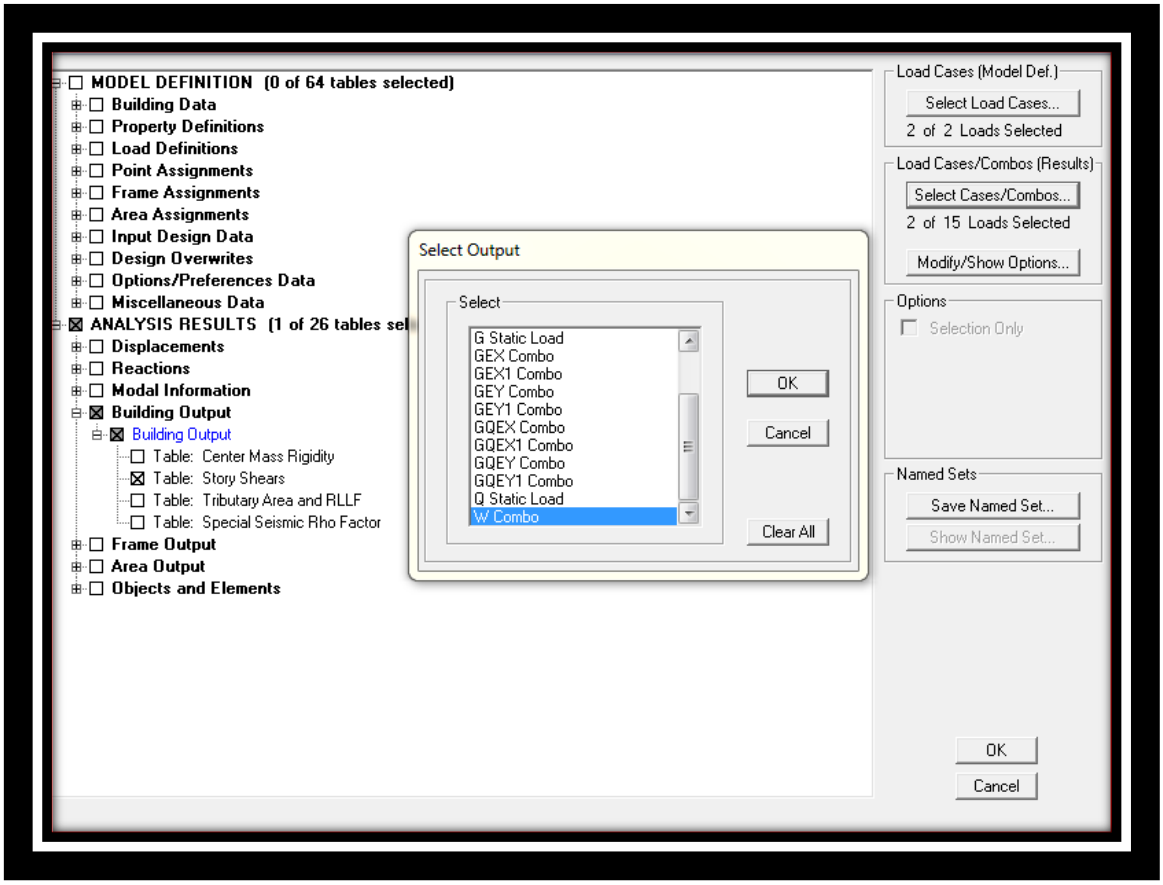
$$\Longrightarrow D = 2.5 \times 0.816 x \left(\frac{0.5}{0.779}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.52.$$

- **Poids total de la structure donnée par ETABS :**

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

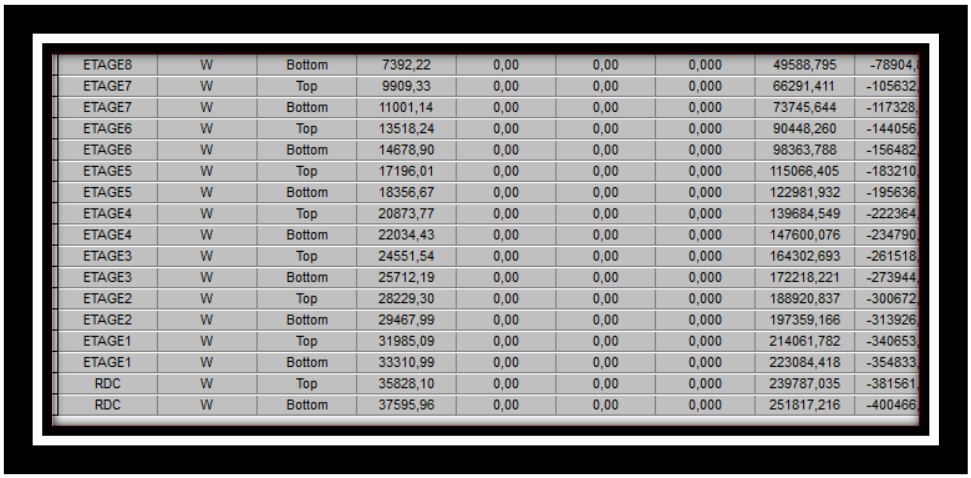
Display ⟶ Show Table ⟶ Building Output ⟶ Building Output ⟶ Table: Story Shears.

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combos.**



Puis on clique : **Ok ⟶ Ok.**

Les résultats s'afficheront comme suite **:**



ETAGE8	W	Bottom	7392,22	0,00	0,00	0,000	49588,795	-78904,
ETAGE7	W	Top	9909,33	0,00	0,00	0,000	66291,411	-105632.
ETAGE7	W	Bottom	11001,14	0,00	0,00	0,000	73745,644	-117328.
ETAGE6	W	Top	13518,24	0,00	0,00	0,000	90448,260	-144056.
ETAGE6	W	Bottom	14678,90	0,00	0,00	0,000	98363,788	-156482.
ETAGE5	W	Top	17196,01	0,00	0,00	0,000	115066,405	-183210.
ETAGE5	W	Bottom	18356,67	0,00	0,00	0,000	122981,932	-195636.
ETAGE4	W	Top	20873,77	0,00	0,00	0,000	139684,549	-222364.
ETAGE4	W	Bottom	22034,43	0,00	0,00	0,000	147600,076	-234790.
ETAGE3	W	Top	24551,54	0,00	0,00	0,000	164302,693	-261518.
ETAGE3	W	Bottom	25712,19	0,00	0,00	0,000	172218,221	-273944.
ETAGE2	W	Top	28229,30	0,00	0,00	0,000	188920,837	-300672.
ETAGE2	W	Bottom	29467,99	0,00	0,00	0,000	197359,166	-313926.
ETAGE1	W	Top	31985,09	0,00	0,00	0,000	214061,782	-340653.
ETAGE1	W	Bottom	33310,99	0,00	0,00	0,000	223084,418	-354833.
RDC	W	Top	35828,10	0,00	0,00	0,000	239787,035	-381561.
RDC	W	Bottom	37595,96	0,00	0,00	0,000	251817,216	-400466.

Alors le poids totale de la structure **Wt= 37595.96.**

- **Facture de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

➢ **Condition minimales sur les fils de contreventements :**

- **Système de portiques :** chaque fils de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (3) travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
- **Système de voiles :** chaque fils de voiles doit comporter à tous les niveaux au moins un (01) trumeau ayant un rapport ‘hauteur d’étage sur largeur’ inferieurs ou égale à 0.67 ou bien (02) trumeaux ayant un rapport ‘ hauteur d’étage sur largeur’ inferieur ou égale à 1.0.Ces trumeaux doivent s’élever sur toute la hauteur de l’étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

✓ **Sens X-X :…….condition non vérifiée.**

✓ **Sens Y-Y:…….condition non vérifiée.**

➢ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins (04) files de portique ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquée.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximales et minimales d’espacement ne dépassant pas 1,5.

- ✓ **Sens X-X :…….condition vérifiée.**
- ✓ **Sens Y-Y:…….condition vérifiée.**

➢ **Régularité en plan :** Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses.

- ✓ **Sens X-X :…….condition non vérifiée.**
- ✓ **Sens Y-Y:…….condition non vérifiée**

➢ **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

- Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.
- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.
- Décrochements en élévation : dans les cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne d'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension ⟶ condition vérifiée.

Conclusion : les (03) conditions sont vérifiée ⟶ bâtiments régulière en élévation.

➢ **Contrôle de la qualité des matériaux et contrôle de la qualité de l'exécution :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme 2003.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivantes : $Q = 1 + \sum Pq$.

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non.

Tableau IV.7) : Récapitulatif des valeurs de Q suivant X-X :

Critère de qualité	Critère observe (oui/non)	pénalité
1-condition minimale de file porteuse.	Non	0.05
2- redondance en plan.	Oui	0.00
3-régularité en plan.	Non	0.05
4-régularité en élévation.	Non	0.05
5-Qualité des matériaux.	Oui	0.05
6-Suivi et contrôle des travaux.	Oui	0.05

Q = 1 + ∑ Pq= 1+0.05+0.05+0.05+0.05+0.05 = 1.3.

Tableau IV.8) : Récapitulatif des valeurs de Q suivant Y-Y :

Critère de qualité	Critère observe (oui/non)	pénalité
1-condition minimale de file porteuse.	Non	0.05
2- redondance en plan.	Oui	0.00
3-régularité en plan.	Non	0.05
4-régularité en élévation.	Non	0.05
5-Qualité des matériaux.	Oui	0.05
6-Suivi et contrôle des travaux.	Oui	0.05

Q = 1 + ∑ Pq= 1+0.05+0.05 +0.05= 1.3.

$\longrightarrow V = \frac{A.D.Q}{R}.W$

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ R = 3.5 \\ Q = 1.15 \\ D = 1.52 \\ W_T = 37595.96 \text{ kN} \end{cases}$$

$V = \frac{0.15 \times 1.52 \times 1.15}{5} \times 37595.96 = 1971.53$ kn.

Efforts tranchants obtenus par l'ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

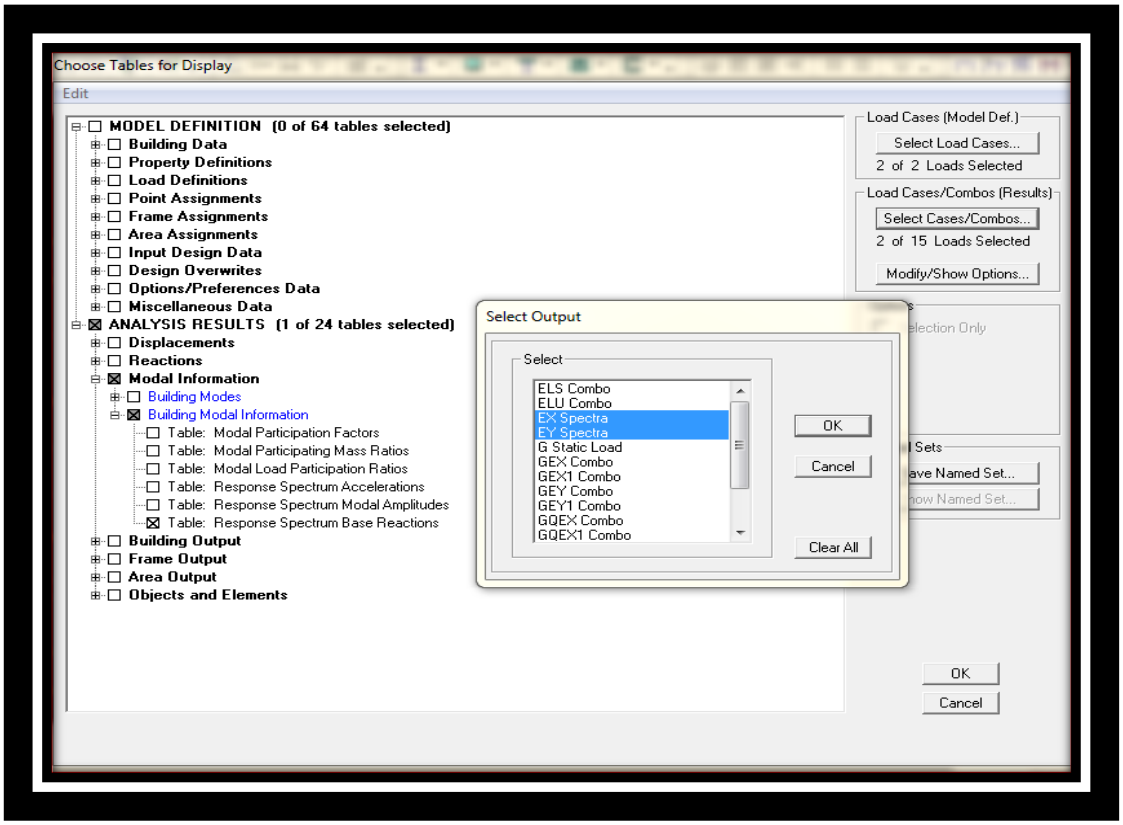
Display ⟶ Show tables.

Un tableau s'affichera, et on coche les cas suivants :

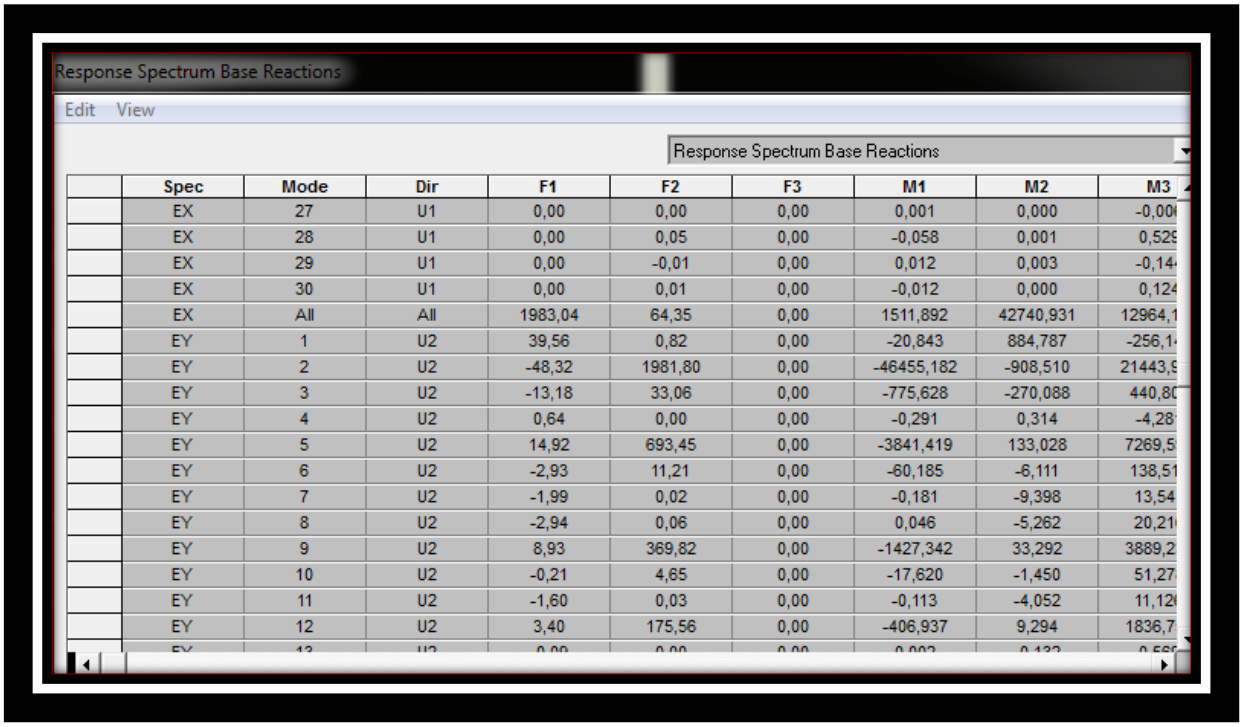
Analysis Results ⟶ modal information ⟶ Building Modal Information ⟶ Table Response Spectrum Base Reactions.

Puis on définit les combinaisons **Ex spectra** et **Ey spectra** en cliquant sur :

Select cases/combos.



Les résultats s'afficheront comme suit :



Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	27	U1	0,00	0,00	0,00	0,001	0,000	-0,00
EX	28	U1	0,00	0,05	0,00	-0,058	0,001	0,52
EX	29	U1	0,00	-0,01	0,00	0,012	0,003	-0,14
EX	30	U1	0,00	0,01	0,00	-0,012	0,000	0,124
EX	All	All	1983,04	64,35	0,00	1511,892	42740,931	12964,1
EY	1	U2	39,56	0,82	0,00	-20,843	884,787	-256,1
EY	2	U2	-48,32	1981,80	0,00	-46455,182	-908,510	21443,9
EY	3	U2	-13,18	33,06	0,00	-775,628	-270,088	440,8
EY	4	U2	0,64	0,00	0,00	-0,291	0,314	-4,28
EY	5	U2	14,92	693,45	0,00	-3841,419	133,028	7269,5
EY	6	U2	-2,93	11,21	0,00	-60,185	-6,111	138,51
EY	7	U2	-1,99	0,02	0,00	-0,181	-9,398	13,54
EY	8	U2	-2,94	0,06	0,00	0,046	-5,262	20,21
EY	9	U2	8,93	369,82	0,00	-1427,342	33,292	3889,2
EY	10	U2	-0,21	4,65	0,00	-17,620	-1,450	51,27
EY	11	U2	-1,60	0,03	0,00	-0,113	-4,052	11,12
EY	12	U2	3,40	175,56	0,00	-406,937	9,294	1836,7

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

Vx = 1971.53 kN.

Vy = 1971.53 kN.

Tableau IV.9) : Vérification de l'effort tranchant à la base :

Sens	V [KN]	0.8V [KN]	$V_{(ETABS)}$ [KN]	Condition
X	1971.53	1577.224	1983.04	C.V
Y	1971.53	1577.244	2158.64	C.V

Remarque :

L'effort tranchant à la base est vérifié.

8. Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du **2éme** ordre **(ou l'effet P-Δ)** peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Avec :

Δ_k **:** déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau

V_k **:** effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k **:** hauteur de l'étage k

P_k **:** poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'

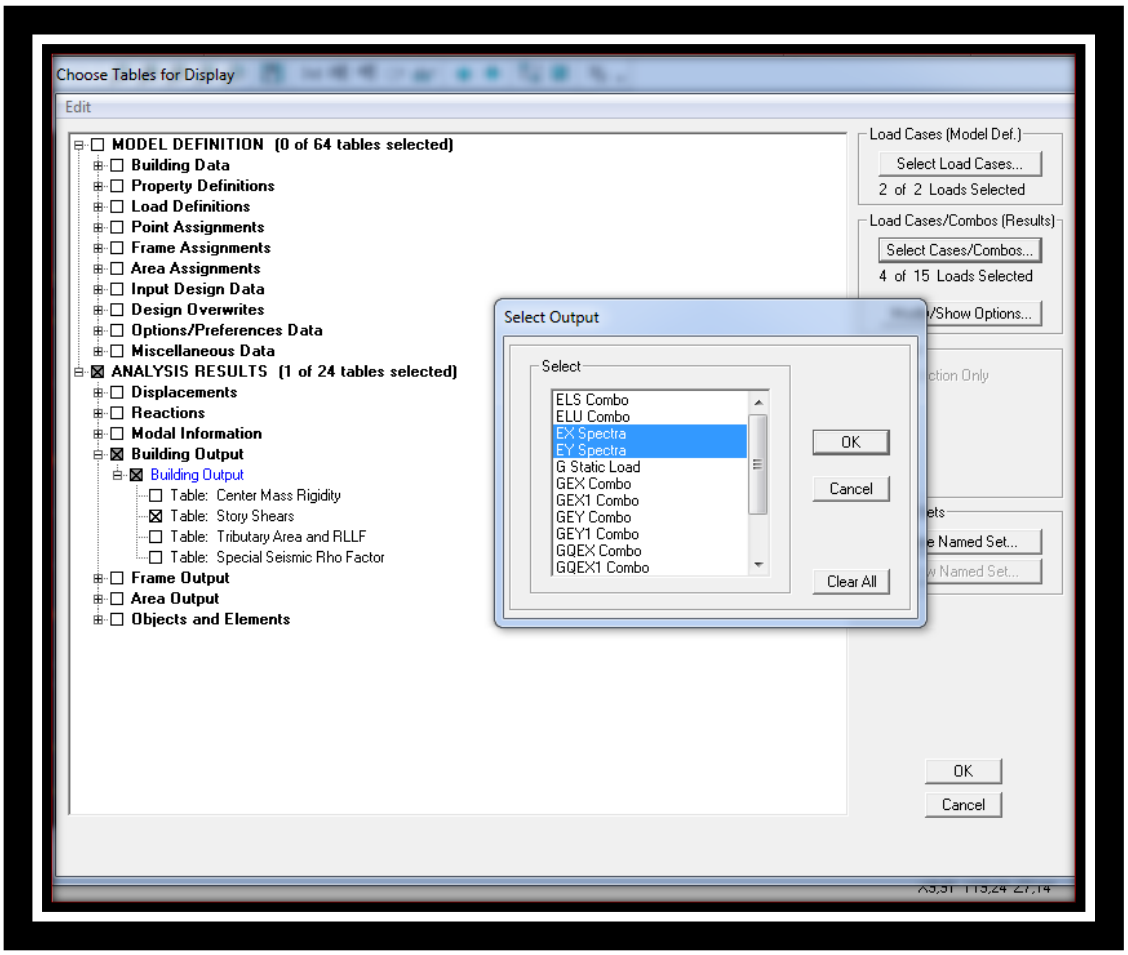
D'où : Si $\theta_k \leq 0.1 \Longrightarrow$ les effets **P-Δ** peuvent être négligés.

Si non : $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Longrightarrow$ les effets **P-Δ** peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

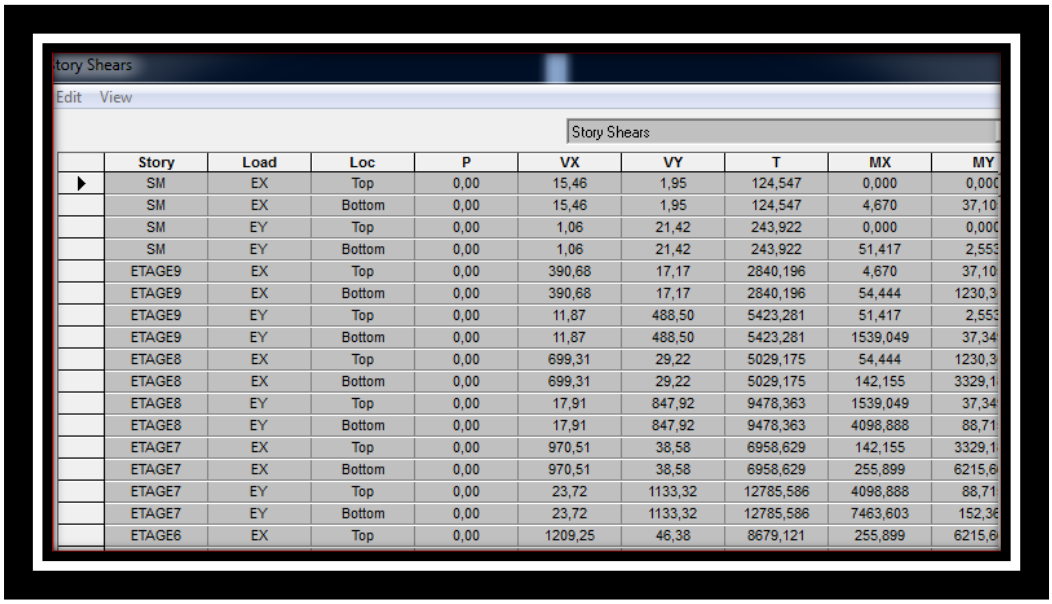
Si : $\theta_k \geq 0.2 \Longrightarrow$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

- **Visualisation de l'effort tranchant de chaque niveau K :**

Display ⟶ **show tables** ⟶ **building output** ⟶ **story shears** ⟶ puis on définit les combinaisons (**Ex** ET **Ey**). En cliquant sur **Select cases/combos.**



Ok ⟶ Ok.



tory Shears

Edit View

Story Shears

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
SM	EX	Top	0,00	15,46	1,95	124,547	0,000	0,000
SM	EX	Bottom	0,00	15,46	1,95	124,547	4,670	37,10
SM	EY	Top	0,00	1,06	21,42	243,922	0,000	0,000
SM	EY	Bottom	0,00	1,06	21,42	243,922	51,417	2,553
ETAGE9	EX	Top	0,00	390,68	17,17	2840,196	4,670	37,10
ETAGE9	EX	Bottom	0,00	390,68	17,17	2840,196	54,444	1230,3
ETAGE9	EY	Top	0,00	11,87	488,50	5423,281	51,417	2,553
ETAGE9	EY	Bottom	0,00	11,87	488,50	5423,281	1539,049	37,34
ETAGE8	EX	Top	0,00	699,31	29,22	5029,175	54,444	1230,3
ETAGE8	EX	Bottom	0,00	699,31	29,22	5029,175	142,155	3329,1
ETAGE8	EY	Top	0,00	17,91	847,92	9478,363	1539,049	37,34
ETAGE8	EY	Bottom	0,00	17,91	847,92	9478,363	4098,888	88,71
ETAGE7	EX	Top	0,00	970,51	38,58	6958,629	142,155	3329,1
ETAGE7	EX	Bottom	0,00	970,51	38,58	6958,629	255,899	6215,6
ETAGE7	EY	Top	0,00	23,72	1133,32	12785,586	4098,888	88,71
ETAGE7	EY	Bottom	0,00	23,72	1133,32	12785,586	7463,603	152,36
ETAGE6	EX	Top	0,00	1209,25	46,38	8679,121	255,899	6215,6

Tableau IV.10) : Vérification de l'effet de second ordre (effet P-Δ) suivant X-X :

Story	Lods	Δ_k(m)	Vx	VK x hK	θ_k	Observation
SM	149.93	0,0021	15.46	37.104	0.008485688	CV
ETAGE9	3837.62	0,00315	390.68	1195.4808	0.010111833	CV
ETAGE8	7392.22	0,00385	699.31	2139.8886	0.013299779	CV
ETAGE7	11001.14	0,00455	970.51	2969.7606	0.016854956	CV
ETAGE6	14678.90	0,00525	1209.25	3700.305	0.020826452	CV
ETAGE5	18356.67	0,00595	1417.19	4336.6014	0.025186125	CV
ETAGE4	22034.43	0,0063	1593.75	4876.875	0.028464315	CV
ETAGE3	25712.19	0,0063	1738.63	5320.2078	0.030447456	CV
ETAGE2	29467.99	0,0063	1851.15	5664.519	0.032773892	CV
ETAGE1	33310.99	0,0049	1931.71	5911.0326	0.027613424	CV
RDC	37595.96	0,0035	1983.04	8090.8032	0.016263633	CV

Tableau IV.11 : Vérification de l'effet de second ordre (effet P-Δ) suivant Y-Y :

Story	Lods	Δ_k(m)	Vy	VK x hK	θ_k	Observation
SM	149.93	0,042	21.42	51.408	0.096072023	CV
ETAGE9	3837.62	0,0385	488.5	1494.81	0.098840902	CV
ETAGE8	7392.22	0,03395	847.92	2594.6352	0.096724914	CV
ETAGE7	11001.14	0,0294	1133.32	3467.9592	0.093263356	CV
ETAGE6	14678.90	0,0245	1377.73	4215.8538	0.085304914	CV
ETAGE5	18356.67	0,01995	1586.21	4798.7226	0.075449208	CV
ETAGE4	22034.43	0,0154	1757.02	5376.4812	0.063113811	CV
ETAGE3	25712.19	0,01085	1893.95	5795.487	0.048136983	CV
ETAGE2	29467.99	0,007	2003.71	6131.3526	0.033642809	CV
ETAGE1	33310.99	0,00385	2092.41	6402.7746	0.020029958	CV
RDC	37595.96	0,0014	2158.64	8807.2512	0.005976251	CV

$$\theta_{\mathrm{k}} = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Donc : les effets P-Delta peuvent être négligés

8. Vérification des efforts normaux au niveau des poteaux : (RPA99 version2003 Art 7.4.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Avec :

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

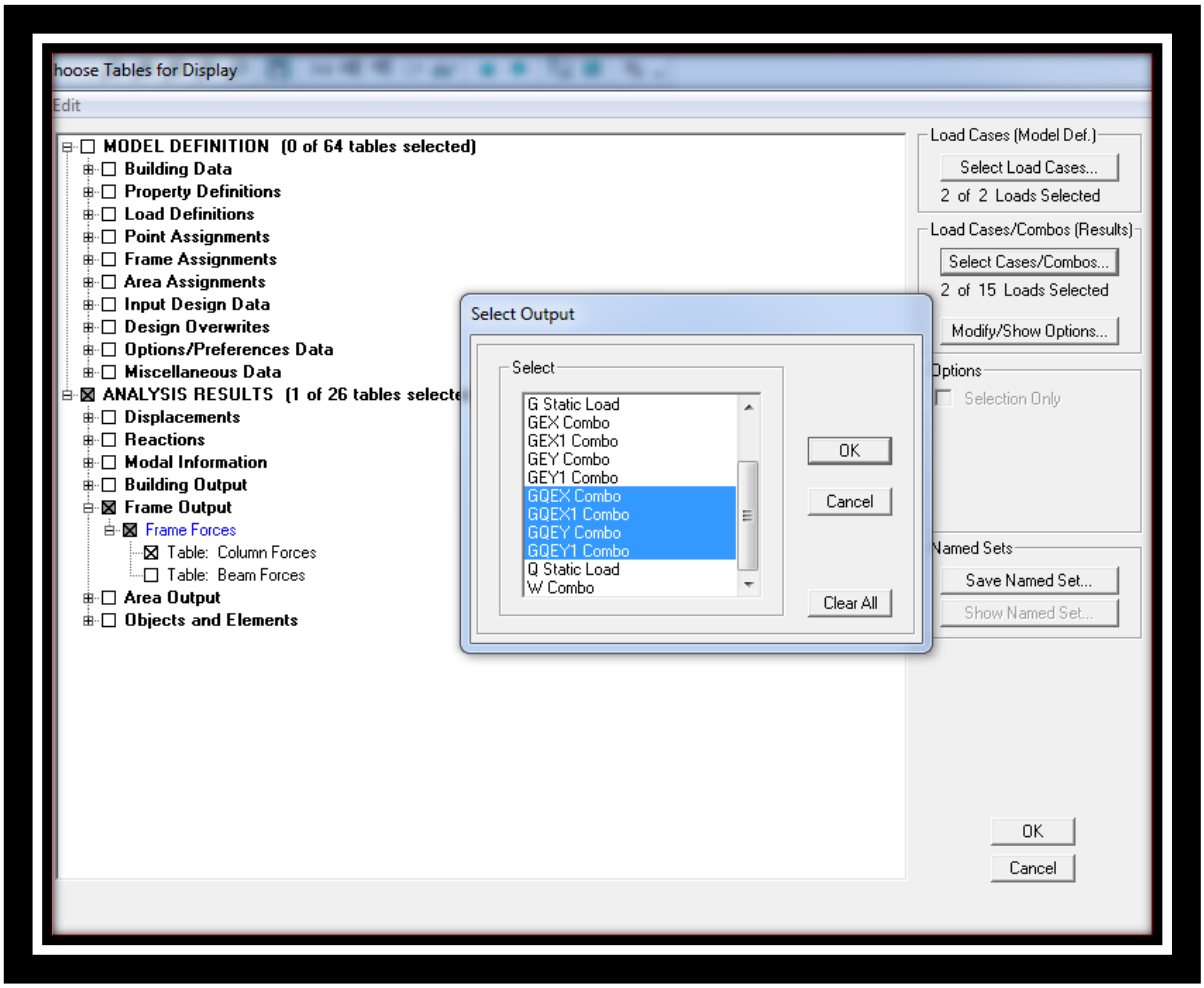
Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

fc28 : la résistance caractéristique du béton.

