



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MÉMOIRE DE MASTER

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIÈRE : Génie Civil

OPTION : Constructions Civiles et Industrielles

THEME

Calcul d'un bâtiment R+11 à usage multiple

Réalisé par :

- Mr KHARCHI Yacine
- Mlle NEMIR Sonia

Dirigé par :

- Mme CHERIFI

PROMOTION 2021/2022

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, nous tenons à dire que nous sommes très reconnaissants envers Allah de nous avoir donné de la force et de la patience pour mener ce projet à terme.

Nos remerciements vont à Mme CHERIFI notre encadrante qui a acceptée de nous accompagner dans notre travail, nous tenons à la remercier pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Notre reconnaissance s'étend également au corps enseignant et administratif du département génie civil.

DEDICACE

Je dédie ce travail

- A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie ma réussite et tout mon respect : mon cher père Mohamed
- A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable mère Nora
- A ma chère sœur Ouerdia et son mari Madjid, qui n'ont pas cessé de m'encourager et me soutenir que dieu vous garde l'un pour l'autre, ainsi que ma petite sœur Méliza et mon frère Hocine
- A mes adorables cousines (Lynda et Kahina) et ma tante Malika et mes oncles (Bilel, Djamel et Sofiane) je vous remercie pour vos encouragements
- A mon cher Rayan tu m'as toujours offert soutien et réconfort, j'exprime envers toi une profonde admiration
- A tous (e) mes amis(e) qui m'ont encouragés de loin et de près et à qui je souhaite le succès dans leurs vies
- Sans oublier mon binôme Yacine pour son soutien moral et sa patience tout au long de ce projet

Sonia

Je dédie cet ouvrage

A ma chère maman, à mon cher papa et à mes deux sœurs Nassima et Lyna, qui m'ont tous encouragé et soutenu durant toutes mes années d'études. Qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

A ma grand-mère, mes tantes et a tout membre de ma famille qui me donne de l'amour et de l'affection.

A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et pour lesquels je souhaite beaucoup de succès.

A mes deux chers ami Adel BOUZZIZ et Yanis ZIANI, car sans eux ce travail n'aurait pu voir le jour.

A ma binôme Sonia.

A tous ceux que j'aime.

Yacine

Sommaire

Introduction générale	
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....	11
Chapitre III : Calcul des éléments.....	30
III.1. Acrotère.....	30
III.2. Plancher.....	39
III.3. Balcon.....	60
III.4. Les escaliers.	66
III.5. Poutre palière	83
III.6. La salle machine.....	91
Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS et modélisation.....	103
Chapitre V : Vérification des exigences de RPA	128
Chapitre VI : Ferrailage des éléments.....	153
VI.1. Ferrailage des poteaux	153
VI.2. Ferrailage des poutres	168
VI.3. Ferrailage des voiles	186
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	196
Conclusion générale	
Bibliographie	

LISTE DES FIGURES

- Figure I.1.** : Diagramme contrainte-déformation a L'ELU
- Figure I.2.** : Diagramme contrainte déformation du béton à L'ELS
- Figure I.3.** : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU
- Figure I.4.** : Diagramme contrainte déformation
- Figure I.5.** : Diagramme contrainte déformation de calcul
- Figure II.1.** Coupe d'un plancher en corps creux
- Figure II.2.** Poutre Principales et Secondaires
- Figure II.3.** Coupe d'un voile en plan / Coupe d'un voile en élévation.
- Figure II.4.** Coffrage des poteaux.
- Figure II.5.** Coupe du plancher terrasse
- Figure II.6.** Composition du plancher étage courant
- Figure II.7.** Composition du plancher dalle pleine
- Figure II.8.** Coupe verticale du mur extérieur
- Figure II.9.** Coupe verticale du mur intérieur
- Figure II.10.** Coupe transversale de l'acrotère
- Figure II.11.** Surface d'influence
- Figure. II .12.** Loi de dégression des surcharges d'exploitation
- Figure III.1.1.** Coupe de l'acrotère.
- Figure III.1.2** : Diagramme des efforts interne
- Figure III.1.3.** La section de l'acrotère.
- Figure III.1.4.** Ferrailage adopté
- Figure III.2.1** : ferrailage de la dalle de compression
- Figure III.2.4** : statique de la poutrelle
- Figure.III.2.5** : diagramme des moments fléchissant
- Figure III.2-6** : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU(KN)
- Figure III-2:7** Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

Figure III.2.8 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

Figure III.2-9: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN) après correction

Figure III.2.10 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

Figure III.2-11 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN) après correction

Figure III.2.12: calcul de la flèche

Figure III.2.13 : Ferrailage du plancher

Figure III.3.1: Schéma statique du balcon.

Figure III.3.2: Coupe verticale détaillant la liaison **balcon – poutre.**

Figure III.3.3 Section de balcon.

Figure III.3.4 Ferrailage adopté pour le balcon

Figure III.4.1. : Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissants

Figure III.4.2 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

Figure III.4.3 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissants

Figure III.4.4 : Ferrailage adopté pour la poutre palière

Figure III.5.1 Coupe verticale de l'escalier

Figure III.5.2 Schéma statique de l'escalier.

Figure III.5.3 Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

Figure III.5.4. Schéma statique de calcul à l'ELS.

Figure III.5.5. Ferrailage adopté pour l'escalier

Figure III.6.1 : Schéma ascenseur

Figure III.6.2: Diffusion de charge dans le feuillet moyen

Figure III.6.2 : Ferrailage de la salle machine

Figure IV.1. Application ETABS

Figure IV.2. Géométrie de base

Figure IV.3. Modification des longueurs des travées

Figure IV.4. Modification des longueurs des étages

Figure IV.5. Représentation de la structure en 2D et 3D

Figure IV.6. Afficher les dimensions

Figure IV.7. Introduction des propriétés mécaniques du béton

Figure IV.8. Spécification des propriétés géométriques des éléments

Figure IV.9. Introduction des dimensions des poteaux

Figure IV.10. Introduction des dimensions des poutres

Figure IV.11. Introduction des dimensions des voiles

Figure IV.12. Introduction des dimensions des dalles pleines

Figure IV.13. Introduction des propriétés mécaniques du béton pour le bardage

Figure IV.14. Dénomination des planchers

Figure IV.15. Définition des charges d'exploitations G et Q et T_p et T_m

Figure IV.16. Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Figure IV.17. Introduction du spectre de réponse

Figure IV.18. Définition du chargement EX et EY (séisme)

Figure IV.19. Introduction des combinaisons d'actions

Figure IV.20. Dessin des poteaux

Figure IV.21. Dessin des poutres

Figure IV.22. Dessin des voiles

Figure IV.23. Dessin des planchers

Figure IV.24. Dessin des dalles pleines

Figure IV.25. Encastrement de la base de structure

Figure IV.26. Vue de la structure en 3D

Figure IV.27. Chargement de balcon dalle pleine

Figure IV.28. Diaphragme de RDC

Figure IV.29. Introduction de nombre de mode

Figure IV.30. Déplacement de la structure selon le mode 1

Figure IV.31. Déplacement de la structure selon le mode 2

Figure IV.32. Déplacement de la structure selon le mode 37

Figure V.1. Résultats d'analyse dynamique ETABS

Figure V.2. Vérification de l'excentricité

Figure V.3. Les charges reprises par les voiles longitudinales

Figure V.4. Les charges reprises par les voiles transversales

Figure V.5. Charges horizontales reprise par le bâtiment dans le sens longitudinal

Figure V.6. Charges horizontales reprise par le bâtiment dans le sens transversal

Figure V.7. Charges verticale reprise par le bâtiment

Figure V.8. Charges verticale reprise par les voiles

Figure V.9. Spectre de repense

Figure VI.1.1 : Schéma de calcul en flexion composée

Figure VI.1.2: zone nodale des poteaux

Figure VI.1.3: Schéma de ferrailage des poteaux de la ‘ ZONE 1 ‘

Figure VI.1.4: Schéma de ferrailage des poteaux de la ‘ ZONE 2 ‘

Figure VI.1.5: Schéma de ferrailage des poteaux de la ‘ ZONE 3 ‘

Figure VI.2.1: Disposition des armatures tendus S.S.A

Figure VI.2.2 : Disposition des armatures SDA

Figure VI.2.3. Ferrailage des poutres principales (Zone 1,2,3)

Figure VI.2.4. Ferrailage des poutres secondaires(Zone1)

Figure VI.2.5. Ferrailage des poutres secondaires(Zone2,3)

Figure VI.3.1 disposition des voiles

Figure VI.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Figure VII.1. Diagramme des contraintes

Figure VII.2 : Schéma statique du débord.

Figure VII.3 : Répartition trapézoïdale.

Figure VII.4 : Présentation du chargement simplifié.

Figure VII.5: Répartition triangulaire.

Figure VII.6: Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant).

Figure VII.7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).

Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens x-x).

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

Figure VII.10 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens x-x).

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

Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens x-x).

Figure VII.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).

Figure VII.14 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens y-y)

Figure VII.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens y-y).

Figure VII.16 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens y-y).

Figure VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens y-y).

Figure VII.18: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens y-y).

Figure VII.19: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens y-y).

Figure VII.20: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens y-y).

Figure VII.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens y-y)

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : valeurs des contraintes admissibles de l'acier.

Tableau II.1 : vérification aux exigences du RPA.

Tableau II.2 : valeur de la charge permanente du plancher terrasse.

Tableau II.3 : valeur de la charge permanente du plancher étages courant.

Tableau II.4 : Valeur de charge permanente du plancher dalle pleine.

Tableau II.5 : valeur de la charge permanente du mur extérieur.

Tableau II.6 : Valeur de la charge permanente du mur intérieur.

Tableau II.7 : Valeur des charges permanente du voile.

Tableau II.8 : valeur des charges d'exploitation.

Tableau II.9 : Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux.

Tableau II.10 : Résumé des sections obtenues par la descente de charges.

Tableau II.11 : Récapitulatif des dimensions.

Tableau III.1.1: ferrailage adopté.

Tableau III.2 .1 : Les moments aux appuis.

Tableau III.2.2: Calcul des moments en travées.

Tableau III.2.3: Calcul des efforts tranchants.

Tableau III.5.1: Charge totale du palier..

Tableau III.5.2: Charge totale de la volée.

Tableau III.5.4. Moments fléchissants.

Tableau III.5.5. efforts tranchants.

Tableau III.5.6. moments fléchissants.

Tableau V.1 : récapitulatif des périodes en fonction des modes.

Tableau V.2: Vérification de l'excentricité.

Tableau V.3 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.

Tableau V.4 : Justification du système de contreventement.

Tableau V.6: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens Longitudinal.

Tableau V.7: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.

Tableau V.8 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

Tableau VI.1.1 : paramètres de calcul en situation durable et accidentelle.

Tableau VI.1.2 : sections minimale et maximale dans les poteaux.

Tableau VI.1.3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans les deux sens.

Tableau VI.1.4 : Choix des armatures longitudinales.

Tableau VI.1.5: Quantité d'armature.

Tableau VI.1.6 : vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton.

Tableau VI.1.7: Sections minimums des armatures.

Tableau VI.1.8: Vérification des contraintes dans le béton.

Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales.

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poutres principales.

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres secondaires.

Tableau VI.2.4: Vérifications des armatures longitudinales à l'ELU.

Tableau VI.2.5: Vérifications armatures transversales à l'ELU.

Tableau VI.2.6: Vérification au cisaillement.

Tableau VI.2.7: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Tableau VI.2.8: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

Tableau VI.2.9: Moments à l'ELS.

Tableau VI.2.10: Moments à l'ELS.

Tableau VI.3.1 : Tableau des efforts normaux.

Tableau VI.3.2. Tableau des armatures verticales

Tableau VI.3.3 : Caractéristiques géométriques

Tableau VI.3.4 : Ferrailage adopté.

Tableau VI.3.5 : ferrailage des voiles transversaux (VT3) =4m

Tableau VI.3.6 : ferrailage des voiles transversaux (VT2) =2.1m

Tableau VI.3.7 : ferrailage des voiles transversaux (VT1) =1.91m

Tableau VI.3.8 : ferrailage des voiles transversaux (VL4) =2m

Tableau VI.3.9 : ferrailage des voiles transversaux (V2) =1.5m

Tableau VI.3.10 : ferrailage des voiles transversaux (VL1)=1m

Tableau VI.3.11 : ferrailage des voiles transversaux (VL5)=2.6m

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

Tableau VII.3 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Tableau VII.4 : vérification de la section minimale

Tableau VII.5. Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale).

Tableau VII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (Sens transversale).

Tableau VII.8 : Les efforts internes dans les nervures.

Tableau VII.9 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

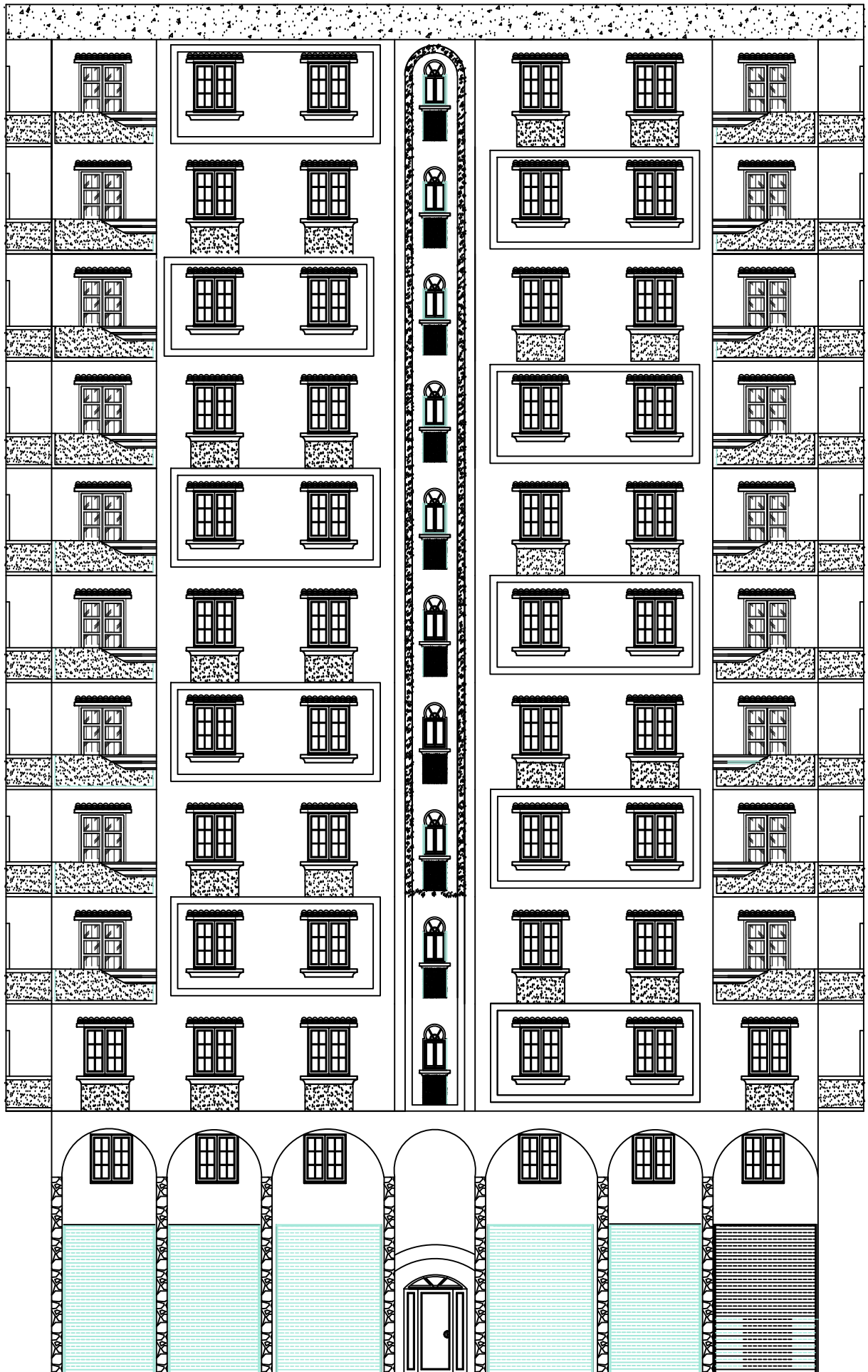
INTRODUCTION GENERALE

Vingt-et-un mai 2003 une date qui restera gravée à tout jamais dans la mémoire de tout algérien, une journée qui a fait 2266 morts, 10261 blessés et des milliers de sans-abris.

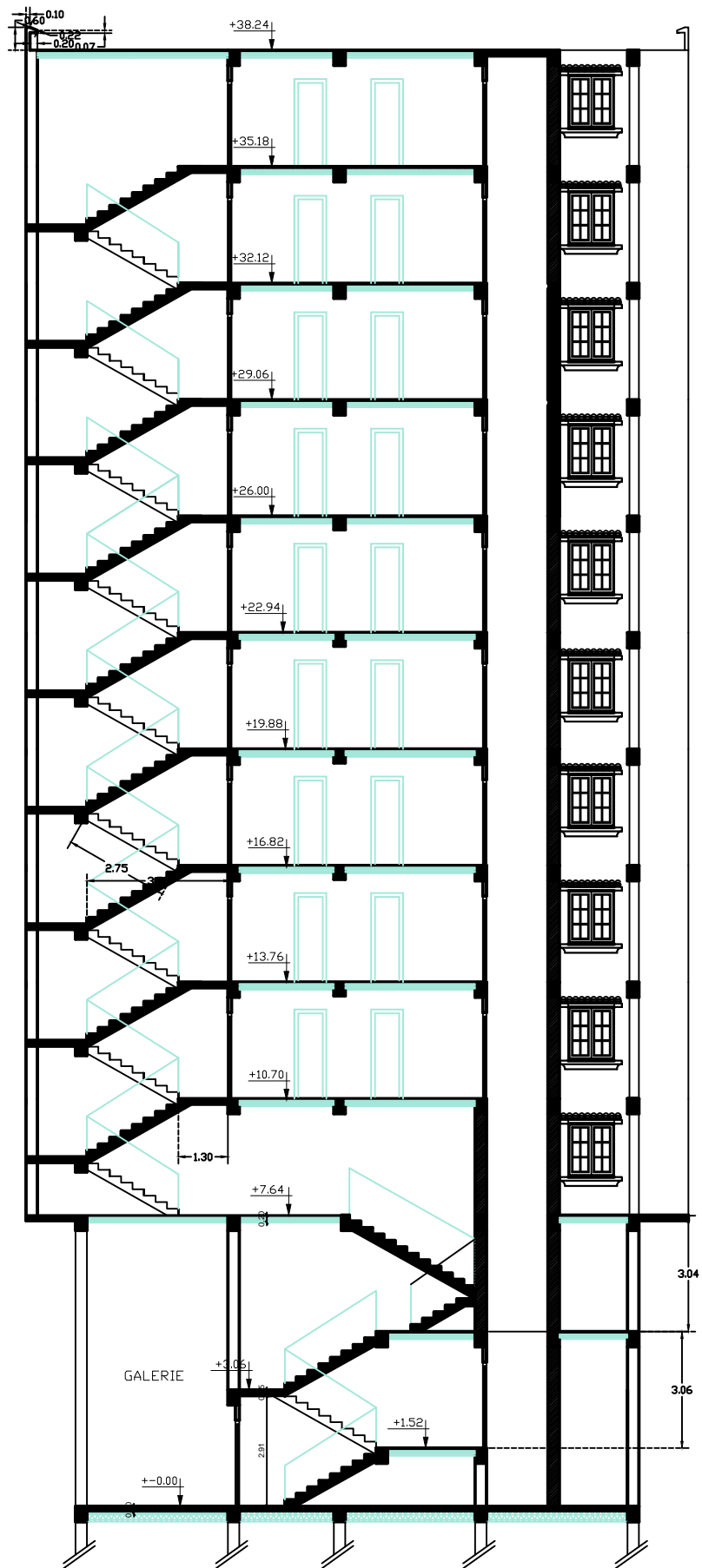
Après ce séisme, les règlements concernant la réalisation des différentes constructions sont devenus plus rigoureux, et l'ingénieur en génie civil devient plus conscient quant à l'importance de son travail. Ce dernier doit être réalisé de manière à faire face à ce phénomène (Le séisme), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (habitation et commerce) en R+11, cette étude va se faire en plusieurs étapes tout en suivant et en respectant les différents règlements (le règlement parasismique Algérien RPA version 2003, le règlement du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99 et les documents techniques réglementaires DTR et CBA)

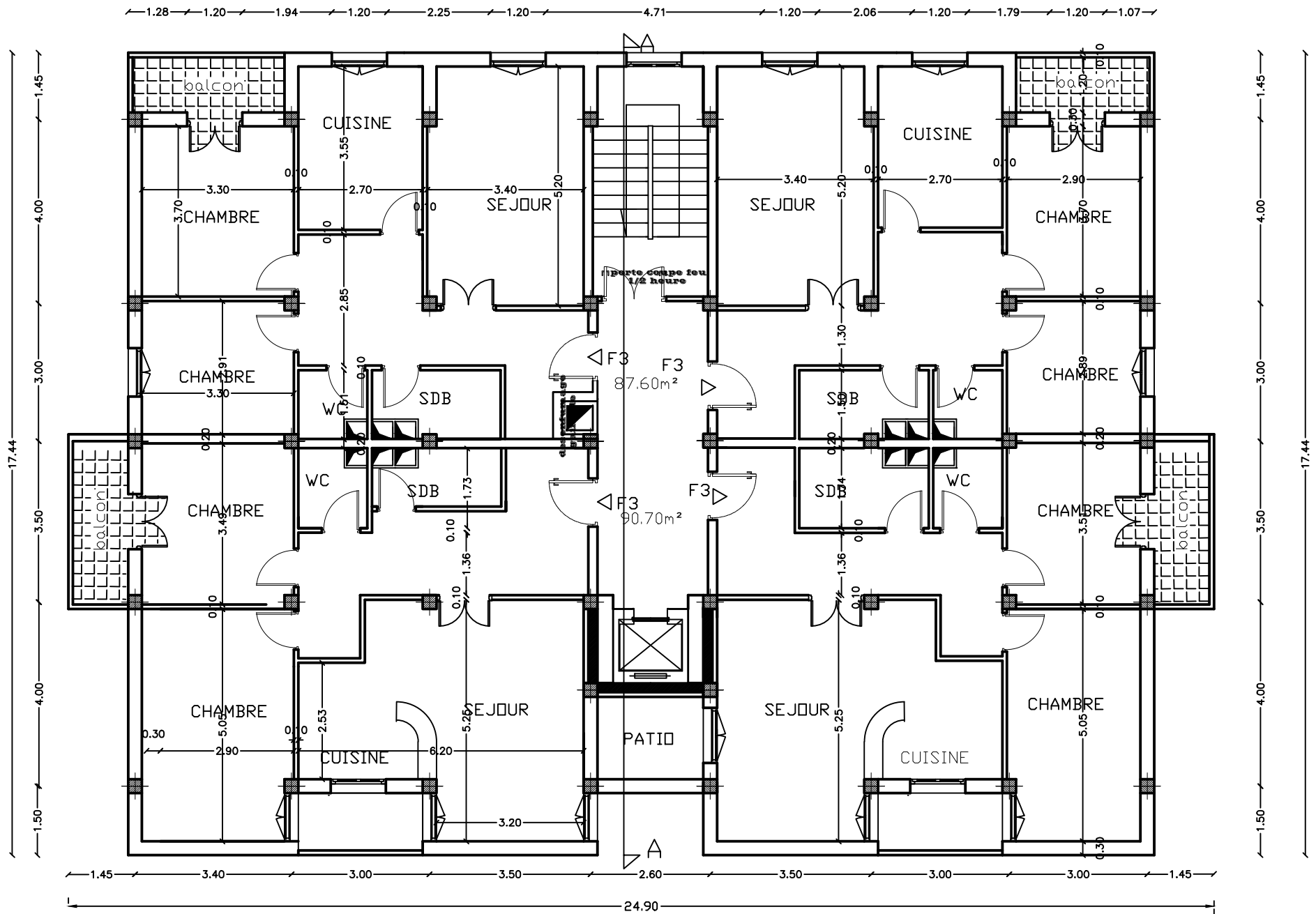
Pour la modélisation de notre structure on a utilisé le logiciel ETABS, adopté essentiellement aux calculs des ossatures en béton armé. L'utilisation d'un tel logiciel permet une rapidité de l'exécution et une fiabilité des résultats.