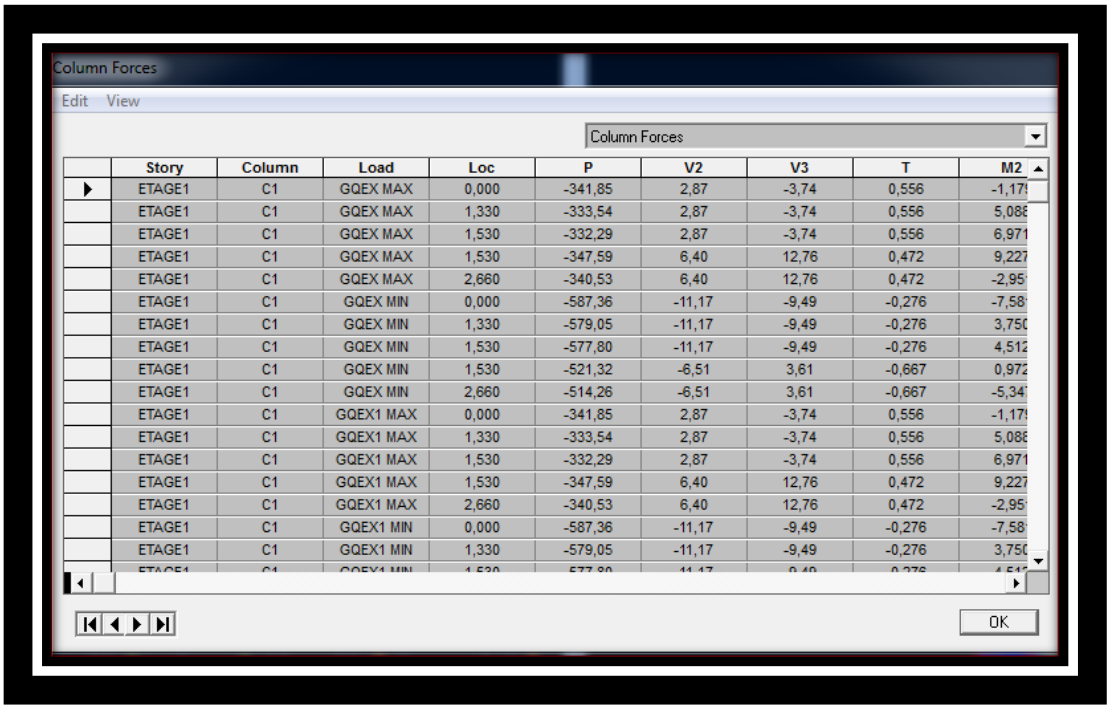
- Pour déterminer l''effort normal dans les poteaux pour chaque section (Zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ⟶ show table ⟶ Frame output ⟶ frame force ⟶table,colum force.

Puis on définit les combinaisons **G+Q (+ ou -) E.** en cliquant sur **select cases/combos.**



OK ⟶ OK.



Poteaux 50 x 50 : Nd = 1473.74

$\upsilon = \frac{1473.47}{50x50x2,5} = 0,23 < 0,3$…….condition vérifiée

Poteaux 40 x 40 : Nd = 633.89

$\upsilon = \frac{633.89}{40x40x2,5} = 0,15 < 0,3$…….condition vérifiée

Poteaux 35 x 35 : Nd = 252.13

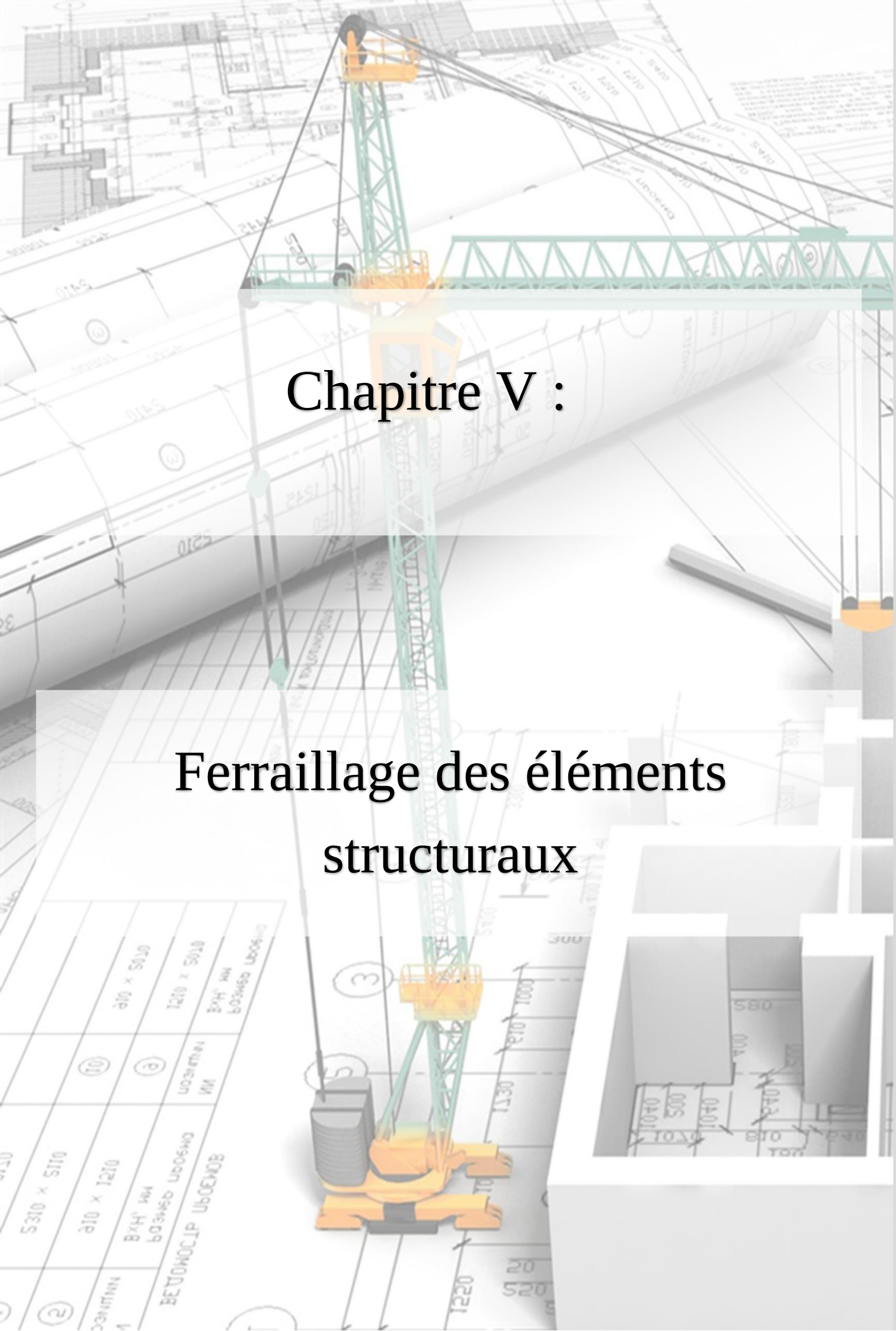
$\upsilon = \frac{252.13}{35x35x2,5} = 0,08 < 0,3$…….condition vérifiée

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, tous les exigences du **RPA** sont vérifiées. A présent on peut passer au ferraillage des éléments structuraux.

Chapitre V :

Ferraillage des éléments structuraux



Introduction:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres et les voiles), ces élément sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure 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 genres de sollicitations.

V.1. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

- **1.35G + 1.5Q (ELU).**

- **G + Q ± E**
- **0.8G ± E**

} **[Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99)]. [13]**

En suite en fera des vérifications **à ELS. (G+Q)**

Les 6 combinaisons à prendre en considération sont les suivantes :

- Effort normal maximal **« N »** ainsi que les moments **« M2 »** et **« M3 »** correspondants.
- Effort normal minimal **« N »** ainsi que les moments **« M2 »** et **« M3 »** correspondants.
- .Moments **« M2 »** et **« M3 »** ainsi que leurs efforts normaux **« N »** correspondants.

➢ Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques suivantes des matériaux :

Tableau V.1) Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

Situation	Béton			Acier (Fe400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	F_{bu} (Mpa)	γ_s	Fe (Mpa)	σ_s(Mpa)
Durable	1.5	25	14.20	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

V.1.1 Recommandations et exigences du RPA :

➢ Combinaisons de calcul :

- **Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modéfiée99 :**

D'après le règlement **BAEL91**, le ferraillage se calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- **A l'ELU :** 1,35G+1,5Q
- **A l'ELS :** G+Q

- **Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

- $G + Q \pm E$
- $0{,}8G \pm E$

a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :

- ✓ les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets
- ✓ le pourcentage minimal est de: **0.8 % (Zone IIa).**
- ✓ le pourcentage maximal et de **: 4 % en zones courantes**.
  6% en zones de recouvrement.
- ✓ le diamètre minimal est de **12mm.**
- ✓ la longueur minimale des recouvrements est de **: 40 (zone IIa).**
- ✓ la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **25cm (zone IIa)**
- ✓ les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version**

2003 sont rapportées dans le tableau suivant:

Tableau V.2) Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA :

Section du poteau (cm^2)	Pourcentage minimale $A_{min}=0.8\%xbxh$ (cm^2)	Pourcentage maximal (cm^2)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\%xbxh$	Zone courante $A_{max}=4\%xbxh$
50x50	20	150	100
45x45	16.2	121.5	81
40x40	12.8	96	64
35x35	9.8	73.5	49

V.1.2:Calcul des armatures :

- **Calcul des Armatures longitudinales :**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

➢ Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de e = M/N

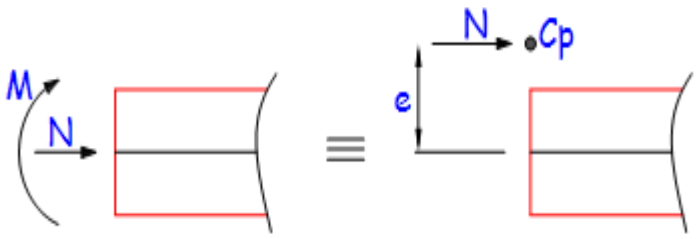


Figure.V.1 : **section en flexion composée**

Lorsque **N** est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

V.1.3.1Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être considérés :

-Section partiellement comprimée **(SPC).**

-Section entièrement comprimée **(SEC)**

-Section entièrement tendue **(SET).**

a) Calcul du centre de pression :

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

1er cas : Section partiellement comprimée (SPC) :

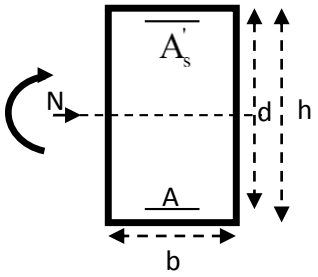
La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > (\frac{h}{2} - c)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < (\frac{h}{2} - c)$$



Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$N_u\,(d - c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}]\, bxhx^2 f_{bc}$.

Avec :

Nu : effort de compression.

Mf : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u(\frac{h}{2} - c)$$

b) Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \qquad \textbf{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\theta\, \gamma_b}$$

➢ **1er cas :**

Si $\mu_b \leq \mu_l$ =**0.392**⟶ la section est simplement armée. (A'=0)

- Armatures fictives : $\mathbf{A_f} = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$

Nous allons extraire la valeur de β de tableau.

- Armatures réelles : $\mathbf{A} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Avec : $\boldsymbol{\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}}$

- **2ème cas :**

Si $\boldsymbol{\mu \geq \mu_1}$ **=0.392** ⟶ la section est doublement armée. (A'≠0)

On calcul: $\begin{cases} \mathbf{M_r} = \mu_1 . bd^2 f_{bc} \\ \Delta \mathbf{M} = M_f - M_r \end{cases}$

Avec :

$\mathbf{M_r}$ **:** moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} \mathbf{A_{stf}} = \frac{\mathbf{M_f}}{\boldsymbol{\beta d \sigma_s}} + \frac{\Delta \mathbf{M}}{(\mathbf{d - c'}).\boldsymbol{\sigma_s}} \\ \mathbf{A'} = \frac{\Delta \mathbf{M}}{(\mathbf{d - c'}).\boldsymbol{\sigma_s}} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} \mathbf{A_s} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \\ \mathbf{A_s'} = A' \end{cases}$$

2 ème cas : Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\mathbf{e_u} = \frac{M_u}{N_u} < (\frac{h}{2} - c)$$

$N_u (d - c') - M_f > (0.337\ h - 0.81c)\ bh^2 f_{bc}$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Calcul des armatures :

Deux cas peuvent se présenter

- **1er cas :**

Si : $N_u (d-c') - M_f \leq (0.5 - \frac{c'}{h})\ bh^2 f_{bc}$ ⟶ la section est doublement armée

$A_S > 0$ et $A_{s'} > 0$

Les sections d'armatures sont :

$$\mathbf{A'_s} = \frac{M_{f-(d-0.5h)bh.f_{bc}}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$\mathbf{A_s} = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

➢ **2eme cas :**

Si : N_u (d-c')-M_f < $(0.5-\frac{c}{h})$ bxh²xf_{bc} ⟶ la section est simplement armée

A_S> 0 et $A_{s'}$ = 0

$$\mathbf{A_S} = \frac{N-100\Psi x b x h x f_{bc}}{100 x \sigma_s} \qquad \textbf{Avec :} \qquad \Psi = \frac{0.3571+\frac{N(d-c')-M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0.8571-\frac{c'}{h}}$$

3ème cas- Section entièrement tendue :

La section est entièrement tendue c'est à dire l'effort normal est un effort de traction.

$$\mathbf{e_u} = \frac{M_u}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$$

Avec :

$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ = 348 Mpa

Remarque :

Si $\mathbf{e_u} = \frac{M_u}{N_u} = 0$(excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera ***:*** $\mathbf{A} = \frac{N_u - B X f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s: Contrainte de l'acier.

V.1.4.Calcul du ferraillage des poteaux :

➢ **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites

Directement du logiciel **ETABS**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3) : Les efforts internes dans les poteaux :

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN.m]
RDC ; 1er ;2ème étage	50x50	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$	-1948.55	2.814
		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$	717.28	1.067
		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$	-754.42	63.981
3ème ;4ème ; 5ème ;6ème étage	40x40	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$	-1271.46	-9.91
		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$	207.32	0.25
		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$	-146.23	61.014
7ème ;8ème ; 9ème ; étage	35x35	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$	490.28	-15.998
		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$	66.17	3.728
		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$	-40.8	49.566

- Exemple de calcul manuel :
- Pour le poteau 50 x 50 :

N_{max}= -1948.55Kn.

M^{cor} =2.814 Kn.m.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.814}{1948.55} = 0.00144.$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{50}{2} - 2.5 = 22.5cm.$$ Avec (c = 2.5).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < (\frac{h}{2} - c)$$

Calcule de : (d – c) Nu – Mf et (0.337h – 0.81 c') x b x h^2 x f bc:

Avec :

$$Mf = Mu + Nu\ (\frac{h}{2} - c).$$

d = h – c = 0.5 – 0.025 = 0.475m.

$$\text{on a: } Mf = 2.814 + 1948.55(\frac{0.5}{2} - 0.025).$$

Mf =441.23 Kn.m.

(d – c) Nu – Mf = :(0.475 – 0.025) 1948.55 – 441.23 = 435.61Kn.m

$(0.337h - 0.81\ c') \times b \times h^2 \times f_{bc} = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.025) \times 0.5 \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3$

$= 263.144$ Kn.m.

$(d - c)\ Nu - Mf = 435.61$Kn.m $> (0.337h - 0.81\ c') \times b \times h^2 \times f_{bc} == 263.144$ Kn.m.

⟶ **SEC.**

Donc on doit vérifier la condition suivant:

$(d - c)\ Nu - Mf < (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc}$.

$(0.5 - \frac{0.025}{0.5}) \times 0.5 \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3 = 798.75$ Kn.m.

$(d - c)\ Nu - Mf = 435.61$Kn.m $< (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} = 798.75$ Kn.m. ⟶ **CV**

Calcul des armatures :

$$\mathbf{A_{S1}} = \frac{N - 100 \Psi x b x h x f_{bc}}{100 x \sigma_s} \qquad \textbf{Avec :} \qquad \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 . f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{1948.55(0.475 - 0.025) - 441.23}{0.5.0.5^2 . 14.2 x 10^3}}{0.8571 - \frac{0.025}{0.5}} = 0.746.$$

$$\mathbf{A_{S1}} = \frac{1948.55 - 100 x 0.746 x 0.5 x 0.5 x 14.2 \times 10^3}{100 x 348 \times 10^3}$$

$A_{S1} = 0.048$ cm^2. ≈ 0 **$A_{S2} = 0$.**

Le ferraillage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **« Socotec ».**

Exemple de calcul avec socotec :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts :

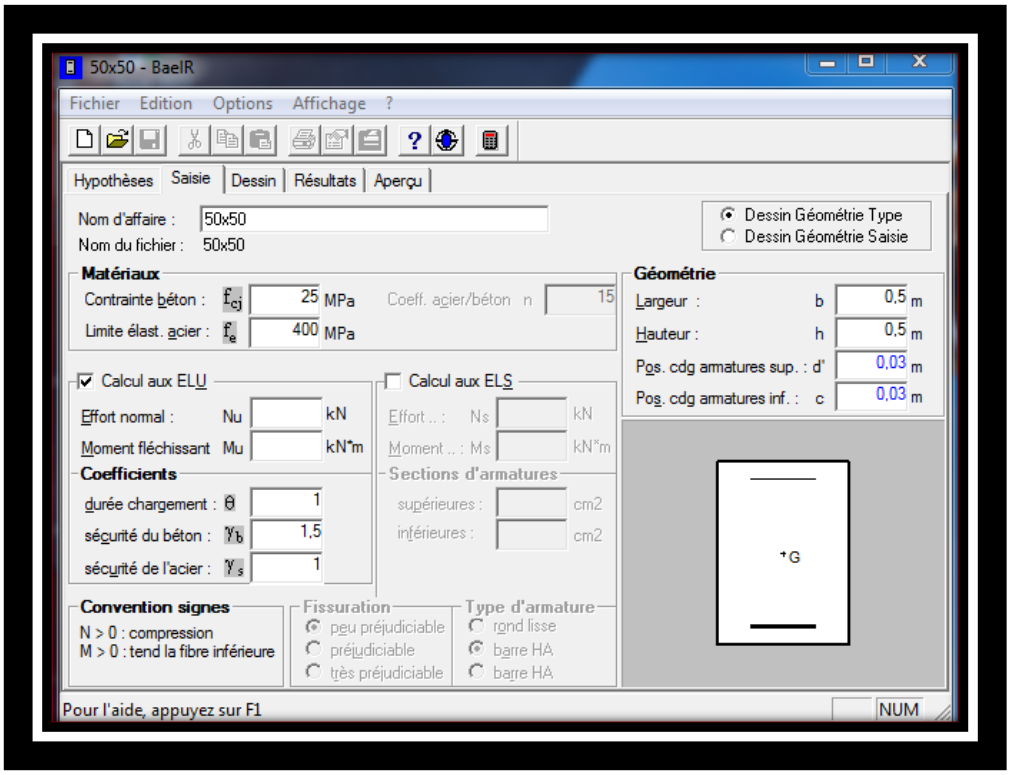


Figure.V.2 : **Caractéristiques et sollicitation de la section**

Clinquons sur l'icône résultats pour extraire nos résultats :

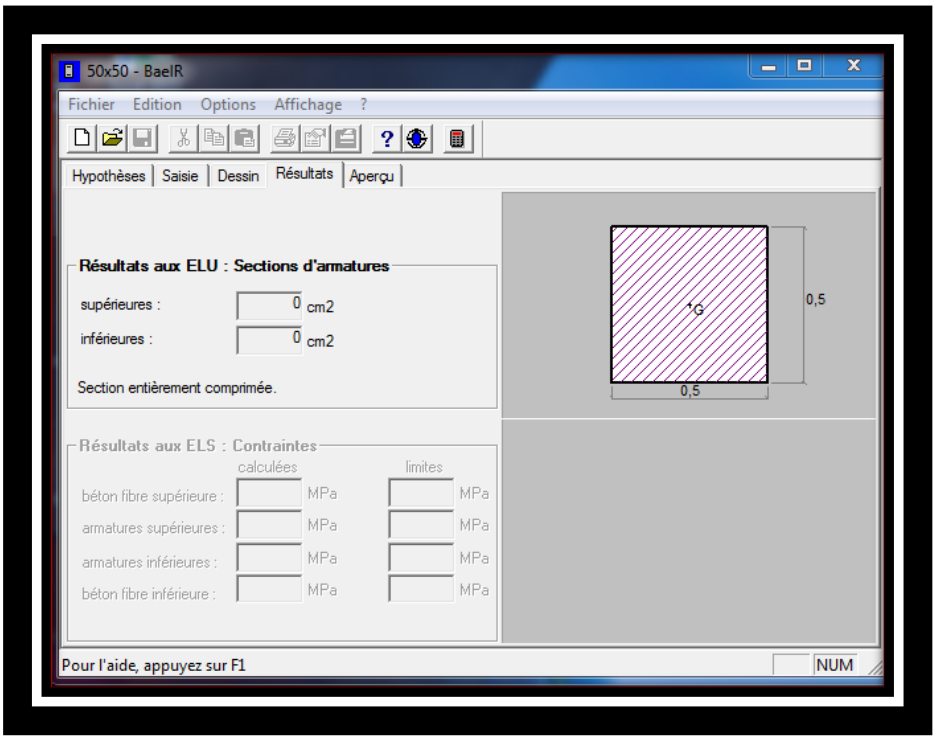


Figure.V.3 : **Résultats de calcul de la section d'armature**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4) : Calcule des armatures pour les poteaux :

Zone	Solicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A_{sup} (cm^2)	A_{inf} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Ferraillage
Zone I (50x50)	N_{max}-M_{corr}	-1948.55	2.814	SEC	0	0	20	20,60	4HA20 + 4HA16
	N_{min}-M_{corr}	717.28	1.067	SEC	0	0	20		
	N_{corr}-M_{max}	-754.42	63.981	SEC	0	0	20		
Zone II (40x40)	N_{max}-M_{corr}	-1271.46	-9.91	SEC	0	0	12,80	14,20	4HA16 + 4HA14
	N_{min}-M_{corr}	207.32	0.25	SEC	0	0	12,80		
	N_{corr}-M_{max}	-146.23	61.014	SPC	0	2.36	12,80		
Zone III (35x35)	N_{max}-M_{corr}	490.28	-15.998	SEC	0	0	9,80	10,68	4HA14 + 4HA12
	N_{min}-M_{corr}	66.17	3.728	SEC	0	0	9,80		
	N_{corr}-M_{max}	-40.8	49.566	SPC	0	3.44	9,80		

a) Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des Armatures longitudinales ;
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement ;
- Positionner les armatures longitudinales.

- **Selon BAEL 91 (Art A8.1.3)**

➢ **Le diamètre**

Le diamètre des armatures transversales est ou moins égal à la valeur normalisée la plus Proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$Q_t = QL/3$ **(Selon BAEL 91 Art A8.1.3)**

Q_t= 20/3 =6,55 soit φ 8mm

φ Est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

At : armatures transversales

Tu : effort tranchant de calcul

h_1: hauteur totale de la section brute

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : élancement géométrique du poteau.

St : espacement des armatures transversales :

- **Espacement des armatures transversales :**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale**

$St \leq \min(10\emptyset ; 15cm)$

$St \leq \min(10\times1{,}2 ; 15cm) = \min(12 ; 15cm) \rightarrow (St = 10\ cm$ pour zone 1 et $St = 15\ cm$ pour zone 2 et 3)

- **Dans la zone courante**

$St \leq 15\ \emptyset$

$St \leq 15\ \emptyset = 15\times1{,}2 = 18$ cm $\rightarrow St = 10\ cm$

Avec : $\emptyset$L = 12 mm est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte : $St = 10\ cm$ en zone nodale (zone 1)

$St = 15\ cm$ en zone nodale (zone 2 et 3)

$St = 10\ cm$ en zone courante

- **ρ_a** coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant :

$\rho = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda g \geq 5$

$\rho = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda g < 5$

- **Calcul d'élancement géométrique :**

Tableau V.5) : Les efforts tranchant max :

Niveau	Section (cm²)	Effort tranchant max à l'ELU (KN)
entre- sol, RDC 1et2 étage	**Zone I** (50x50)	26.98
3éme ,4éme ,5éme 6éme étage	**Zone II** (40×40)	22.91
7 éme , 8éme, 9 éme Etage	**Zone III** (35×35)	20.76

$\lambda g = \frac{lf}{i}$ **(BAEL 91 Art: B8.4.1)**

➢ **Poteau (50×50)**

Lf = 0.7 x 4.08 = 2.856.

$\lambda g = \frac{2.856}{0.5} = 5.712.$

$\lambda g = 5.712 \rightarrow \lambda g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$

V_u : L'effort tranchant max Vu =26.98 KN

• **En zone nodale :** $S_t = 10\ cm$

$$A_t = \frac{2,5 \times 26.98 \times 10}{50 \times 400}\ 10 = 0,337 cm^2$$

• **En zone courante** $S_t = 10\ cm$

$$A_t = \frac{2,5 \times 26.98 \times 10}{50 \times 400} 10 = 0.337\ cm^2$$

➢ **Poteau (40×40)**

Lf = 0.7 x 3.06 = 2.142.

$\lambda g = \frac{2.142}{0.4} = 5.355.$

$\lambda g = 5.355 \rightarrow \lambda g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$

V_u : L'effort tranchant max Vu =22.91KN

• **En zone nodale :** $S_t = 10\ cm$

$$A_t = \frac{2,5 \times 22.91 \times 10}{40 \times 400}\ 10 = 0,357 cm^2$$

• **En zone courante** $S_t = 15\ cm$

$$A_t = \frac{2{,}5 \times 22.91 \times 10}{40 \times 400} 15 = 0{,}536\ \text{cm}^2$$

➢ **Poteau (35×35)**

Lf = 0.7 x 3.06 = 2.142.

$\lambda g = \frac{2.142}{0.35} = 6.12.$

$\lambda g = 6.12 \rightarrow \lambda g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$

V_u : L'effort tranchant max Vu =20.76 KN

• **En zone nodale :** $S_t = 10\ cm$

$$A_t = \frac{2{,}5 \times 20.76 \times 10}{35 \times 400}\ 10 = 0{,}370\text{cm}^2$$

• **En zone courante** $S_t = 15\ cm$

$$A_t = \frac{2{,}5 \times 20.76 \times 10}{35 \times 400} 15 = 0{,}556\ \text{cm}^2$$

b) **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'= Max (he/6;b1;h1;60 cm) (Art.7.4.2.1)

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

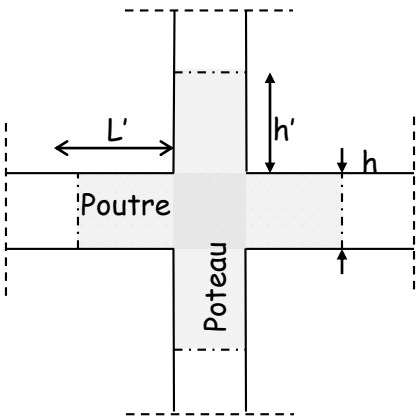


Figure V.2 Délimitation de la zone nodale

Section	H	h'=Max (he/6;b1;h1;60 cm)
Poteau (50x50)	4.08	(68;50;50;60 cm) =68cm.
Poteau (40x40)	3.06	(51;40;40;60 cm)=60cm.
Poteau (35x35)	3.06	(51;35;35;60 cm)=60cm.

V.1.5: Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales du RPA (article7.4.2.2)

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda g \geq 5$…… $A_t^{min} = 0.3\% \; S_t \times b_1$

Si $\lambda g \leq 3$…….... $A_t^{min} = 0.8 \; St \times b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$…….... interpoler entre les deux valeurs précédentes

Tableau V.6): Vérification de la section des armatures transversales:

poteau	λ_g	$\frac{A_t}{St \times b}$ =%	Zones	A_t^{min} = 0.3% x$S_t \times b_1$	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{choi} (cm^2)	Vérification $A_{min} < A_{choi}$
45x45	5.712	0,3	Nodale	1,5	0.337	4Ø8 = 2.01	**Cv**
			Courante	1.5	0.337	4Ø8 = 2.01	
40x40	5.355	0,3	Nodale	1,2	0.357	4Ø8 = 2.01	**Cv**
			Courante	1,8	0.536	4Ø8 = 2.01	
35X35	6.12	0,3	Nodale	1,05	0.370	4Ø8 = 2.01	**Cv**
			Courante	1,575	0.556	4Ø8 = 2.01	

b) **Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003 :**

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 : $\boldsymbol{\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}}$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow 1.\overline{\tau}_{bu} = 0.875MPa \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \overline{\tau}_{bu} = 1MPa \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

Tableau V. 7 : Vérification des contraintes tangentielles

niveau	poteau	b (m)	h (m)	Vu(kN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\overline{\tau}_{bu}$	Vérification $\tau_b \leq \overline{\tau}_{bu}$
RDC ;1er ; 2 ème étage	50x50	50	50	26.98	5.712	0.075	0.1136	1.875	CV
3éme,4éme ,5éme ,6éme étage	40x40	40	40	22.91	5.355	0.075	0.1527	1.875	CV
7 éme, 8éme, 9 éme étage	35x35	35	35	20.76	6.12	0.075	0.1825	1.875	CV

C) Longueur de scellement droit (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\phi.fe}{4\overline{\tau}_{se}} \text{ Avec : } \overline{\tau}_{se} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 2.835MPa$$

Ψ_s =1.5 pour les aciers à haute adhérence , f_{t28} =2.1 MPa

-Pour les HA 20 :LS= $\frac{2x400}{4x2,835}$ =70,546 cm soit LS = 75 cm

-Pour les HA 16 :LS= $\frac{1,6x400}{4x2,835}$ =56,437 cm soit LS = 60 cm

-Pour les HA 14 :LS= $\frac{1,4x400}{4x2,835}$ =49,382 cm soit LS = 50 cm

-Pour les HA 12 :LS= $\frac{1,2x400}{4x2,835}$ =42,328 cm soit **Ls = 45 cm**

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie Ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : **0,4 Ls** pour les aciers **HA.**

-Pour les Ø 20 : **La = 30 cm**

-Pour les Ø 16 : **La = 24 cm**

-Pour les Ø 14 : **La = 20 cm**

-Pour les Ø 12 : **L_a = 18 cm**

D) Longueur de recouvrement (RPA article7.4.2.1)

La longueur minimale de recouvrement est : **l_r > 40 × en zone IIa**

. Pour les HA 20 : l_s= 40x2,0= 80 cm. →on adopte **Lr = 80 cm**

. Pour les HA 16 : l_s= 40x1.6= 64 cm. →on adopte **Lr = 65 cm**

. Pour les HA 12 : l_s= 40x1.4= 56 cm. →on adopte **Lr = 60 cm**

. Pour les HA 12 : l_s= 40x1.2= 48 cm.→ on adopte **Lr = 50 cm**

V.6. Vérifications à l'ELS

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.8: vérification de la condition de non fragilité.

SECTION	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e_s (m)	OBS	A_{min} (cm²)	A adopter (cm²)	$A_{min} \leq A_{adp}$
50×50	N_{max}-M_{cor}	-1407.3	-2.013	0.0014	SEC	6.96	20,6	CV
	N_{min}-M_{cor}	-317.48	3.81	0.012	SEC	7.53		CV
	M_{max}-N_{cor}	-708.76	-29.854	0.042	SEC	10.58		CV
40×40	N_{max}-M_{cor}	-918.66	-7.105	0.0077	SEC	4.67	14,2	CV
	N_{min}-M_{cor}	-114.4	0.308	0.0026	SEC	4.45		CV
	M_{max}-N_{cor}	-224.37	-23.679	0.105	SPC	3.14		CV
35×35	N_{max}-M_{cor}	-355.73	-11.5	0.032	SEC	5.50	10,68	CV
	N_{min}-M_{cor}	-15.82	0.318	0.020	SEC	3.85		CV
	M_{max}-N_{cor}	-44.13	19.781	0.448	SPC	1.07		CV

b) État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du Béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

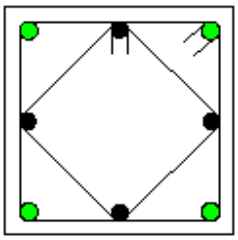
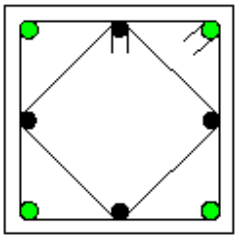
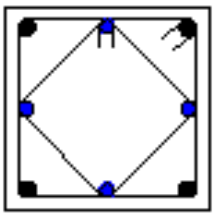
Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{bc}$ **= 348 Mpa.**

Contrainte admissible du béton **:** σ_{bc} **= 15 Mpa.**

Tableau V.9: vérification des contraintes :

SECTION	Ns (KN)	Ms (KN.m)	Béton				Acier			
			σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
50×50	-1407.3	-2.013	4.57	4.45	15	**CV**	68.5	66.9	348	**CV**
	-317.48	3.81	1.13	0.9	15	**CV**	16.8	13.7	348	**CV**
	-708.76	-29.854	3.17	1.38	15	**CV**	46.2	22	348	**CV**
40×40	-918.66	-7.105	4.95	4.12	15	**CV**	73.4	62.6	348	**CV**
	-114.4	0.308	0.58	0.55	15	**CV**	8.71	8.23	348	**CV**
	-224.37	-23.679	2.5	0	15	**CV**	31.9	-2.07	348	**CV**
35×35	-355.73	-11.5	3.32	1.28	15	**CV**	47.7	21.4	348	**CV**
	-15.82	0.318	0.12	0.09	15	**CV**	1.74	1.33	348	**CV**
	-44.13	19.781	2.41	0	15	**CV**	29.9	-45.4	348	**CV**

Le ferraillage des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
RDC ; 1ère ; 2ème étage	50 × 50	4HA20+4HA16	1cadre et 1 losange (HA8)	
3éme ; 4éme; 5éme et 6éme étages.	40 ×40	4HA16+4HA14	1cadre et 1 losange (HA8)	
7éme ; 8éme et 9éme étages.	35 ×35	4HA14+4HA12	1cadre et 1 losange (HA8)	

V.2 : Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires, après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

➢ Les combinaisons de calcul :

Ils sont ferraillés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, Et vérifiées à L'ELS.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ✓ 1**,35G+1,5Q …….à l'ELU**
- ✓ **G+Q……..à l'ELS**
- ✓ **G+Q±E…….RPA 99 révisé 2003**
- ✓ **0,8G±E……..RPA 99 révisé 2003**

V.2.2.Recommandations du RPA99/ version 2003 :

a)Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

-**4%**en zone courante

- **6%**en zone de recouvrement

- La longueur minimale de recouvrement est de : **40 Ø en zone IIa**

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°.**

- On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de

Trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003**

Sont rapportées dans le tableau suivant:

Tableau V.10 :Section des armatures longitudinales.

	Section (cm^2)	pourcenta	**A_{max} (cm^2) (Zone courante)**	**A_{max} (cm^2) (Zone de recouvrement)**
		A_{min} =0.5%(bxh)		
Poutre principale	**30x40**	**6**	**48**	**72**
Poutre secondaire	**30x35**	**5,25**	**42**	**63**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \le \min(12\phi_l^{\min}, \frac{h}{4}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t < \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

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

➢ **Sollicitation de calcul:**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Type	**Section (cm^2)**	**Localisation**	**Moment (KN.m)**
Poutre principale	30x40	Appui	-94.985
		Travée	59.545
Poutre secondaire	30x35	Appui	-61.023
		Travée	47.244

V.2.3. Calcul des armatures :

V.2.3.1.Calcul des armatures longitudinales:

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables**.**

- **Les étapes de calcul:**

  - **Calcul du moment réduit « μ »**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

  - **Calcul du moment réduit limite « μ_l»**

Le moment réduit limiteμ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

- On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » **:**

✓ 1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée **(SSA)**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow \mathbf{A_{sc} = 0}$**.**

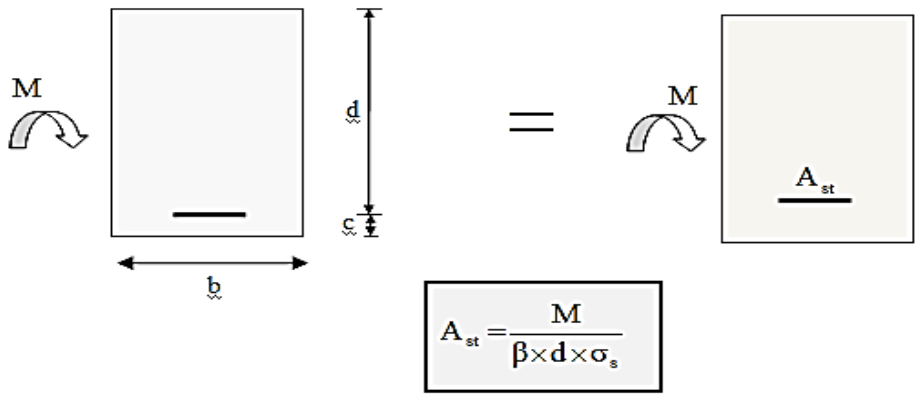
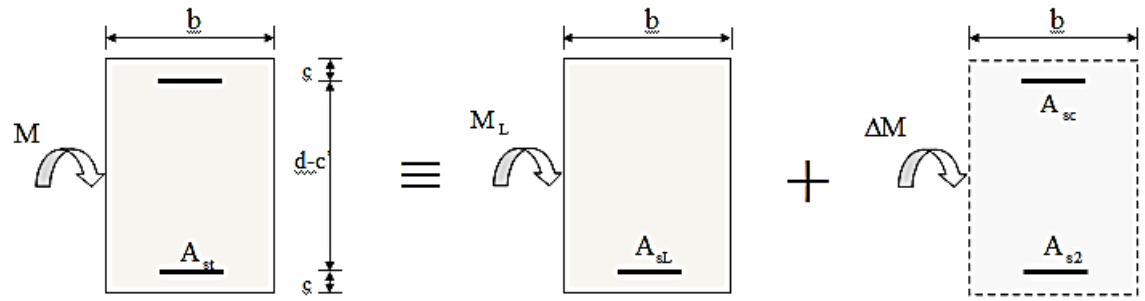


Figure V.3 : Disposition des armatures tendus S.S.A



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Figure V.4 : Disposition des armatures tendus S.S.A

- **Ferraillage**

a) Poutre principales :

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{94.985x10^3}{30x37.5^2 x14,2} = 0.158$$

$\mu = 0.158 < \mu_l = 0,392$ → Section simplement armée (As' = 0)

$\mu = 0,158 \rightarrow \beta = 0,914$

$$A_s = \frac{94.985x10^3}{0.914x37.5x348.} = 7.96 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 3HA16(fil)+2HA14(chap) = 9.11cm^2.

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{59.545x10^3}{30x37.5^2 x14,2} = 0,01$$

$\mu = 0.01 < \mu_l = 0,392$ → Section simplement armée (As' = 0)

$\mu = 0,01 \rightarrow \beta = 0,947$

$$A_s = \frac{59.545x10^3}{0,947x37.5x348.} = 4.81 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 3HA16 = 6.03 cm^2.

Tableau V.11: ferraillage des poutres principales

	M_{max} (KN.m)	μ_b	Obs	B	$A_{st(cm^2)}$	Ferraillage	$A_{adopté(cm^2)}$
Aux appuis	94.985	0.158	SSA	0.914	9.72	3HA16 (fil) + 2HA14(chap)	**9.11**
En travée	59.545	0,01	SSA	0,947	4.81	3HA16(fil)	**6.03**

b) Poutre secondaires :

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{61.023x10^3}{30x32.5^2 x14,2} = 0,135$$

$\mu = 0.135 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée (As' = 0)

$\mu = 0.135 \rightarrow \beta = 0,927$

$$A_s = \frac{61.023x10^3}{0,927x32.5x348.} = 5.82 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 3HA14 (fil)+2HA12 (chap) = 6.88 cm^2.

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{47.244x10^3}{30x32.5^2 x14,2} = 0,104$$

$\mu = 0.104 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée (As' = 0)

$\mu = 0,104 \rightarrow \beta = 0,945$

$$A_s = \frac{47.244x10^3}{0,945x32.5x348.} = 4.42 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 3HA14 = 4.62 cm^2.

Tableau V.12 : ferraillage des poutres secondaires

	M_{max} (KN.m)	μ_b	Obs	B	$A_{st(cm^2)}$	Ferraillage	$A_{adopté(cm^2)}$
Aux appuis	61.023	0.135	SSA	0.927	5.82	3HA14(fil) + 2HA12(chap)	**6.88**
En travée	47.244	0.104	SSA	0.945	4.42	3HA14 (fil)	**4,62**

V.2.3.2.Calcul des armatures transversales:

- **Poutres principales**

. Espacement maximum entre les armatures transversales

. Zone nodale : $S^t_{Max} \leq \min(h/4, 12\ \varphi) = \min(40/4, 12x16) = \Rightarrow S^t = 10$ cm.

. Zone courante : $S^t \leq h/2 = 40/2 = 20$ cm $\Rightarrow S^t = 15$ cm.

D'où :

. Zone nodale : At= 0.003.s.b= 0.003X10x30= 0,9 cm².

. Zone courante : At= 0.003.s.b= 0.003x15x30= 1,35 cm².

Soit : A_t= 4HA 8 (2 cadres de φ8) = 2,01 cm².

- **Poutres secondaires**

. Espacement maximum entre les armatures transversales

. Zone nodale : $S^t_{Max} \leq \min(h/4, 12\ \varphi) = \min(35/4, 12x14) = \Rightarrow S^t = 10$ cm.

. Zone courante : $S^t \leq h/2 = 35/2 = 17.5$ cm $\Rightarrow S^t = 15$ cm.

D'où :

. Zone nodale : At= 0.003.s.b= 0.003x10x30= 0,9 cm².

. Zone courante : At= 0.003.s.b= 0.003x15x30= 1,35 cm².

Soit : A_t= 4HA 8= 2,01 cm².

- **Délimitation de la zone nodale**

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure **7.2 du RPA 99 [13]** en **page 63** (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec :

. l' : Longueur de la zone nodale.

. h : Hauteur de la poutre.

D'où :

. Poutres principales : l'= 2x40= 80 cm.

. Poutres secondaires : l'= 2x35= 70 cm.

V.2.4: Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BAEL 91 / Art. A.4.2.1) [14]

$$A_{min} \geq 0{,}23.b_0.d.\frac{fc_{28}}{f_e}$$

. Poutres principales : $A_{min} = 0{,}23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.35\ cm^2$.

. Poutres secondaires : $A_{min} = 0{,}23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.17\ cm^2$.

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{min}, donc, la condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91 / Art. 5.1, 211) [14]

$\overline{\tau_u} = \min\{\frac{0{,}2.fc28}{\gamma_b}\ ; 5\ MPa\} = 3.33\ MPa.$

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d}$

Tableau V.13 : Vérification au cisaillement

Poutre	Effort tranchant (Kn)		b	d	Fc_{28}	τ_u	$\overline{\tau_u}$	obs
Poutre principale	Vu^{max}	119.47	30	37.5	25	1.06	3.33	**CV**
Poutre secondaire	Vu^{max}	84.06	30	32.5	25	0.86	3.33	**CV**

c. Influence de l'effort tranchant :

✓ **Influnce sur le béton (BAEL 91/Art A.5.1.3.1.3) :**

Il faut vérifier que :

$$Vu \leq \grave{V}u = \frac{0.4 \times 0.9 \times d \times bx\ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau V.14 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

Poutre	Effort tranchant (Kn)		b	d	Fc_{28}	Vu	obs
Poutre principale	Vu^{max}	119.47	30	37.5	25	880.43	**CV**
Poutre secondaire	Vu^{max}	84.06	30	32.5	25	763.04	**CV**

✓ **Influence sur les armatures (BAEL 91/Art A.5.1.3.2)**

$Aa \geq \frac{1.15}{fe}(Vu + \frac{Mu}{0.9d})$.

Avec : Mu en valeur algébrique.

Si $\left(Vu + \frac{Mu}{0.9d}\right) < 0.$ ⟶ La vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales : $Vu - \frac{Mu}{0.9d} = 119.47 - \frac{94.985}{0.9x0.375} = -161.96 < 0.$
- Pour les poutres secondaires : $Vu - \frac{Mu}{0.9d} = 84.06 - \frac{61.023}{0.9x0.325} = -124.56 < 0.$

⟹ Donc aucune vérification n'est pas nécessaire

d. Vérification de l'adhérence des barres :

e. $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s . f_{t28}$

f. Où :

g. Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

h. $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

i. Donc :

j. $\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa.

k. $\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d \sum \mu_i}$

l. Où :

m. . $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

n. . Poutres principales : $\sum \mu_i = n.\pi.\varphi = 3X\ 3,14\ X\ 1.6+2X3.14X1.4 = 23.86cm.$

o. . Poutres secondaires : $\sum \mu_i = n.\pi.\varphi = 3\ X\ 3,14\ X\ 1.4+2X3.14X1.2 = 20.724cm.$

p. D'où :

q. . Poutres principales : $\tau_{se} = \frac{119.47x10^3}{0.9x375x\ 238.6} = 1.483$ MPa $< \overline{\tau_{se}} = 3.15$ MPa.

r. . Poutres secondaires : $\tau_{se} = \frac{84.06x10^3}{0.9x325x207.24} = 1.386$ MPa $< \overline{\tau_{se}} = 3.15$ MPa.

s. La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

e. Ancrage des barres (RPA 99/ Art. 7.5.2.1 [13])

La longueur minimale de recouvrement est de 40 φ en zone II.

D'où :

-Pour les HA 16 : $l_s = 40x1.6 = 64$ cm.

. Pour les HA 14 : $l_s = 40x1.4 = 56$ cm.

. Pour les HA 12 : $l_s = 40x1.2 = 48$ cm.

L_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0{,}4L_s$

. Pour les HA 16 : $L_c = 0{,}4 \times 64 = 25.6$cm.

. Pour les HA 14 : $L_c = 0{,}4 \times 56 = 22{,}4$ cm.

. Pour les HA 12 : $L_c = 0{,}4 \times 48 = 19.2$ cm.

V.2.5: Vérification à L'ELS :

Vérification des contraintes :

a. Vérification de la contrainte dans les aciers :

. $\boldsymbol{\sigma}_{st} = \dfrac{M_s}{\beta_1 . d . A} \leq \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{st} = \dfrac{fe}{\gamma s} = \dfrac{400}{1.15} = 348$ MPa.

$\boldsymbol{\beta}_1$ et K_1 sont obtenus à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \dfrac{100.A}{b.d}$

b. Vérification de la contrainte dans le béton (Art.A.4.5.2/BAEL91):

$\boldsymbol{\sigma}_{bc} = \dfrac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

Les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

Tableau V.15: Vérification de l'état limite de compression du béton et de l'acier pour les poutres :

	Localisation	M_s max [kN.m]	A adoptée [cm²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
P. principales	Appuis	68.233	9.11	1.086	0.856	19.72	233.33	348	CV	11.83	15	CV
	Travée	42.702	6.03	0.542	0.890	30.45	276.93	348	CV	9.09	15	CV
p. secondaires	Appuis	43.976	6.88	0.962	0.862	21.23	228.15	348	CV	10.74	15	CV
	Travée	34.033	4.62	0.48	0.895	32.62	253.25	348	CV	7.76	15	CV

b.Etat limite d'ouverture des fissures

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5,32 du BAEL 91**). **[14]**

c. Etat limite de déformation

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

f : Flèche maximale des poutres principales et secondaires (Déduite du logiciel ETABS).
D'où :

- **Poutres principales**

f = 0.04 cm < $\bar{f} = \frac{490}{500}$ = 0.98 cm. La condition est vérifiée.

- **Poutres secondaires**

f = 0.179 cm < $\bar{f} = \frac{475}{500}$ = 0.95 cm. La condition EST vérifiée.

Conclusion

Le ferraillage retenu pour les poutres est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.16: Récapitulatif du ferraillage des poutres principales et secondaire.

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	Espacement des armatures transversales [cm]	
P. principales	Aux appuis	**3HA16 (filantes) + 2HA 14 (chapeaux)**	2 cadres de φ8	Zone nodale	10
	En travée	**3HA16 (filantes)**		Zone courante	15
p. Secondaires	Aux appuis	**3HA14 (filantes) + 2HA 12 (chapeaux)**	2 cadres de φ8	Zone nodale	10
	En Travée	**3HA14 (filantes)**		Zone courante	15

V.3 VOILES :

V.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales, Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes **(G)** et au surcharge d'exploitation **(Q)** ainsi que sous l'action des sollicitation horizontales dues aux séismes.

Les voies seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferraillage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.3.2 Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

1.35 G + 1.5 Q **à l'ELU**

B A E L 91

G+Q **à l'ELS**

0.8G $\pm$ E

G + Q $\pm E$

RPA 99 / version 2003

V.3.3 Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l}$ **> 1.5**
- Voile court : $\frac{h}{l}$ **< 1.5.**

✓ Dans le but de faciliter la réalisation e alléger les calculs, nous allons ferrailler par Zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopté le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux. Les Zone sont définit comme suit :

- **Zone I :** RDC ,1ère et 2èmé étages.
- **Zone II :** 3èmé ; 4èmé ; 5èmé et 6èmé étages.
- **Zone III :** 7ème ; 8èmé et 9ème étages.

a) Détermination des diagrammes des contraintes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables **(N, M)** en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec

B : section du béton

I : moment d'inertie

V et V' : bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est données par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

$\mathbf{h_e}$: Hauteur entre nus de planches du voile considère ;

$\mathbf{L_c}$ **:** la longueur de la zone comprimée : $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

$\mathbf{L_t}$ **:** la longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C).
- Section partiellement comprimé (S.P.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).

V.3.2: Détermination des armatures :

a) Compression simple : (Art A.8.1; 21 BAEL91 modifiés99)

$A_{min} \geq 4$ cm^2/ml **;** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$0.2\% \leq A_t = \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$.

Avec:

B: section du béton comprimée.

b) Traction simple : (Art A.7.7; 4.1 BAEL91 modifiés99)

$A_{min} \geq \max\left\{\frac{Bf_{t28}}{fe}; 0.2\%B\right\}$

Avec :

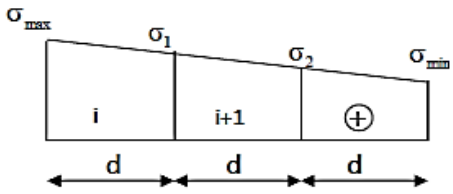
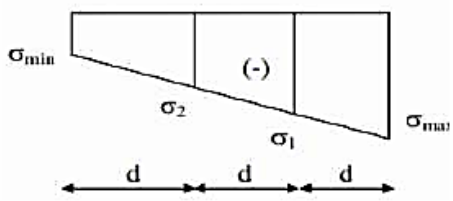
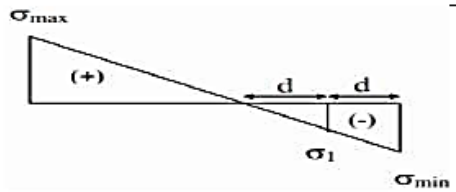
B : section du béton tendue **B = d × e**

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

$A_{min} \geq 0.2\%B$.

V.3.5 Calcul des sections d'armatures verticales :

Tableau V.17 : Tableau des efforts normaux.

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

a)Section entièrement comprimée :

$A_v = \frac{N_1 + B \times f_{c28}}{2} \times d \times e$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2‰ = 348 MPa

b) Section partiellement comprimée :

$A_v = \frac{N_1}{\sigma_{s10}}$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier = 348 MPa

c) Section entièrement tendue :

$A_v = \frac{N_1}{\sigma_{s2}}$

$\boldsymbol{\sigma_{s2}}$ **:** Contrainte de l'acier à 2‰ = 348 MPa

V.3.6 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

- **D'après le BAEL :**

$A_H = \frac{A_V}{4}$

Avec :

A_H : section d'armatures horizontales.

A_V : section d'armatures vertical.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.7.4.3) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- **A_H** > 0.15%B……Globalement dans la section du voile.
- **A_H** > 0.10%B……en zone courante.

Avec :

B : section du béton.

VI.3.7Armatures 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 révise 2003).**
Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.3.8 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 :

$$\mathbf{A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e}}$$

Avec :

T = $1.4 \times V_u$

$\mathbf{V_u}$: Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

a) Espacement :

D'après l' **Art 7.7.4, 3 du RPA révisé 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq 1.5 \times e$, et aussi $S_t \leq 30$cm

$S_t \leq \min\{30\ cm\ , 30cm\} \Longrightarrow S_t \leq 30$ 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

Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones tendues où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

a) Diamètre maximal:

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ De l'épaisseur du voile.

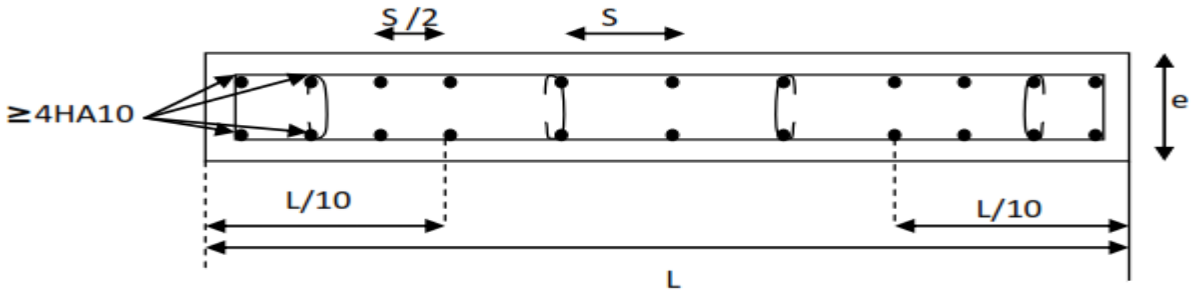


Figure.V.5: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

a) Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 4 HA10 **(RPA 99).** Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

V.3.8) Vérification l'ELS

a) Contrainte limite de béton.

Pour cet état, on considère :

$N_{ser} = G + Q$ $\quad \overline{\sigma_b} = \frac{N}{B+15\times A} \leq \sigma_b$

$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa

b) <u>Contraintes limites de cisaillement : (Art 7.7</u>.2 RPA 99/Version2003) :

$\boldsymbol{\tau_b} \leq \tau_b = 0.2\overline{f_{c28}}$ **Avec :** $\boldsymbol{\tau_b} = 0.2\overline{f_{c28}} = 0.2 \times 25 =$ **5MPa**

$\tau_b = \frac{T}{e\times d}$ avec : $T = 1.4 \times T_{u,\,calcul}$

e : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d= 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

Tu : Effort tranchant dans le niveau considère.

c) Contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :

$\boldsymbol{\tau_u} \leq \overline{\tau_u}$ **Avec :** $\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u}{e\times d}$

$\boldsymbol{\tau_u}$ **:** Contrainte de cisaillement

$\overline{\tau_u}$ **:** Min (0.15$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4MPa) Fissuration est peu préjudiciable.