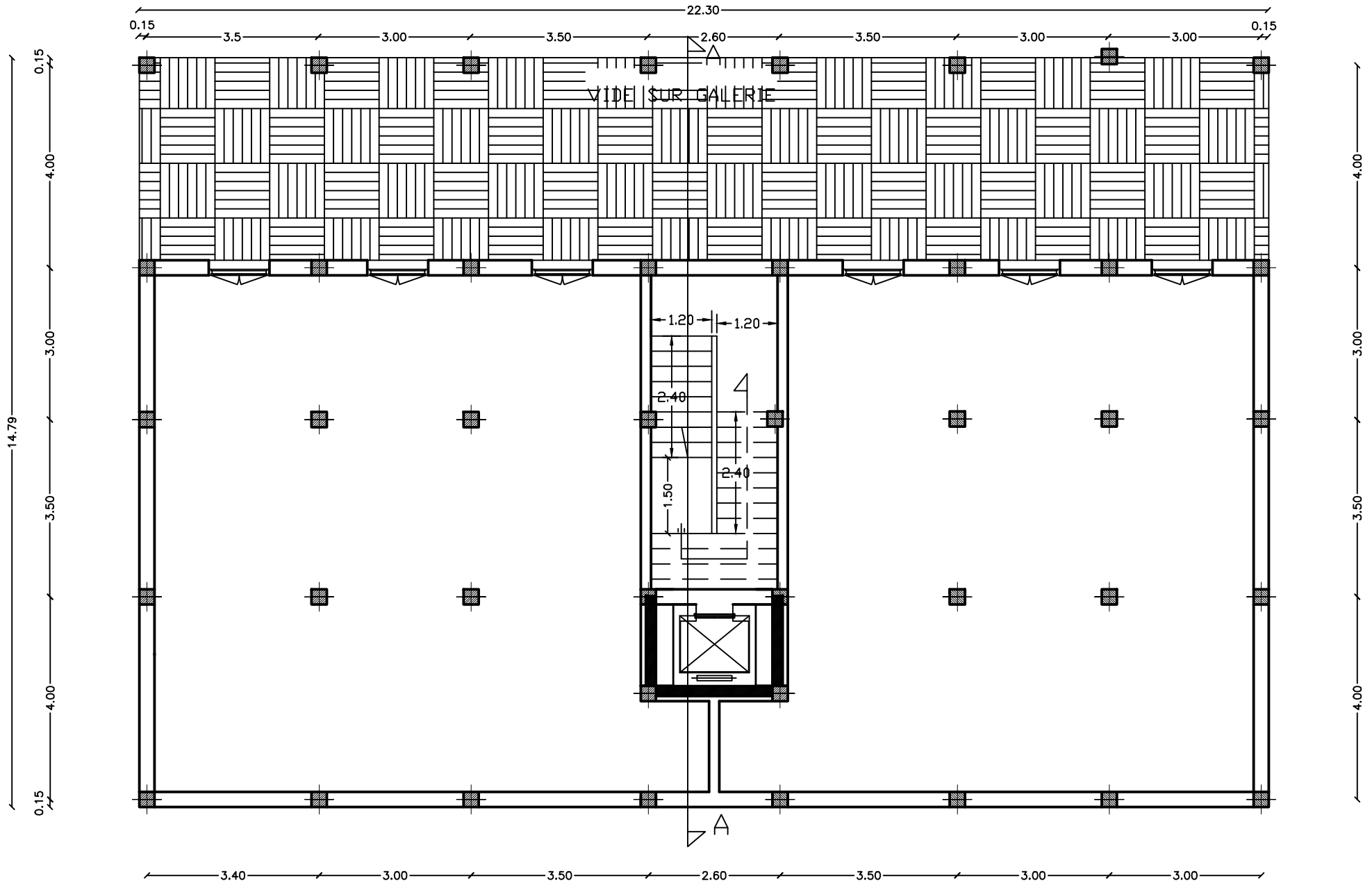
FACADE
PRINCIPALE



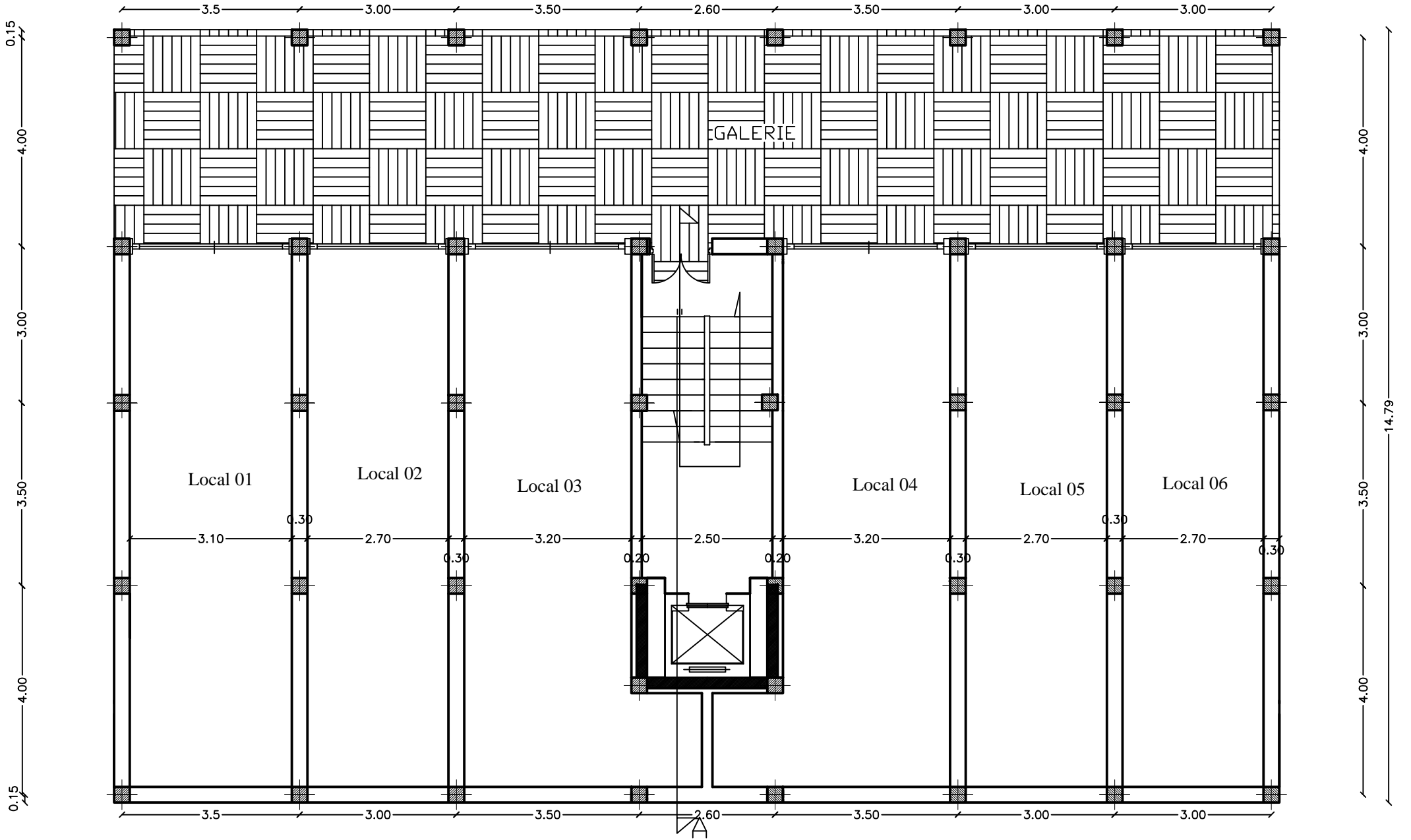
COUPE SCHEMATIQUE



PLAN D ETAGE COURANT



PLAN SERVICE



PLAN RDC

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

Introduction :

Ce chapitre consacré à des généralités, définit les caractéristiques géométriques de la structure ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation en respectant les règles du (BAEL91/modifié99), et le Règlement Parasismique Algérien (RPA99), cette étape est indispensable pour un calcul adapté.

I.1. Présentation du projet :

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment (R+11) à usage commercial et habitation, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA 99 version 2003 (Article 3.2).

Le bâtiment est composé de :

- RDC étage à usage commercial.
- 1^{er} étage usage service.
- 2^{ème} jusqu'au 11^{ème} étage à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.
- Un acrotère.

I.1.1. Implantation de l'ouvrage :

Ce projet est un ouvrage courant implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou classée d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 (Article 3.2) comme une zone de moyenne sismicité, ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2A.

I.1.2. Description architecturale :

• En plan

- Longueur.....	24,90 m
- Largeur	17,44 m
- Surface totale du bâtiment	434,256 m²

• En élévation

- Hauteur totale.....	38,24 m
- Hauteur du RDC.....	04,58 m
- Hauteur du 1 ^{er} étage.....	03,04 m
- Hauteur d'étage courant	03,06 m

I.1.3. Données géotechniques du site :

Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- Zone de moyenne sismicité.
- Groupe d'usage 2.
- Site meuble « S3 ».
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

I.1.4. Utilisation du logiciel de calcul Etabs (Extended Three Dimensions Analyses Building Systemes) :

'ETABS' est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il offre plusieurs possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

I.1.5. Règlements et normes utilisés :

Les calculs se feront en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- DTR BC 2.48 : Règles parasismique Algérienne RPA99/Version 2003.
- DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA 93.
- DTR B.C 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations.
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- DTU P18-702 : Règles BAEL 91 Révisées 99.

I.2. Les éléments de l'ouvrage :

1.2.1. Ossature :

Le bâtiment est en ossature composé de portiques contreventés par un ensemble de voiles car sa hauteur est supérieure à 14 m selon (RPA 99 ART 4b).

1.2.2. Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

1.2.3. Portiques :

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

1.2.4. Les planchers :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment.

Leur rôle principal est :

- La transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- La résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages.
- L'isolation thermique et phonique.
- Support des plafonds et revêtements.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

I.2.5. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier de repos. Ils sont constitués d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

I.2.6. L'ascenseur :

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur qui sera réalisée en béton armé, coulé sur place.

I.2.7. Maçonnerie :

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de deux types de murs :

- Les murs extérieurs : Ils sont réalisés en briques creuses à double parois séparées par une lame d'air d'épaisseur de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs : Ils sont réalisés en simples cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principales sont la séparation des espaces ainsi que l'isolation thermique et acoustique.

I.2.8. Revêtements :

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.
- Carreaux en Gres-Ceram pour les sols.
- Faïence pour les murs des cuisines et des salles d'eau.
- Carrelage pour les escaliers et les planchers.

I.2.9. Système de coffrage :

On utilise deux types de coffrage :

- Coffrage métallique pour les voiles.
- Coffrage traditionnel en bois pour les portiques.

I.2.10. Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 m de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place.

I.2.11. Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretien, réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux
- Isolant thermique.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I.3. Les états limites :

I.3.1. L'Etat limite ultime (ELU) :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure. Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

❖ La contrainte limite de compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91/ modifié 99, Art. A.4.3.41})$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles.

- f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

- θ : Coefficient d'application des actions considérées ;

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h ($T > 24h$).

$\theta = 0,9$ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h ($1h < T < 24h$).

$\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h ($T < 1h$).

❖ La contrainte limite ultime de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

b_0 : largeur de l'âme

$d = 0.9h$: position des aciers tendus, $\bar{\tau}_u$ est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

→ cas de fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPA} \right]$

→ cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 4 \text{ MPA} \right]$

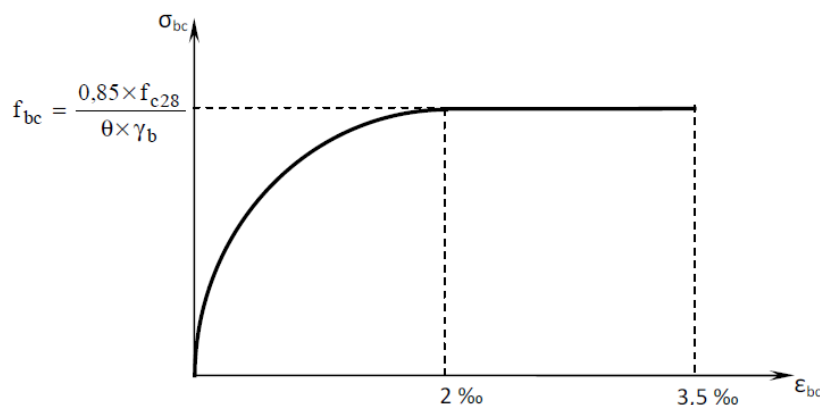


Figure I.1. : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU

I.3.2. L'Etat limite de service (ELS) :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées. Il y'a 03 états limites :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

- L'Etat limite d'ouverture des fissures.
 - L'Etat limite de déformation : flèche maximale.
 - L'Etat limite de compression du béton.
- ❖ La contrainte limite en service à ne pas dépasser est :
- $$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91/ modifié 99, Art.A.4.5.2})$$

À l'état limite de service le béton est en phase élastique d'où le diagramme est le suivant :

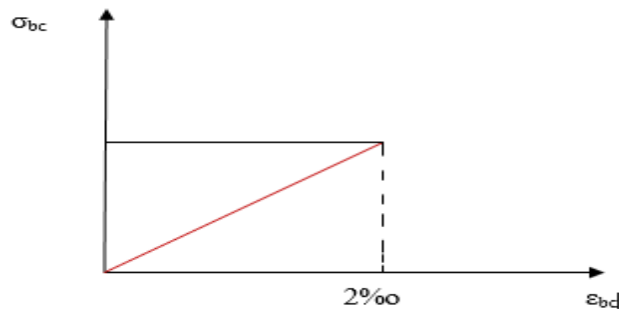


Figure I.2. : Diagramme contrainte déformation du béton à L'ELS

- **Module de déformation longitudinal du béton à court terme**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{BAEL91/ modifié99, Art A-2.1, 21})$$

- **Module de déformation longitudinal du béton à long terme**

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, il permet de calculer la résistance finale du béton

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL91/ modifié99, Art A-2.1, 22}).$$

❖ **Coefficient de poisson (BAEL91/ modifié99, A.2.1, 3)**

Le coefficient de poisson (ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par :

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

V=0 → A l'ELU

V=0.2 → A l'ELS

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I.4.1. Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats, sable, gravier...) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

Le béton doit satisfaire les exigences suivantes : (sécurité de la structure, confort, la durabilité et la résistance).

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

I.4.1.1. Résistance caractéristique du béton :

- **Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée « f_{c28} ».

Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : (BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1.11)

- Béton de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ MPA

- Béton de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40$ MPA

Lorsque on dépasse les 28 jours on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et sa résistance atteigne 40 MPA au plus.

Lorsque $j \geq 60$ jours on utilise la relation suivante $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

- En compression pure : les déformations relatives étant limité à 2‰ (partie parabolique du graphe) on utilise la loi de Hooke dans ce cas

- En compression avec flexion : le diagramme est dit parabole rectangle

$$2\text{‰} < \varepsilon < 3.5\text{‰} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1.15$ —> situation accidentelle

$\gamma_b = 1.5$ —> situation durable

$\theta = 1$ —> pour une durée probable d'application de la combinaison d'action inférieure à 24 H

$\theta = 0.9$ —> pour une durée probable d'application comprise entre 1H et 24H

$\theta = 0.85$ —> pour une durée probable d'application inférieure à 1H

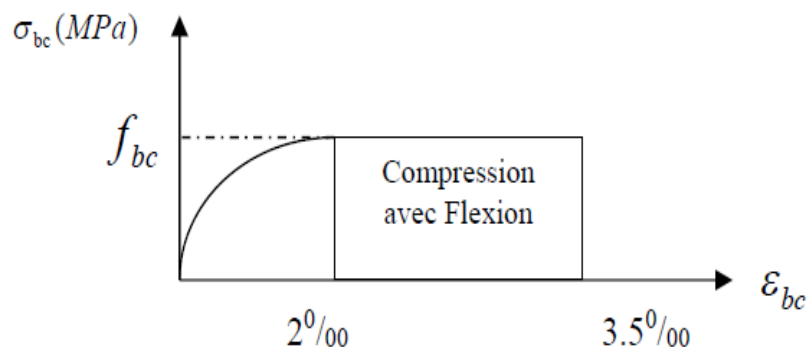


Figure I.3. : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique du béton à la traction notée **ftj** est éventuellement donné par la formule suivante :

ftj = 0.06 fcj + 0.6 pour **fcj ≤ 60 MPA** (ART A.2.1.12, BAEL 91 modifiée 2003)

ftj = 0,275 (fcj) 2/3 si : **fcj > 60 MPA** (annexe F)

Dans le cas de notre projet : **fc28 = 25 MPA** et **ft28 = 2.1 MPA**

- **Module de déformation transversale :**

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

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de Poisson

I.4.2. Acier :

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction.

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nominalisation	Symbole	Limite d'élasticité en [MPa]	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture en [%]	Coef.de Scellement [ψ]
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H.A	400	480	14	1.5
			500	550	12	
Acier en treillis	Treillis soudé TL.520 (Φ < 6)	T.S	520	550	8	1

Tableau I.1 : valeurs des contraintes admissible de l'acier

- **Module d'élasticité longitudinal :**

La valeur du module d'élasticité noté "Es" est constante quel que soit la nuance de l'acier

Es = 200000 MPa (ART.A.2.2 ,1 BAEL91).

Le coefficient de poisson (ν) est égal à : **0,3**

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

• Diagramme contrainte déformation de l'acier :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation est illustré par la figure ci-dessous :

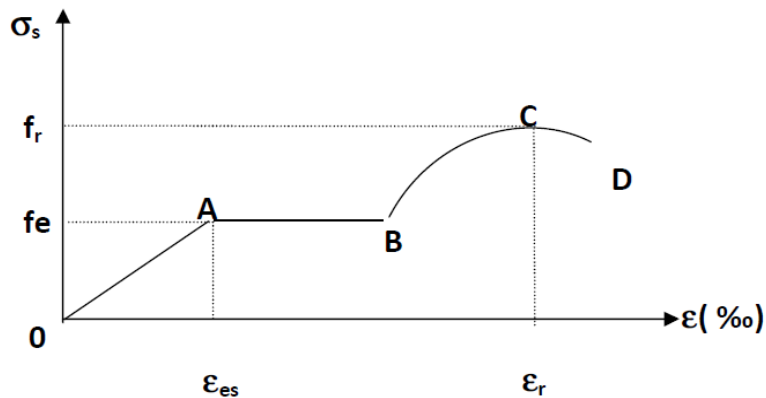


Figure I.4. : Diagramme contrainte déformation

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

- f_r : Résistance à la rupture
- f_e : Limite d'élasticité
- ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
- ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- **Zone OA** : Domaine élastique linéaire
- **Zone AB** : Domaine plastique
- **Zone BC** : Domaine de raffermissement
- **Zone CD** : Domaine de striction

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

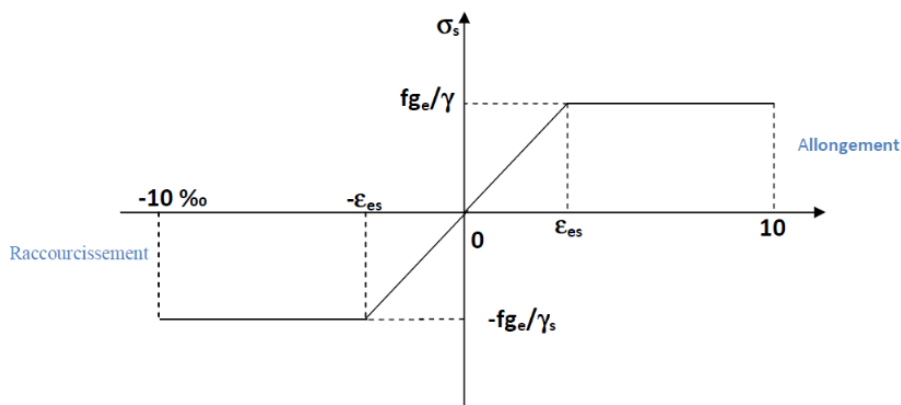


Figure I.5. : Diagramme contrainte déformation de calcul

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

Contrainte limite ultime des aciers :

Elle est définie par la formule suivante : $\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

f_e : Limite d'élasticité garantie

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ → pour les situations durables

$\gamma_s = 1$ → pour les situations accidentelles

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400\text{MPa}$	$\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 500\text{MPa}$	$\overline{\sigma}_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{st} = 500 \text{ MPa}$

Etat limite de service (ELS)

Les règles BAEL limitent les contraintes dans les armatures tendues soumises à l'action des sollicitations de service afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton. On distingue trois cas de fissurations :

- *Fissuration peu nuisible (BAEL91/A.4.5,32) :*

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :

Les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

$$\sigma_{st} = f_e$$

- *Fissuration préjudiciable (BAEL91/A.4.5,33) :*

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\sigma_s \leq \min (2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$$

- *Fissuration très préjudiciable (BAEL91/A.4.5,34) :*

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\sigma_s \leq \min (0.5 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$$

avec :

η : Coefficients de fissuration:

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL),

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

$\eta = 1.6$ Pour les aciers hautes adhérence de diamètre (HA) de $\phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1.3$ Pour les aciers hautes adhérence de diamètre de $\phi < 6\text{mm}$.

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

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

- $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons défini tous les éléments composants notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons lors de la construction passant par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Introduction :

Le but de ce chapitre est de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir le BAEL91 / modifié 99 et RPA 99 /modifié2003 et le CBA93.

Ce calcul préliminaire concerne les éléments structuraux de notre bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les balcons, les voiles et les poteaux.

II.1. Eléments de constructions :

II .1.1. Les planchers :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment, et capables de supporter les charges permanente et les charges d'exploitation, ils résistent bien aux efforts horizontaux.

II.1.1.1. Plancher en corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression, ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- **30 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 /art B.6.8,424 modifie 99})$$

h_t : Hauteur (épaisseur) totale du plancher.

L_{\max} : Longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = L - 25$$

L : La plus grande portée entre axes des poteaux.

Le **RPA** exige **$\min(b,h) \geq 25 \text{ cm}$** en zone **IIa** on prend **$\min (b,h) =25\text{cm}$**

AN : Dans le cas de notre bâtiment, on a :

$$L = 350\text{cm} \dots\dots\dots L_{\max} = 350-25 = 325 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{325}{22.5} = 14.44 \text{ cm}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Pour faciliter l'exécution, on adoptera la hauteur :

$$h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

16cm : hauteur du corps creux.

4cm : épaisseur minimale de la dalle de compression.

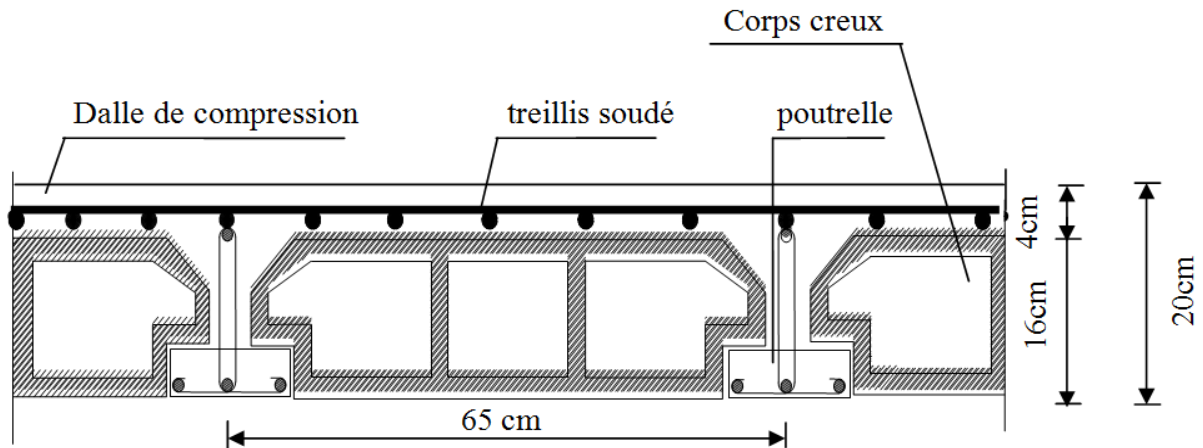


Fig. II.1. Coupe d'un plancher en corps creux

II .1.1.2. Plancher dalle pleine :

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

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

A- Condition de résistance à la flexion :

$$\text{Pour une dalle reposant sur 03 ou 04 appuis : } \frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \Rightarrow \frac{3,50}{50} \leq e \leq \frac{3,50}{40}$$

$$\Rightarrow 7 \leq e \leq 8,75 \quad \text{Donc on prend : } e = 9 \text{ cm}$$

B- Condition de résistance au feu :

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

e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.

e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.

e = 17,5 cm pour un coupe de feu de quatre heures.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

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

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

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique que la masse du plancher soit supérieure à **350kg/m²**

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

On prend : **e = 15 cm**

II.1.2. Poutres :

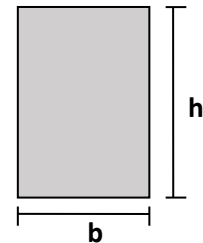
Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire coulées sur place, elles ont pour rôle l'acheminement des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (**poteaux et voiles**).

On distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Selon **BAEL91** la dimension de la poutre h et b sont déterminé comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$



- **h** : hauteur de la poutre.
- **b** : largeur de la poutre.
- **L** : portée maximum entre nus d'appuis.

Ainsi que le **RPA 99** modifié en 2003, exige que les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (IIa) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h \geq 30 \text{ cm}} \\ \mathbf{b \geq 20 \text{ cm}} \\ \mathbf{h/b \leq 4} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1)}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

A. Poutres principales :

- **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ Cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad 25 \leq h \leq 37.5$$

La hauteur de la poutre principale sera donc : **h = 35 cm**

- **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad 0.4 (35) \leq b \leq 0.7 (35)$$
$$14 \leq b \leq 24.5$$

La largeur de la poutre principale sera donc : **b = 25 Cm**

La section des poutres principales est : **b x h = 25x35 Cm²**

B. Poutres secondaires :

- **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ Cm}$$
$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \quad 21.66 \leq h \leq 32.5$$

La hauteur de la poutre secondaire sera donc : **h = 30 cm**

- **Largeur :**

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

$$0,4 (30) \leq b \leq 0,7 (30)$$

$$12 \leq b \leq 21$$

La largeur de la poutre secondaire sera donc : **b = 25 Cm**

La section des poutres secondaires est : **b x h = 25 x 30 Cm²**

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Vérification des conditions de RPA 99 version 2003 :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	25 cm	vérifiée
$h / b \leq 4$	1.4	1.2	vérifiée

Tableau II.1 : vérification aux exigences du RPA.

Section des poutres adoptées :

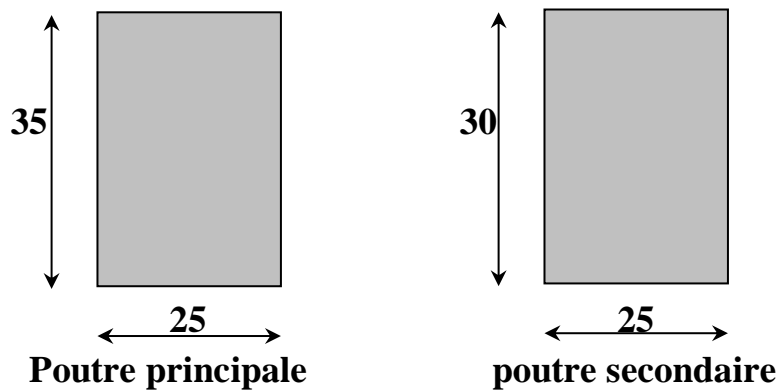


Figure II.2. : Poutre Principales et Secondaires

II .1.3. Les voiles :

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

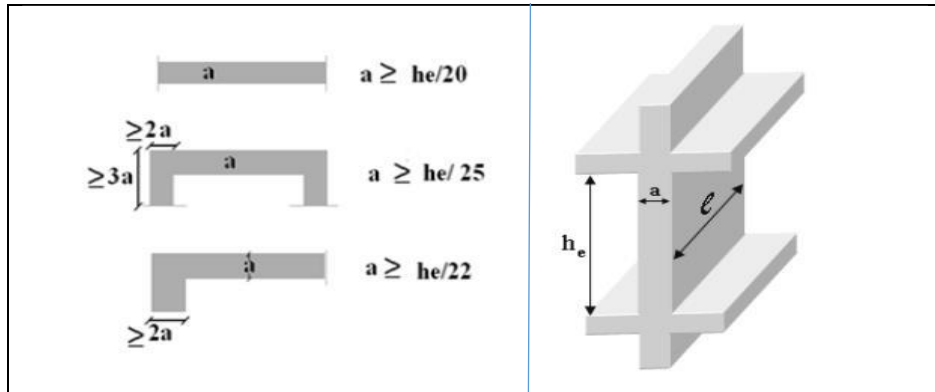


Fig II.3. coupe d'un voile en plan / Coupe d'un voile en élévation.

D'après le **RPA99version2003 Article7.7.1** : $(L_{min} \geq 4e)$

Avec :

L_{min} : Longueur minimale du voile.

e : épaisseur du voile.

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

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

Dans notre cas :

➤ **RDC :**

$$h_e = 4.58 - 0.20 = 4.38\text{m}$$

$$e \geq 438/20 = 19.9\text{cm}$$

➤ **Etage courant:**

$$h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86\text{m}$$

$$e \geq 286/20 = 14.3\text{cm}$$

$$e = \max(19.9, 14.3) = 19.9\text{cm}$$

On prend : $e = 25\text{cm}$

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

$$L_{\min} \geq 4e \begin{cases} L_{\min} = 310\text{cm} \\ 4e = 4 \times 25 = 100\text{cm} \end{cases} \quad 310 \geq 100 \dots \text{vérifiée}$$

II .1.4. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison ($N_s=G+Q$) avec :

N_s : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges

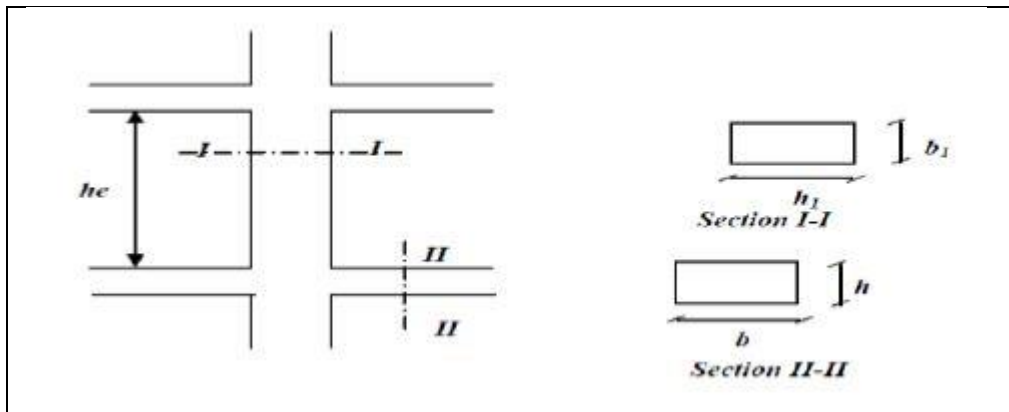


Figure II.4 : Coffrage des poteaux.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :

$$A = N_s / \sigma_{bc}$$

avec : A : section du poteau considéré.

N_s : Effort normal revenant au poteau.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en MPa, à 28 jours } \leftrightarrow \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Selon le **RPA (Article 7.4.1)**, les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zones I et IIa

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone IIb et III
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- ✓ $1/4 < b_1/h_1 < 4$

II .2. Détermination des charges et surcharge :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation.

II.2.1. Charges permanentes :

On calculera les charges correspondant aux planchers terrasse ; étages courants ; murs extérieurs ; murs intérieurs et l'acrotère.

On a : $G = \rho \times e$

Avec :

ρ : le poids volumique

e : épaisseur de l'élément

a) Les plancher :

➤ Le plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente assurant l'étanchéité et facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

<i>N°</i>	<i>Eléments</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Charge (KN/m²)</i>
01	<i>Couche de gravier</i>	0.05	17	0.85
02	<i>Etanchéité multi couche</i>	0.02	6	0.12
03	<i>Béton en forme de pente</i>	0.06	22	1.32
04	<i>Feuille de polyrâne</i>	/	/	0.01
05	<i>Isolation thermique</i>	0.04	4	0.16
06	<i>Dalle en corps creux</i>	(16+4)	14	2.8
07	<i>Enduit de plâtre</i>	0.02	10	0.2
				G = 5.46

Tableau II.2 : valeur de la charge permanente du plancher terrasse

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

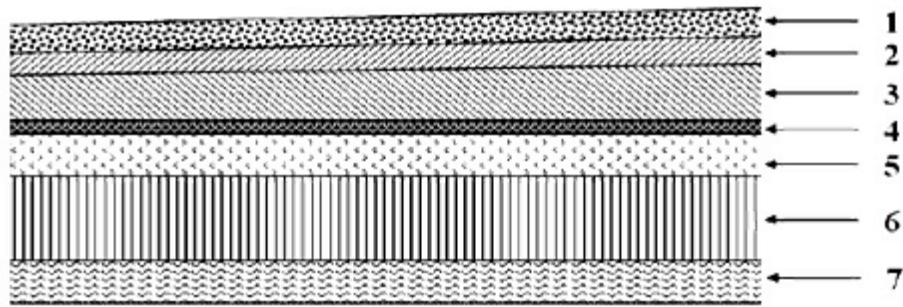


Figure II.5. coupe du plancher terrasse

➤ Plancher étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
02	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Couche de sable	0.03	18	0.54
05	Dalle en corps creux	0.2	14	2.8
06	Enduit de pâtre	0.02	10	0.2
01	Cloison de séparation interne	/	/	0.9
				G = 5.28

Tableau II.3 : valeur de la charge permanente du plancher étages courant

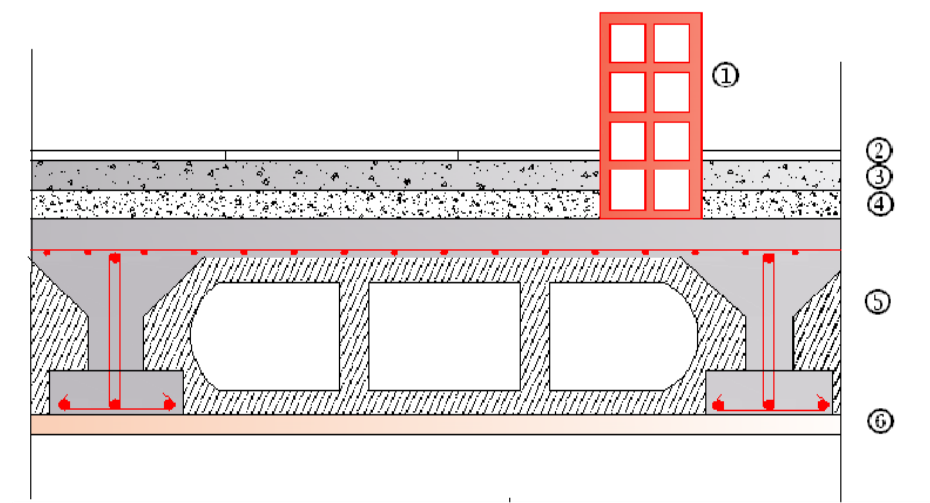


Figure II.6. : Composition du plancher étage courant

➤ **Plancher dalle pleine :**

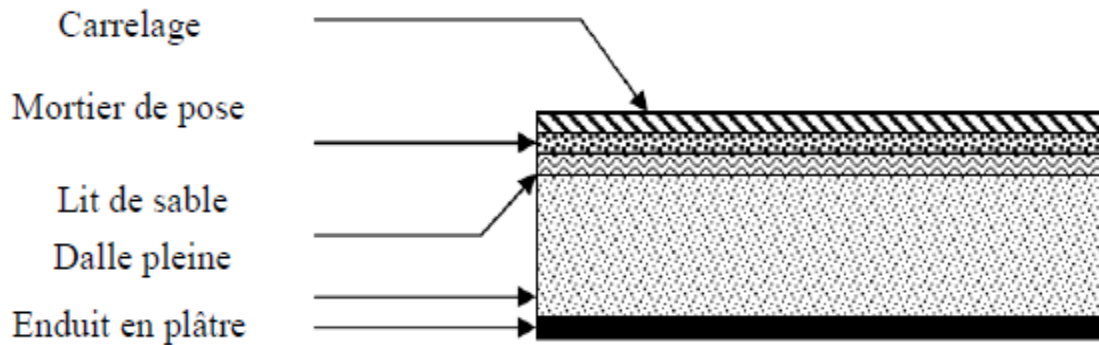


Figure II.7 : Composition du plancher dalle pleine

<i>N°</i>	<i>Éléments</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Charge (KN/m²)</i>
01	<i>Revêtement en carrelage</i>	0.02	2	0.44
02	<i>Mortier de pose</i>	0.02	20	0.40
03	<i>Couche de sable</i>	0.02	18	0.36
04	<i>Dalle pleine</i>	0.18	25	3.75
05	<i>Enduit en mortier ciment</i>	0.02	22	0.44
				<i>G = 5.39</i>

Tableau II.4 : Valeur de charge permanente du plancher dalle pleine.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

b) Maçonnerie :

➤ Murs extérieur :

<i>N°</i>	<i>Eléments</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Charge (KN/m²)</i>
01	<i>Mortier de ciment</i>	0.02	20	0.40
02	<i>Briques creuses</i>	0.1	9	0.9
03	<i>Lame d'aire</i>	0.05	/	/
04	<i>Briques creuses</i>	0.1	9	0.9
05	<i>Enduit de plâtre</i>	0.02	10	0.2
				<i>G = 2.40</i>

Tableau II.5 : valeur de la charge permanente du mur extérieur.

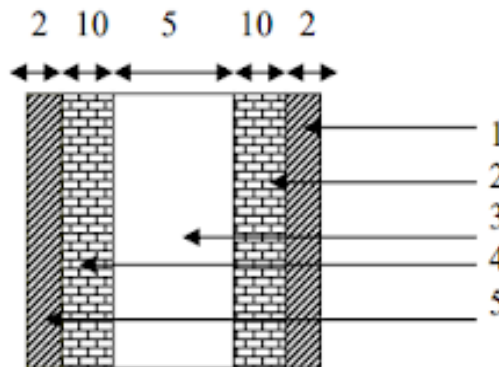


Figure II.8. : Coupe verticale du mur extérieur

➤ Murs intérieur :

<i>N°</i>	<i>Eléments</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Charge (KN/m²)</i>
01	<i>Enduit de plâtre</i>	0.02	10	0.2
02	<i>Briques creuses</i>	0.1	9	0.9
03	<i>Enduit de plâtre</i>	0.02	10	0.2
				<i>G = 1.4</i>

Tableau II.6 : Valeur de la charge permanente du mur intérieur

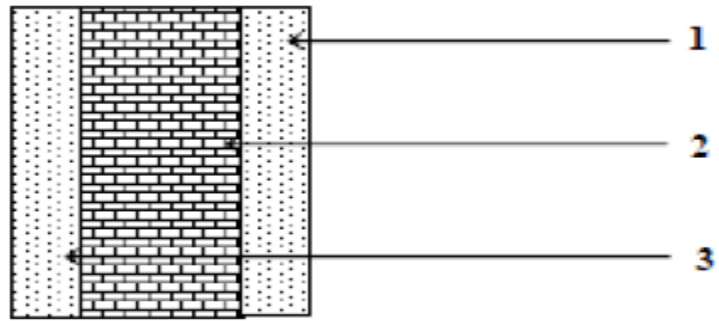


Figure II.9. Coupe verticale du mur intérieur

➤ Voile :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
01	Voile en béton armé	0.2	25	5
02	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
03	Enduit de plâtre	0.03	18	0.54
				G = 5.74

Tableau II.7 : Valeur des charges permanente du voile

c) Acrotère :

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

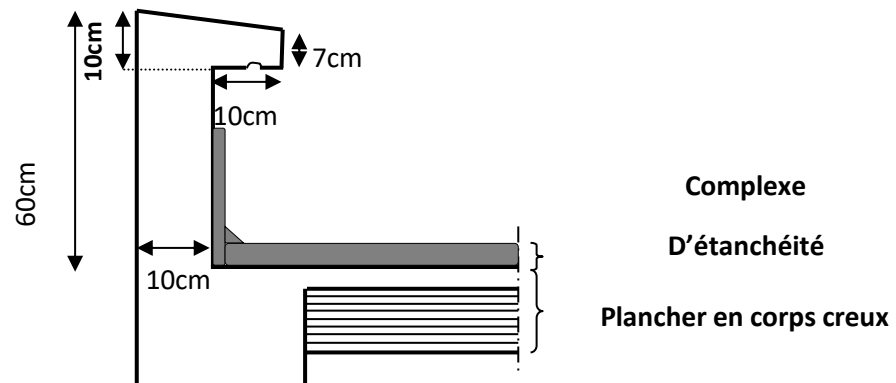


Figure II.10. Coupe transversale de l'acrotère.