V.3.4:Calcule de ferraillage :

V.3.9) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversale V_{T1}= 4.4 m sur la zone 1 ; SPC

a) Caractéristiques géométriques :

L = 4.4 m e = 0.2 m B = 0.88 m^2

I = $\frac{e \times l^3}{12}$ = 1.4 m^4 V = V' = $\frac{l}{2}$ = 2.2 m

b) **Sollicitations de calcul :**

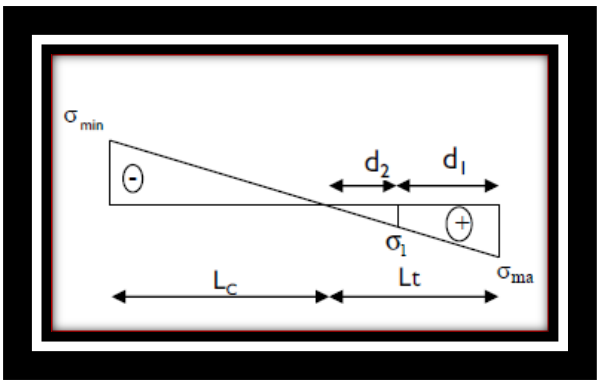
On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{max}}$ = 3043.95 KN / m^2

$\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{min}}$ = - 6086.02 KN / m^2

- Largeur de la zone comprimée :

$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} \times L$ = 1.46 m



- **Largeur de la zone tendue (lt):**

$L_t = L - L_c$ = 4.4 – 1.46 = 2.94 m

Calcul de la longueur (d) :

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

En prend : d = $\frac{l_t}{2}$

$d_1 = 1.47$ m

c) **Détermination de N :**

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L_t - d)} \Rightarrow \{\sigma_1 = 3043.01 \ {}^{KN}/_{m^2}\}$$

$N_1 = \frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2} \times d \times e = 1341.97$ KN

$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 447.32$ KN.

d) **Calcul des armatures verticales :**

1ere bande :

$\mathbf{A_{v1}} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1341.97}{400 \times 10^{-1}} = 33.54 cm^2$

2ème bande :

$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{447.32}{400 \times 10^{-1}} = 11.18\ cm^2$

e)Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :

$A_{min} \geq \max\left\{\frac{d \times e \times f_{t28}}{fe}; 0.2\%B\right\} = \max\left\{\frac{1.47 \times 0.2 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 1.47 \times 0.2\right\}$

$A_{min} = \max\{15.43; 5.88\} = \mathbf{15.43cm^2}$

e) Les armatures de couture :

$\mathbf{A_{vj}} = 1.1 \times \frac{1.4 \times T}{f_e} = 46.85\ cm^2$

G) Sections d'armatures totales :

$A_1 = A_{v1} + \frac{A\,vj}{4} = (33.54 + (\frac{46.85}{4})) = 45.25 cm^2$ / bande

$A_2 = A_{v2} + \frac{A\,vj}{4} = (11.18 + (\frac{46.85}{4})) = 22.89$ cm2/ bande

Ferraillage adopté :

	Section totale	Ferraillage adoptée	Espacement
1er bande	$A_1 = 45.25\ cm^2$	$2 \times 12HA16 = 48.26\ cm^2$	12
2ème bande	$A_2 = 22.89\ cm^2$	$2 \times 11HA12 = 24.88 cm^2$	15

Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_{min\ (h)} = Max\left\{\frac{A_v}{4}; 0.0015 \times 1.47 \times 20\right\} = Max\{12.07 ; 4.41\}$

$A_{min\ (h)} = 12.07 cm^2$

Soit : $12HA12 = 13.57\ cm^2$ / 1m de hauteur ; avec $S_H = 20$ cm

Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1.5\ e\ ,\ 30\ cm\} = 30$ cm $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

Vérification des contraintes de cisaillement :

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\boldsymbol{\tau_b = \frac{V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 1216.97 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4400}} = 2.15 MPa$$

$\tau_b = 2.15$ MPa

$\tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5$ MPa

$\tau_b = 2.13$ MPa $\leq \overline{\tau_b} = 0.2 \times f_{c28} = 5$ MPa ……Condition vérifiée

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T}{e \times d} = \frac{1216.97 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4400}} = 1.53 MPa$$

τ_u= 1.53 MPa

$\overline{\tau_u}$= min $\left\{0.15 \frac{f_{c25}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right\}$ = 3.25 MPa

τ_u= 1.53 MPa $\leq \overline{\tau_u}$ = 3.25 MPa ……...……Condition vérifiée

b) Vérification à l'ELS :

σ_{bc}= $\frac{N_s}{B+15\ A_v}$ = $\frac{422.01\times10^3}{200\times4400+15\times73.5\times10^2}$ = 0.38 MPa

σ_{bc} = 0.38 MPa $\leq \overline{\sigma_{bc}}$= 15 MPa ……....Condition vérifiée

Les résultats de calcul des sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau V.18 : Ferraillage de Voile transversal(VT1) :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,4	4,4	4,4
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,88	0,88	0,88
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		3043.95	1743.04	1388.1
	σ_{min} [KN/m²]		-6086.02	-4007.19	-2131.77
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		1216.97	769.79	211.54
	L_t(m)		2.94	3.07	2,67
	L_c(m)		1,46	1,33	1,73
	d (m)		1.47	1.54	1.34
	σ_1 [KN/m²]		3043.01	1997.07	1061.89
	N (kN)	N_1	1341.97	924.66	427.95
		N_2	447.32	307.55	142.29
	A_v (cm²)	A_{V1}	**33.54**	**23.12**	**10.69**
		A_{V2}	**11.18**	**7.68**	**3.56**
	A_{vj} (cm²)		46.85	29.63	8.14
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**45.25**	**30.52**	**12.73**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**22.89**	**15.09**	**5.6**
	A_{min} (cm²)		15.43	16.17	14.07
	A_v adopté (cm²)	Bande1	**48.26**	**36.94**	**27.14**
		Bande 2	**24.88**	**24.88**	**24.88**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2x12HA16**	**2x12HA14**	**2x12HA12**
		Bande 2	**2x11HA12**	**2x11HA12**	**2x11HA12**

	S_t (cm)	Bande1	12	12	12
		Bande 2	15	15	15
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4.41	4.62	4.02
	A_H /nappe (cm^2)		12.07	9.24	6.785
	Choix des barres/nappe (cm^2)		12HA12/nappe	11HA12/nappe	10HA12/nappe
	$A_{h\ adopté}$		($A=13.57cm^2$)	($A=12.44cm^2$)	($A=11.31cm^2$)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8 /m^2		
	contrainte	τ_u(MPa)	1.53	0.97	0.26
		τ_b(MPa)	2.15	1.36	0.37
	ELS	N_s (kN)	422.01	331.37	140.9
		σ_b(MPa)	**0.38**	**0.35**	**0.18**

Tableau V.22: Ferraillage de Voile longitudinale (VL1) :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,97	1,97	1,97
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0.39	0.39	0.39
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4898.52	1294.39	1370.63
	σ_{min} [KN/m²]		-8232.07	-3972.32	-3078.89
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		971.42	666.84	595.08
	L_t(m)		1,24	1,49	1,36
	L_c(m)		0,73	0,48	0,61
	d (m)		0.62	0.75	0.68
	σ_1 [KN/m²]		4116.04	1972.83	1539.45
	N (kN)	N_1	765.58	446	314.05
		N_2	255.19	147.96	104.68
	A_v (cm^2)	A_{V1}	**19.14**	**11.15**	**7.85**
		A_{V2}	**6.38**	**3.7**	**2.62**
	A_{vj} (cm^2)		37.4	25.67	22.91
	A (cm^2)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**28.49**	**17.57**	**13.58**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**15.37**	**10.12**	**8.35**
	A_{min} (cm^2)		6.51	7.87	7.14
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	Bande1	**32.16**	**18.1**	**18.1**
		Bande 2	**18.48**	**13.58**	**13.58**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2x8HA16**	**2x8HA12**	**2x8HA12**
		Bande 2	**2x6HA14**	**2x6HA12**	**2x6HA12**

	S_t (cm)	Bande1	8	8	8
		Bande 2	12	12	12
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		1.86	2.25	2.04
	A_H /nappe (cm^2)		8.04	4.53	4.53
	Choix des barres/nappe (cm^2)		8HA12/nappe	8HA10/nappe	8HA10/nappe
	$A_{h\ adopté}$		($A=9.05cm^2$)	($A=5.5cm^2$)	($A=5.5cm^2$)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m^2		
	contrainte	τ_u(MPa)	2.73	0.19	1.67
		τ_b(MPa)	3.83	2.36	2.35
	ELS	N_s (kN)	430.94	342.26	208.83
		σ_b(MPa)	**0.56**	**0.71**	**0.43**

Tableau V.21 : Ferraillage de Voile transversal(VT4) :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	2
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,4	0,4	0,4
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		858.43	293.85	408.22
	σ_{min} [KN/m²]		-5593.09	-3346.36	-1810.26
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		1114.87	660.12	360.4
	L_t(m)		1.74	1.84	1.63
	L_c(m)		0.26	0.16	0.37
	d (m)		0.87	0.92	0.82
	σ_1 [KN/m²]		2796.54	1673.18	899.58
	N (kN)	N_1	730	461.8	222.21
		N_2	243.3	153.93	73.77
	A_v (cm^2)	A_{V1}	**18.25**	**11.55**	**5.56**
		A_{V2}	**6.08**	**3.85**	**1.85**
	A_{vj} (cm^2)		42.92	25.41	13.88
	A (cm^2)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**28.98**	**17.9**	**9.03**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**16.81**	**10.2**	**5.32**
	A_{min} (cm^2)		9.14	9.66	8.61
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	Bande1	**32.16**	**18.1**	**18.1**
		Bande 2	**18.48**	**13.58**	**13.58**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2 x 8HA16**	**2 x 8HA12**	**2 x 8HA12**
		Bande 2	**2 x 6HA14**	**2 x 6HA12**	**2 x 6HA12**

	S_t (cm)	Bande1	12	12	12
		Bande 2	15	15	15
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2.61	2.76	2.46
	A_H /nappe (cm^2)		8.04	4.53	3.96
	Choix des barres/nappe (cm^2)		6HA14/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe
	$A_{h\ adopté}$		($A=9.24cm^2$)	($A=6.79cm^2$)	($A=6.79cm^2$)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m^2		
	contrainte	τ_u(MPa)	3.09	1.83	1
		τ_b(MPa)	4.33	2.56	1.4
	ELS	N_s (kN)	610.74	478.77	224.15
		σ_b(MPa)	**0.80**	**1.006**	**0.47**

Tableau V.24: Ferraillage de Voile longitudinale (VL3) :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.2	1.2	1.2
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.24	0.24	0.24
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4835.68	2744.43	5012.38
	σ_{min} [KN/m²]		-8521.25	-5512.11	-4833.95
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		725.2	495.55	220.45
	L_t(m)		0.77	0.81	0.59
	L_c(m)		0.43	0.39	0.61
	d (m)		0.38	0.41	0.3
	σ_1 [KN/m²]		4315.96	2722.03	2375.83
	N (kN)	N_1	487.81	337.6	216.29
		N_2	164.01	116.6	71.27
	A_v (cm^2)	A_{V1}	**12.19**	**8.44**	**5.41**
		A_{V2}	**4.1**	**2.92**	**1.78**
	A_{vj} (cm^2)		27.92	19.08	8.48
	A (cm^2)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**19.17**	**13.21**	**7.53**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**11.08**	**7.69**	**3.9**
	A_{min} (cm^2)		3.99	4.31	3.15
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	Bande1	**24.12**	**13.58**	**13.58**
		Bande 2	**15.4**	**11.3**	**11.3**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x6HA16	2x6HA12	2x6HA12
		Bande 2	2x5HA14	2x5HA12	2x5HA12

	S_t (cm)	Bande1	8	8	8
		Bande 2	10	10	10
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		1.14	1.23	0.9
	A_H /nappe (cm^2)		6.03	3.4	3.4
	Choix des barres/nappe (cm^2)		6HA12/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe
	$A_{h\ adopté}$		(A=6.79cm^2)	(A=4.71cm^2)	(A=4.71cm^2)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m^2		
	contrainte	τ_u(MPa)	3.13	2.29	1.02
		τ_b(MPa)	4.7	2.29	1.02
	ELS	N_s (kN)	560.74	360.79	140.22
		σ_b(MPa)	0.95	0.96	0.38

Tableau V.19 : Ferraillage de Voile transversal(VT2) :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4.2	4.2	4.2
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.84	0.84	0.84
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2698.05	1562.87	1445.63
	σ_{min} [KN/m²]		-6342.42	-4083.84	-2648.99
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		1259.13	812.93	224.9
	L_t(m)		2.91	3.04	2.72
	L_c(m)		1.25	1.16	1.48
	d (m)		1.46	1.52	1.36
	σ_1 [KN/m²]		3160.31	2041.92	1324.5
	N (kN)	N_1	1387.39	931.12	540.39
		N_2	461.41	310.37	180.13
	A_v (cm^2)	A_{V1}	34.68	23.28	13.51
		A_{V2}	11.54	7.76	4.50
	A_{vj} (cm^2)		48.47	31.29	8.66
	A (cm^2)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	46.8	31.10	15.68
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	23.65	15.58	6.67
	A_{min} (cm^2)		15.33	15.96	14.28
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	Bande1	48.26	36.94	27.14
		Bande 2	24.88	24.88	24.88
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x12HA16	2x12HA14	2x12HA12
		Bande 2	2x11HA12	2x11HA12	2x11HA12

	S_t (cm)	Bande1	12	12	12
		Bande 2	15	15	15
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4.38	4.56	4.08
	A_H /nappe (cm^2)		12.07	9.24	6.785
	Choix des barres/nappe (cm^2)		12HA12/nappe	11HA12/nappe	10HA12/nappe
	$A_{h\ adopté}$		(A=13.57cm^2)	(A=12.44cm^2)	(A=11.31cm^2)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8 /m^2		
	contrainte	τ_u(MPa)	1.66	1.07	0.29
		τ_b(MPa)	2.33	1.5	0.4
	ELS	N_s (kN)	488.94	359.75	154.38
		σ_b(MPa)	**0.41**	**0.387**	**0.197**

Tableau V.23: Ferraillage de Voile longitudinale (VL2) :

Zones			Zone I	Zone II	zoneIII
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,5	1,5	1,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,3	0,3	0,3
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1860.43	2123.5	4363.97
	σ_{min} [KN/m²]		-7361.65	-5368.81	-5109.5
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		856	561	251.62
	L_t(m)		1,2	0.9	0,8
	L_c(m)		0,30	0,6	0,7
	d (m)		0.6	0,45	0,4
	σ_1 [KN/m²]		3680.83	2684.41	2554.75
	N (kN)	N_1	662.54	362.39	306.57
		N_2	220.85	120.78	102.19
	A_v (cm^2)	A_{V1}	**16.56**	**9.05**	**7,66**
		A_{V2}	**5.52**	**3.02**	**2,55**
	A_{vj} (cm^2)		32.95	21.6	9.68
	A (cm^2)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**24.8**	**14.45**	**10.08**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**13.75**	**8.42**	**4.97**
	A_{min} (cm^2)		6.3	4.72	4,2
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	Bande1	**28.14**	**15.84**	**15.84**
		Bande 2	**18.46**	**13.56**	**13.56**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2x7HA16**	**2x7HA12**	**2x7HA12**
		Bande 2	**2x6HA14**	**2x6HA12**	**2x6HA12**

	S_t (cm)	Bande1	8	8	8
		Bande 2	10	10	10
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		1.8	1.4	1.2
	A_H /nappe (cm^2)		7.04	3.96	3.96
	Choix des barres/nappe (cm^2)		7HA12/nappe	7HA10/nappe	7HA10/nappe
	$A_{h\ adopté}$		(A=7.92cm^2)	(A=5.50cm^2)	(A=5.50cm^2)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m^2		
	contrainte	τ_u(MPa)	3.17	2.07	0.93
		τ_b(MPa)	4.43	2.9	1.3
	ELS	N_s (kN)	688.13	462.97	158.57
		σ_b(MPa)	**0.98**	**1.05**	**0.35**

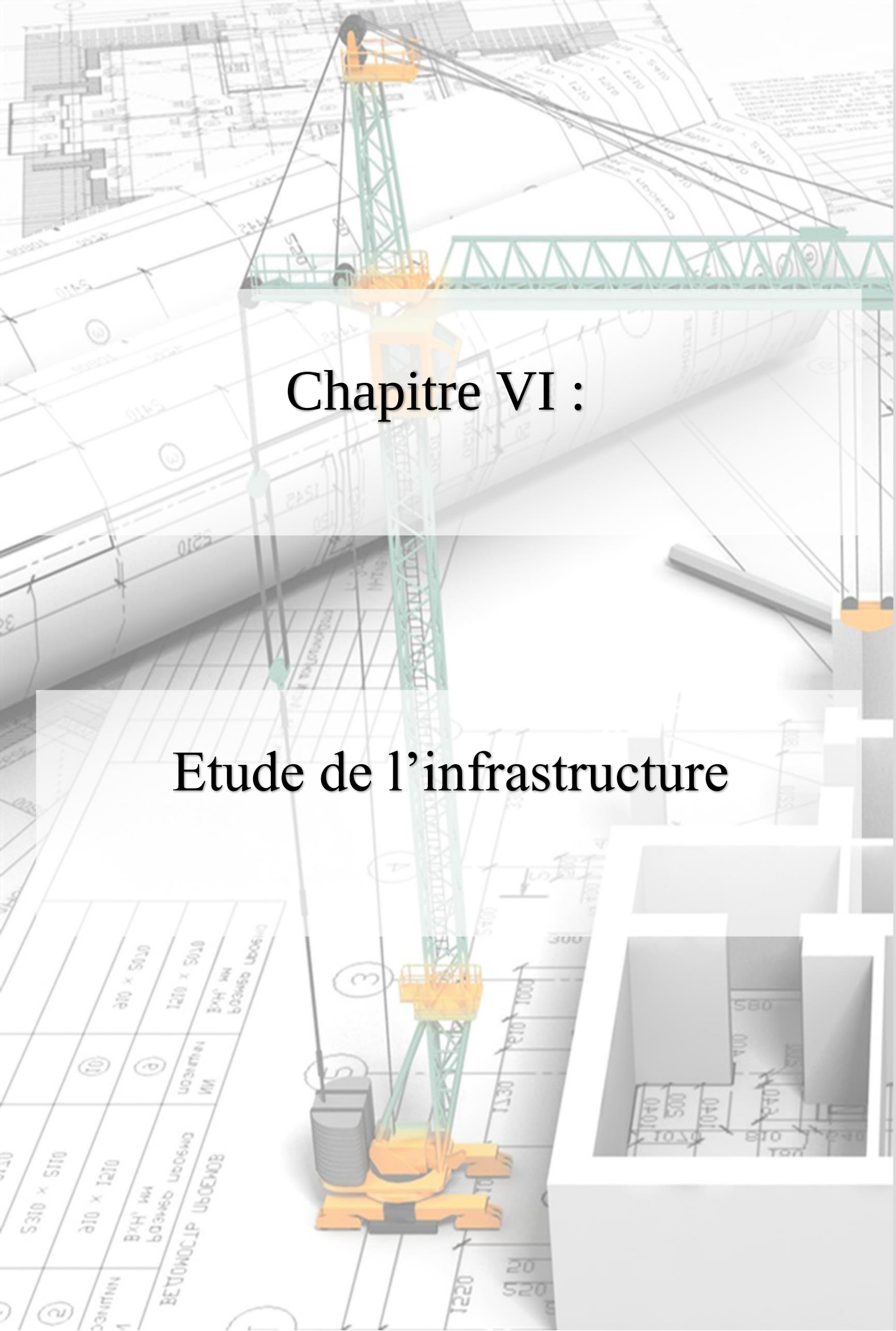
Tableau V.20 : Ferraillage de Voile transversal(VT3) :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,35	3,35	3,35
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,67	0,67	0,67
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m^2]		1304.37	631.76	478.14
	σ_{min} [KN/m^2]		-5020.05	-3135.13	-1576.49
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		978.19	612.35	247.5
	L_t(m)		2,66	2,8	2,57
	L_c(m)		0,69	0,56	0,78
	d (m)		1.33	1.4	1.3
	σ_1 [KN/m^2]		2510.02	1567.57	779.04
	N (kN)	N_1	1001.5	672.38	306.22
		N_2	333.83	219.46	101.27
	A_v (cm^2)	A_{V1}	**25.04**	**16.81**	**7.66**
		A_{V2}	**8.35**	**5.49**	**2.53**
	A_{vj} (cm^2)		37.66	23.58	9.53
	A (cm^2)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**34.46**	**22.71**	**10.04**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**17.77**	**11.39**	**4.91**
	A_{min} (cm^2)		13.96	14.7	13.65
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	Bande1	**36.2**	**27.7**	**20.36**
		Bande 2	**24.64**	**18.1**	**18.1**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x9HA16	2x9HA14	2x9HA12
		Bande 2	2x8HA14	2x8HA12	2x8HA12

	S_t (cm)	Bande1	15	15	15
		Bande 2	17	17	17
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3.99	4.2	3.9
	A_H /nappe (cm^2)		9.05	6.93	5.09
	Choix des barres/nappe (cm^2)		7HA14/nappe	7HA12/nappe	7HA12/nappe
	$A_{h\ adopté}$		(A=10,77cm^2)	(A=7,92cm^2)	(A=7,92cm^2)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8 /m^2		
	contrainte	τ_u(MPa)	1.62	1.02	0.41
		τ_b(MPa)	2.27	1.42	0.57
	ELS	N_s (kN)	430.94	331.41	172.33
		σ_b(MPa)	**0.47**	**0.48**	**0.3**

Chapitre VI :

Etude de l’infrastructure



VI -Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des efforts de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des efforts de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures en :

- **Fondations superficielles** :

  Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** :

  Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI-1. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est σ_{sol}**=2 bars.**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI-2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des Semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

En premier lieu on orientera notre choix sur les semelles isolées ; on calculera la surface totale occupée par les semelles qu'on comparera à la surface totale du bâtiment.

-Le choix définitif de ce type de fondations sera retenu dans le cas où :

$$\frac{\text{la surface des semelles}}{\text{la surface totale du bâtiment}} \leq 50\ \%$$

⇨ **Le risque de chevauchement est écarté**.

-Dans le cas contraire, on optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent **50%** de la surface totale, on optera pour un radier.

VI – 3 .Dimensionnements des semelles (sous voiles ; sous poteaux):

1. **Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $\mathbf{N_s^{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux de **RDC** .

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

- **Homothétie des dimensions**:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \Longrightarrow \frac{50}{50} = 1 \Longrightarrow A=B$$

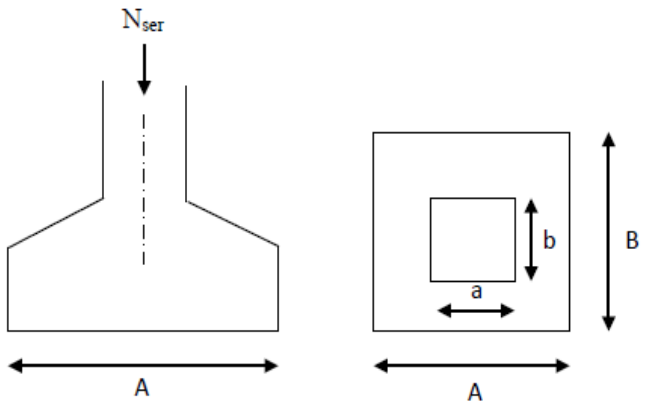


Figure VI.1: Schéma de la semelle isolée

D'ou : $B=\sqrt{\frac{N_S}{\sigma_{sol}}}$

- **Exemple de calcul** :

Ns =1407.3KN.
σsol = 200 KN/m^2

D'ou $B=\sqrt{\frac{1407.3}{200}}$ = 2,65 m

On opte pour A=B= 3m.

On a la section des semelles sous poteau totale est: **S=**n B^2=24x3^2=**216 m²**

Avec n: nombre des poteaux

La section totale à la base est : St=21.57x 16.30 **=351.59 m²**

Donc : **St=216 m² > 50%Sbat=175.79 m²**

Remarque :

On remarque que la surface occupée par les semelles sous poteaux dépasse **50** de la Surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à Notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

2. **Semelles filantes :**
   a. **Semelles filantes sous voiles :**

$$\boldsymbol{\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{BxL} \Longrightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}.L}}$$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_{sol}}$**:** Capacité portante du sol.

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

G, Q : charge et surcharge revenant au voile considéré

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau VI.1: Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

voiles	N_s^{max}(KN)	L (m)	B (m)	S=B. L (m^2)
VL1	430.94	1.97	1.1	2.17
VL2	688.13	1.5	2.29	3.34
VL3	725.2	1.2	3.02	3.62
Somme				9.13

Tableau VI.2: Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

voiles	N_s^{max}(KN)	L (m)	B (m)	S=B. L (m^2)
VT1	422.01	4.4	0.5	2.2
VT2	448.94	4.2	0.53	2.23
VT3	430.94	3.35	0.64	2.14
VT4	610.74	2	1.53	3.06
Somme				9.63

La surface des semelles filantes sous voiles est

$S_v = \sum S = S_l + S_t = 9.13 + 9.63 = 18.76\ m^2$

b. Semelles filantes sous poteaux :

- **Hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**
  - Détermination de la résultante des charges :**R=** $\sum N_i$
  - Détermination des coordonnées de la structure R :**e=** $\frac{\sum N_i e_i + M_i}{R}$
  - Détermination de la distribution (**par ml**) des sollicitations de la semelle :

e $\leq \frac{L}{6}$ $\Longrightarrow$ **répartition trapézoïdale .**

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1+\frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1-\frac{6e}{L}\right)$$

$\mathbf{e > \frac{L}{6}}$ ⟹ **répartition triangulaire.**

- Détermination de largeur B de la semelle : $\mathbf{B \geq \frac{\left(q.\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}}$

  ⇨ Le calcul se fera pour le portique le plus sollicitée :

  ⇨ La déférente sollicitation revenante a chaque point d'appuis ainsi que les longueurs par rapport au point (1) sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau VI-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N_i(KN)	M_i (KN.m)	L_i(m)	N_i x L_i (KN.m)
1	**739.26**	**-6.142**	**0**	**0**
2	**812.92**	**14.725**	**4.4**	**3576.85**
3	**799.97**	**-14.194**	**9.3**	**7439.72**
4	**667.45**	**-5.536**	**13.5**	**9006.53**
Sommes	**3019.6**	**-11.147**	**/**	**20023.1**

➢ Calcule de centre de pression (par rapport au point d'appuis 1) :

R= ∑N_i = 3019.6 KN

$$Cp = \frac{\sum \frac{Ms}{1}}{\sum Ns} = \frac{\sum Ni \text{ x } Li + \sum Mi}{\sum Ni}.$$

$$Cp = \frac{20023.1 - 11.147}{3019.6} = 6.63.$$

➢ Calcul de l'excentricité es:

$es = | C_G - C_P | = 8.15 - 6.63.$ ou $G = \frac{Lt}{2} = \frac{16.3}{2} = 8.15m.$

$es = 1.52.$

$\frac{lt}{6} = \frac{16.3}{6} = 2.71.$

$es = 1.52 < \frac{lt}{6} = 2.71$ ⟶ **Répartition trapézoïdale des contraintes.**

Avec :

L : Longueur de la semelle = 16,3 m

- **Calcule de** $\cup(\frac{L}{4})$:

$\cup(\frac{L}{4}) = \frac{Ns}{L_t \ B}(1+\frac{3e}{Lt}) \leq \boldsymbol{\sigma_{sol}}$

- **Détermination de la largeur de la semelle:**

$B \geq \frac{Ns}{L_t \ \sigma_{sol}}(1+\frac{3e}{Lt})$

$B \geq \frac{3019.6}{200x16.3}(1+\frac{3x1.52}{16.3})$

B ≥2.2m

On optera pour des semelles de largeur de **B=2.5 m**

- **La surface des semelles sous poteaux** :

S_p = B x L x n = 2.5 x 16.3 x 4 = 163 m^2.

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

- **la surface totale occupée par les semelles filantes :**

$S_T = S_p + S_v$ = 163+ 18.76 = 181.76 m^2

- **La surface totale de la structure** : $\mathbf{S_{bâtiment} = 351.59\ m^2}$

Donc : $\mathbf{S_t = 181.76\ m^2 > 50\% S_{bat} = 175.8\ m^2}$

- **Conclusion :**

Puisque les semelles occupent plus de **50%** de la surface totale de bâtiment, on opte pour **Un radier général** comme fondation de notre bâtiment.

VI-4 .Etude du radier :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature. Il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Eviter les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

1) **Pré-dimensionnement du radier :**

a) **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum **25 cm** ($h_{min} \geq 25$ cm).

b) **Selon la condition forfaitaire :**

$\mathbf{L_{max}}$: distance maximale entre deux voiles successifs ($\mathbf{L_{max}}$**= 4,44 cm**)

❖ **Sous voile :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} = \frac{490}{8} \leq h_r \leq \frac{490}{5} = 61.25 \leq h_r \leq 98$$

On prend $\boldsymbol{h_r}$ **= 90cm**

❖ **Sous poteaux :**

▪ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \Longrightarrow h_d \geq \frac{490}{20}$ =24.5 cm $\Longrightarrow$ On prend $\boldsymbol{h_d}$**= 40 cm**

▪ **<u>La dalle flottante</u> :**

$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40} \Longrightarrow 9.8 \leq h_t \leq 12.25 \Longrightarrow$ On prend $\boldsymbol{h_t}$**= 10 cm**

▪ **<u>La nervure (poutre)</u> :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur $\mathbf{h_n}$ égale à :$\boldsymbol{h_n \geq \frac{L_{max}}{10}}$

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{490}{10} = 49$ cm $\Longrightarrow$ On prend $\mathbf{h_n}$ **= 60 cm**

$\mathbf{h_n}$ **:** Hauteur de la nervure**.**

a) **<u>Condition de longueur d'élasticité :</u>**

$$\boldsymbol{L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \text{ x } L_{max}}$$

<u>Avec :</u>

Le : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface (**K = 40 MPa**).

$\mathbf{L_{max}}$: Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons **h** :

$$\mathbf{h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}.L_{max}\right)^4 . \frac{3K}{E}}}$$

I : Inertie de la section du radier (bande de 1m).

E: module de déformation longitudinale différée

E=3700 $\sqrt[3]{f_{c28}}$=10818,865 MPa. Avec : f_{c28} =25MPa

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14}.4.9\right)^4 . \frac{3\,(40)}{10818,865}} = 1 \text{ m} = \mathbf{100\ cm} \Longrightarrow \text{On prend } \mathbf{h_n = 100\ cm}$$

- **Largeur de la nervure :**

$0,4\ h_n \leq b_n \leq 0,7\ h_n$

$0,4\ (100) \leq b_n \leq 0,7\ (100) \Longrightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \Longrightarrow$ On prend $\mathbf{b_n = 55\ cm}$

b_n : Largeur de la nervure.

Conclusion :

h_n= 100cm …… hauteur de la nervure.

h_d= 40 cm …….... hauteur de la dalle.

b_n= 55 cm …….... largeur de la nervure.

h_t=10cm ……hauteur de la dalle flottante

2) Détermination des sollicitations :

- Charge permanente G= 35169.26 KN.
- Charge d'exploitation Q= 7826.57 KN.

Combinaison d'action :

- **A L'ELU :** Nu =1,35G +1,5Q = 59218.36KN.
- **A L'ELS :** Ns = G + Q = 42995.83 KN.

3) Détermination de la surface du radier :

A L'ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33\ \sigma_{sol}} = \frac{59218.36}{1,33 \times 200} = 222.63\ m^2$.

A L'ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{42995.83}{200} = 214.1\ m^2$.

S_{rad}= max ($S^{ELU}{}_{rad}$; $S^{ELS}{}_{rad}$) = **222.63 m^2**

$$\boldsymbol{S_{bât} = 351.59\ m^2 > S_{rad} = 222.63\ m^2}$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{déb}$), comme nous l'impose le BAEL91 modifiée99. La largeur de débord sera calculée comme suit :

$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2} ; 30\ cm\right) = \max\left(\frac{100}{2} ; 30\ cm\right) = 50$ cm **soit** $\mathbf{L_{déb} = 50\ cm}$

$S_{déb} = [(Lx+Ly) \times L_{déb}] \times 2$

$S_{déb} = (16.30 + 21.57) \times 2 \times 0{,}50 = 37.87 m^2$

⇨ La surface totale de radier devient :

$S_{rad} = S_{bât} + S_{déb} = 351.59 + 37.87 =$ **$389.46\ m^2$**

4) Détermination des efforts à la base du radier :

a) Poids du bâtiment:

G_{bat}=35169.26 KN

b) Poids de radier :

P_{rad} = Poids de la dalle + Poids de (T.V.O) + Poids de la nervure + Poids de la dalle flottante

- **Poids de dalle** : $P_d = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$

$\mathbf{P_d} = 389.46 \times 0.4 \times 25 =$ **3894.6 KN**.