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

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

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$S = (0,03 \times 0,1) / 2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0.0685$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

$$S=0.0685\text{m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1\text{ml} = 1.7125 \text{ kN}$$

d) Poutres:

➤ Poutres principales:

$$G_p=b \times h_t \times \rho = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3\text{KN/ml} \leftrightarrow G_p = 3\text{KN/ml}$$

➤ Poutres secondaires:

$$G_s=b \times h_t \times \rho = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625\text{KN/ml} \leftrightarrow G_s = 2.625\text{KN/ml}$$

II .2.2. charge d'exploitation :

N°	Eléments	Surcharge KN/m ²
01	Plancher terrasse inaccessible	1
02	Plancher de RDC	2.5
03	Plancher étage courant	1.5
04	Escalier	2.5
05	Acrotère	1
06	Balcon	3.5

Tableau II.8 : valeur des charges d'exploitation

II .3. Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (**B₂**) sera déterminée comme suit :

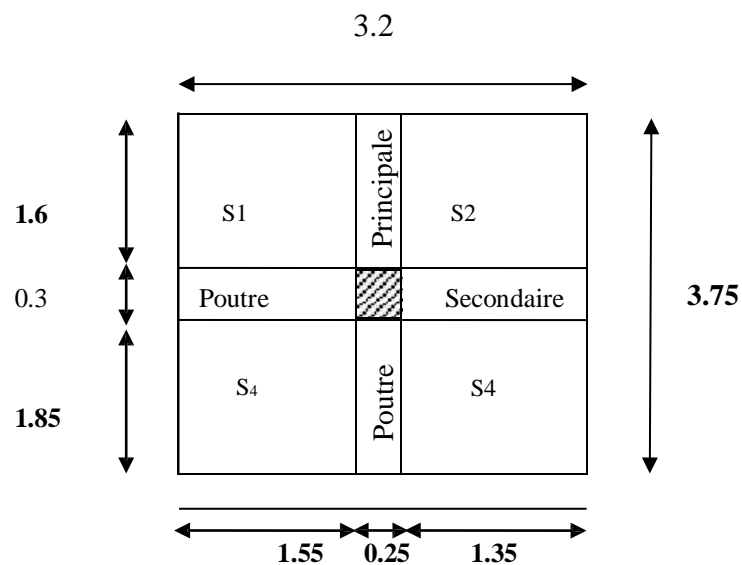


Figure II.11. Surface d'influence

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

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

$$S_1=1.55 \times 1.6=2.48\text{m}^2$$

$$S_2=1.35 \times 1.6=2.16 \text{ m}^2$$

$$S_3=1.55 \times 1.85 = 2.867 \text{ m}^2$$

$$S_4=1.35 \times 1.85 =2.497 \text{ m}^2$$

$$S_{nette}= 2.48 + 2.16 + 2.867 + 2.497 = \mathbf{10 \text{ m}^2}$$

$$S_{brute} = S_{totale} = 3.75 \times 3.2 = \mathbf{12 \text{ m}^2}$$

II.3.1. Calcul des poids propres des éléments :

Pour tenir compte du poids du poteau, on suppose une section de (25x25) cm² qui correspond à la section minimale exigée par le **RPA 99 (version 2003)** en cette zone (**IIa**).

A. Poids des planchers :

- Plancher courant : $G_{pc} = (5,28 \times S_{nette} = 10) = 52.8\text{KN}$.
- Plancher terrasse : $G_{pt} = (5,46 \times 10) = 54.6 \text{ KN}$.

B. Poids des poutres :

- Poutre principale $G_{pp} = (0,30 \times 0,40) \times (1.6+1,85) \times 25 = \mathbf{10,35 \text{ KN}}$
- Poutre secondaire $G_{ps} = (0,30 \times 0,35) \times (1,55+1,35) \times 25 = \mathbf{7.612 \text{ KN}}$

$$GP = 10,35 + 7.612 = \mathbf{17.962 \text{ KN}}$$

C. Poids des poteaux :

- Poteau d'étage courant : $P_{p.courant} = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = \mathbf{4,781 \text{ KN}}$.
- Poteau d'étage de service : $P_{Service} = (0,25 \times 0,25 \times 3,04) \times 25 = \mathbf{4,75\text{KN}}$
- Poteau de R.D.C : $P_{RDC} = (0,25 \times 0,25 \times 4,58) \times 25 = \mathbf{7,156 \text{ KN}}$.

D. Charge d'exploitation :

- Etage courant: $Q \times S = 1,5 \times 10 = \mathbf{15 \text{ KN}}$
- Terrasse : $Q \times S = 1 \times 10 = \mathbf{10 \text{ KN}}$
- Premier étage (service) : $Q \times S = 5 \times 10 = \mathbf{50 \text{ KN}}$

II .3.2. Loi de dégression des charges d'exploitation D.T.R.B.C.22

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on doit appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation si le nombre de niveaux $n \geq 5$.

Notre ouvrage est composé de **11 étages** ($n \geq 5$) donc on doit appliquer la méthode.

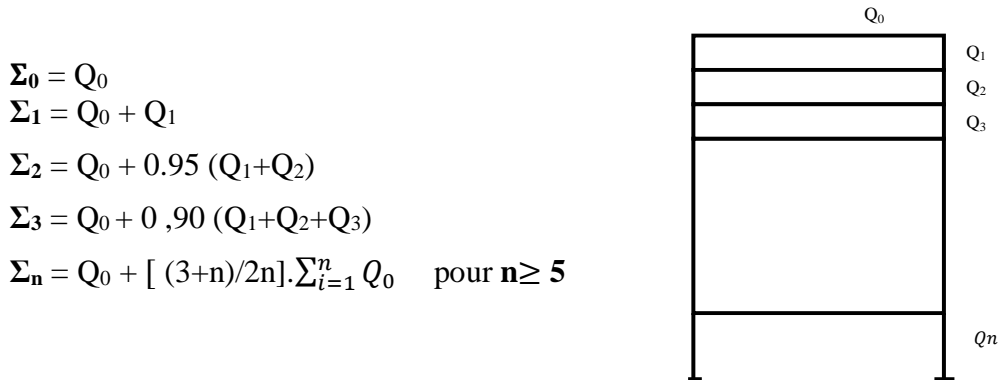


Fig. II .12. Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage.

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

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

Niveaux	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66	0,65	0,63

Tableau II.9 : Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux.

❖ Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :

11^{ème} niveau : $Q_0=10\text{KN}$

10^{ème} niveau : $Q_0 + Q_1 = 25\text{KN}$

9^{ème} niveau : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 38.5 \text{ KN}$

8^{ème} niveau : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 50.5\text{KN}$

7^{ème} niveau : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 62.5 \text{ KN}$

6^{ème} niveau : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 70\text{KN}$

5^{ème} niveau : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 77.5\text{KN}$

4^{ème} niveau : $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 84.97 \text{ KN}$

3^{ème} niveau : $Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 92.44 \text{ KN}$

2^{ème} niveau : $Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 100.04 \text{ KN}$

1^{er} niveau : $Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 107.5 \text{ KN}$

RDC : $Q_0 + 0.63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 \dots \dots \dots + Q_{11}) = 137.2\text{KN}$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Eff ^{prt} Normal	Section du poteau [cm ²]	
	Planchers	poteaux	Poutres	G _t	G _c	Q _i	Q _c	N _s =G+Q [KN]	S ≥	Section
									N / 0.3 f _c 28	Adoptée
11	45.6	4.781	17.962	77.343	77.343	10	10	87.343	58.228	45×45
10	52.8	4.781	17.962	75.543	152.886	25	35	187.886	125.257	45×45
9	52.8	4.781	17.962	75.543	228.429	38.5	73.5	301.929	201.286	45×45
8	52.8	4.781	17.962	75.543	303.972	50.5	124	427.972	285.314	50×50
7	52.8	4.781	17.962	75.543	349.515	62.5	186.5	536.015	357.343	50×50
6	52.8	4.781	17.962	75.543	425.058	70	256.5	681.558	454.372	50×50
5	52.8	4.781	17.962	75.543	500.601	77.5	334	832.601	556.4	55×55
4	52.8	4.781	17.962	75.543	576.144	84.97	418.97	995.114	663.409	55×55
3	52.8	4.781	17.962	75.543	651.687	92.44	511.41	1163.097	775.398	55×55
2	52.8	4.781	17.962	75.543	727.23	100.04	611.45	1338.68	892.453	55×55
1	52.8	4.75	17.962	75.512	802.742	107.5	718.95	1521.692	1014.461	55×55
RDC	52.8	7.156	17.962	77.918	880.66	137.2	856.15	1736.81	1157.873	55×55

Tableau II.10 : Résumé des sections obtenues par la descente de charges.

II .3.3. Vérifications des sections des poteaux (ART.7.4/RPA99ver2003).

- Min(b,h)≥25cm en zone **II_a**.
- Min(b,h)≥h_e/20.
- 1/4<b/h<4.

1. Poteaux 55x55 (RDC) :

- ✓ Min (55 ; 55) ≥ 25cm Vérifié.
- ✓ Min (55 ; 55) ≥ h_e/20 =15.2 cm Vérifié. Avec (**h_e= 4.58m**)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 Vérifié.

2. Poteaux 55x55 (étage de service) :

- ✓ Min (55 ; 55) ≥ 25cm Vérifié.
- ✓ Min (55 ; 55) ≥ h_e/20 =15.85 cm vérifié. Avec (**h_e= 3.04m**)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 vérifié.

3. Poteaux 55x55 (2^{eme},3^{eme},4^{eme}, 5^{eme}):

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

- ✓ $\text{Min}(55 ; 55) \geq 25\text{cm}$ vérifié.
- ✓ $\text{Min}(55 ; 55) \geq h_e/20 = 15,3\text{cm}$ vérifié. Avec ($h_e = 3.06\text{m}$)
- ✓ $1/4 \leq b/h \leq 4$ avec $b/h = 1$ vérifié.

4. Poteaux 50x50 (6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme}):

- ✓ $\text{Min}(50 ; 50) \geq 25\text{cm}$ Vérifié.
- ✓ $\text{Min}(50 ; 50) \geq h_e/20 = 15.3 \text{ cm}$ vérifié. Avec ($h_e = 3.06 \text{ m}$)
- ✓ $1/4 \leq b/h \leq 4$ avec $b/h = 1$ vérifié.

5. Poteaux 45x45 (9^{eme}, 10^{eme}, 11^{eme}):

- ✓ $\text{Min}(45 ; 45) \geq 25\text{cm}$ vérifié.
- ✓ $\text{Min}(45 ; 45) \geq h_e/20 = 15.3\text{cm}$ vérifié. Avec ($h_e = 3.06\text{m}$)
- ✓ $1/4 \leq b/h \leq 4$ avec $b/h = 1$ vérifié.

❖ Conclusion :

Les conditions de **RPA** sont vérifiées, toutes les sections sont admissibles.

II.3.5. Vérifications au flambement :

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

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ de ceux-ci devra satisfaire l'équation suivante :

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

Avec :

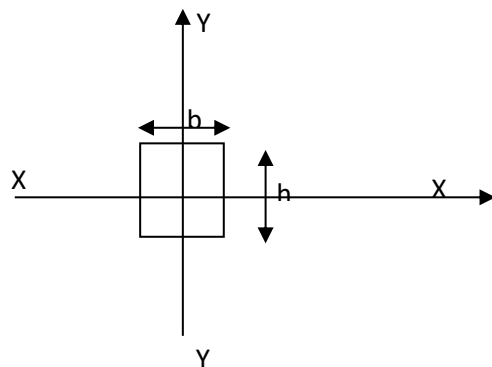
L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$)

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

L_0 : hauteur libre du poteau

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

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



Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

$L_f = 0.7 \times 4.58 = 3.206$ m pour le poteau de RDC.

$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142$ m pour le poteau des étages courants.

$L_f = 0.7 \times 3.04 = 2.128$ m pour étage de services.

➤ **Pour le RDC :**

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{55 \times 55^3}{12 \times 55 \times 55}} = 15.87 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{320.6}{15.87} = 20.20 < 50 \dots\dots\dots \text{c v}$$

➤ **Pour 1^{er} étage :**

$$i = \sqrt{\frac{55 \times 55^3}{12 \times 55 \times 55}} = 15.87 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{212.8}{15.87} = 13.40 < 50 \dots\dots\dots \text{c v}$$

➤ **Pour les niveaux 2,3, 4 et 5 :**

$$i = \sqrt{\frac{55 \times 55^3}{12 \times 55 \times 55}} = 15.87 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{15.87} = 13.49 < 50 \dots\dots\dots \text{c v}$$

➤ **Pour les niveaux 6,7 et 8 :**

$$i = \sqrt{\frac{50 \times 50^3}{12 \times 50 \times 50}} = 14.43 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{14.43} = 14.84 < 50 \dots\dots\dots \text{c v}$$

➤ **Pour les niveaux 9,10 et 11:**

$$i = \sqrt{\frac{45 \times 45^3}{12 \times 45 \times 45}} = 12.99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{12.99} = 16.48 < 50 \dots\dots\dots \text{c v}$$

Remarque :

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

Conclusion :

Nous avons pré-dimensionné les éléments de notre structure comme suit :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Hauteur du plancher en corps creux		$h_t = 20\text{cm} (16+4)$
Epaisseur de la dalle pleine		$e = 15\text{cm}$
Epaisseur des voiles		$e = 25\text{cm}$
Sections des poutres	Poutre principale	$(25 \times 35) \text{ cm}^2$
	Poutre secondaire	$(25 \times 30) \text{ cm}^2$
Sections des poteaux	RDC	$(55 \times 55) \text{ cm}^2$
	Zone 1	$(55 \times 55) \text{ cm}^2$
	Zone 2	$(50 \times 50) \text{ cm}^2$
	Zone 3	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$

Tableau II.11 : Récapitulatif des dimensions

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé encastré au niveau de la poutre de plancher terrasse. Il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et il participe dans la mise hors eau de la structure.

Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée sous l'effet de :

- Un effort normal G dû à son poids propre.
- Un effort horizontal Q dû à la main courante estimé à 1 kN/ml engendrant un moment de renversement M_Q dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Le calcul se fera pour une bande de 1 m dans la section d'encastrement.

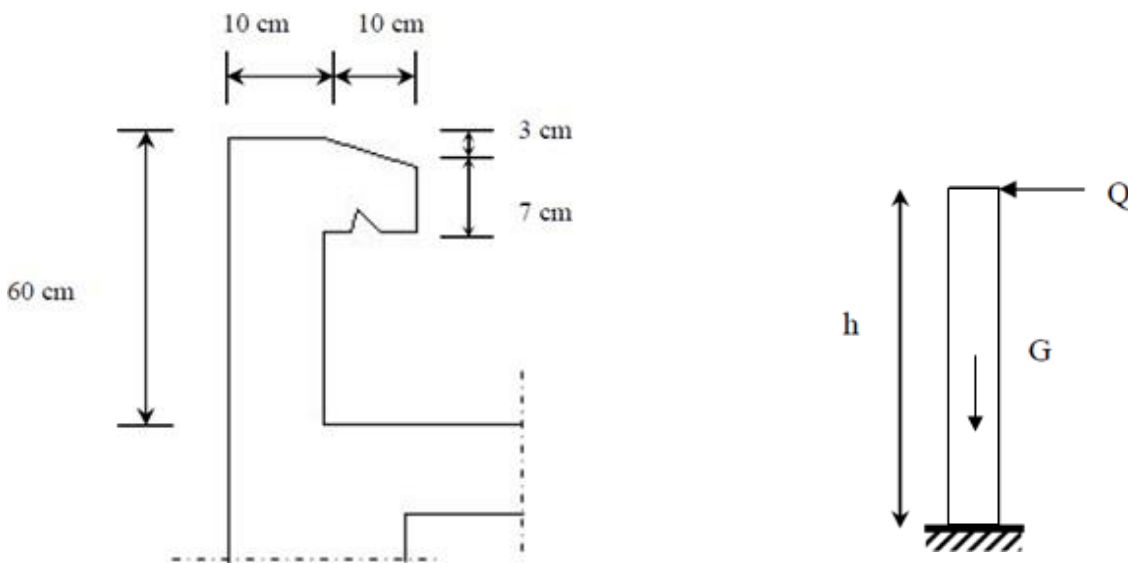


Figure III.1.1. Coupe de l'acrotère.

III.1.1 calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propres :

$$N = G_{ac} \times 1 = S_t \times \rho \times 1 \text{ m}$$

$$S_t = (0.10 \times 0.10) + (0.50 \times 0.10) + (0.10 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.10}{2} \right) = 0.0685 \text{ m}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$G_{ac} = \rho \times S_t = 25 \times 0.0685 = 1.712 \text{ KN}$$

$$N = 1.712 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :

$$T = Q_{ac} \times 1m \quad \text{avec } (Q_{ac} = 1\text{KN/ml})$$

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

$$T = 1\text{KN}$$

- Moment de renversement dû à l'effort horizontal :

$$M = Q_{ac} \times H \times 1m$$

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

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

➤ Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99) [1]

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :

$A = 0.15$ (Zone IIa, groupe d'usage 2)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires. $\rightarrow C_p = 0.3$

W_p : poids de l'acrotère $W_p = 1,9625 \text{ /ml}$

Donc : $F_p = 4 \times 0.30 \times 0.15 \times 1,9625 = 0.353 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$.

➤ Diagramme des efforts internes (M, N, T) :

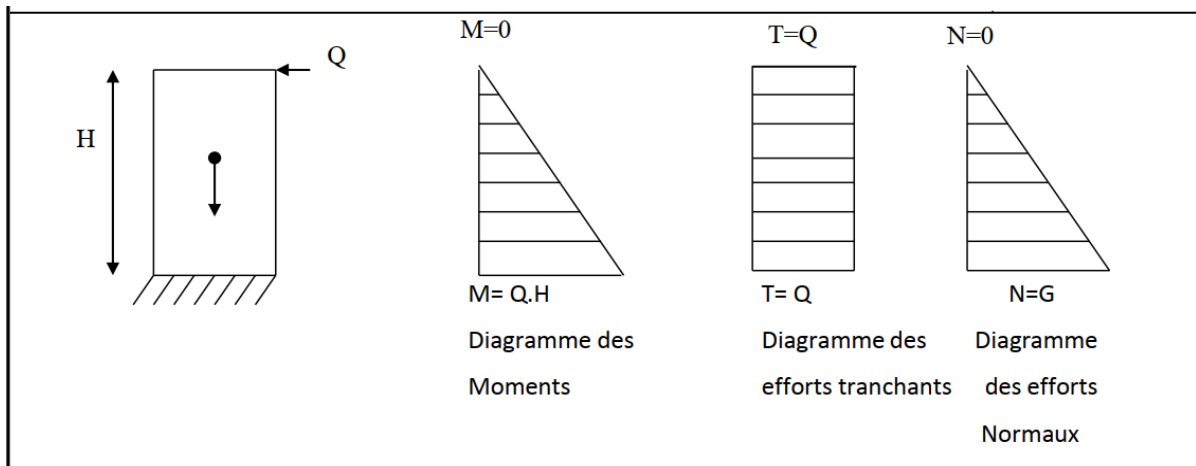


Figure III.1.2 : Diagramme des efforts internes

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1.2 Combinaisons des charges :

a- ELU :

-Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7125 = 2.31 \text{ KN}$$

-Effort tranchant :

$$T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

-Moment de flexion :

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

b- ELS :

-Effort normal de compression

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

-Effort tranchant

$$T_u = T = 1.5 \text{ KN}$$

-Moment de flexion

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

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à l'ELU puis sera vérifié à l'ELS :

➤ Calcul des armatures à l'ELU :

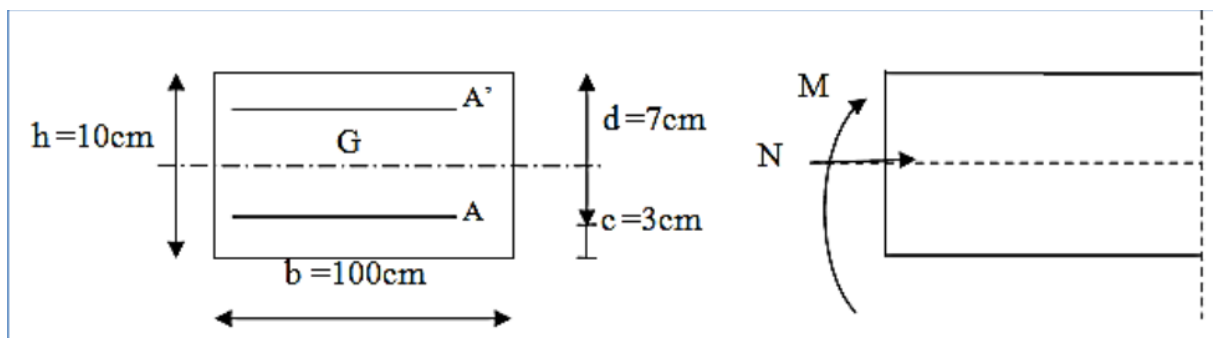


Figure III.1.3 : La section de l'acrotère.