- **Poids du TVO** : $P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$

$\mathbf{S_{ner}} =$ (0.55 x 21,57 x6) + (0.55 x 16.3 x 4) = **$107.04\ m^2$**

$\mathbf{P_{TVO}} = (389.46 - 107.04) \times (1 - 0.4) \times 17 =$ **2880.68 KN.**

- **Poids des nervures:** $P_{ner} = [b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + Ly \times m)] \times \rho_b$

$\mathbf{P_{ner}} = [0.55 \times (1 - 0.4)\ (21.57 \times 6 + 16.3 \times 4]\ 25 =$ **1605.62 KN**

- **Poids de la dalle flottante :** $P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times \rho \times ep$

$\mathbf{P_{df}} = (389.46 - 107.04) \times 25 \times 0.1 =$ **706.05KN**.

Poids totale du radier :

$G^{tot}_{rad} = P_d + P_{TVO} + P_{ner} + P_{df}$ **= 9086.95 KN**

a) La surcharge du bâtiment et du radier:

$\mathbf{Q_{bat}}$=7826.57KN

$\mathbf{Q_{rad}}$= 389.46×3.5 =1363.11 KN

b) Poids totale du la structure :

$G_T = G_{bat}+G_{rad}$=35169.26+9086.95

$\mathbf{G_T = 44256.21\ KN}$

$Q_T = Q_{bat}+Q_{rad}$=7826.57 +1363.11

$\mathbf{Q_T = 9189.68\ KN}$

c) Combinaisons d'actions:

A L'ELU: Nu = $1.35G_T+1.5Q_T$= **73530.4 KN**

A L'ELS : Ns=G_T+ Q_T= 53445.88 **KN**

5) Vérification à L'ELU :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\boldsymbol{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec : b = 100cm;

d = 0,9 h_d = 0,9 × 40 = 36cm,

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max} xb}{2} = \frac{73530.41 \times 1}{389.46} \times \frac{4.9}{2} = 462.56\ \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{462.56}{1 \times 0{,}36} \times 10^{-3} = 1{,}28MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} = \min\{2{,}5\text{MPa}; 4\text{MPa}\} = 2{,}5\text{MPa}$$

$\tau_u = 1{,}28MPa \leq \overline{\tau_u} = 2{,}5\text{MPa}$ ⟶ **Condition vérifiée**

a) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0{,}045\ \mu_c .h .f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Nu : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μc : Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

h : hauteur de la nervure égale à 90 cm

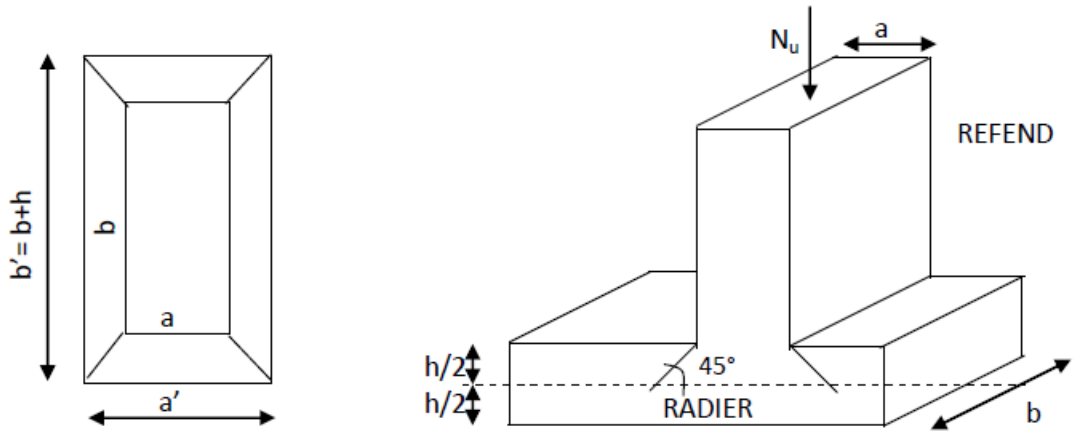


Figure VI-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

✓ **Vérification pour les poteaux :**

$\mu_c = 2(a + b) = 2(a' + b' + 2h) = 2\times (0,5 + 0,5 + 2 \times 1) = 6m$

$$\overline{N}_u = \frac{0{,}045\ \mu_c\ h\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1{,}5} = 4500KN$$

$N_u = 1948.55\ KN < \overline{N}_u = 4500\ KN$ ⟶ **Condition vérifiée**

✓ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$N_u = 1001.16KN$, e = 20cm, b = 1m

$\mu_c = 2(a + b) = 2(a' + b' + 2h) = 2\times (0,2 + 1 + 2 \times 1) = 6.4\ m$

$$\overline{N}_u = \frac{0{,}045\ \mu_c\ h\ f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}045 \times 6.4 \times 1 \times 25000}{1{,}5} = 4800\ \text{KN}$$

N_u = 1192.43 KN < $\overline{N}_u$ = 4800 KN ⟶ **Condition vérifiée**

a) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression Hydrostatique.

$$\mathbf{P \geq \alpha . S_{rad} . \gamma_w . Z}$$

P : poids total à la base du radier
α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement **α = 1.5**
γ_w : Poids volumique de l'eau (**γ_w = 10KN/m^3**)
Z : Profondeur de l'infrastructure **(h = 1 m)**

G_T =44256.2 KN.

P = 44256.2 KN ≥ 1.5 × 389.46 ×10× 1 = **5841.9 KN**
pas de risque de soulèvement.

b) Vérification de la stabilité du radier :

✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{L_X}{2} = \frac{21.57}{2} = 10.785\ \text{m} \quad ; \qquad Y_G = \frac{16.3}{2} = 8.15\text{m}$$

✓ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{21.57\text{x}16.3^3}{12} = 7784.52\ \text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{16.3\text{x}21.57^3}{12} = 13631.91\ \text{m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal **(N)** dû aux charges verticales.
- Moment de renversement **(M)** dû au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M = M_0 + T_0\ h}$$

Avec :

$\mathbf{M_0}$: Moment sismique à la base de la structure.

$\mathbf{T_0}$: Effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure.

⇨ Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

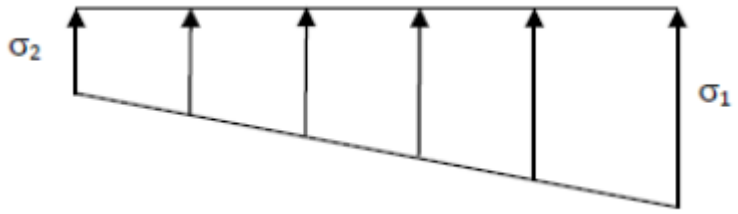


Figure VI-3: Diagramme des contraintes du sol.

Avec : $$\sigma_m = \frac{3\,\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi, on doit vérifier que :

A L'ELU : $\sigma_m = \frac{3\,\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\ \sigma_{sol}$

A L'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{MV}{I}$$

- **Calcul des moments :**

Sollicitations		M_0(KNm)	T_0(KN)	h (m)	M (KNm)
Sens	XX	39366.756	1830.56	1	41197.32
	YY	44199.6	2033.63	1	46233.23

Avec $\begin{cases} M_{xx} = 39366.756 + (1830.56 \times 1) = 41197.32 KN.m \\ M_{yy} = 44199.6 + (2033.63 \times 1) = 46233.23\ KN.m \end{cases}$

- **A L'ELU:**

- **Sens longitudinal (XX) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}}.V = \frac{73530.41}{389.46} + \frac{39366.756}{13631.91} \text{x}10.785 = 219.95 \text{ KN/}m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}}.V = \frac{73530.41}{389.46} - \frac{39366.756}{13631.91} \text{x}10.785 = 157.66 \text{ KN/}m^2$$

- **Sens transversal (YY) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}\ V}{I_{xx}} = \frac{73530.41}{389.46} + \frac{44199.6}{7784.52} \text{ x } 8.15 = 235.08 \text{ KN/}m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}V}{I_{xx}} = \frac{73530.41}{389.46} - \frac{44199.6}{7784.52} \text{ x } 8.15 = 142.53 \text{ KN/}m^2$$

- **A L'ELS:**

- **Sens longitudinal (XX) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}V}{I_{yy}} = \frac{53445.88}{389.46} + \frac{39366.756}{13631.91} \text{ x } 10.785 = 168.38 \text{ KN/}m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}V}{I_{yy}} = \frac{53445.88}{389.46} - \frac{39366.756}{13631.91} \text{x}10.785 = 106.09 \text{ KN/}m^2$$

- **Sens transversal (YY) :**

.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}V}{I_{xx}} = \frac{53445.88}{389.46} + \frac{44199.6}{7784.52} \text{ x } 8.15 = 183.51 \text{ KN/}m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}V}{I_{xx}} = \frac{53445.88}{389.46} - \frac{44199.6}{7784.52} \text{ x } 8.15 = 90.96 \text{ KN/}m^2$$

Les résultats du calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes.

	ELU				ELS			
contrainte	σ_1 (KN/ m^2)	σ_2 (KN/m^2)	σ_m (KN/m^2)	**OBS**	σ_1 (KN/m^2)	σ_2 (KN/m^2)	σ_m (KN/m^2)	**OBS**
Sens (xx)	**219.95**	**157.66**	**204.38**	CV	**168.38**	**106.09**	**152.8**	CV
Sens (yy)	**235.08**	**142.53**	**211.94**	CV	**183.51**	**90.96**	**160.37**	CV

a) Vérification de la stabilité au renversement :

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) ; on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement. $e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{39366.756}{53445.88} = 0.74\text{m} < \frac{l_x}{4} = \frac{21.57}{4} = 5.39$ m

$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{44199.6}{53445.88} = 0.83 < \frac{l_y}{4} = \frac{16.3}{4} = 4.1$ m

6) Ferraillage du radier :

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Le calcul s'effectue par la méthode suivante :

a. Panneaux encastrés appuis sur 4 cotés : On distingue deux cas :

- **1er Cas**: Si $\rho < 0.4$, Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

- **2eme Cas**: Si $0.4 \leq \rho \leq 1$, Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)
  - Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
  - Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x , $\mu_y$sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Avec $\rho = \frac{L_x}{L_y}$.

a. **Identification du panneau le plus sollicité :**

$\vartheta = 0$, $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{4.9} = 0.9$ ➔ $\begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$

$0.4 \leq \rho < 1$ ⟹ **le panneau travaille dans les deux sens**

Pour le ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale $\boldsymbol{\sigma_m}^{\mathbf{max}}$la contrainte due au poidspropre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol .

- **A L'ELU :**

$q_u = (\sigma_m{}^{max}(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}})$ x 1 ml = (211.94 - $\frac{9086.95}{389.46}$) x1 ml = 188.61 KN/ml .

- **A L'ELS :**

$q_s = (\sigma_m{}^{max}(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}})$ x 1 ml =(160.73 – $\frac{9086.95}{389.46}$) x1 ml = 137.4 KN/ml .

7) Calcul à L'ELU :

1) Evaluation des moments de flexion Mx et My :

M_x=0.0458 x 188.61 x $(4.5)^2$ = 174.93 KN.m

M_y= 0.778 x 174.93= 136.1 KN.m

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrements de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : 0.75 M_{ox} ou 0.75 M_{oy}

Moment sur appuis : 0.5 M_0

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

-Moment en travée :…… 0.85 M_{ox} ou 0.85 M_{oy}

-Moment sur appui intermédiaire : ..... 0.5 M_0

2) Calcul des moments dans le sens (x-x), (y-y) :

- **Sens (x-x) :**

$M_x{}^a$= 0.5 Mx =(0.5 x 174.93)= **87.5 KN.m**

$M_x{}^t$= 0.75 Mx=(0.75 x 174.93) = **131.2 KN.m**

- **Sens (y-y) :**

M_y^a= 0.3 My= (0.3 x 136.1)= **40.83 KN.m**

M_y^t= = 0.85 My = (0.85 x 136.1)= 115.7 **KN.m.**

a. Ferraillage dans le sens (x-x) :

- **Aux appuis :**
  - ✓ **Moment réduit** :

$$\mu_b = \frac{Mx^a}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{87.5 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.04 < 0.392 \Longrightarrow \textbf{SSA}$$

μ_b =0.04 $\Longrightarrow$ β =0.980

  - ✓ **Section d'armatures** :

$$A_a = \frac{Mx^a}{\beta\, d\sigma_s} = \frac{87.5 \times 10^3}{0.980 \times 37 \times 348} = 6.93\ cm^2$$

Soit : 6HA14 = 9.23 cm^2 avec un espacement St= 20 cm

- **En travée :**

Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{Mx^t}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{131.2 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.06 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

μ_b =0.06 =>β =0.969

Section d'armatures :

$$A_a = \frac{Mx^t}{\beta\, d\sigma_s} = \frac{131.2 \times 10^3}{0.969 \times 37 \times 348} = 10.01\ cm^2$$

Soit : 6HA16 =12.06 cm^2 avec un espacement St=20 cm

b. Ferraillage dans le sens (y-y) :

- **Aux appuis :**
  - ✓ **Moment réduit** :

$$\mu_b = \frac{My^a}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{40.83 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.02 < 0.392 \Longrightarrow \textbf{SSA}$$

μ_b =0.02 $\Longrightarrow$ β =0.990

✓ **Section d'armatures** :

$$A_a = \frac{My^a}{\beta\, d\sigma_s} = \frac{40.83x\,10^3}{0.990\ x\ 37x\ 348} = 3.2\ cm^2$$

Soit : 6HA12 =6.78 cm^2 avec un espacement St=20cm

➢ **En travée :**

✓ **Moment réduit** :

$$\mu_b = \frac{My^t}{bd^2\ f_{bc}} = \frac{115.7\ x\ 10^3}{100\ x\ 37^2\ x\ 14.2} = 0.05 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

μ_b =0.05 $\Longrightarrow$ β =0.974

✓ **Section d'armatures** :

$$A_a = \frac{My^t}{\beta\, d\sigma_s} = \frac{115.7\ x\ 10^3}{0.974\ x\ 37x\ 348} = 9.20\ cm^2$$

Soit : **6HA14** = 9.23 cm^2 avec un espacement **St=20cm**

Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif de ferraillage

sens	zones	M(KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm^2)	Ferraillage	A_u Adoptée	St
x-x	travée	131.2	0.06	SSA	0.969	10.01	5HA16	10.05	20
	appui	87.5	0.04	SSA	0.980	6.93	5HA14	7.70	20
y-y	travée	115.7	0.05	SSA	0.974	9.2	5HA12	5.65	20
	appui	40.83	0.02	SSA	0.990	3.2	5HA12	5.65	20

8) Vérification à l'E.L.U

a. Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{Avec} \quad A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 37 \times 2{,}1}{400} = 4{,}47 cm^2$$

Tableau VI.6.: vérification de la section minimale

		A (cm2)	Amin (cm2)	Observation
x-x	ELU	10.05	4,47	Condition Vérifiée
		7.70		Condition Vérifiée
y-y	ELU	5.65	4,47	Condition Vérifiée
		5.65		Condition Vérifiée

Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- ✓ **Dans le sens xx :**

$S_t \leq \min\{3h; 33cm\} = \min\{3 \times 40; 33cm\} = 33cm$

$S_t = 20\ cm < 33cm$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- ✓ **Dans le sens yy :**

$S_t \leq \min\{4h; 45cm\} = \min\{4 \times 40; 45cm\} = 45cm$

$S_t = 25\ cm < 45cm$ ⟶ **Condition vérifiée**

❖ **Vérification à L'ELS :**

1. **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

-Evaluation des momentsMx, My :

$\vartheta = 0{,}2 \quad , \quad \rho = 0.9$

Qs= 137.4 KN/m

$\begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$

On aura donc :

$M_x = 0.0529 \times 137.4 \times (4.5)^2 = 147.18$ KN.m

$M_y = 0.846 \times 147.18 = 124.51$ KN.m

- **Calcul des moments dans le sens (x-x), (y-y) :**

➢ **Sens (x-x) :**

$M_x{}^a$= 0.5 Mx = (0.5 x 147.18)= **73.59 KN.m**

$M_x{}^t$= 0.75 Mx =(0.75 x 147.18)= **110.38KN.m**

➢ **Sens (y-y) :**

$M_y{}^a$= 0.3My = (0.3 x124.51) = **37.35 KN.m**

$M_y{}^t$= = 0.85 My = (0.85 x 124.51)= 105.83 **KN.m.**

1. **Vérification état limite de compression de béton :(Art. A.4.5,2 /BAEL91):**

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \cdot f_{c28}=15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_s=\dfrac{M_s}{\beta_1 . d . A_s} \\ \rho=\dfrac{100 . A_s}{b . d} \end{cases}$$

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes dans le béton.

Sens	Zone	A_s	M_s^{ser}	ρ	β	k_1	σ_s	σ_s		σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	
x-x	Appuis	**7.70**	**73.59**	**0.208**	**0.926**	**52.57**	**278.94**	**348**	**CV**	**5.3**	**15**	**CV**
	Travée	**10.05**	**110.38**	**0.271**	**0.917**	**45.24**	**323.70**	**348**	**CV**	**7.15**	**15**	**CV**
y-y	Appuis	**5.65**	**37.35**	**0,152**	**0.936**	**63.12**	**190.88**	**348**	**CV**	**3.02**	**15**	**CV**
	Travée	**5.65**	**105.83**	**0,152**	**0.936**	**63.12**	**336.83**	**348**	**CV**	**5.33**	**15**	**CV**

Conclusion : Le ferraillage adopté pour la dalle du radier **à l'ELU** est satisfaisant.

VI.5- Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

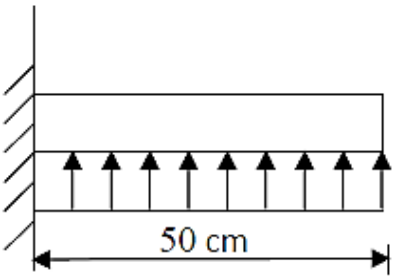


Figure VI - 4 : Schéma statique du débord

1. **Sollicitation de calcul :**

❖ **A l'ELU :**

$P_u = q_u$ x 1m = 188.61 x 1= 188.61 KN/ml

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-188.61 \text{ x } 0.5^2}{2} = -23.58 \text{ KN.m}$$

❖ **A l'ELS :**

$P_u = q_s$ x 1m = 137.4 x 1= 137.4 KN/ml

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-137.4 \cdot 0.5^2}{2} = -17.18 \text{ KN.m}$$

2. **Calcul des armatures :**

- **Armatures principales :**

b =1m ; d=37 cm ; f_{bc}=14.2 MPa ; σ_{st}=348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23.58 \text{x } 10^3}{100 \text{ x } 37^2 \text{ x } 14.2} = 0.012 < 0.392 \Longrightarrow \textbf{SSA}$$

μ_u =0.012 $\Longrightarrow$ β =0.994

- **Section d'armatures** :

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \, d\sigma_s} = \frac{23.58 \text{ x } 10^3}{0.994 \text{ x } 37 \text{x } 348} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \, f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \text{ x } 100 \text{ x} 37 \text{ x } 2{,}1}{400} = 4.46 \text{ cm}^2$$

A_{min}=4.46 cm² > A_u = 1.84 cm²

On adopte **5HA12/ml = 5,65 cm²** avec in espacement de **20 cm .**

- **Armatures de répartition** :

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4}$ = 1,412 cm² $\Longrightarrow$ on adopte **5HA10 /ml = 3.14 cm²** avec un espacement de **20 cm** .

3. Vérification à l'ELS :

❖ **Dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 \ .A_s}{b \ .d} = \frac{100 \ x5,65}{100x \ 37} = 0,15$$

ρ_1=0.15 $\Longrightarrow$ k_1 = 63,12
β_1=0,936

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \ .d \ . \ A_a} = \frac{17.18x \ 10^3}{0.936 \ x \ 37 \ x \ 5,65} = 87.8 \ \text{Mpa}$$

La contraine dans le béton est :

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{87.8}{63,12}$ = 1.39 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ =15Mpa => condition vérifiée

❖ **Dans les aciers :**

$\sigma_s = 87.8 \ Mpa$ < $\overline{\sigma_s}$ =348 Mpa => condition vérifiée

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VI.6- Calcul des nervures :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

- Le rapport **0.4 <ρ< 1** pour tous les panneaux constituants le radier , donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires..

-Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

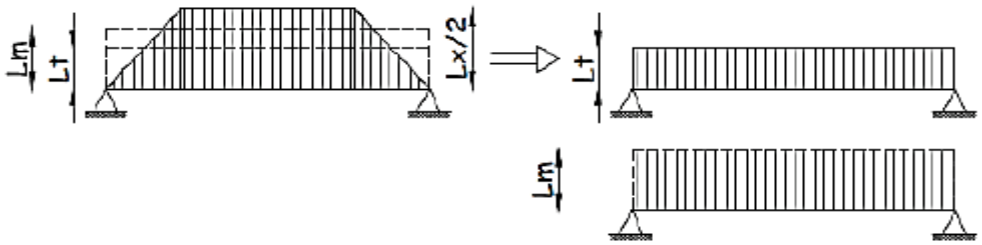


Figure VI.5: Présentation de chargement simplifié

Deux types de chargement peuvent se présenter :

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale

1er Cas: **Chargement triangulaires** :

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x$.

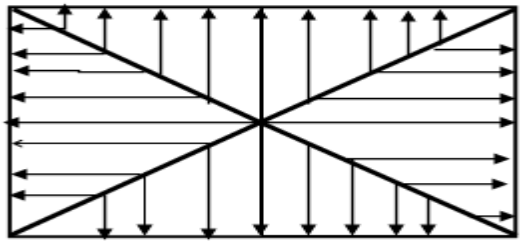
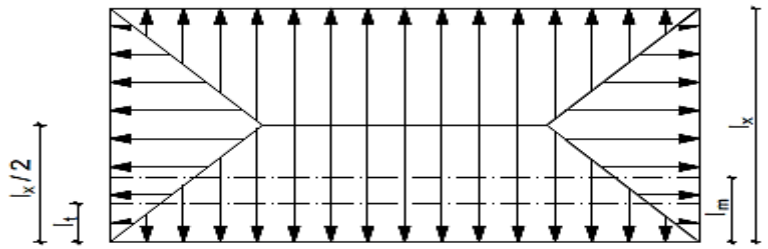


Figure VI-6: Répartition triangulaire

2ème Cas: **Chargement trapézoïdale** :

Moment fléchissant : $L_m = L_x . (0.5 - \rho_{x^2}/6)$.

Effort tranchant : $L_t = L_x . (0.5 - \rho_{x^2}/4)$.



FigureVI-7: Repartition trapézoïdale.

- **Pour les moments fléchissant :**

Q_{Mu}= qu. L_m

Q_{Ms}= = qs.L_m.

- **Pour les efforts tranchant :**

Q_{Tu}= qu. L_t

Q_{Ts}= qs .L_t.

- **Détermination des charges :**

A L'ELU:

$$q_u = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}) = (211.94 - \frac{9086.95}{389.46} - \frac{1605.62}{107.04}) = 173.61 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS:

$$q_s = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}) = (160.37 - \frac{9086.95}{389.46} - \frac{1605.62}{107.04}) = 122.04 \text{ KN/m}^2$$

- **Charges à considérer :**

Sens X-X
$L_m = L_x. (0.5 - \rho_{x^2}/6) = 4.5 (0.5 - 0.92^2/6) = 1.615$ m
$L_T = L_x. (0.5 - \rho_{x^2}/4) = 4.5 (0.5 - 0.92^2/4) = 1.298$ m

Sens Y-Y
$L_m = L_y (0.5 - \rho_{x^2}/6) = 4.9 (0.5 - 0.92^2/6) = 1.759$ m
$L_T = L_y (0.5 - \rho_{x^2}/4) = 4.9 (0.5 - 0.92^2/4) = 1.413$ m

- **Sens longitudinal :**

Q_{Mu}= qu. L_m= 173.61 x 1.615 = 280.38 KN/ml

Q_{Ms}= qs. L_m= 122.04 x 1.615 = 197.09 KN/ml

Q_{Tu}= qu. L_t= 173.61 x 1.298 = 225.35 KN/ml

Q_{Ts}= qs. L_t= 122.04x 1.298 = 158.41 KN/ml

- **Sens transversal :**

Q_{Mu}= qu. L_m= 173.61 x 1.759 = 305.38KN/ml

Q_{Ms}= qs. L_m= 122.04 x 1.759 = 214.69 KN/ml

Q_{Tu}= qu. L_t= 173.61 x 1.413 = 245.31 KN/ml

Q_{Ts}= qs. L_t= 122.04 x 1.413 = 172.44 KN/ml

- **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :**

✓ **Sens transversales** :

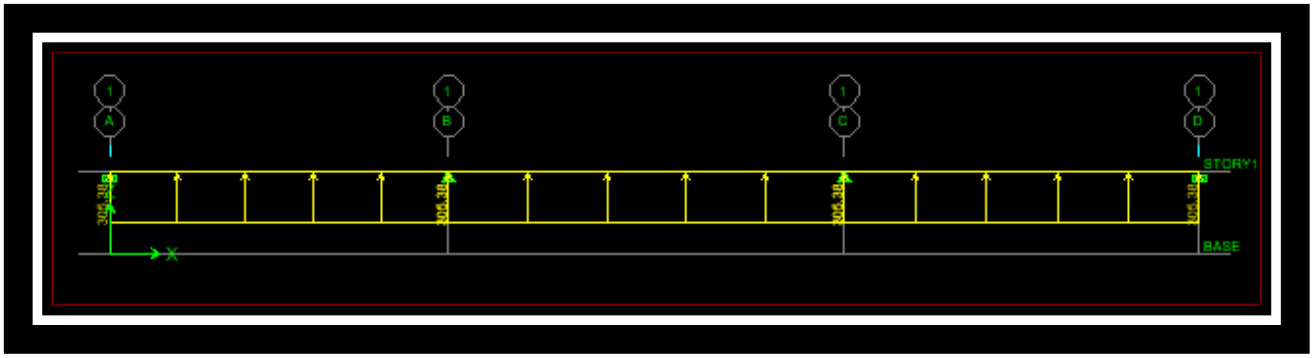


Figure VI.8 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des moments)

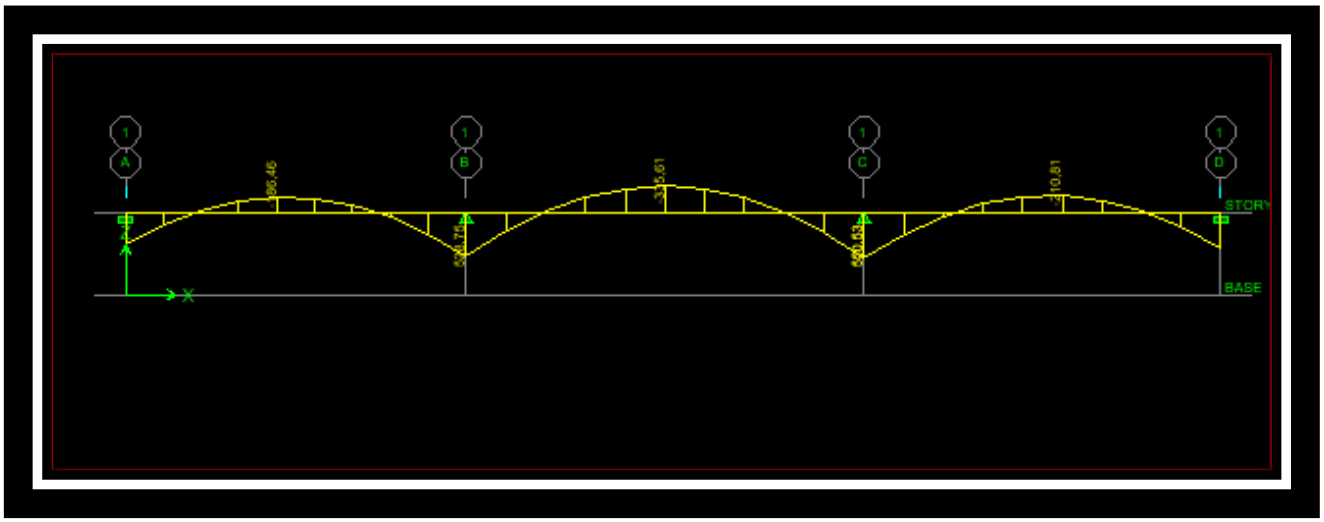


Figure VI.9 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens y-y).