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur « $h=10\text{cm}$ » et de largeur

« $b=100\text{cm}$ », soumise à la flexion composée à l'ELU sous l'effet de N_u et M_u , puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous N_s et M_s .

Chapitre III : Calcul des éléments

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) = \frac{0.10}{2} - 0.03 = 0.02$$

$$e_u = 0.39 \geq 0.02$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures donc celle-ci est partiellement comprimée (SPC).

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment M_f , qui sert à déterminer la section des armatures fictives A_f , puis on passe à la flexion composée où la section des armatures sera déterminée en fonction de A_f déjà calculée.

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

-Moment fictif M_f :

$$M_f = N_u \times g$$

$g = e_u + \frac{h}{2} - c$: Distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c\right) = 2.31 \times (0.39 + 0.05 - 0.03) = 0.947 \text{ KN.m}$$

➤ Armature fictives (flexion simple):

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.947 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.014$$

$\mu_b = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$

On prend $\mu_b = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$ (valeur tirée du tableau des coefficients)

- Armatures fictives en flexion simple

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Avec :

f_{su} : La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$A_{stf} = \frac{M_f}{d \cdot \beta \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.947 \cdot 10^3}{7 \times 0.993 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments

- Armatures réelles (flexion composée)

Calcul en flexion composée

- La section des armatures réelles

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31}{348 \times 10^{-1}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{str} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

➤ Vérifications à l'ELU:

1. Condition de non fragilité du béton (BAEL91/Art4.2.1)[3]:

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

$$A_{str} \geq A_{min}$$

Avec :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d (e_s - 0.445d)}{f_e (e_s - 0.185d)}$$

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{0.7125} = 0.842 \text{ m}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 100 \times 7 (0.842 - 0.445 \times 7)}{400 (0.842 - 0.185 \times 7)} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{str} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{str} \leq A_{min} \Rightarrow$ Condition non vérifiée

$$A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Le ferrailage se fera avec la section minimale

$$\text{Soit : } A_s = 4HA8 = \frac{2.01 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \text{ avec un espacement : } St = \frac{100}{4} = 25 \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

- Armature de répartition

Chapitre III : Calcul des éléments

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

2. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91/ArtA.5.1)

La fissuration est préjudiciable, donc:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \text{ MPa}$$

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

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 70} = 0.214 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \tau_u = 0.214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

3. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91/ArtA.6.1.3)

Il faut vérifier:

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

Avec:

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit $\psi_s = 1.5$ (HA)

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$f_{cj} = 25 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\tau_{se} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_{se} = 1.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

4. Ancrages des barres verticales :

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.18 \text{ mm}$$

Avec :

$$\tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Soit : $l_s = 30 \text{ cm}$

a) Vérifications à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

• Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures dans l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

On a :

Des aciers HA $\geq 8 \text{ mm}$ FeE400

$\eta = 1.6$ fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.66; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

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

Valeur de β_1

$$\rho = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.915 \Rightarrow K = 43.82$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^3 \times 10^3}{0.915 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 46.6 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 46.6 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c$

Chapitre III : Calcul des éléments

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{1}{35} \cdot 0.385 = 0.011 \text{MPa}$$

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

Conclusion :

Donc on adopte pour l'acrotère le ferrailage suivant :

Armatures	Ferrailage	Espacements
Armature principale	4HA8/ml	25cm
Armature de répartition	4HA8/ml	25cm

Tableau III.1: ferrailage adopté pour l'acrotère.

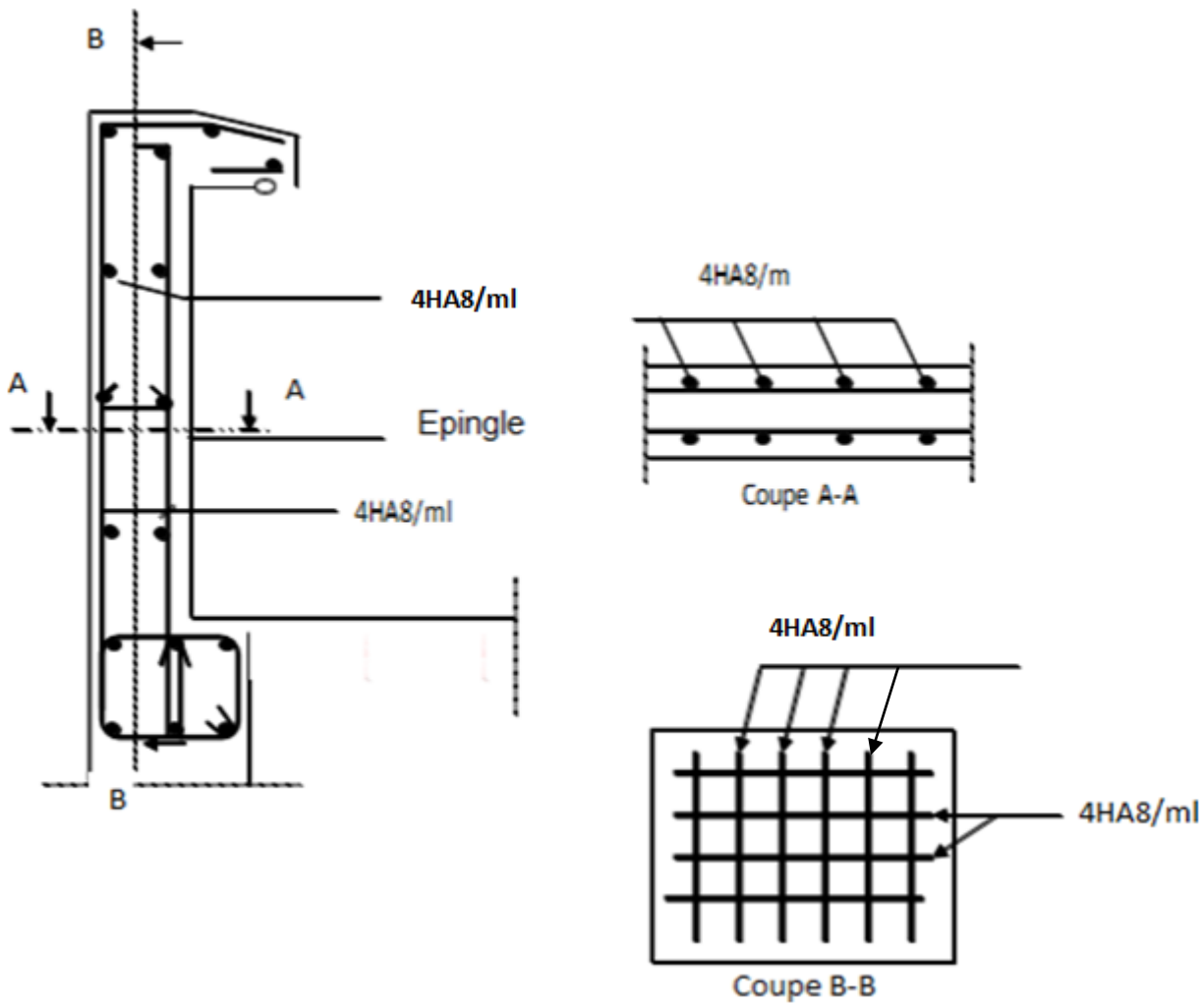


Figure III.1.4 : Schéma de Ferrailage de l'acrotère.

Chapitre III : Calcul des éléments

III.2 Plancher :

Le bâtiment dispose de deux types de planchers ; à savoir les planchers en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées et disposées suivant la petite portée et les dalles pleines qui seront prévues pour les balcons

Les poutrelles sont de section en Té, distantes de 65cm entres axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm.

III.2.1. Détermination des dimensions de la section en Té

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

$b_0 = 12$ cm (largeur de la nervure)

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

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

Avec : $b_1 \leq (\frac{l}{2}, \frac{l_1}{10}, 8h_0)$

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : Longueur de la plus grande travée dans le sens

$L = 65 - 12 = 53$ cm

$L_1 = 3.7$ m

$b_1 \leq (\frac{53}{2}, \frac{370}{10}, 8 \times 4) \rightarrow b_1 \leq (26.5 ; 37.32) \rightarrow b_1 = 26.5$ cm

b : largeur de la table de compression

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65$ cm $\rightarrow b = 65$ cm

III.2.2 Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de «4 cm » d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par B.A.E.L. (Art B.6.8.423) :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A^\perp = \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{cm}$$

Soit : $A^\perp = 4T_5 = 0.79 \text{cm}^2/\text{ml}$, $e_s = 25$ cm

L : distance entre axes des poutrelles ($50 \text{cm} < l < 80 \text{cm}$) .

Chapitre III : Calcul des éléments

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,79}{2} = 0,395 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_{\parallel} = 4T_5 = 0,79 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; e_s = 25 \text{ cm}$$

Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression on adaptera un treille soudé de maille $(250 \times 250) \text{ mm}^2$

Avec : $4T_5 / \text{ml}$

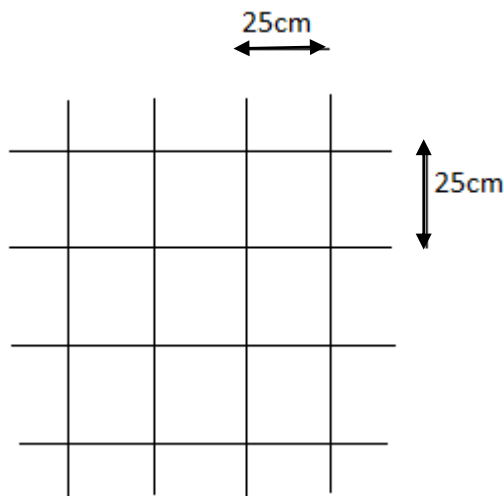


Figure III.2.1: ferrailage de la dalle de compression

III.2.3. Calcul des poutrelles

Elles sont de section en T.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, et le calcul se fait en deux étapes avant le coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

a. Avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier :

- Poids propre de la poutrelle : $G1 = (0,04 \times 0,12) \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

1. Ferrailage à L'ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ($L=4,80 \text{ m}$).

Chapitre III : Calcul des éléments

2. Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1.00 = 2.53 \text{ KN/ml}$$
$$q_u = 2.53 \text{ KN/ml}$$

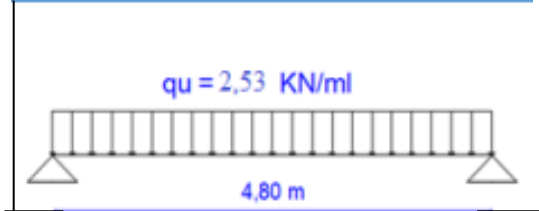


Figure III.2.4 : Schéma statique de la poutrelle

3. Calcul des moments en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.53 \times 4.80^2}{8} = 7.2 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.53 \times 4.80}{2} = 6 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

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

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.2 \times 10^2}{12 \times 4 \times 1.42} = 10.56$$
$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 25} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 10.56 > \mu_{id} = 0.392 \quad \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

b. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **T** ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastres partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

Chapitre III : Calcul des éléments

Chargement :

Poids propre du plancher étage courant :

$$G = G_p \times b = 5.28 \times 0.65 = 3.432 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de plancher terrasse :

$$G = 5.46 \times 0.65 = 3.692 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :

Plancher a usage commercial (RDC) :

$$Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$$

Le plancher terrasse :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

Plancher étage courant :

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

Les combinaisons des charges de l'étage courant

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.432 + 1.5 \times 0.975 = 6.096 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 3.432 + 0.975 = 4.407 \text{ KN/ml}$

Les combinaisons des charges des ES (usage commercial)

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.432 + 1.5 \times 1.625 = 7.07 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 3.432 + 1.625 = 5.057 \text{ KN/ml}$

Remarque :

- Pour nos calculs on prend le plancher qui présente le cas le plus défavorable.
- $G = 3.432 \text{ KN/ml}$
- $Q = 1.625 \text{ KN/ml}$

III.2.4 Choix de la méthode de calcul

La détermination des moments fléchissants se fera par l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de la RDM (trois moments).

1. Méthode forfaitaire :

conditions d'application de la méthode forfaitaire :(BAEL 9/modifié 991 .Art B.6.2, 210)

- La méthode s'applique aux planchers à charge d'exploitation modérée.
- La charge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

$$Q \leq \max \{2G; \text{ou } 5 \text{ KN/m}^2 \}$$

$$2 \times G = 2 \times 3.432 = 6.864 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \leq \max \{6.864 ; 5\} = 6.864 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées → La condition est vérifiée.

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{1.45}{3.40} = 0.43 \quad (\text{Condition non vérifiée}).$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3.40}{3.0} = 1.13 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{3.0}{3.50} = 0.85 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\frac{l_4}{l_5} = \frac{3.50}{2.60} = 1.34 \quad (\text{Condition non vérifiée}).$$

$$\frac{l_5}{l_6} = \frac{2.60}{3.50} = 0.74 \quad (\text{Condition non vérifiée}).$$

$$\frac{l_6}{l_7} = \frac{3.50}{3.0} = 1.16 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\frac{l_7}{l_8} = \frac{3.0}{3.0} = 1 \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\frac{l_8}{l_9} = \frac{3.0}{1.45} = 2.06 \quad (\text{Condition non vérifiée}).$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable → La condition est vérifiée.

Conclusion :

Une des conditions n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser la méthode des trois moments.

2. Méthode des trois moments

Exposé de la méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives « l_i » et « l_{i+1} ».

Chaque travée est étudiée indépendamment.

Chapitre III : Calcul des éléments

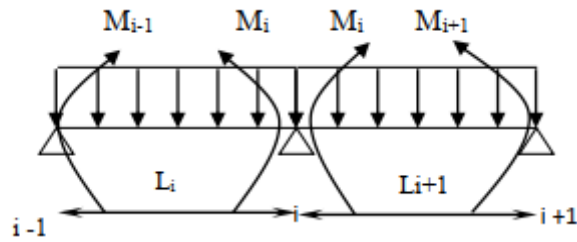


Figure.III.2.5 : Méthodes des 3 moments.

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

Aux appuis :

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

M_{i-1}, M_i, M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1, i, i+1$ respectivement.

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'

En travée :

$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} x$ Moment à l'abscisse x de travée ($i+1$).

$\mu(x) = q \cdot \frac{L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$ Moment de réduction isostatique.

$M(x)$ prend la valeur maximale quand $T(x) = 0$ c à d :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_{i+1}}$$

Effort tranchant :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL_{i+1}}{2} - q \cdot x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour $x=i$ $T(i) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Pour $x=i+1$ $T(i+1) = \frac{-q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Chapitre III : Calcul des éléments

a/ Calcul des moments aux appuis :

Appuis	$l_i(m)$	$l_{i+1}(m)$	$q_i = q_{i+1}$ KN/ml	$M_{i-1} * l_i + 2M_i(l_i+l_{i+1}) + M_{i+1} * l_{i+1}$ $= -(\frac{q_i * l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} * l_{i+1}^3}{4})$
01	0	3.5	7.07	$7M_1 + 3.5M_2 = -75.55$
02	3.5	3.0	7.07	$3.5M_1 + 13M_2 + 3M_3 = -123.5$
03	3,0	3,5	7.07	$3M_2 + 13M_3 + 3,5M_4 = -123.5$
04	3.5	2.6	7.07	$3,5M_3 + 12.2M_4 + 2,6M_5 = -106.85$
05	2.6	3.5	7.07	$2,6M_4 + 12.2M_5 + 3.5M_6 = -106.85$
06	3.5	3,0	7.07	$3.5M_5 + 13M_6 + 3M_7 = -123.5$
07	3.0	3.0	7.07	$3M_6 + 12M_7 + 3M_8 = -95.44$
08	3,0	0	7.07	$3M_7 + 12M_8 = -47.72$

Tableau III.2 .1 : Les moments aux appuis.

La résolution de cette matrice se fait avec Matlab

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants:

$$\begin{array}{lll}
 M_1 = -7.86 \text{ KN.m} & M_2 = -5.85 \text{ KN.m} & M_3 = -6.63 \text{ KN.m} \\
 M_4 = -5.66 \text{ KN.m} & M_5 = -5.64 \text{ KN.m} & M_6 = -6.68 \text{ KN.m} \\
 M_7 = -5.64 \text{ KN.m} & M_8 = -2.55 \text{ KN.m} &
 \end{array}$$

N.B

-Les moments calculés par la méthode des trois moments correspondent à un matériau homogène, nous allons effectuer les corrections suivantes pour tenir compte de la non homogénéité du béton armée :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis

On aura les résultats suivants :

$$\begin{array}{lll}
 M_1 = -5.24 \text{ KN.m} & M_2 = -3.9 \text{ KN.m} & M_3 = -4.42 \text{ KN.m} \\
 M_4 = -3.77 \text{ KN.m} & M_5 = -3.76 \text{ KN.m} & M_6 = -4.45 \text{ KN.m} \\
 M_7 = -3.76 \text{ KN.m} & M_8 = -1.7 \text{ KN.m} &
 \end{array}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

M(X) prend la valeur maximale quand T(X)=0 c à d :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_{i+1}}$$

N° travée	Li (m)	Li/2 (m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Mi+1-Mi (KN.m)	qu (KN/ml)	qu *Li (KN)	X (m)	μ(x)	Mmax (KN.m)
1-2	3.5	1.75	-5.24	-3.9	1.34	7.07	24.74	1.8	10.82	6.27
2-3	3.0	1.5	-3.9	-4.42	-0.52	7.07	21.21	1.47	7.79	3.63
3-4	3.5	1.75	-4.42	-3.77	0.65	7.07	24.74	1.8	10.82	8.75
4-5	2.6	1.3	-3.77	-3.76	0.01	7.07	18.38	1.3	5.97	2.20
5-6	3.5	1.75	-3.76	-4.45	-0.69	7.07	24.74	1.72	10.82	6.72
6-7	3.0	1.5	-4.45	-3.76	0.69	7.07	21.21	1.53	7.95	2.07
7-8	3.0	1.5	-3.76	-1.7	2.06	7.07	21.21	1.59	7.92	4.28

Tableau III2.2: Calcul des moments en travées.

b/ Calcul des efforts tranchants :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Au niveau d'un appui « i », } V(x) = \frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \\ \text{Au niveau d'un appui « i+1 », } V(x) = -\frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{les moments seront} \\ \text{en valeur algébrique} \end{array}$$

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

N° Travée	Longueur	$\frac{q}{2} * Li+1$	$(Mi+1 - Mi)/Li+1$	Ti(x=0)	Ti+1(x=Li)
1-2	3.5	12,37	0.38	12.75	-11.99
2-3	3.0	10,60	-0.17	10.43	-10.77
3-4	3.5	12,37	0.18	12.55	-12.19
4-5	2.6	9.19	0	9.19	-9.19
5-6	3.5	12,37	-0.19	12.18	-12.56
6-7	3.0	10,60	0.23	10.83	-10.37
7-8	3.0	10,60	0.69	11.29	-9.91

Tableau III2.3: Calcul des efforts tranchants

Chapitre III : Calcul des éléments

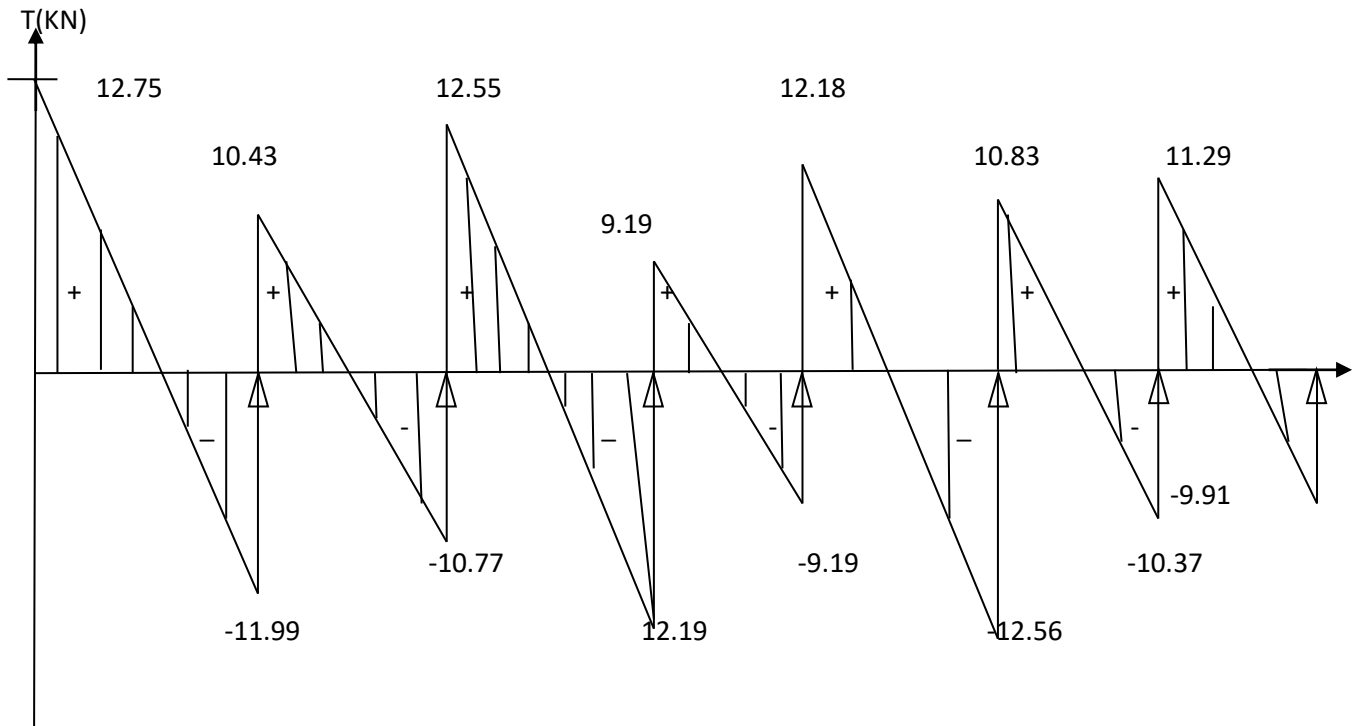


Figure III.2-6 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU(KN)

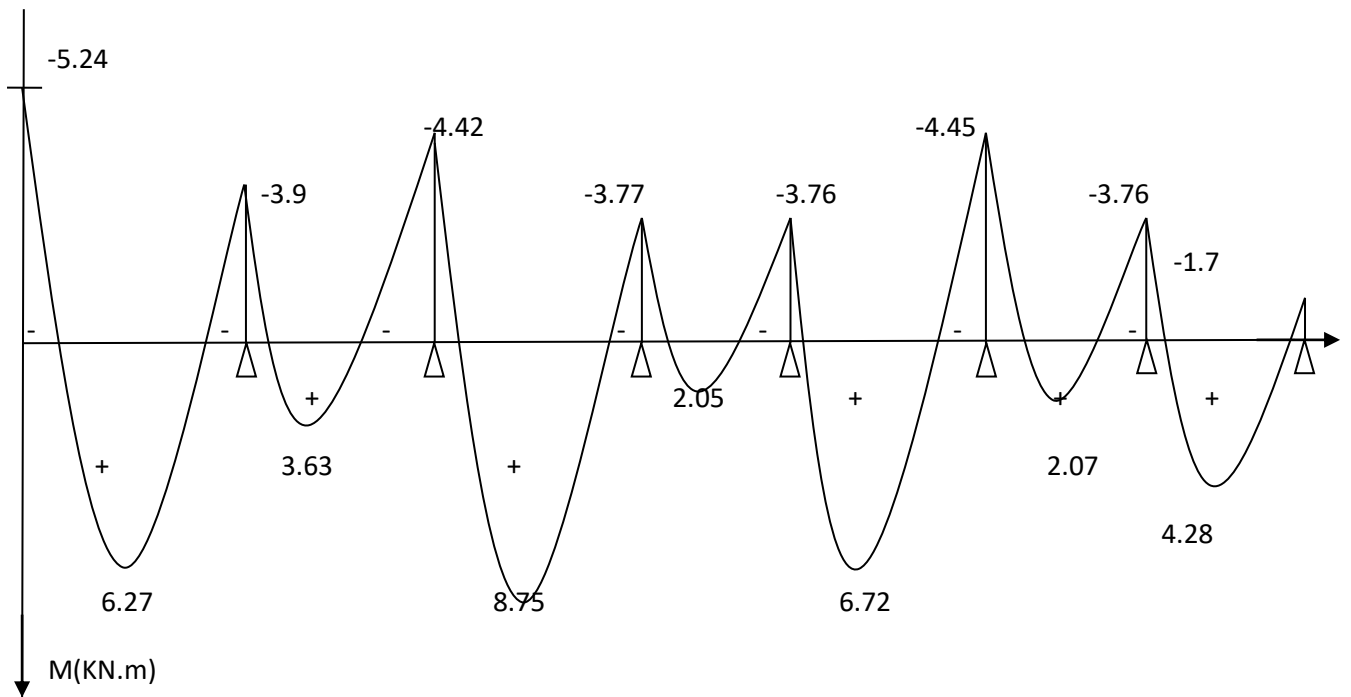


Figure III-2:7 Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

Chapitre III : Calcul des éléments

- **Poutrelle à trois travées à 4 appuis :**

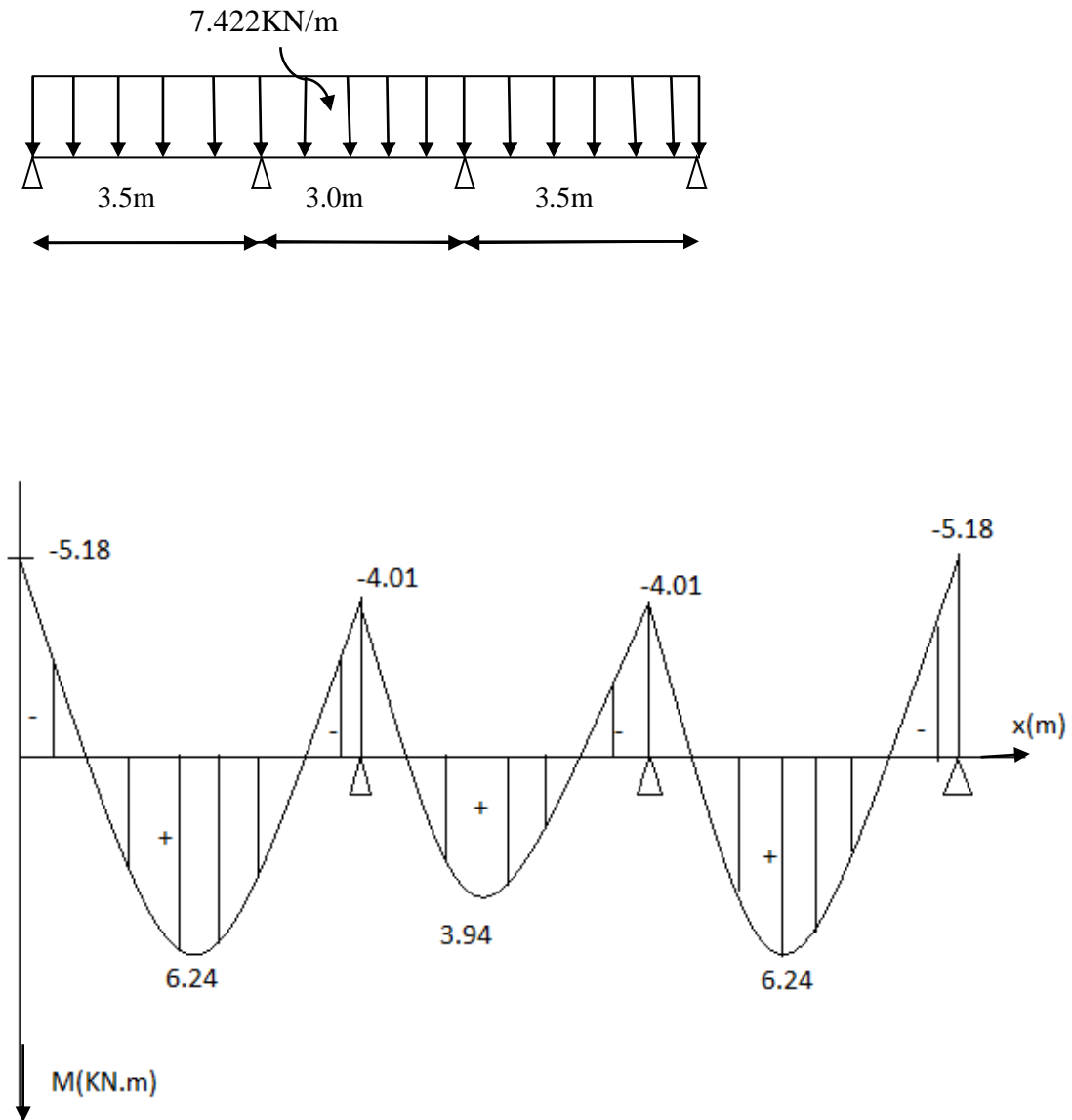


Figure III.2.8 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

Chapitre III : Calcul des éléments

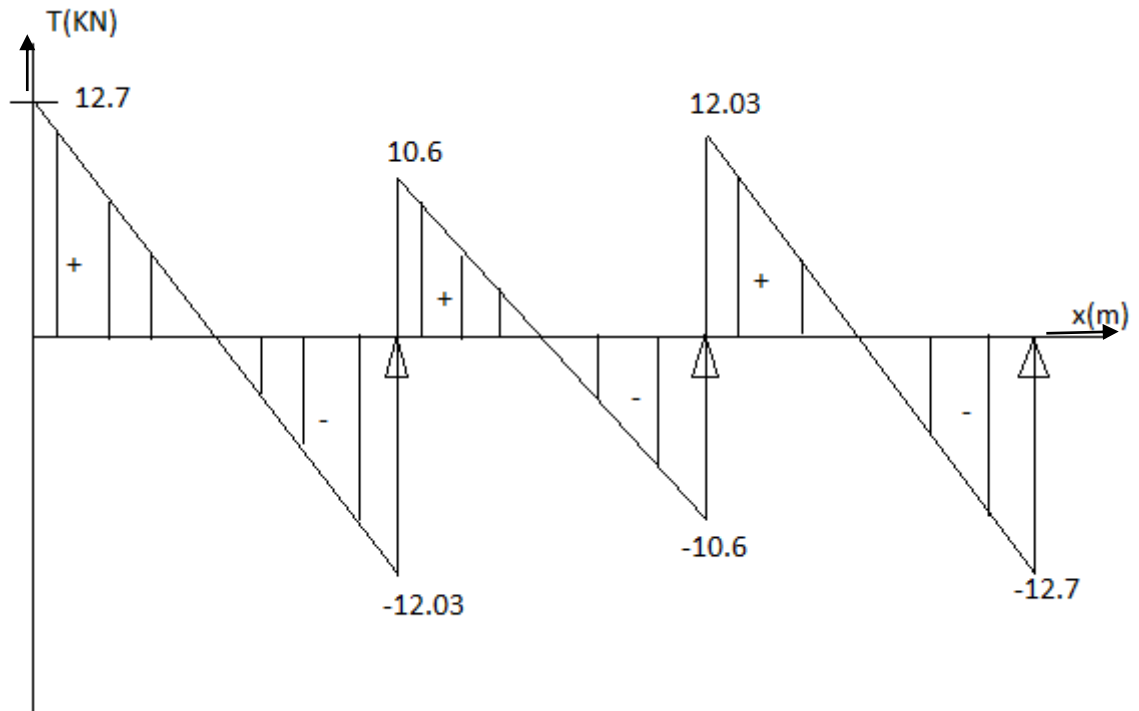
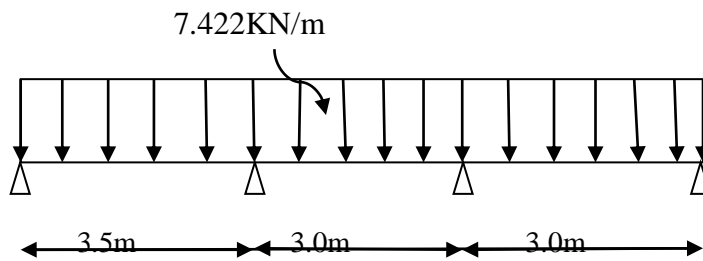


Figure III.2-9: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN) après correction

- **Poutrelle à trois travées à 4 appuis :**



Chapitre III : Calcul des éléments

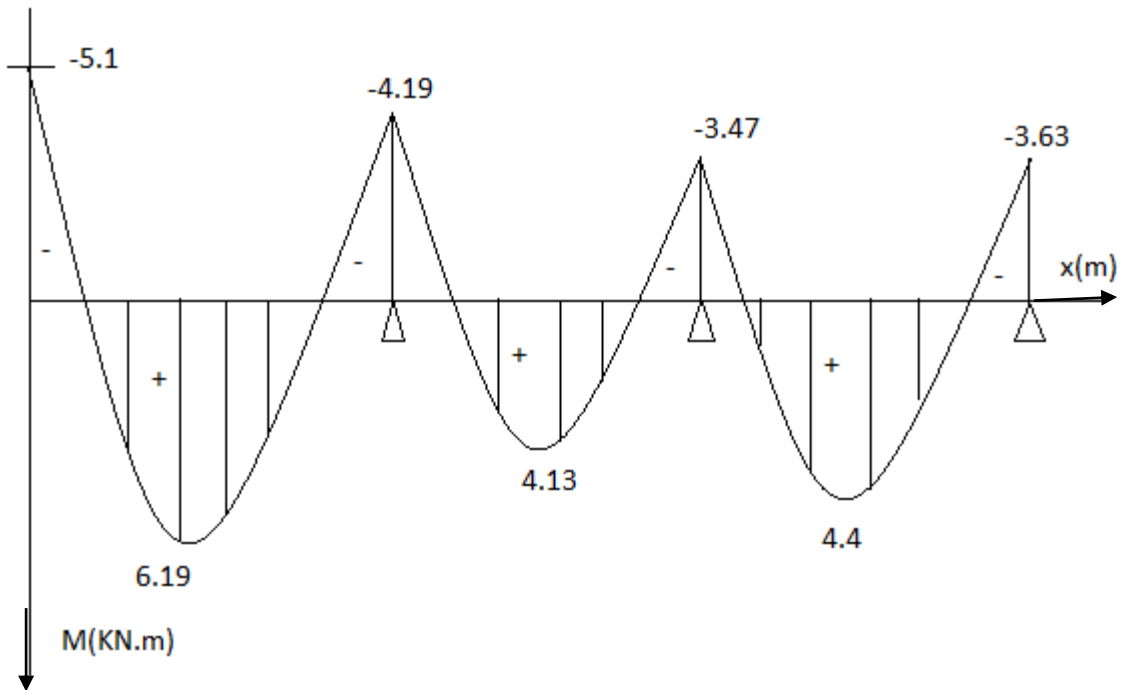


Figure III.2.10 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

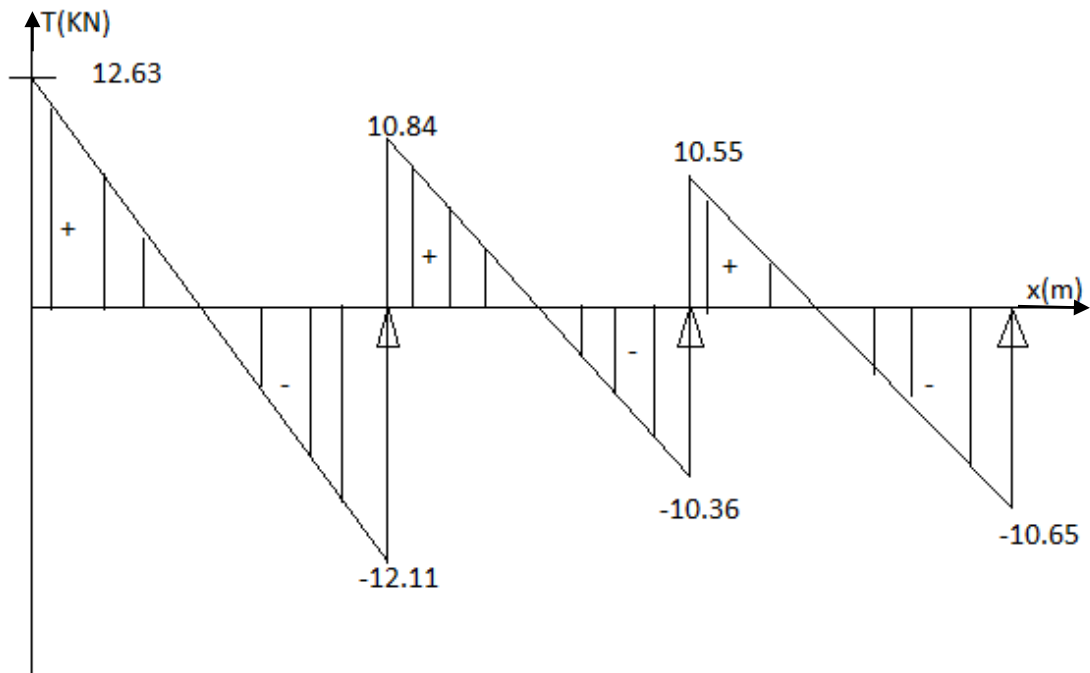


Figure III.2-11: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN) après correction

III.2.6 Ferrailage à l'ELU :

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

Les poutrelles seront calculées comme une section en (Té) dont les caractéristiques géométriques suivantes :

- $b_1 = 26.5\text{cm}$ (largeur de l'hourdis).
- $b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression).
- $b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure).
- $h = 20\text{cm}$ (hauteur totale de plancher).
- $h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression).
- $c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures).
- $d = h - c = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum:

$$M_{tmax} = 8.75\text{KN.m}$$

$$M_{amax} = 5.24\text{KN.m}$$

$$T_{max} = 12.75\text{KN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Armatures longitudinales :

• En travée :

Position de l'axe neutre (A.N)

Si : $M_t^{max} > M_0$: (l'axe neutre est dans la nervure).

-Si : $M_t^{max} < M_0$: (l'axe neutre est dans la table de compression).

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$$

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

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{MPa.}$$

$M_t^{max} = 8.75 \text{KN.m} < M_0 = 59.072 \text{KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé donc n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20).

La section en (Té) se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Avec :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.75}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.029 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} (A_{sc} = 0) \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{St} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.75 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 1.42 \text{cm}^2$$

Nous adopterons : 3HA8=1.51cm²

• Aux appuis :

$M_{amax} = 5.24 \text{KN.m}$ (Le moment maximal aux appuis)

-La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$) = (12x20) cm².

-Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures.

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.24 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.094$$

Donc : $\mu = 0.094 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante :

$\mu = 0.094 \rightarrow \beta = 0.951$

$$A_{Sa} = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.24 \times 10^3}{0.951 \times 18 \times 348} = 0.89 \text{cm}^2$$

Soit : $A_{Sa} = 2HA10 = 1.57 \text{cm}^2$.

Chapitre III : Calcul des éléments

Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**BAEL 91, Art A.7.2.2**) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35} \right); \phi_1; \frac{b_0}{10} \right\}.$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_1 : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{20}{35} \right); 10; \frac{12}{10} \right\} \leq \min \{0.571; 10; 1.2\} \Rightarrow \phi_t = 0.571 \text{ mm}.$$

On opte pour 1 étrier en ϕ_8 ; **Donc** $A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$.

Espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = \min(16.2; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

III.2.7 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99) ::

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

En travée : $A_{St} = 1.51 > 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{Sa} = 1.57 > 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

$$\tau_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée .

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Chapitre III : Calcul des éléments

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2.1MPa$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ (acier de haute adhérence)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures .

En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 0.8 = 7.54cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{12.75 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.4} = 1.25MPa$$

$$\tau_{se} = 1.25MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 1 = 6.28cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{12.75 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.12MPa$$

$$\tau_{se} = 1.12MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221) :

Longueur de scellement (l_s) droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} ; \phi = 10mm$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPa$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27cm.$$

$$\text{Pour FeE400 } l_s = 40\phi \rightarrow l_s = 40cm.$$

Les règles de BAEL 91 [Art. A.6.1] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0.4l pour les aciers HA.

Chapitre III : Calcul des éléments

$$l_c = 0.4l_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

Avec :

l : longueur de scellement droit.

l_c : longueur d'ancrage.

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 \quad \text{Avec : } a=0.9d$$

$$T = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 \times 10^{-3} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 12.75 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.8 Calcul à l'ELS :

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnels à cette charge q_u . Il suffit donc de

Chapitre III : Calcul des éléments

multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le rapport $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les valeurs à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.057}{7.07} = 0.72$$

➤ Moments fléchissant

• Aux appuis

$$M_{amax} = 5.24 \times 0.72 = 3.77 \text{ KN.m}$$

• En travées

$$M_{tmax} = 8.75 \times 0.72 = 6.3 \text{ KN.m}$$

III.3.9 Vérification a l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures

Les fissurations étant peu préjudiciables Aucune vérification n'est a effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

• En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.51}{65 \times 18} = 0.129$$

Par interpolation $\Rightarrow \beta_1 = 0.940$; $K = 68.33$

$$\sigma_s = \frac{6.3 \times 10^3}{0.940 \times 18 \times 1.51} = 246.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 246.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{246.58}{68.33} = 3.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{65 \times 18} = 0.134$$

Par interpolation $\Rightarrow \beta_1 = 0.939$; $K = 66.97$

$$\sigma_s = \frac{3.77 \times 10^3}{0.939 \times 18 \times 1.57} = 142.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 142.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{142.07}{66.97} = 2.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5, 32 du BAEL 91**).

3. Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/ Art. B.6.8, 424**) :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_s}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

- h : hauteur totale. (h = 20 cm)
- l : porté entre nue d'appuis. (l = 350cm)
- M_t : moment max en travée.
- M₀ : moment max de la travée isostatique.
- A_t : section des armatures.
- b₀ : largeur de la nervure.
- d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{20}{350} = 0.057 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

4) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s l^2}{10E_V \times I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3500}{500} = 7mm$$

Avec :

f: La flèche admissible.