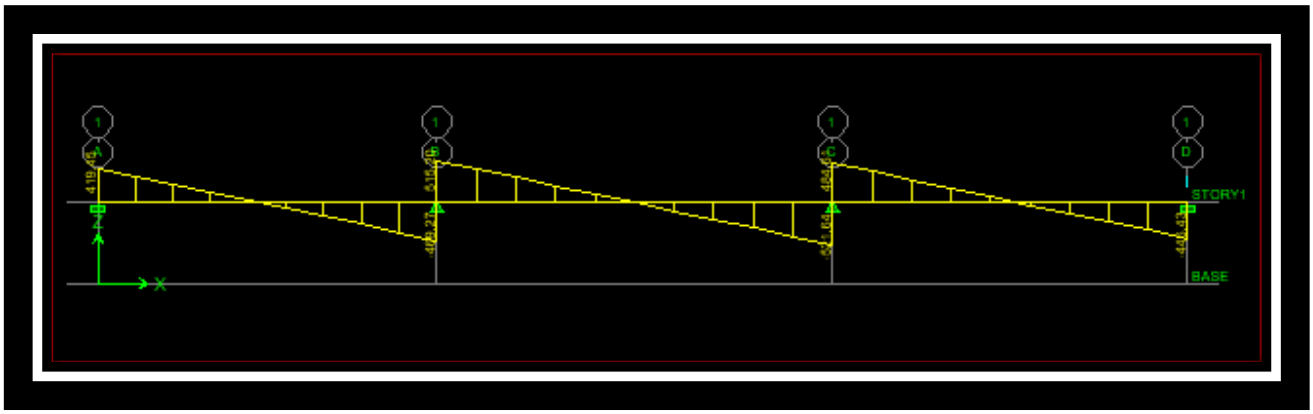


Figure VI.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens y-y)

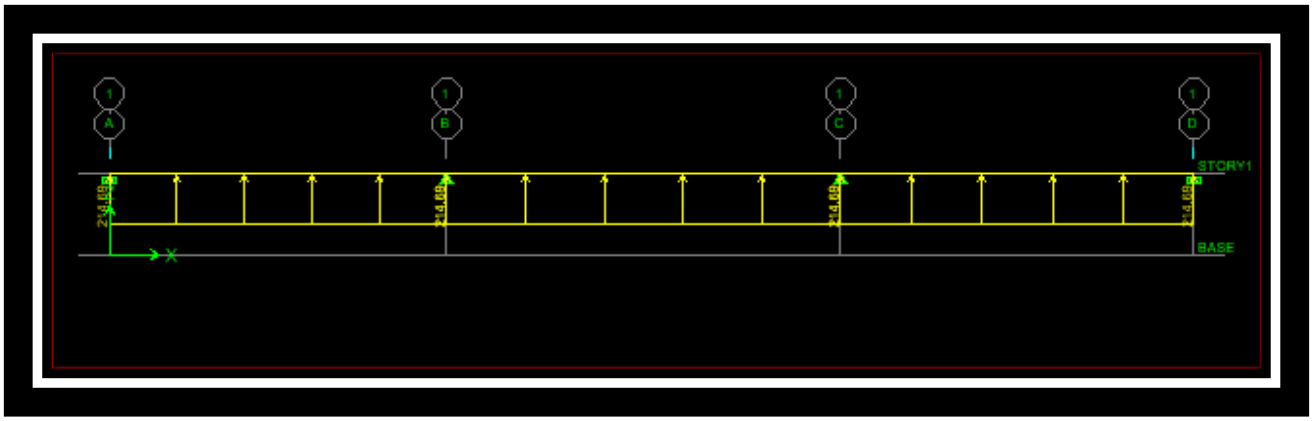


Figure VI.11 : Schéma statique de la nervure ELS

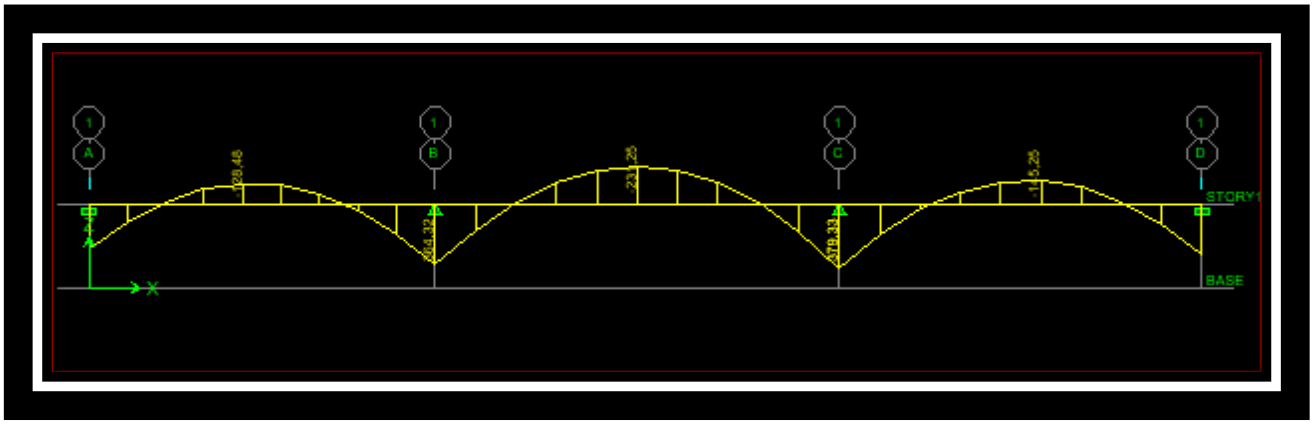


Figure VI.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens y-y).

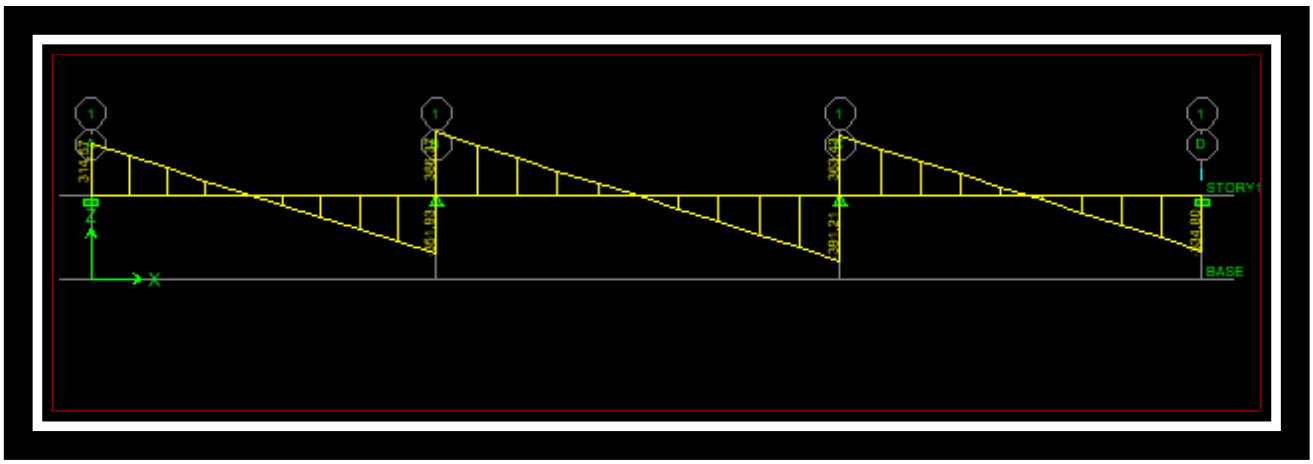


Figure VI.13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens y-y).

✓ **Sens longitudinal :**

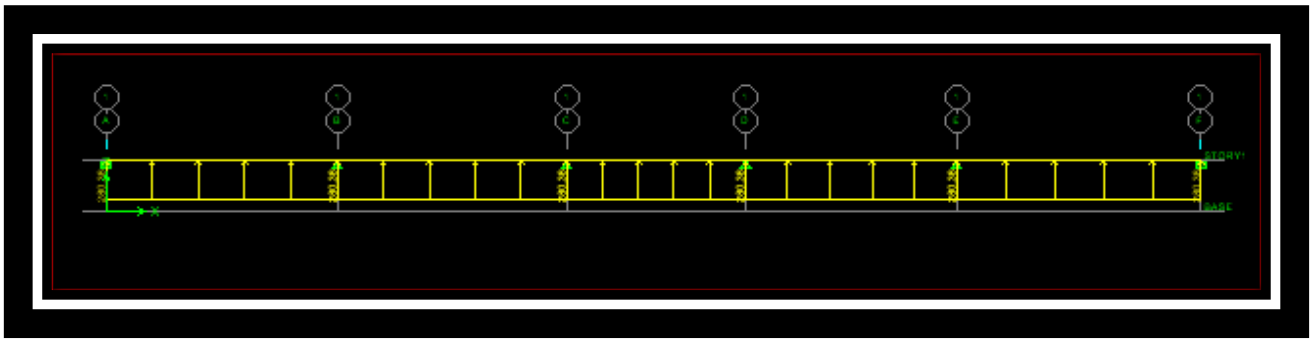


Figure VI.14 : Schéma statique de la nervure ELU (sens x-x).

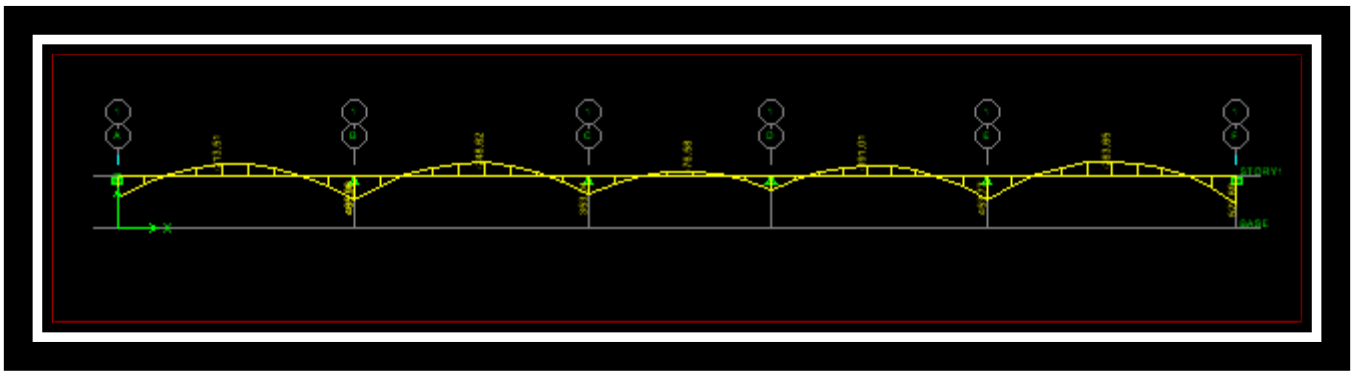


Figure VI.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x)

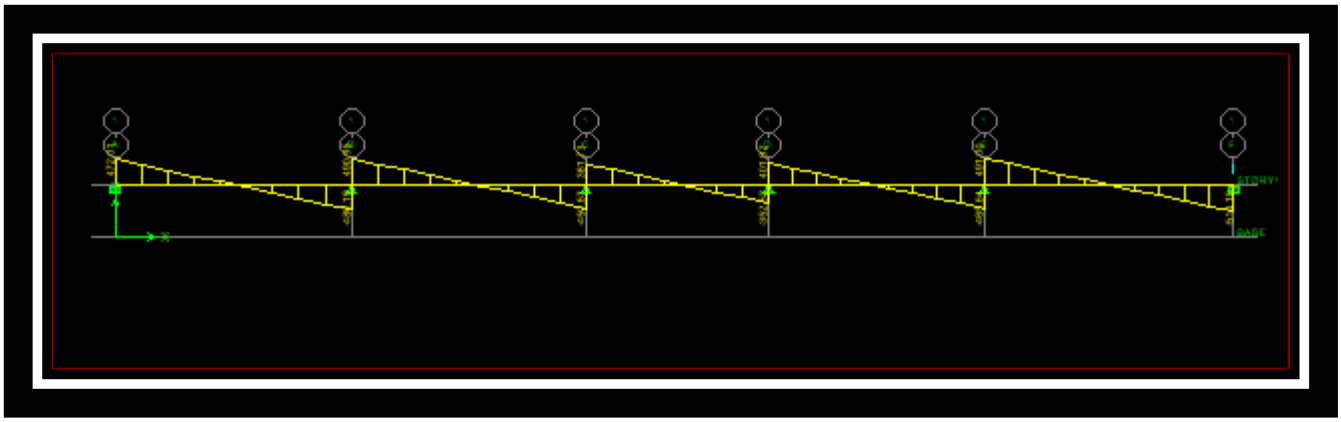


Figure VI.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x)

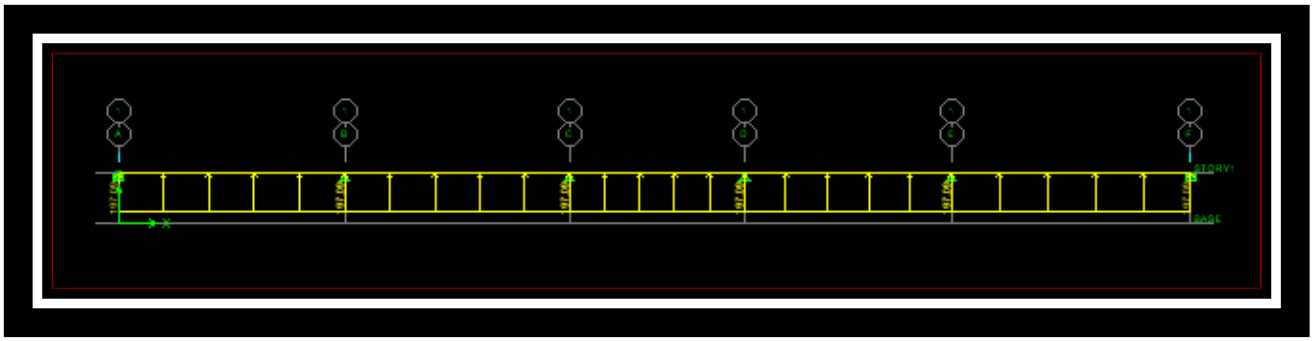


Figure VI.17 : Schéma statique de la nervure ELS (sens x-x)

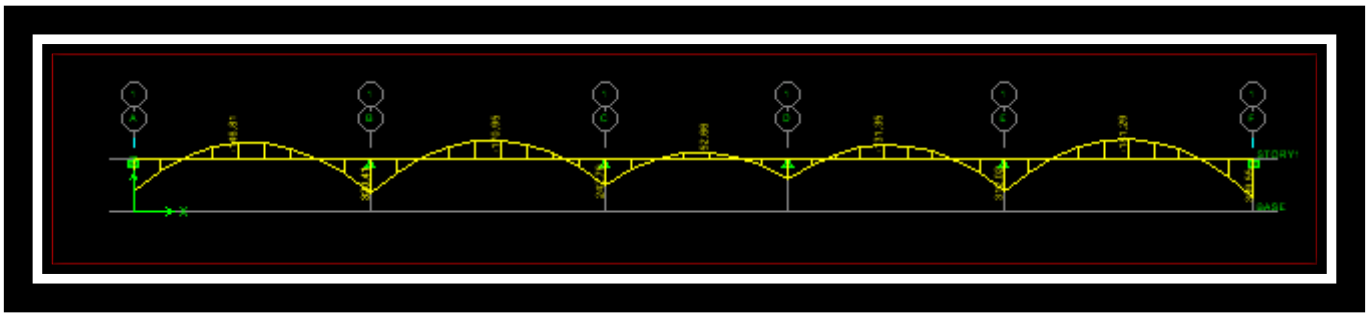


Figure VI.18: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).

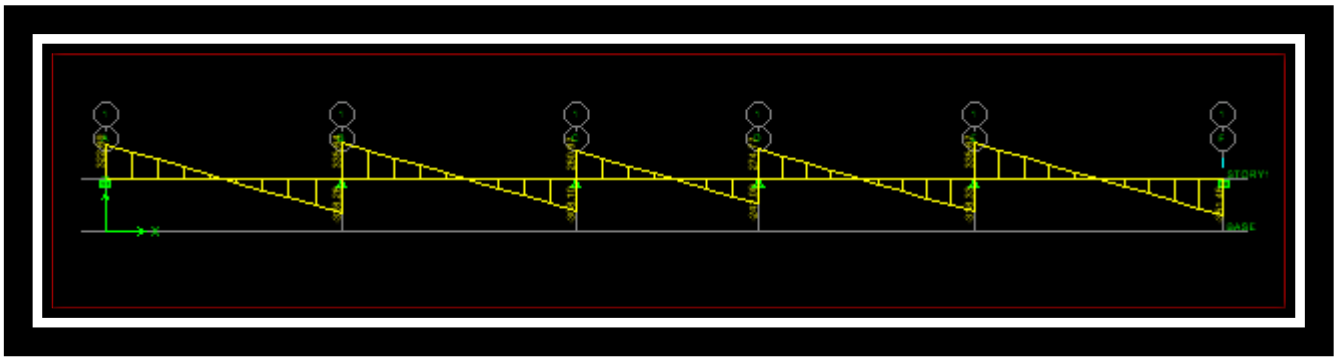


Figure VI.19: **Diagramme** des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).

Tableau VI.8 : Les efforts internes dans les nervures

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{max} (KN.m)	522.89	359.55	550.53	379.33
M_t^{max} (KN.m)	263.65	181.29	335.61	231.25
T_{max} (KN)	514.10	351.46	521.64	391.21

VI.7- Le ferraillage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b = 55 cm, h = 100 cm, d = 97 cm, f_{bc}= 14, 2 MPa, , σ_{st}= 348 MPa

Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif de ferraillage

	sens	zones	M(KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm^2)	Ferraillage	A_u Adoptée
ELU	x-x	appui	522.89	0.071	SSA	0.963	16.08	5HA16+5HA14	17.75
		travée	263.65	0.035	SSA	0.982	7.95	5HA16	10.05
	y-y	appui	550.53	0.074	SSA	0.962	16.95	5HA16+5HA14	17.75
		travée	335.61	0.045	SSA	0.976	10.01	5HA16	10.05

1. Vérifications à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \ . \ b \ . \ d \ . f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \ x \ 55 \ x \ 97 \ x \ 2{,}1}{400} = 7.4 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

$A_{adoptée}$= 17.75 cm^2 ≥ A_{min}= 7.4 cm^2 → CV

$A_{adoptée}$= 10.05cm^2 ≥ A_{min}= 7.4 cm^2 → CV

$A_{adoptée}$= 17.75 cm^2 ≥ A_{min}= 7.4cm^2 → CV

$A_{adoptée}$= 10.05 cm^2 ≥ A_{min}= 7.4cm^2 → CV

- **Contrainte du cisaillement :**
- **Sens longitudinales :**

T_u^{max} = 514.10 KN

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \left\{\frac{0.15\, x f_{cj}}{\gamma_b}\ ; 4MPa\right\} = \min\left\{\frac{0.15\ x\ 25}{1.5}\ ; 4MPa\right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{514.10\ x10^3}{550\ x\ 970} = 0.96\ \text{MPa}$$

τ_u=0.96 MPa < $\overline{\tau_u}$= 2.5 MPa ⟹ **condition vérifiée**

- **Sens transversales :**

T_u^{max} = 521.64 KN

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \left\{\frac{0.15\, x f_{cj}}{\gamma_b}\ ; 4MPa\right\} = \min\left\{\frac{0.15\ x\ 25}{1.5}\ ; 4MPa\right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{521.64\ x10^3}{550\ x\ 970} = 0.97\ \text{MPa}$$

τ_u=0.97 MPa < $\overline{\tau_u}$= 2.5 MPa ⟹ **condition vérifiée**

a) <u>Espacement des armatures transversales</u> :

Selon le **BAEL91,** le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_{l\,max}}{3} = \frac{16}{3}$ = 5.33 mm **Alors:** ∅=**8 mm**

Espacement des armatures

- **<u>En zone nodale :</u>**

$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ; 12\ \emptyset_l\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}\ ; 12x1.6\right\} = \min\{25\ ; 19.2\}$

On prend S_t = 10 cm

- **En zone courante :**

$S_t = \frac{h}{4} = 25$ cm

Soit S_t= 20 cm en zone courante

b) Armatures transversales minimales :

A^t_{min} = 0,003 × St × b =0,003 x 10 x 55 = 1.65 cm^2 .

Soit : **A_t=4HA8=2.01cm2 (deux cadre et un étrier)**

c) Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

A_p= 3 cm^2/ml x1 = 3 cm^2 par parois

Soit : **2HA14** avec **A_s=3.08 cm^2**

3) Vérification à l'ELS

- **: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$\sigma_S \leq \overline{\sigma s} = \frac{fe}{\gamma_s}$ =348MPa

$\sigma_S = \frac{\sigma_{St}}{K1} \leq \overline{\sigma b}$ =15 MPA $\sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_s}$

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

Les résultats des vérifications des contraintes dans le béton et les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	A_S cm2	M_S KN.m	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
X-X	Appuis	17.75	359.55	0.182	0.930	56.43	224.54	348	3.97	15	Cv
	Travée	10.05	181.29	0.103	0.946	77.6	196.58	348	2.53	15	Cv
Y-Y	Appuis	17.75	379.33	0.182	0.930	56.43	236.89	348	4.19	15	Cv
	Travée	10.05	231.25	0.103	0.946	77.6	250.75	348	3.23	15	Cv

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude est une expérience qui repose sur l'étude d'une structure en ossature mixte (portiques et voiles), ce qui nous a permis de revoir les détails de calcul de la RDM et du béton armé.

Cette étude, nous a permis de conclure tout en développant nos connaissances comme de déduire que la disposition des voiles est une étapes très importante pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment lors d'un séisme, ils visent à minimiser les déplacements dynamiques et à limiter les risques de torsion car les bâtiments résistent mal à la torsion .

Notre but consiste à maitriser le sens de calcul des ouvrages en béton armé, ainsi que la philosophie du BAEL et le règlement de RPA 99/2003, qui vise à assurer un niveau de protection acceptable et des effets des actions sismiques, par une conception et un dimensionnement appropriés.

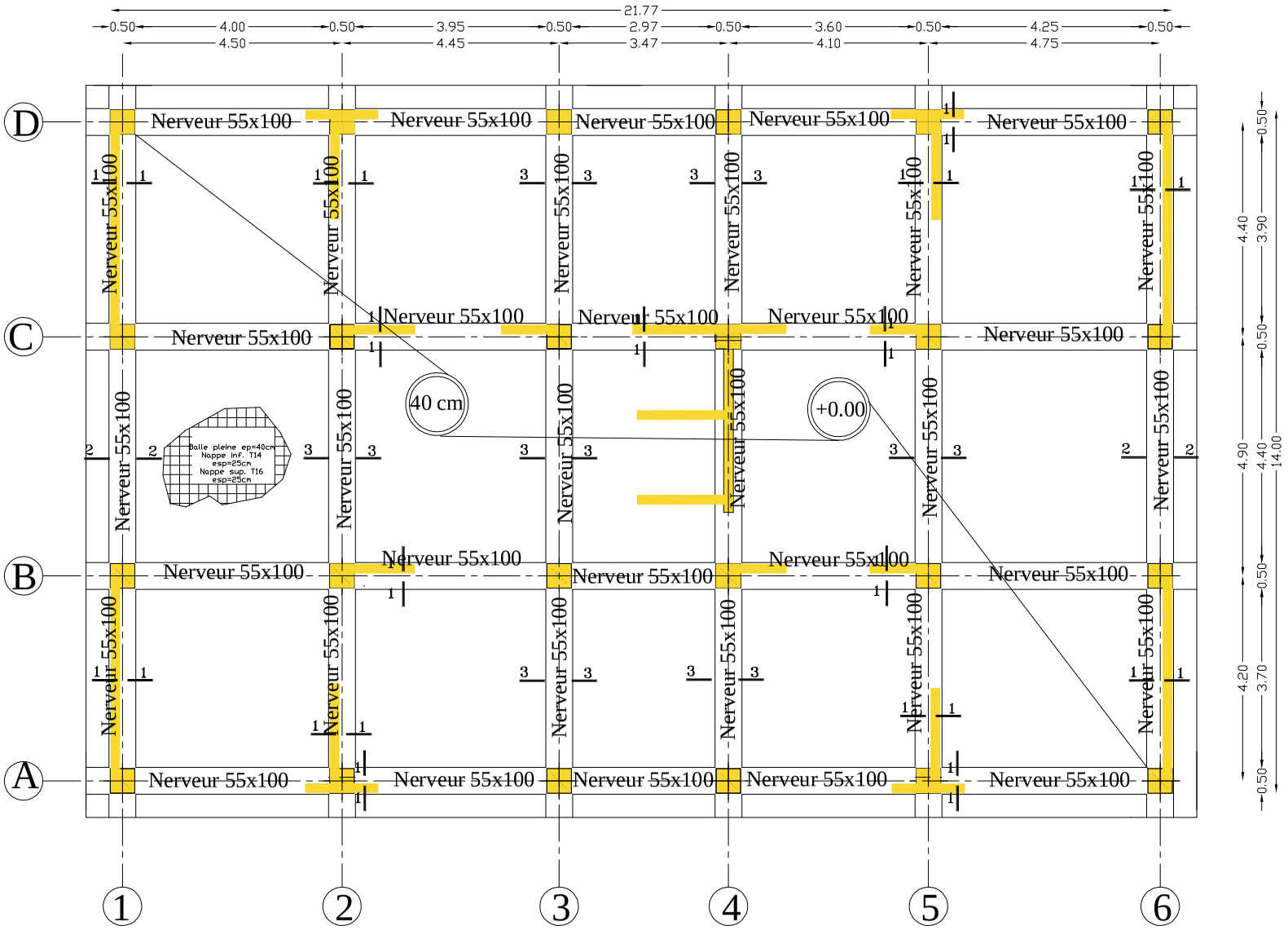
On constate que pour l'élaboration d'un projet du bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

La résistance

La durabilité

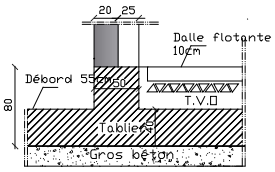
L'économie

En fin, nous souhaitons que ce travail puisse servir et apporter un plus pour les promotions à venir