E_V: Module de déformation différé.

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{MPa}$$

I_{fv}: Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu\lambda_v}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la Section.

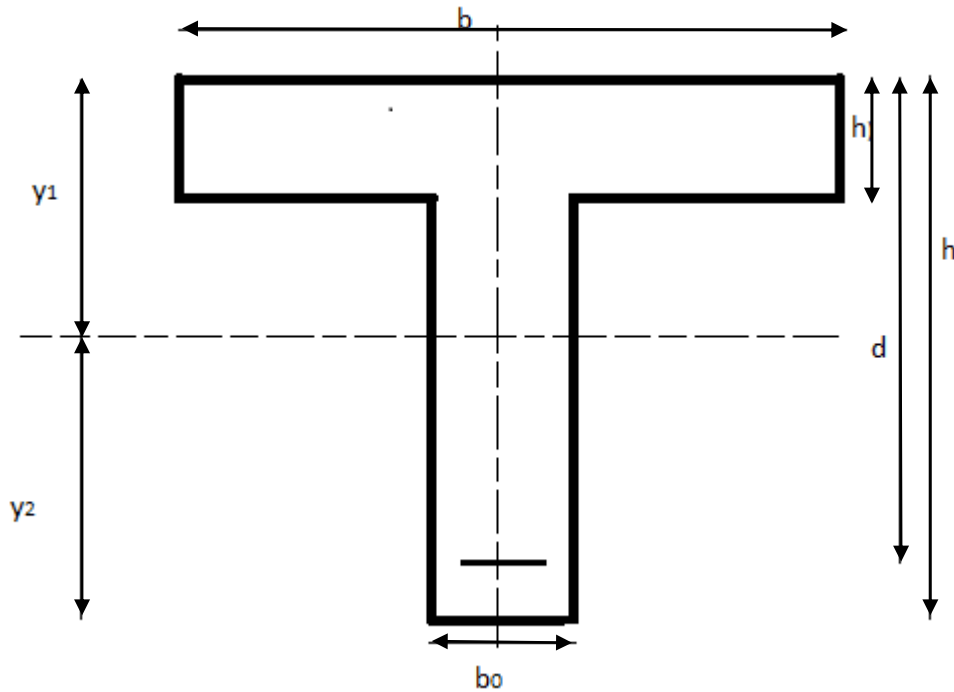


Figure III.2.12 : calcul de la flèche

➤ *Aire de la section homogénéisée :*

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 1.51) = 474.65 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport a xx :

$$S_{/XX} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h^2}{2} + (15 \times A_t \times d).$$

$$S_{/XX} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + (15 \times 1.51 \times 18) = 3231.7 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{3231.7}{474.65} = 6.81 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.81 = 13.19 \text{ cm}.$$

$$I_0 = \frac{b_0(V_1^3 + V_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A_t (V_2 - c)^2 = 20189.53 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients: λv ; μ ; $I_f v$:

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.006.$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{c28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.006 \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 2.74.$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.006 \times 246.58) + 2.1}; 0\right) = \max(0.541; 0)$$

$$\mu = 0.541$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu\lambda_v} = \frac{1.1 \times 20189.53}{1 + 2.74 \times 0.541} = 8946.59 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{M_t^s l^2}{10E_V \times I_{fv}} = \frac{6.3 \times 10^6 \times (3.5 \times 10^2)^2}{10 \times 10818.86 \times 8946.59 \times 10^4} = 0.079 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après toutes les vérifications nous avons adopté les sections suivantes :

➤ Armatures longitudinales :

Armatures en travée : **A_t=3HA8=1.51cm²**

Armatures en appuis : **A_a=2HA10=1.57cm²**

➤ Armatures transversales :

2HA8=1cm² espacés de 15cm.

III.3 Balcon :

Introduction :

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Nous faisons le calcul pour une bande de 1m de largeur d'un élément de console soumis à la flexion simple.

Dans notre structure, les balcons sont constitués de dalles pleines, leur épaisseur est déterminée par la condition de la résistance à la flexion (déjà calculée au chapitre 2) → $e_p = 15cm$.

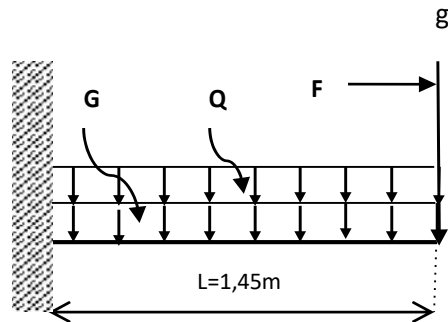


Figure III.3.1:Schéma statique du balcon.

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q: surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse.

F: charge horizontale concentrée due à la main courante.

Dimensionnement:

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée en chapitre II avec $e_p = 15 cm$

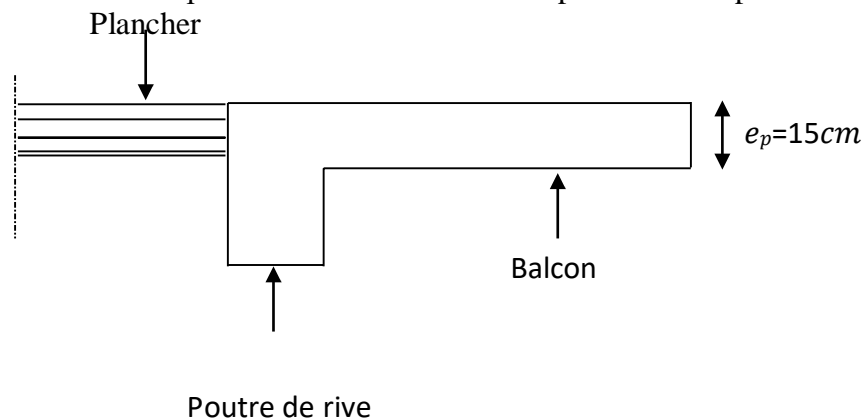


Figure III.3.2: Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre.

Chapitre III : Calcul des éléments

3.2.1-Charges et surcharges

- Charge permanente : $G = 5,31 \text{ KN/ m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharge due à la main courante : $F=1 \text{ KN/ml}$
- Charge concentrée due au poids du garde-corps : $g = 1,30 \text{ KN/ m}^2$

➤ Charges uniformément réparties :

$$G = 5,31 \times 1\text{m} = 5,31 \text{ KN/ml}$$

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

➤ Charges concentrées :

$$G = g \times H \times 1 = 1,3 \times 1\text{m} \times 1 = 1,3 \text{ KN}$$

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

3.2.2-Combinaisons de charges

➤ Charges uniformément réparties :

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

-Pour la dalle:

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) = 12.42 \text{ KN/ml.}$$

- Le mur:

$$q_{u2} = 1.35 \times 1.3 = 1.755 \text{ KN}$$

ELS:

$$q_s = G + Q$$

- Pour la dalle:

$$q_{s1} = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml.}$$

- Le mur:

$$q_{s2} = 1.3 \text{ KN/ml.}$$

III.3.Calcul du balcon:

1) Calcul des moments fléchissant ELU:

-Moment dû à la charge :

$$M_1 = q_{u1} \times \frac{L^2}{2}$$

-Moment dû au poids du mur : $M_2 = q_{u2} \times L$

Le moment total est : $M_u = M_1 + M_2$

$$M_u = q_{u1} \times \frac{L^2}{2} + q_{u2} \times L$$

$$M_u = 15.60 \text{ KN.m}$$

2) Calcul des moments fléchissant ELS:

$$M_s = q_{s1} \times \frac{L^2}{2} + q_{s2} \times L$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$M_s = 11.15 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

3) Ferrailage :

Il consiste l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, la section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.



Figure III.3.3 Section de balcon.

Avec:

h : Epaisseur de la section (h = 15 cm).

b : Largeur de la section (b = 100 cm).

c: Enrobage (c = c' = 2 cm).

d: Hauteur utile (h - c = 15 - 2 = 13 cm).

- **Armatures principales:**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.60 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times (150)^2} = 0.048$$

$\mu = 0.048 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.048 \Rightarrow \beta = 0.975$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.60 \times 10^2}{0.975 \times 15 \times 348 \times 10^{-1}} = 3.065 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.065 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 = 3.39 cm²

Avec :

$$S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

- **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Soit : $3HA8 = 1.51cm^2$ Avec : $S_t = 33cm$

4- Vérifications à l'ELU :

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot d \cdot b \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81cm^2$$

$$A_{min} = 1.81cm^2 < A_{adoptée} = 3.39cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

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

$\psi_s = 1.5$: Pour les aciers de haute adhérence

Et :

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04mm$$

U_i : Périmètre utile de la barre « i ».

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.42 \times 1.45 + 1.755 = 19.76KN$$

$$\tau_{se} = \frac{19.76 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 113.04} = 1.16MPa$$

$$\tau_{se} = 1.16MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification au Contrainte de cisaillement (A.5.1,2/BAEL 91 modifié 99):**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

Avec : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25MPa$

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

$$\bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{19.76 \times 10^3}{150 \times 1000} = 0.131MPa$$

$$\tau_u = 0.131MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Chapitre III : Calcul des éléments

➤ Espacements des barres (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)[4]:

Vérification de l'espacement

- Armatures principales:

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

$$S_t = 33 \text{ cm} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les armatures de répartition:

$$S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4h; 45 \text{ cm})$$

$$S_t = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Longueur de scellement:

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

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Soit :

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

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1,253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

➤ Vérification `al'E.L. S:

- Etat limite d'ouverture des fissurations(Art.B.6.3/BAEL91 modifiées99)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- • Etat limite de compression du béton (Art.A.4.5.2 duBAEL91):

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

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

$$\rho_1 = \frac{A_s \times 100}{bd} = \frac{3.39 \times 100}{100 \times 15} = 0.226$$

$$\rho_1 = 0.226 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.923 \quad \rightarrow K_1 = 49.93$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.15 \times 10^6}{0.923 \times 150 \times 339} = 237.56 \text{ MPa}$$

Donc :

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{49.93} \times 237.56 = 4.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\bullet \quad \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$
$$\frac{15}{145} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} > \frac{M_s}{10M_u}$$
$$\frac{15}{145} = 0.103 > \frac{11.15}{10 \times 15.06} = 0.07 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$
$$\frac{3.39}{100 \times 15} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.
Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.4 Les escaliers:

Un escalier est un élément constitué d'un ensemble des marches échelonnées, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

La tour comporte un seul type d'escalier, il possède deux paillasse adjacentes et un palier de repos (à deux volées avec un palier intermédiaire). Il est en béton armé coulé sur place. Les paillasse sont assimilées dans les calculs à des poutres isostatiques. Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure III-1 :

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

Définition d'ordre fonctionnel et caractéristique géométriques:

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit les pieds, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
 - **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, nommée nez de marche, est parfois saillie sur la contremarche.
 - **Hauteur de contremarche (h)**: est la différence de niveau entre deux marches successives. Les valeurs courantes sont $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
 - **Legion (g)**: est la longueur de la marche prise sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .
 - **Une volée**: est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
 - **Un palier**: est une plateforme constituant un repos entre deux volées.
 - **L'emmarchement** : représente la largeur utile de chaque marche (la marche).
- n: nombre de contremarches.
m : nombre de marches.
- **Échappée**: désigne la hauteur libre la plus faible calculée entre le dessus des marches et la sous-face du plancher supérieur.
 - **La paillasse**: est une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et contremarches.
 - **Reculement (développement)**: est la longueur horizontale mesurée de l'escalier au sol.

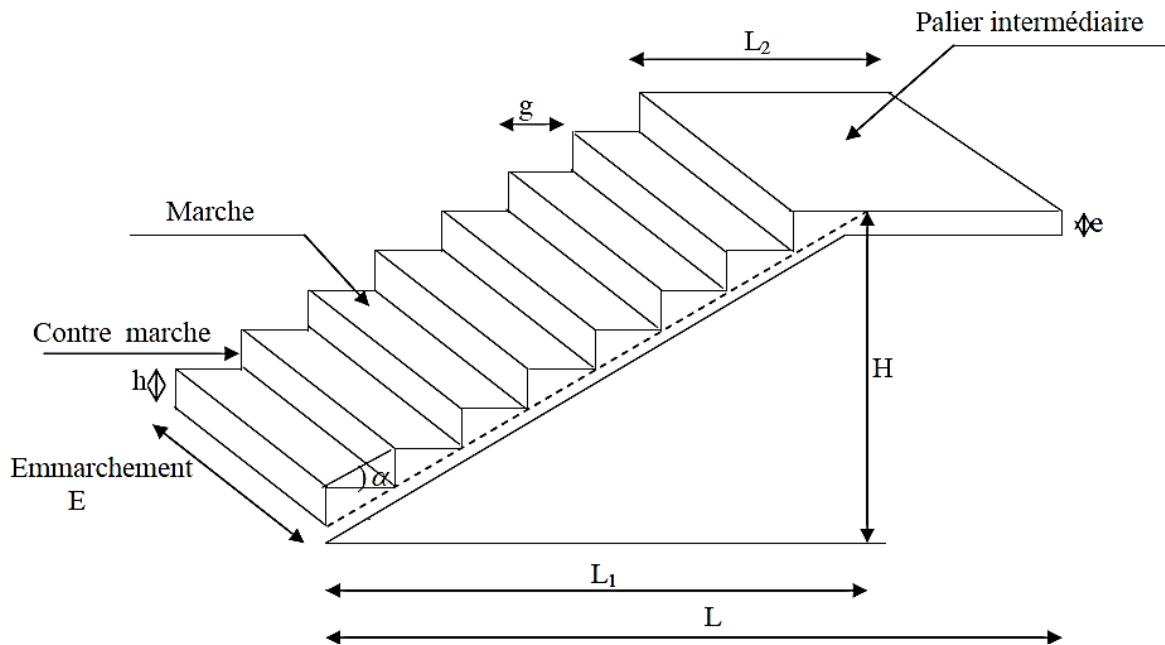


Figure III.4.1 : Coupe verticale de l'escalier

III.4-1. Pré dimensionnement de l'escalier

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

Le nombre des marches (n).

La hauteur de la marche (h), le giron(g).

L'épaisseur de la paillasse (e).

Le pré dimensionnement des marches et contre marches doit satisfaire la relation de « BLONDEL » [17]:

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Pour un escalier courant desservant les étages d'une habitation, les valeurs moyennes (en cm) sont :

h: la hauteur de la contre marche $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$

g: le giron $22 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm}$

On adopte : $\begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$

- Nombre de contre marches (n) : $n = \frac{H}{h}$
- Nombre de marche : $m = n - 1$
- Ligne de foulée représente la trajectoire que suivait une personne qui monte l'escalier ; elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

➤ **Application :**

Le Nombre de contre marches (n) est donnée par $n = H/h$

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

Chapitre III : Calcul des éléments

h_e = hauteur d'étage courant égale à 3.06 m

$$H = \frac{3.06}{2} = 1.53m$$

$n = 1.53/0.17 = 9$ Contres marches

Comme l'étage RDC et courant comporte deux paillasse identique, On aura alors : $n = 9$ contremarches pour toutes les volées \rightarrow donc : $m = n - 1 = 8$ marches.

- **Calcul du giron:**

Avec la relation de BLONDEL [17] :

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

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

L'emmarchement est de 125cm.

La longueur de la ligne de foulée : $l = g(n-1) = 30(9-1) = 240cm$.

III.4.2. Dimensionnement de la paillasse et du palier :

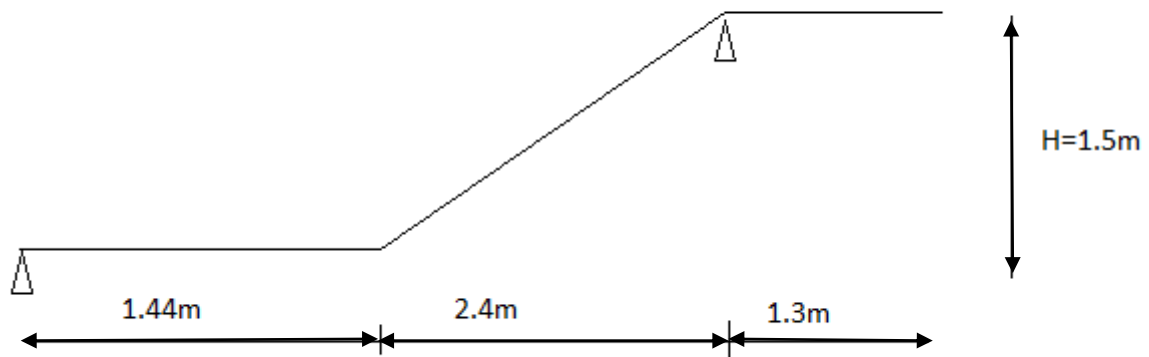


Figure III.4.2 Schéma statique de l'escalier.

Le dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur (e_p) doit vérifier:

$$L/30 \leq e_p \leq L/20$$

Avec:

L: longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis): $L = L_1 + L_2$.

L_1 : longueur de la paillasse projetée

L_2 : longueur du palier.

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \quad \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\operatorname{Cos} \alpha} = \frac{240}{\operatorname{Cos} 32,51} = 284.59 \text{ cm}$$

$$L = L' + L_2 = 284.59 + 130 = 414.59 \text{ cm}$$

L: longueur de la paille.

Donc l'épaisseur de la paille est :

$$\frac{414.59}{30} \leq e_p \leq \frac{414.59}{20}$$

$$13.82 \leq e_p \leq 20.72 \quad \text{On prend : } e_p = 20 \text{ cm}$$

III.4.3 Détermination des sollicitations de calcul:

Le calcul se fera en flexion simple en considérant la paille comme une poutre semi-encastree aux endroits des deux paliers.

➤ Charges permanentes:

- **Palier:**

- poids propre du palier: $25 \times 0.2 \times 1 = 5 \text{ [KN/ml]}$.

Poids des revêtements :

Carrelage: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 \text{ [KN/ml]}$

Mortier de pose: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44 \text{ [KN/ml]}$.

Lit de sable: $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36 \text{ [KN/ml]}$.

Enduit plâtre: $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2 \text{ [KN/ml]}$.

Donc on a: $G_{\text{palier}} = 6,44 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

Elements	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.2 = 5$
Poids des revêtements (carrelage + mortier + sable + enduit) ($0.44 + 0.44 + 0.36 + 0.2$)	1.44
Charge permanente totale.	$G_I = 6.44$

Tableau III.4.1: Charge totale du palier.

- **La paille:**

- Poids propre de la paille: $25 \times 0.2 / \cos(32,51) = 5,93 \text{ KN/m}^2$

- Poids propre de la marche: $25 \times 0.17 \times 1/2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$

- Poids des revêtements:

Chapitre III : Calcul des éléments

Carrelage: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44$ [KN/ml]
 Mortier de pose: $0,02 \times 1 \times 22 = 0,44$ [KN/ml]
 Lit de sable: $0,02 \times 1 \times 18 = 0,36$
 Poids du garde-corps: $0,2$ [KN/ml]
 Enduit plâtre: $0,02 \times 1 \times 10 = 0,2$ [KN/ml]

Donc on a : $G_{\text{paillasse}} = 9.69$ [KN/m²]

Eléments	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0.2 / \cos(32.51) = 5.93$
Poids propre de la marche	$25 \times 0.17 \times 1/2 = 2,125$
Poids des revêtements (carrelage + mortier + sable + garde-corps + enduit) $(0.44 + 0.44 + 0.36 + 0.2 + 0.2)$	1.64
Charge permanente totale.	G2=9.69

Tableau III.4.2: Charge totale de la volée.