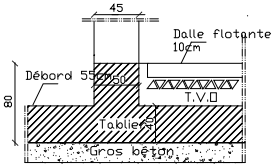


Plan de coffrage radier: +0.00m

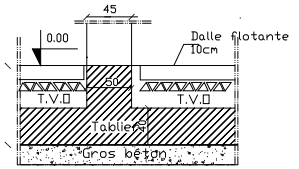
Coupe 1-1 Ech:1/25



Coupe 2-2 Ech:1/25



Coupe 3-3 Ech:1/25

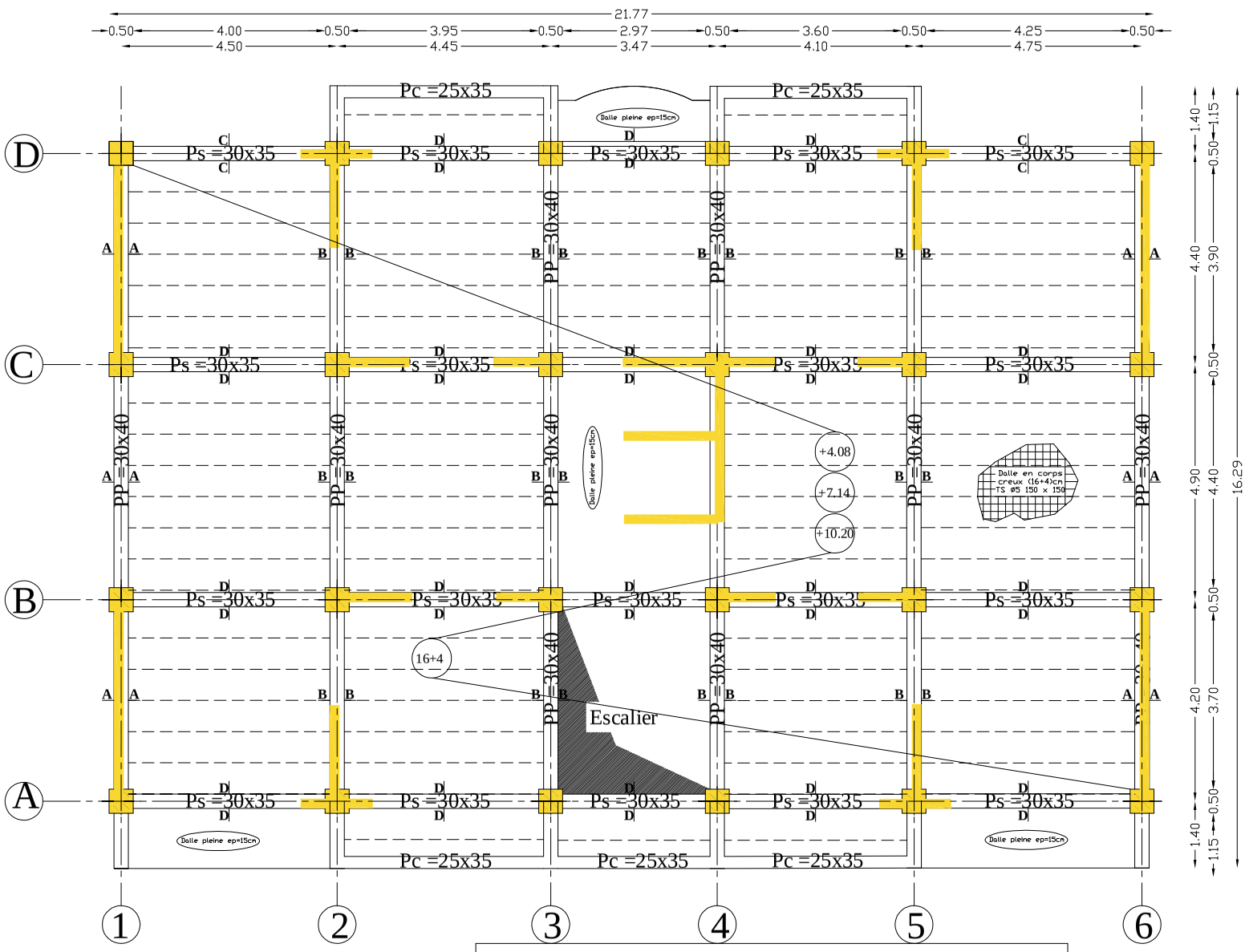


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

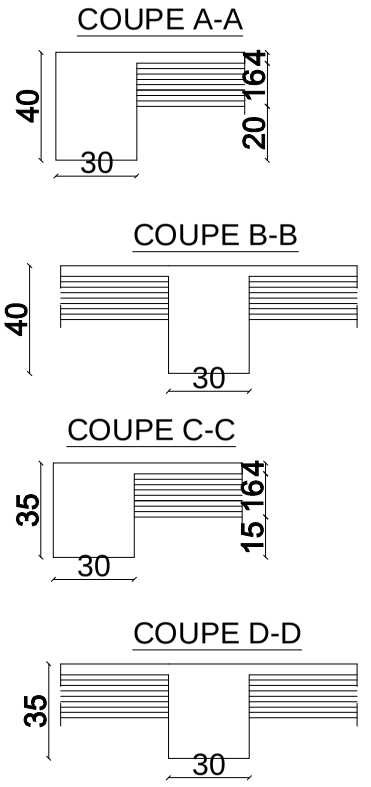
DIRIGE PAR :
Mme BOUZID

ETUDIE PAR :
AUMAR LYNDA

COFFRAGE
RADIER



Plan de coffrage niveau:+4.08,+7.14,+10.20

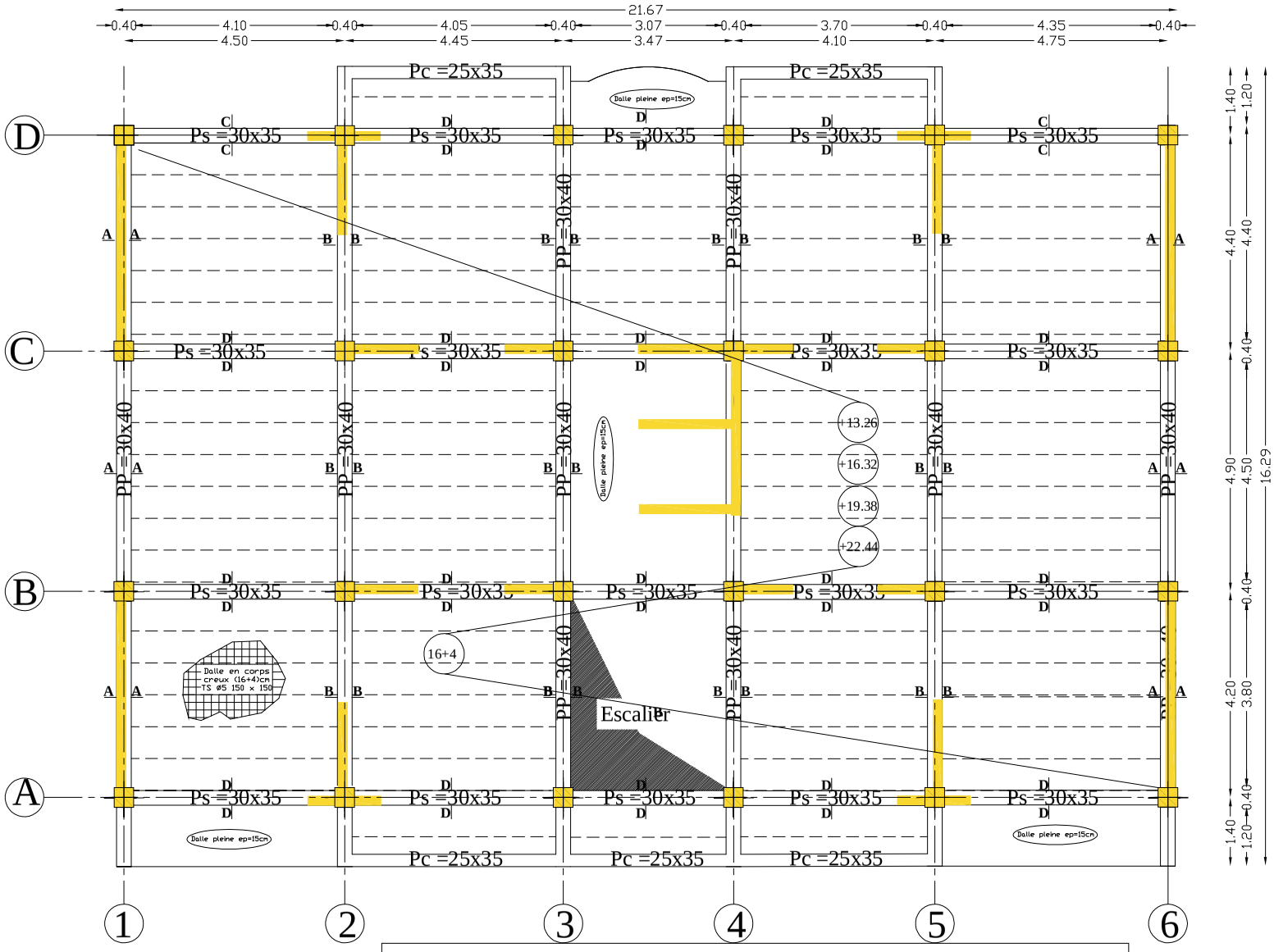


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
Mme BOUZID

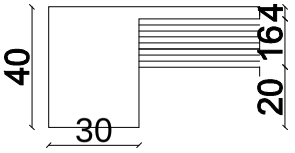
ETUDIE PAR :
AUMAR LYNDA

COFFRAGE
RDC/ET1/ET2

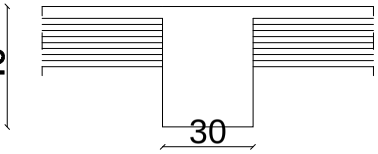


Plan de coffrage niveau:+13.26,+16.32,+19.38,+22.44

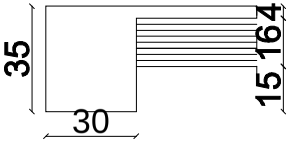
COUPE A-A



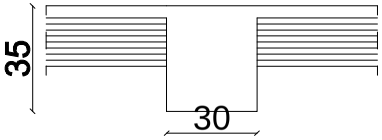
COUPE B-B



COUPE C-C



COUPE D-D

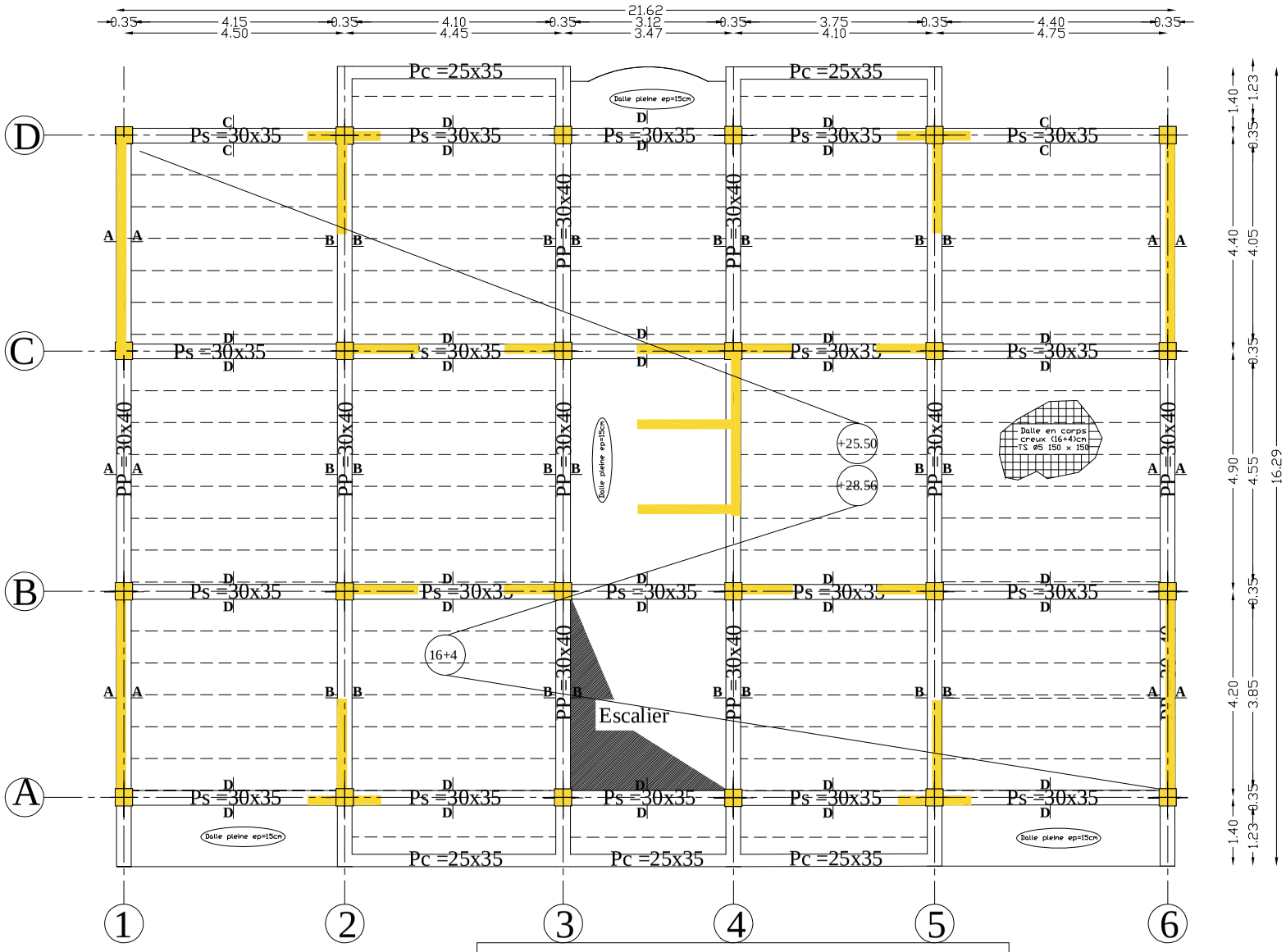


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

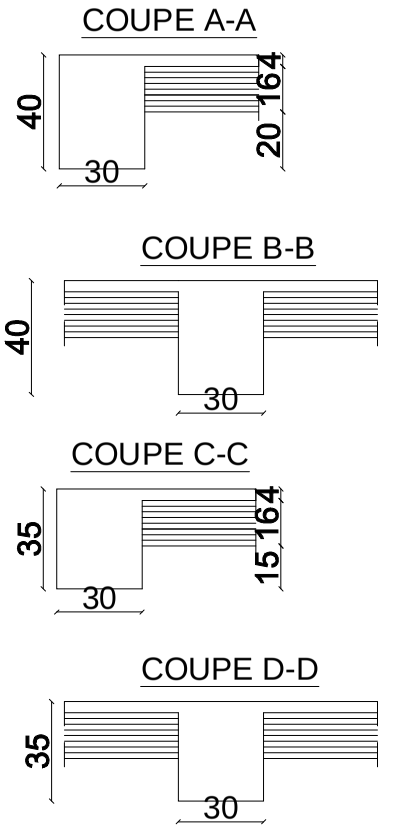
DIRIGE PAR :
Mme BOUZID

ETUDIE PAR :
AUMAR LYNDA

COFFRAGE
ET3/ET4/ET5/ET6



Plan de coffrage niveau:+25.50,+28.56

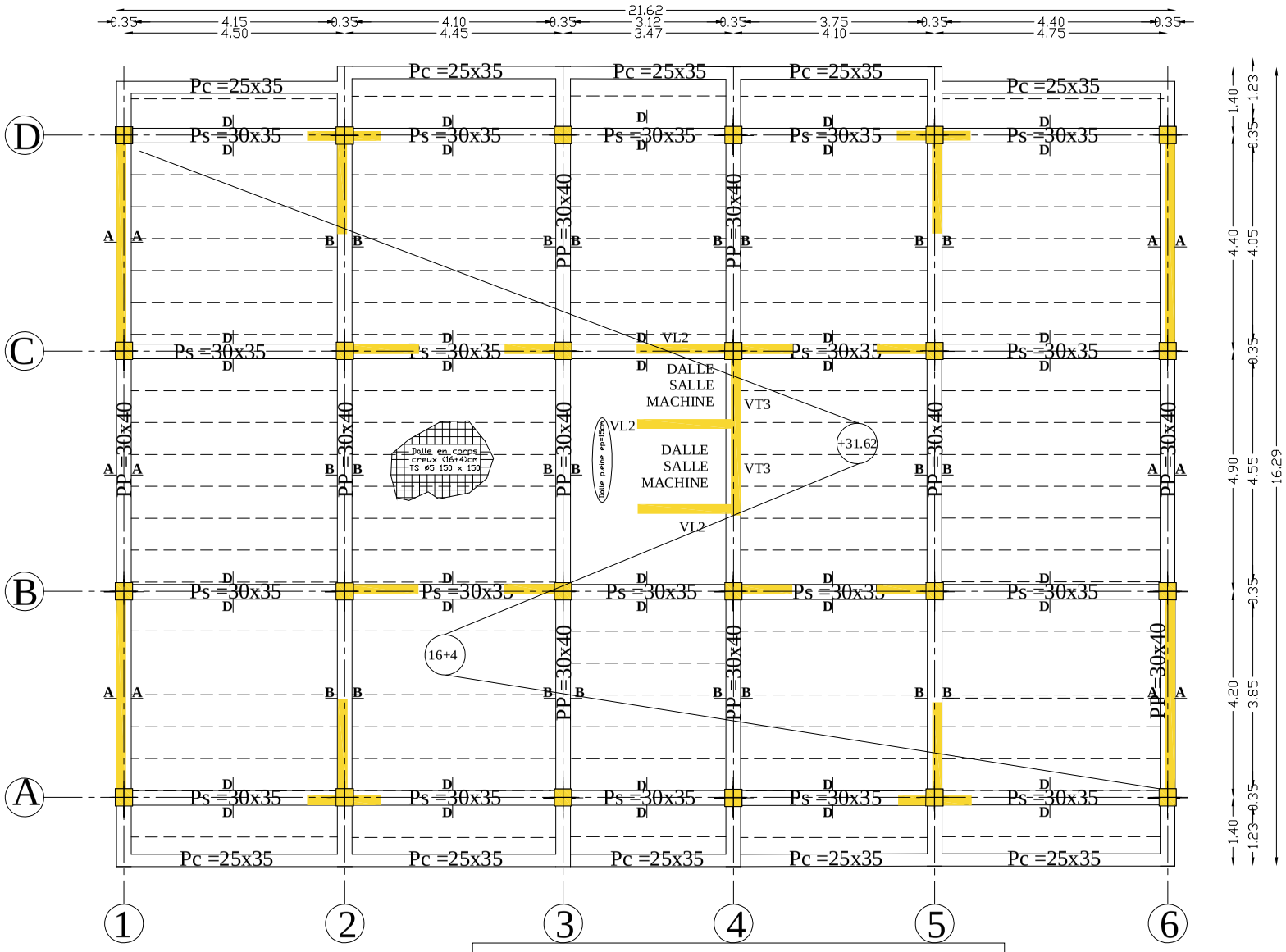


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

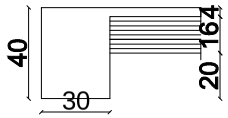
DIRIGE PAR :
Mme BOUZID

ETUDIE PAR :
AUMAR LYNDA

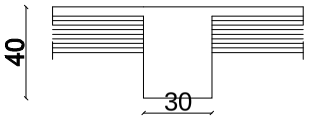
COFFRAGE
ET7/ET8



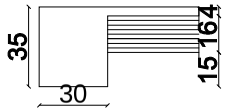
COUPE A-A



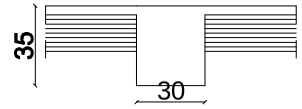
COUPE B-B



COUPE C-C



COUPE D-D



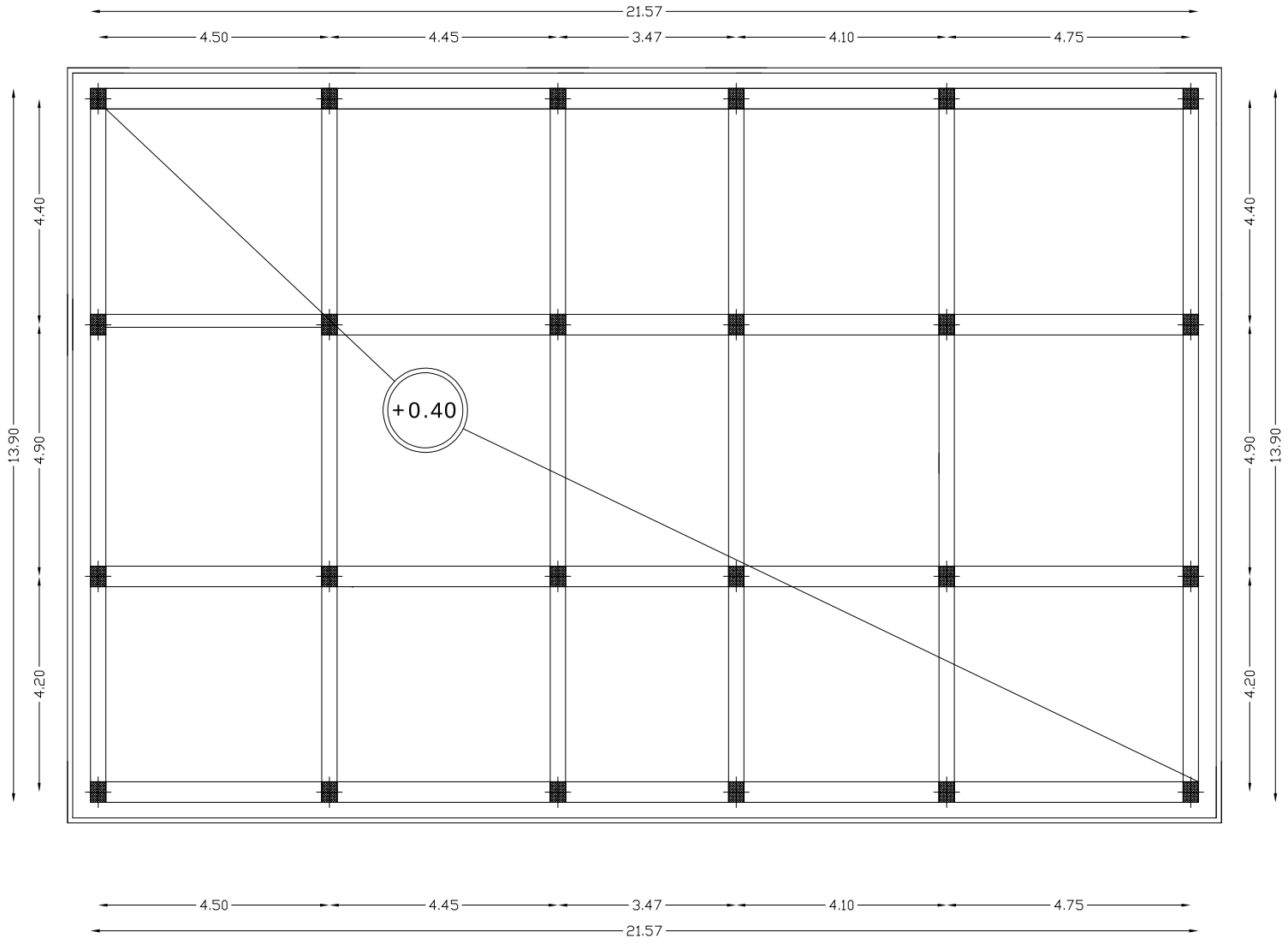
Plan de coffrage niveau:+31.62

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

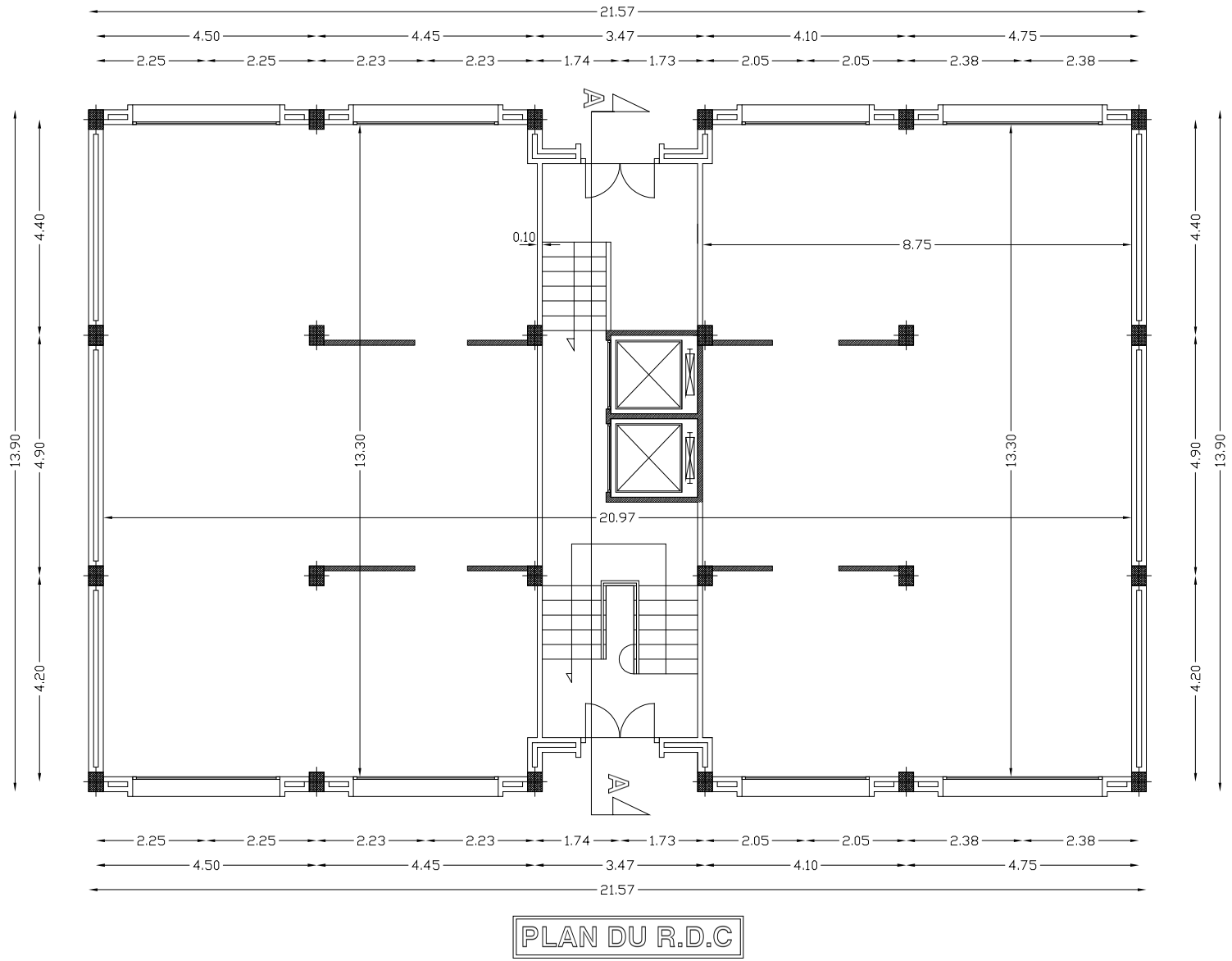
DIRIGE PAR :
Mme BOUZID

ETUDIE PAR :
AUMAR LYNDA

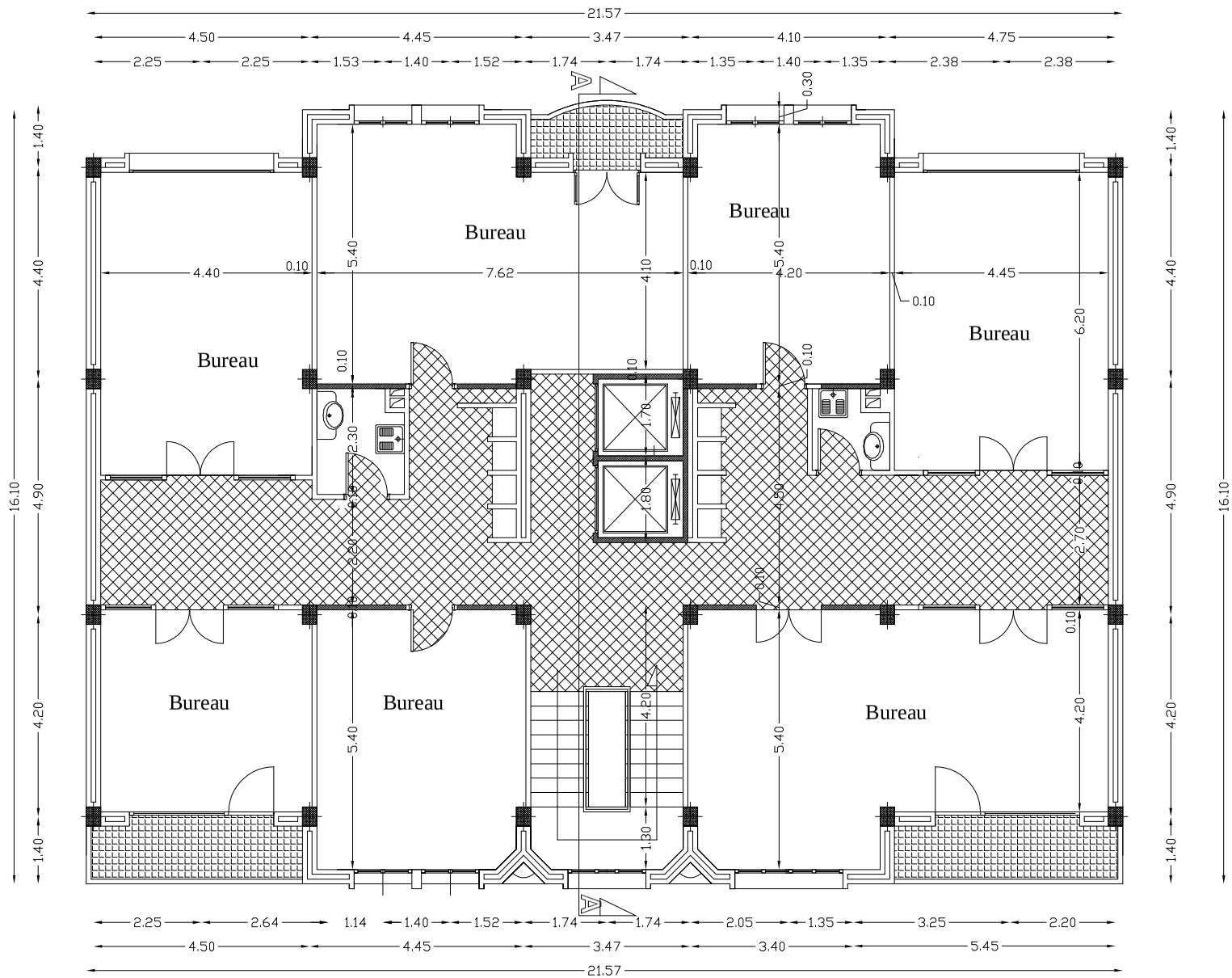
COFFRAGE
ET9



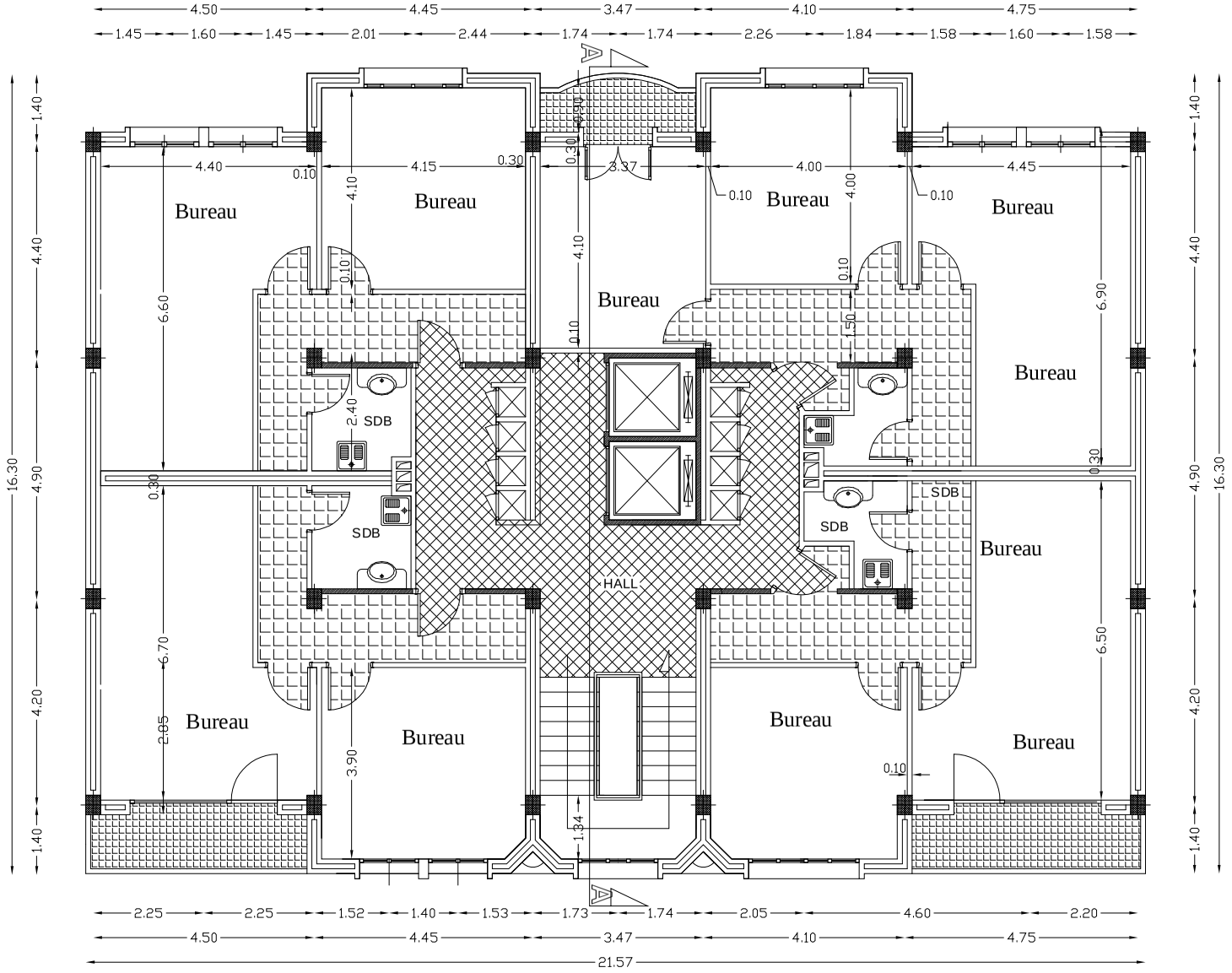
PLAN DES FONDATIONS


21.57
4.50
4.45
3.47
4.10
4.75
2.25
2.25
2.23
2.23
1.74
1.73
2.05
2.05
2.38
2.38
A
A
0.10
8.75
13.90
4.90
4.20
4.40
13.30
20.97

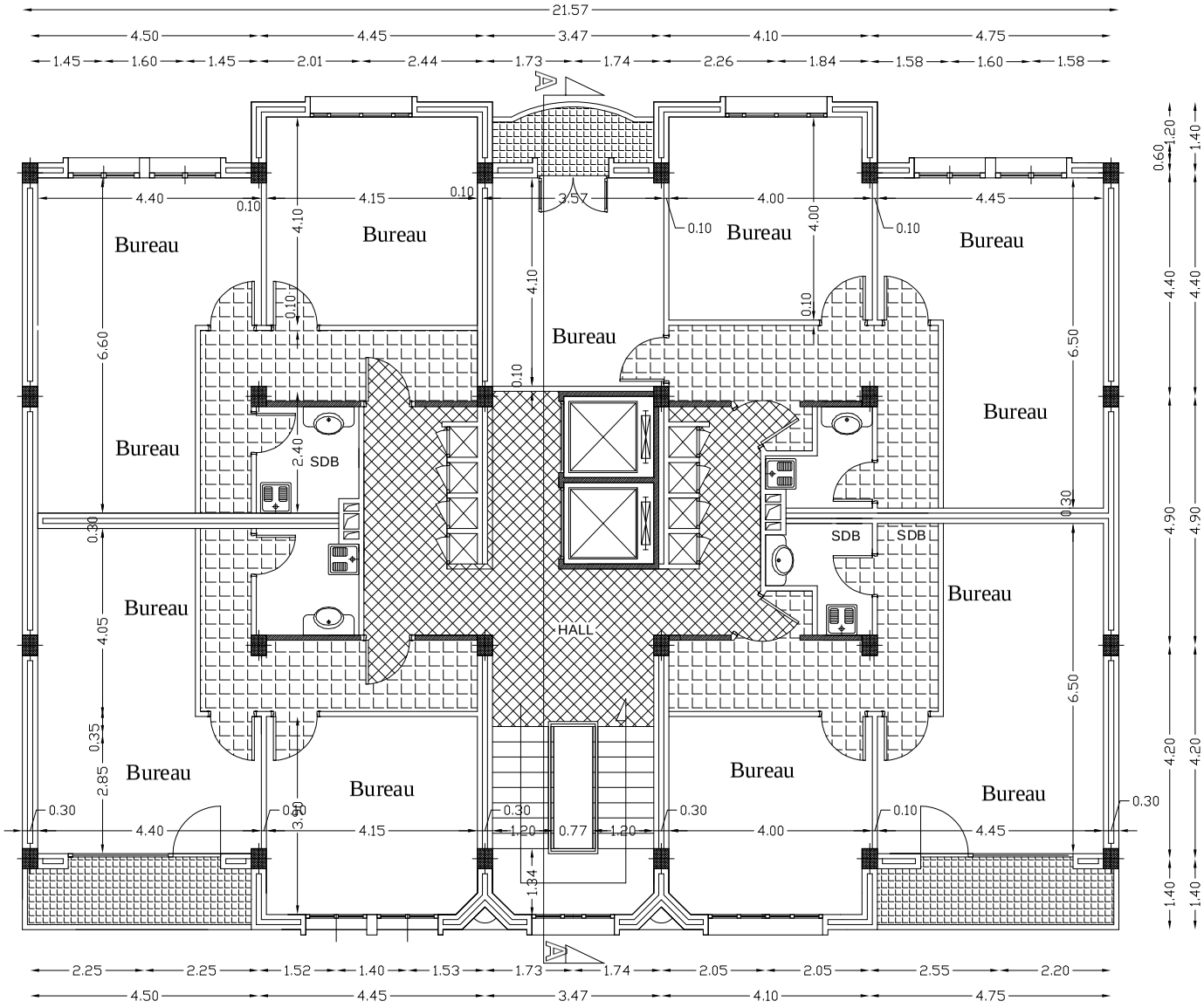
PLAN DU R.D.C



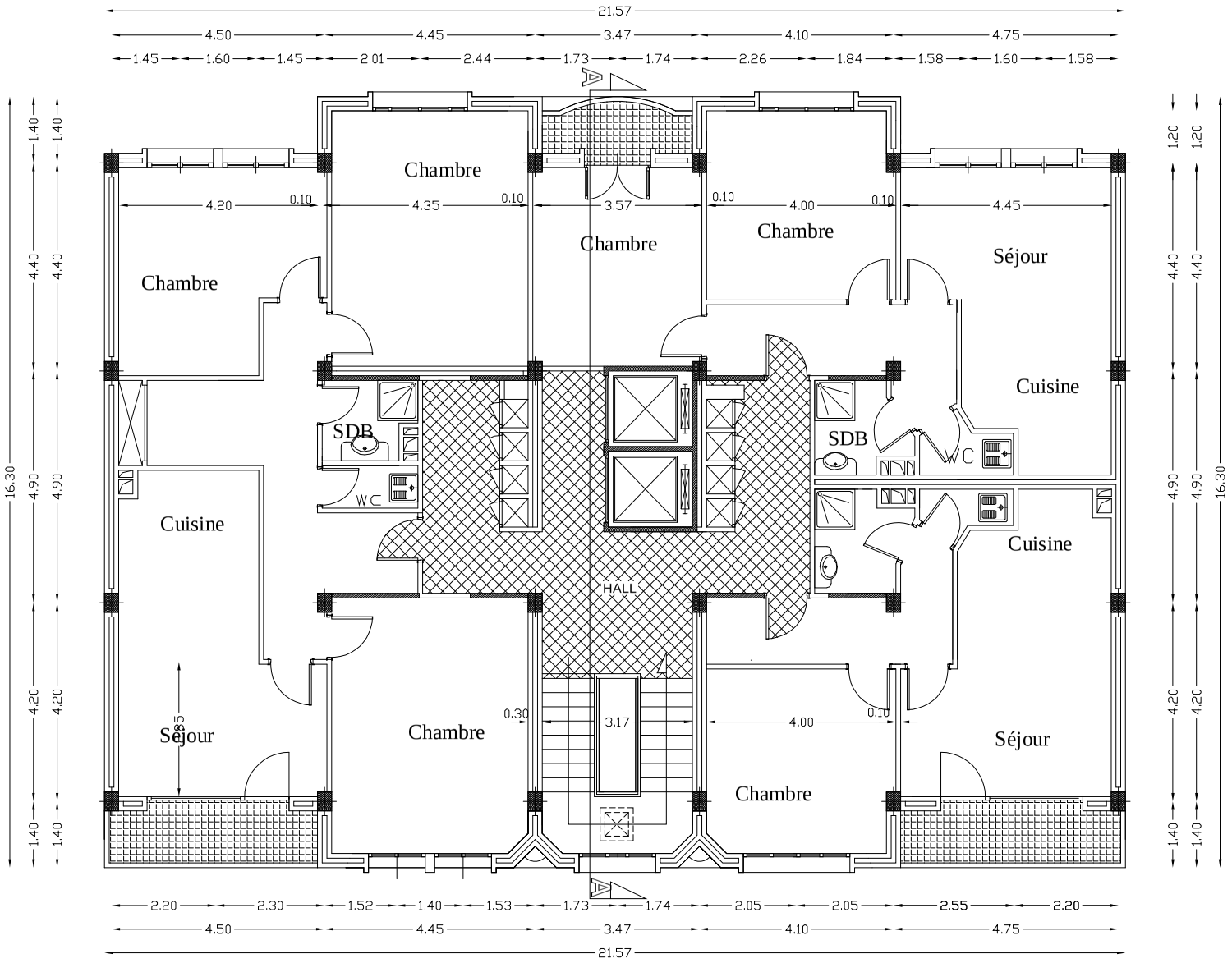
PLAN DU 1 ET 2ème ETAGE



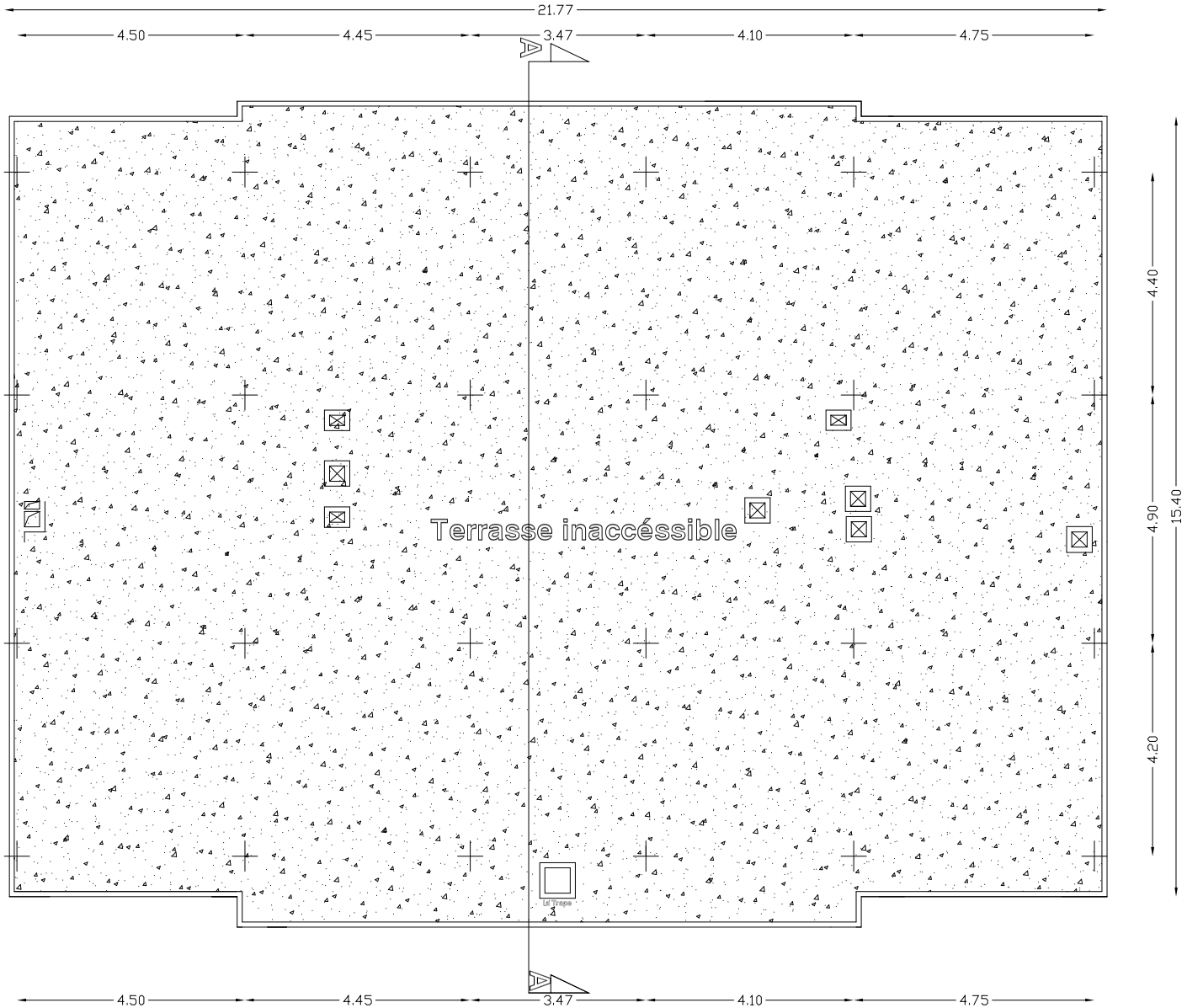
PLAN DU 3.4 ET 5ème ETAGE



PLAN DU 6.7 ET 8ème ETAGE



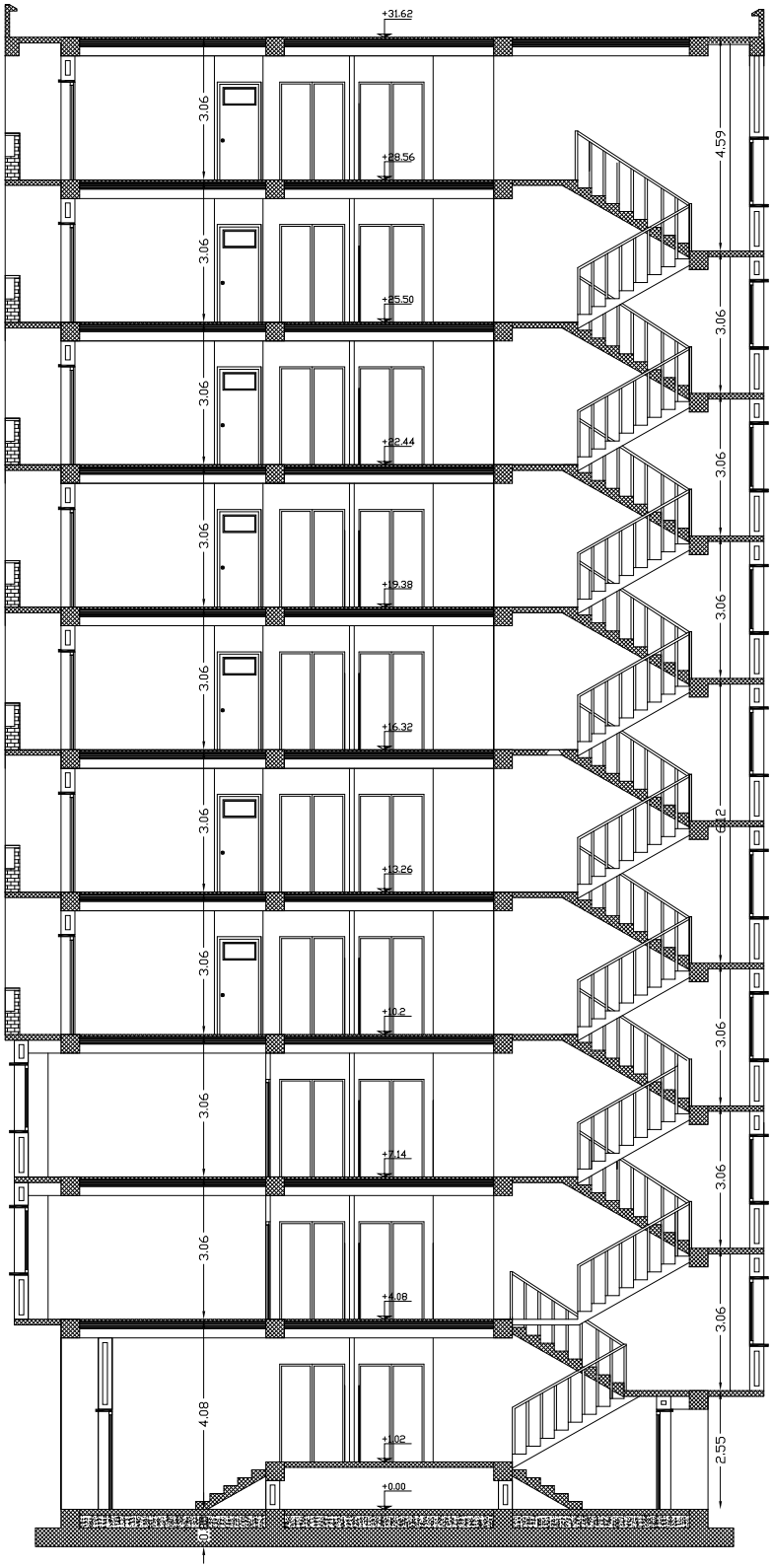
PLAN DU 9ème ETAGE



PLAN DE TERRASSE

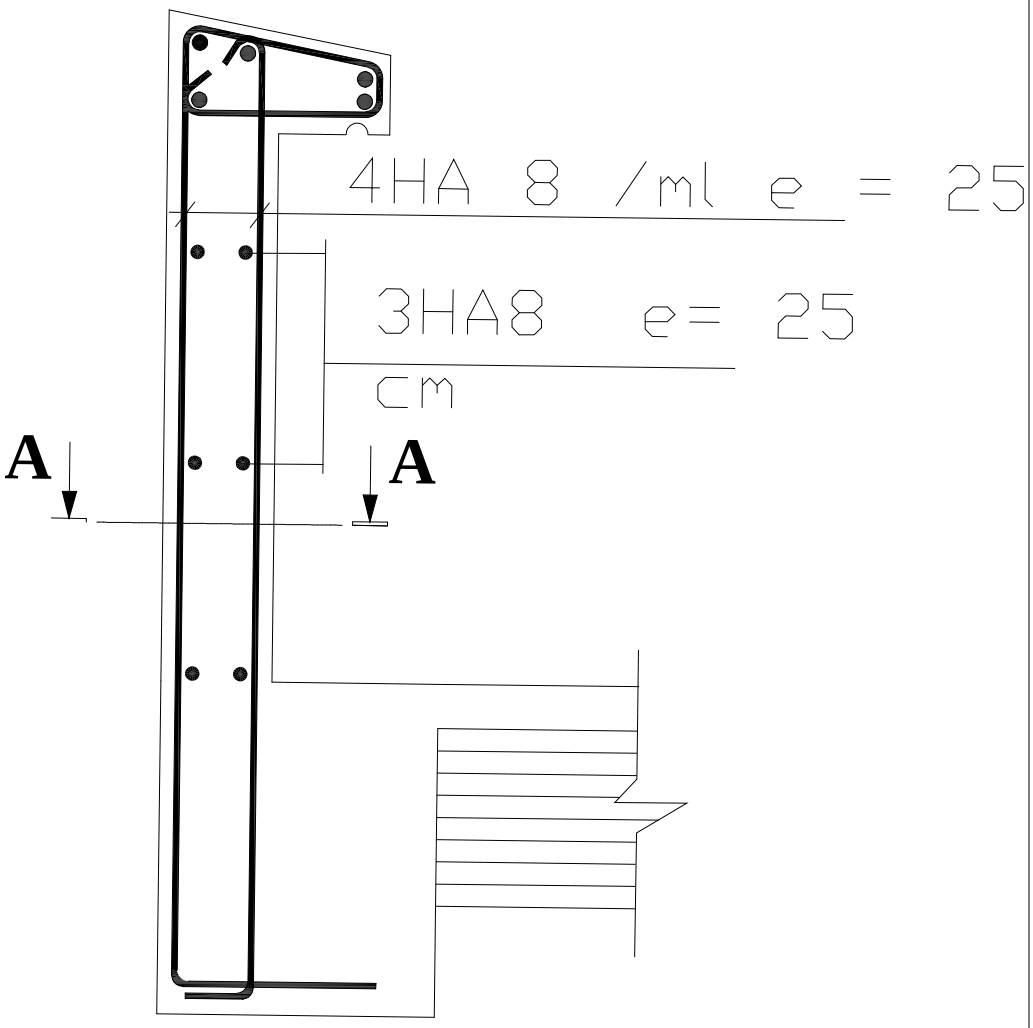
FAÇADE PRINCIPALE

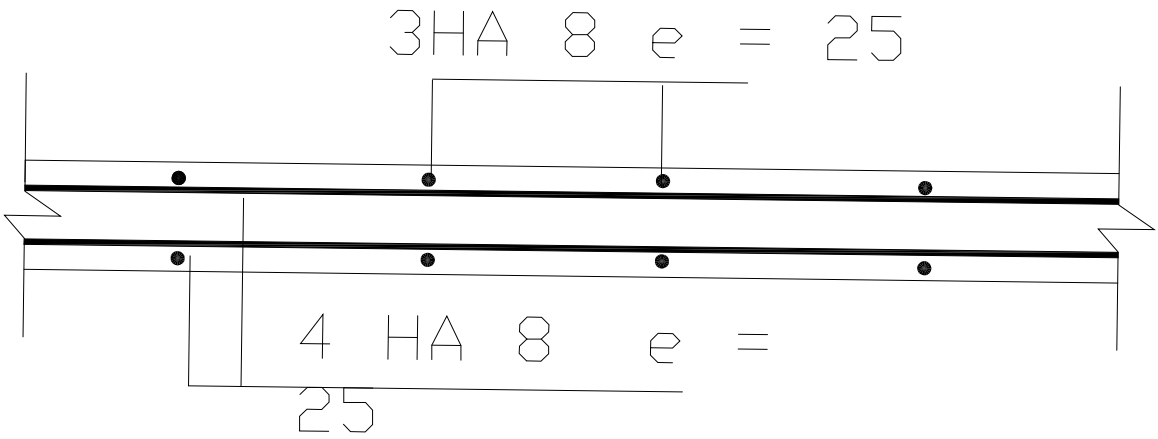
FAÇADE ANTERIEURE


+31.62
+28.56
+25.50
+22.44
+19.38
+16.32
+13.26
+10.2
+7.14
+4.08
+1.02
+0.00
3.06
4.08
4.59
2.55

COUPE AA

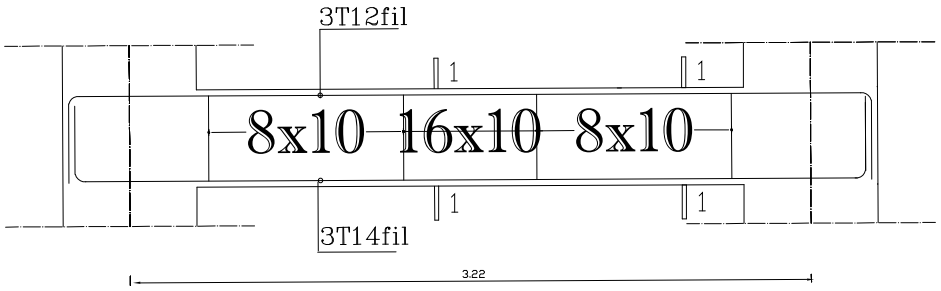
Ferraillage de l'acrotère



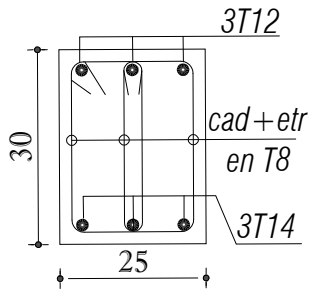


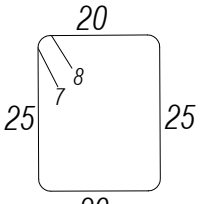
Coupe A-A

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

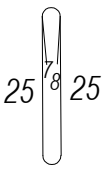


Coupe 1-1



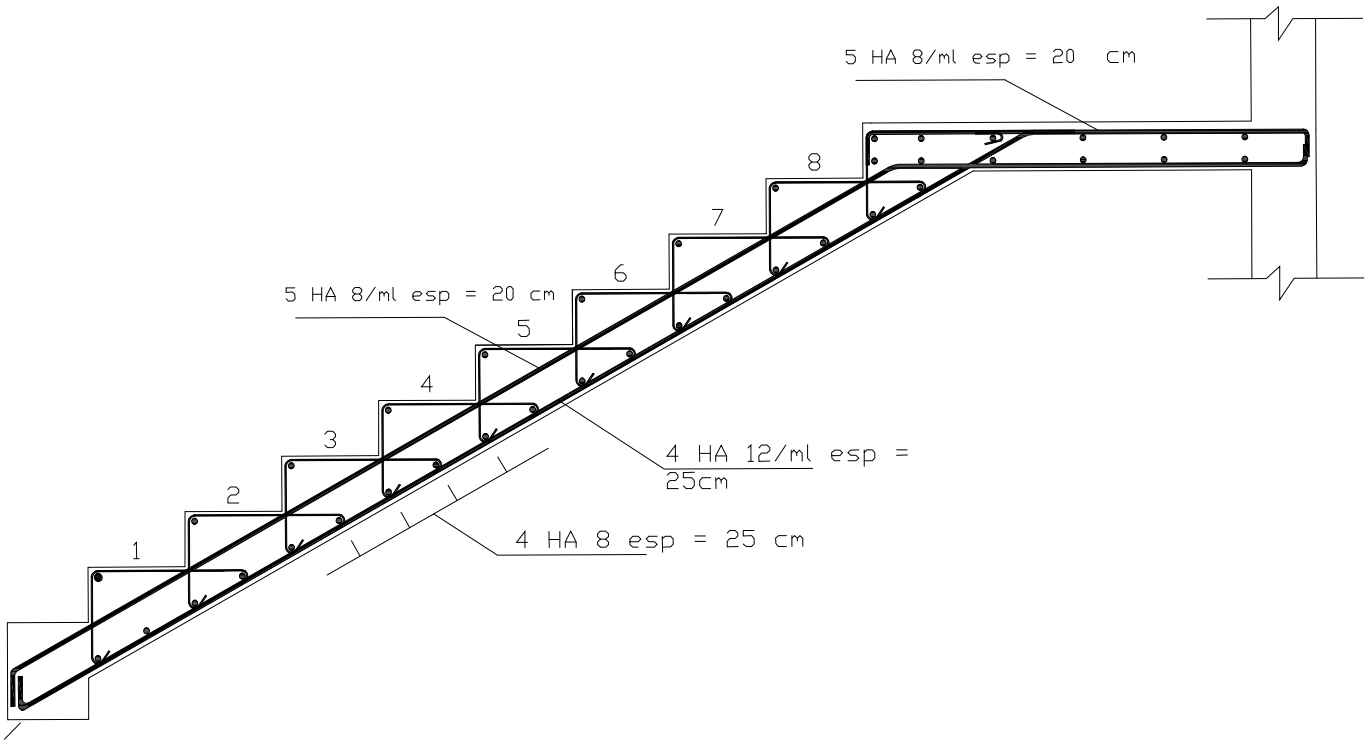


cad en T8 l=1.05

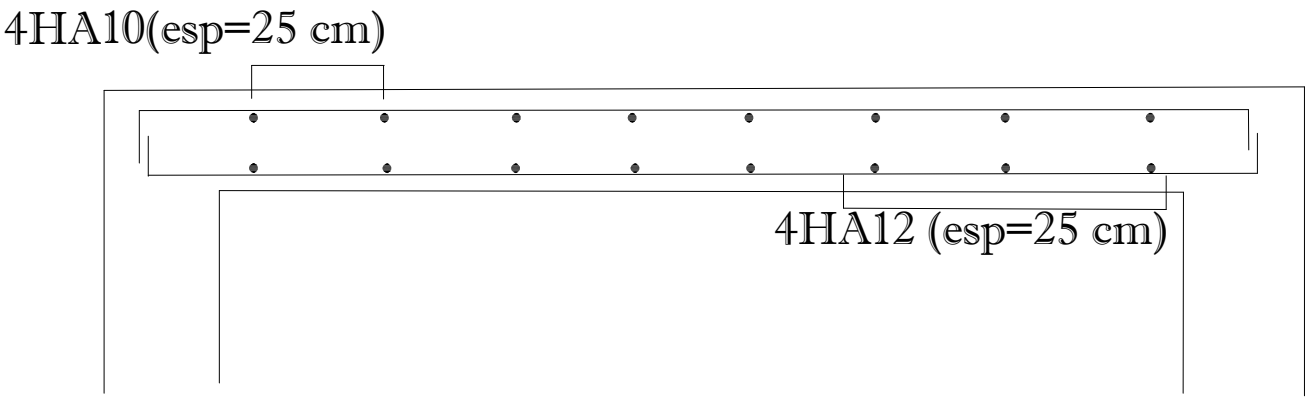


etr en T8 l=0.65

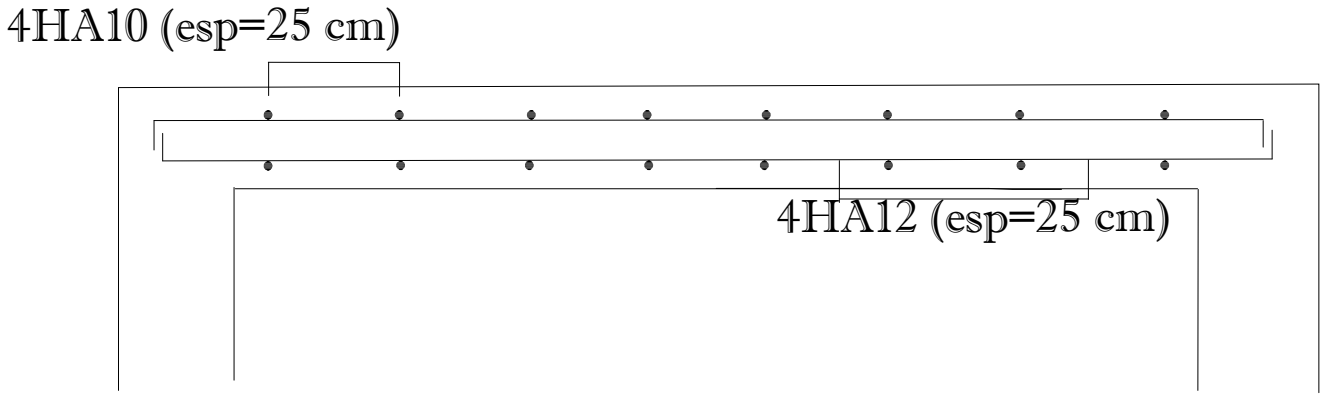
FERRAILLAGE DES ESCALIERS



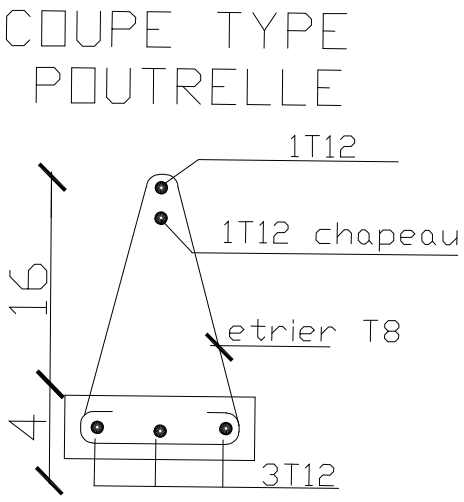
Plan de ferraillage de la salle machine suivant x-x



Plan de ferraillage de la salle machine suivant y-y



ferraillaige de poutrelle



ferraillaige du plancher en corps creux