➤ **Les charges d'exploitation :**

La charge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2[2] est

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

L'état limite ultime (ELU):

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

➤ **Combinaison des charges :**

• **E.L.U**

La paillasse : $qu1 = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9.69 + 1.5 \times 2.5) = 16.83 \text{ KN/m}^2$

Le palier : $qu2 = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.44 + 1.5 \times 2.5 = 12.44 \text{ KN/m}^2$

Mur extérieur : $qu3 = 1.35 \times \rho(H - e) = 1.35 \times (3.06 - 0.2) \times 2.4 = 9.26 \text{ KN}$

Chapitre III : Calcul des éléments

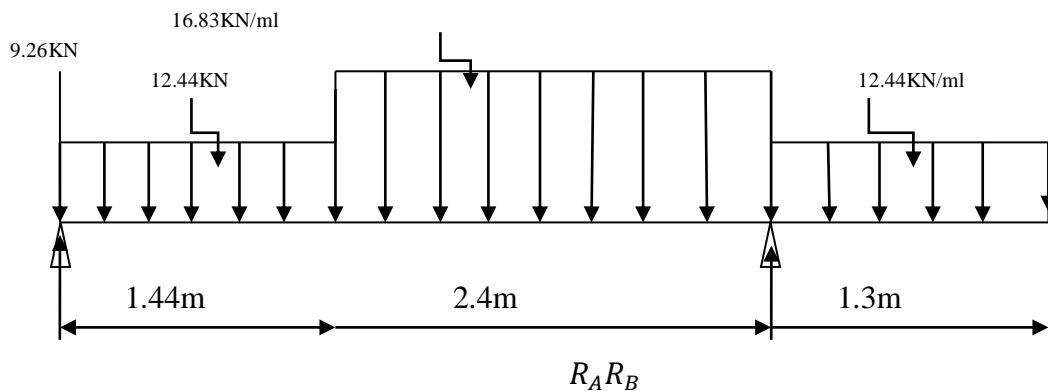


Figure III.4.3 Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

- Réaction d'appuis :

$$\sum F / \gamma = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (1.44q_{u1} + 2.4q_{u2} + 1.3q_{u3}) + 9.26$$

$$R_B + R_B = (16.83 \times 2.4) + (12.44 \times 1.3) + (1.44 \times 12.44) + 9.26$$

$$R_A + R_B = 83.73 \text{ kN}$$

$$\sum M / A = R_B \cdot L - q_{u1} \times 1.44 \times \frac{1.44}{2} - q_{u2} \times \left(\frac{2.4}{2} + 2.64 \right) \times 2.4 - q_{u3} \times \left(\frac{1.3}{2} + 3.84 \right) \times 1.3 = 0$$

$$R_B \times 3.84 = 106.635 + 12.898 + 72.612$$

$$R_B = \frac{192.145}{3.84} = 50.04 \text{ kN}$$

Donc :

$$R_A = 83.73 - 50.04 = 33.69 \text{ kN}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants:

- Efforts tranchants:

Chapitre III : Calcul des éléments

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1.44	-R _A + q ₁ x + F 24.43 - 12.44x	0	24.43
		1.44	6.53
1.44 ≤ x ≤ 3.84	-qu ₂ (x-1.44) - R _A - F + 1.44qu ₁ -16.85x + 30.78	1.44	6.52
		3.84	-33.92
0 ≤ x ≤ 1.3	qu ₃ x 12.44x	0	0
		1.3	16.172

• **Moments fléchissants :**

Tronçon	Expression	X(m)	M _Z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.44	R _A x - (q ₁ x ²) / 2 - Fx 24.43x - (12.44x ²) / 2	0	0
		1.44	22.28
1.44 ≤ x ≤ 3.84	-qu ₂ $\frac{(x-1.44)^2}{2}$ + R _A x - Fx -16.85 $\frac{(x-1.44)^2}{2}$ + 6.52x + 12.89	1.44	22.28
		3.84	-10.60
0 ≤ x ≤ 1.3	qu ₃ $\frac{x^2}{2}$ 12.44 × $\frac{x^2}{2}$	0	0
		1.3	10.88

Remarque

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie les moments max aux appuis et en travée par les coefficients réducteurs 0,3 et 0,85 respectivement.

• **Momentenappuis :**

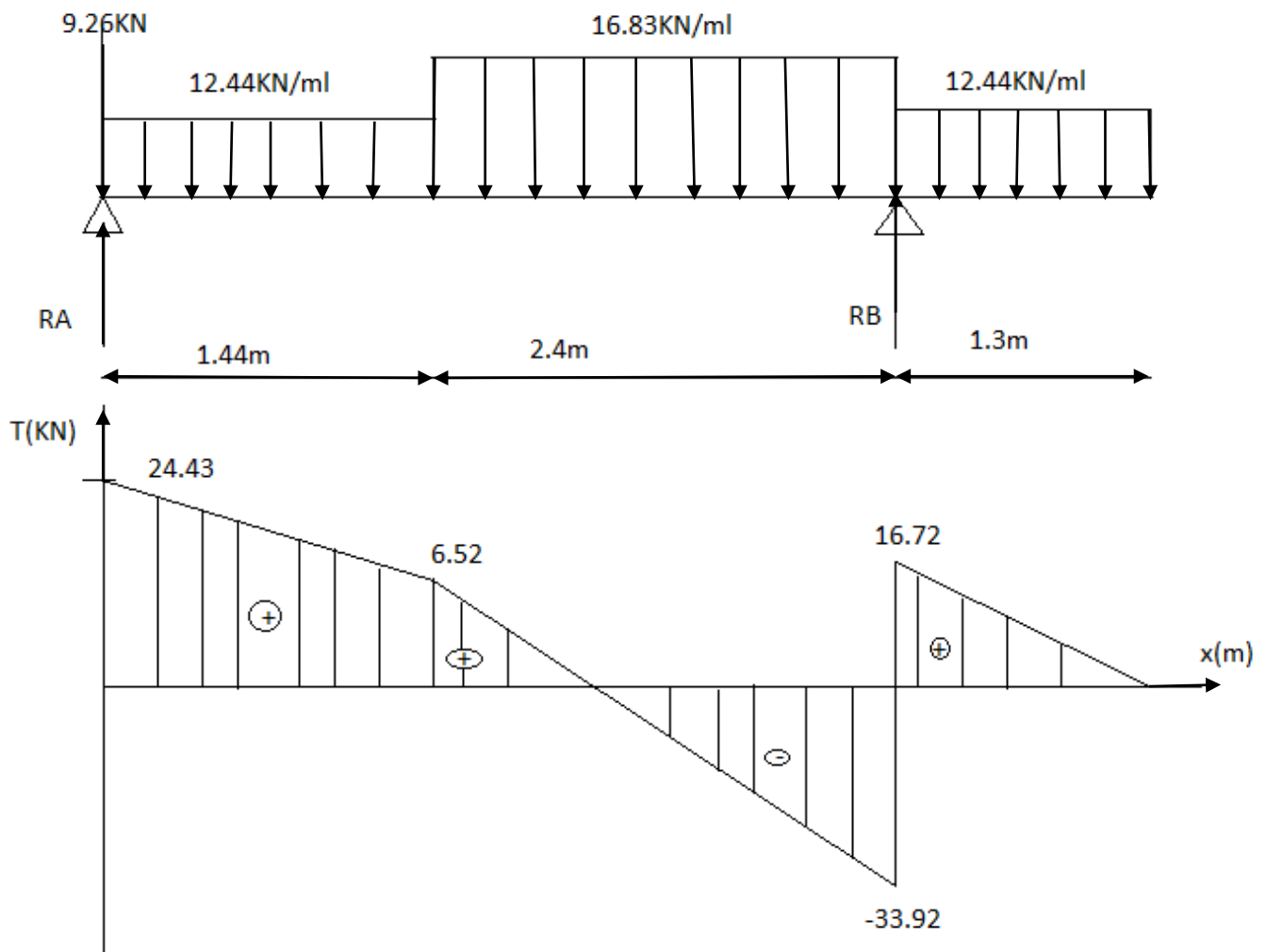
$$M_{uap} = (-0,3)M_u \max = (-0,3) \times (22.28) = -6.68 \text{ kN.m}$$

• **Moment travée:**

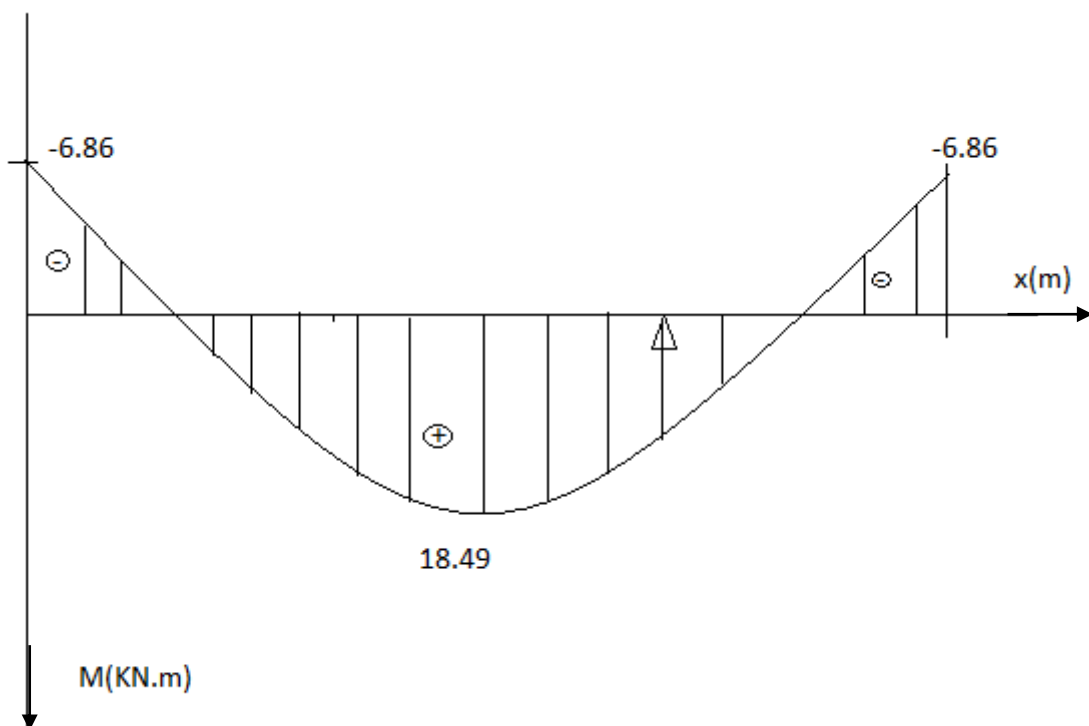
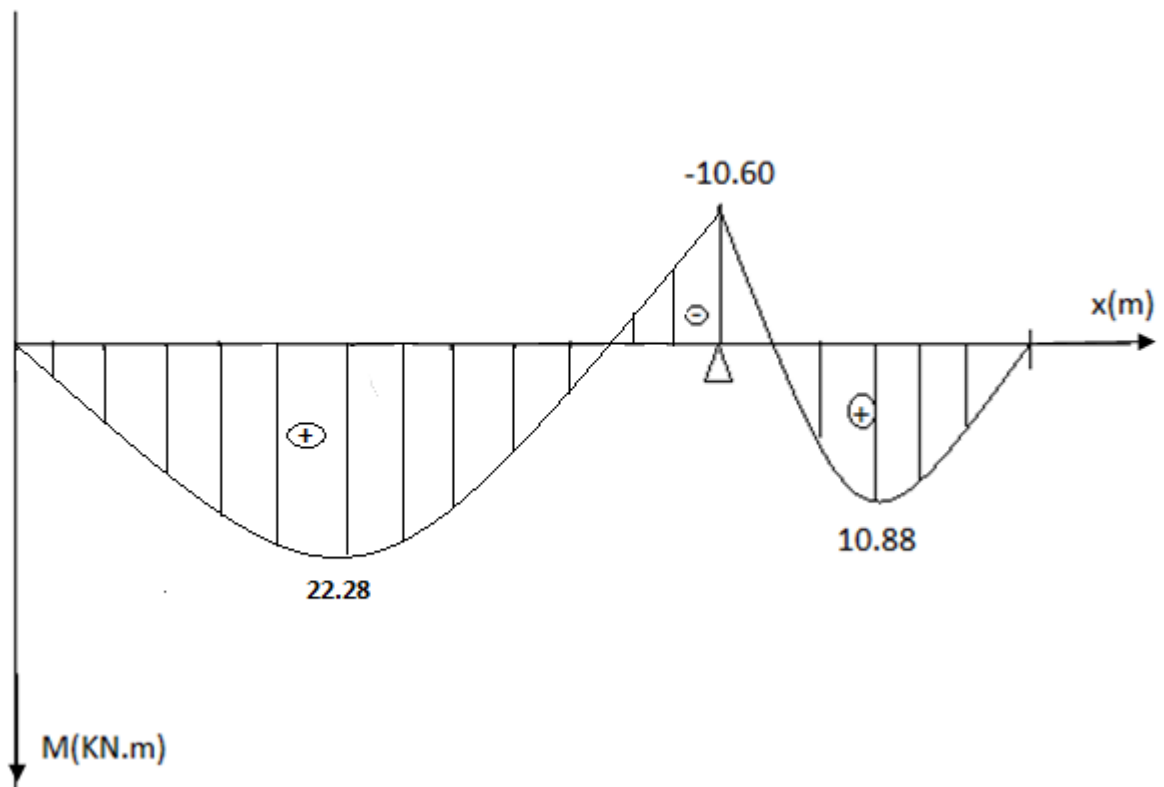
$$M_{travée} = (0,85)M_u \max = (0,85) \times (22.28) = 18.94 \text{ kN.m}$$

Diagrammes d'effort tranchant et des moments fléchissants à l'ELU:

Chapitre III : Calcul des éléments



Chapitre III : Calcul des éléments

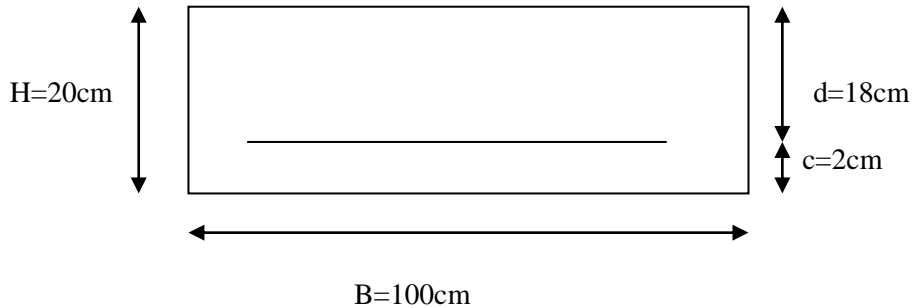


Chapitre III : Calcul des éléments

➤ Calcul des armatures

Armatures principales :

Calcul des armatures en flexion simple pour une bande de 1 m, d=18cm



• En travée :

$$M_t = 18.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_u} = \frac{18.94 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.041$$

$$\mu = 0.041 \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.94 \times 10^3}{0.979 \times 18 \times 348} = 3.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{adop} = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Avec : St=20cm

• Aux appuis:

$$M_a = 6.68 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_u} = \frac{6.68 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.68 \times 10^3}{0.993 \times 18 \times 348} = 1.07 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adop} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$

Avec : $St=20\text{cm}$

- **Armature de répartition:**

En travée : $A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$

Aux appuis: $A_a = \frac{A_a}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$

On opte pour une section 4HA8=2.01 cm² avec St=25cm

- **Vérification(Art.A2.2BAEL91):**

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_c}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

Aux appuis : $A_a = 2.51 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

- **Écartement des barres(ArtA.8.2.42/BAEL91):**

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

- **Armatures principales:**

$St \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm}$

En travée: $St=20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

Aux appuis : $St=20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Armature de répartition:**

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

Travée: $St = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

Appuis: $St=20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant:**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

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

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée

Dans notre cas : $V_{u\max} = 33.92 \text{ KN}$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{33.92 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.18 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la condition d'adhérence (Art. A.6.13/BAEL91):**

On doit vérifier que

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \rightarrow V_u = 33.92 \text{ KN}$$

Avec $\sum U_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 5 \times 0.8$$

$$\sum U_i = 12,56 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.92 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec ψ_s coefficient de scellement ($\psi_s = 1.5$ pour les aciers HA).

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

$$\tau_{se} = 1.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$$

La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Influences de l'effort tranchant au voisinage des appuis:**

➤ **Influence sur le béton:**

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : $a = 0.9d = 16.2 \text{ cm}$

$$T_u = 33.92 \leq 0.4 \times 100 \times 16.2 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 33.92 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de longueur d'ancrage:

Longueur de scellement: BAEL91/Art A.6.1.23)[3].

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\text{L'ELS : La paillasse : } q_{u1} = G + Q = 9.69 + 2.5 = 12.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Le palier : } q_{u2} = G + Q = 6.44 + 2.5 = 8.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Le mur extérieur : } q_{u3} = (3.06 - 0.2) \times 2.4 = 6.864 \text{ KN}$$

➤ **Réaction d'appuis:**

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\sum F/y=0 \Rightarrow 1.44q_{u1} + 2.4q_{u2} + 1.3q_{u3} + F = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = (2.4 \times 12.19) + (1.3 \times 8.94) + (8.94 \times 1.44) + 6.864$$

$$R_A + R_B = 60.62 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \cdot L = q_{u1} \cdot 1.44 \times \frac{1.44}{2} + q_{u2} \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} + 2.64 \right) + q_{u3} \times 1.3 \left(\frac{1.3}{2} + 3.84 \right)$$

$$R_B \cdot L = 77.235 + 52.183 + 9.269 = 138.69$$

$$R_B = 36.12 \text{ KN}$$

$$R_A = 60.62 - 36.12 = 24.5 \text{ KN}$$

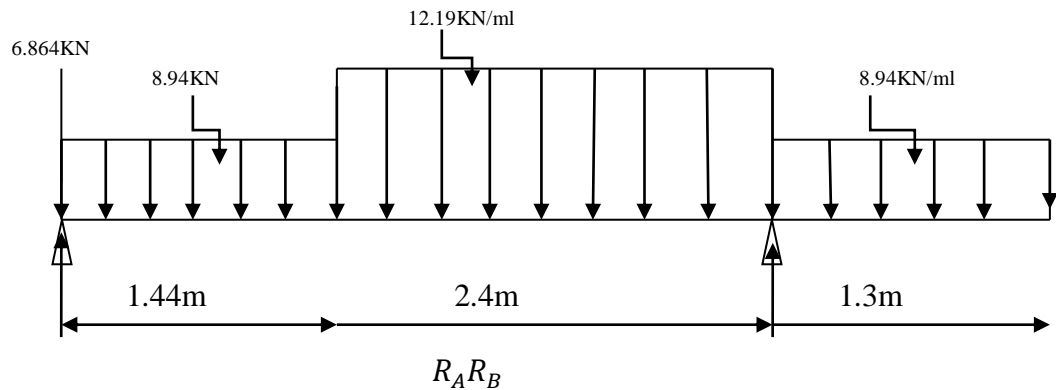


Figure III.4.4. Schémastatique de calcul à l'ELS.

➤ **Effort tranchant:**

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1.44	R _A - q _{s1} x - F 17.66 - 8.94x	0	17.66
		1.44	4.77
1.44 ≤ x ≤ 3.84	-q _{s2} (x-1.44) - R _A + F + 1.44q _{u1} -12.19x + 26.27	1.44	8.72
		3.84	-20.54
0 ≤ x ≤ 1.3	q _{u3} x 8.94x	0	0
		1.3	11.62

Chapitre III : Calcul des éléments

➤ **Moments fléchissant :**

Tronçon	Expression	X(m)	M _Z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.44	RA x - (q ₁ x ²) / 2 - Fx	0	0
	17.66x - 8.94x ² /2	1.44	16.16
1.44 ≤ x ≤ 3.84	$-qu_2 \frac{(x-1.44)^2}{2} + RAx - Fx$ $-12.19 \frac{(x-1.44)^2}{2} + 4.79x + 9.27$	1.44	16.16
		3.84	-7.44
0 ≤ x ≤ 1.3	$qu_3 \frac{x^2}{2}$ $8.94x \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.3	7.55

Chapitre III : Calcul des éléments

La valeur maximale du moment $M_z(x)$

$$T_y = 0 \quad M_z = M_{\max}$$

$$T_y = 0 \rightarrow 26.81 - 12.19x = 0$$

$$\text{Donc } x = 2.5 \text{ m et } M_z^{\max} = 17.31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis: } M_a = -0.3 M^{\max} = -4.85$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85 M^{\max} = 13.74$$

➤ **Vérification de l'ELS:**

➤ **État limité d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers

$$\text{On doit vérifier que } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression du béton :

Aux appuis:

$$M_a = 4.85 \text{ [KN.m]}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 18} = 0.139 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.938, K_1 = 65.64$$

$$\text{Avec: } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \rightarrow \quad \sigma_{st} = \frac{4.85 \times 10^3}{0.938 \times 18 \times 2.51} = 114.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{65.64} = 0.015$$

$$\sigma_{bc} = 0.015 \times 114.44 = 1.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$M_t = 13.74 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 18} = 0.218, \beta_1 = 0.925, K_1 = 51.67$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \rightarrow \quad \sigma_{st} = \frac{13.74 \times 10^3}{0.925 \times 18 \times 3.93} = 209.98 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{51.67} = 0.019$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.019 \times 209.98 = 3.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **État limité d'ouverture des fissures (BAEL 91 modifiée 99/Art A.4.5.3)[4]:**
Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est dans un endroit couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

- **État limité de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)[3]:**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\begin{aligned}\frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{bd} &< \frac{f_e}{10M_0} \\ \frac{h}{L} &> \frac{M_t}{10M_0}\end{aligned}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

➤ Vérification:

$$h = 20 \text{ cm} ; L = 400 \text{ cm} ; A = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$M_{str} = 13.74 \text{ kN.m} ; M_0 = 17.31 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \leq \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.93}{100 \times 18} = 0.0022 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{13.74}{10 \times 17.31} = 0.079 > \frac{h}{L} = 0.05 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche. On doit vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \frac{l^4 q_t^s}{E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPA} ; q_t^s = 12.19 \text{ kN/m}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{3.93}{100 \times 18} = 0.0022$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} S_{XX} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

S_{XX} : Moment statique de la section

B_0 : aire de la section homogénéisée, $B_0 = bh + 15A_t$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 3.93} = 10.23 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.23 = 9.77 \text{ [cm]}.$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.23^3 + 9.77^3) + 15 \times 3.93 (9.77 - 2)^2$$

$$I_0 = 70331.45 \text{ cm}^4$$

$$\lambda = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.0022} = 3.82$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0022 \times 209.98 + 2.1} \right\} = 0.069$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 70331.45}{1 + 0.0697 \times 3.82} = 61226.51 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12.19 \times (4 \times 10^3)^4}{384 \times 10818.86 \times 61226.61 \times 10^4} = 6.13 \text{ mm} < 8 \text{ mm}$$

Donc :

$$f = 6.13 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Remarque : On adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux.

III.5 La poutre palière

Introduction :

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 2,70m.

III.5.1 Pré-dimensionnement

a) Hauteur:

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

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

Avec:

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

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{max}=2.6m \Rightarrow \frac{260}{15} \leq h_t \leq \frac{260}{10}$$

$$\text{Donc: } 17.33cm \leq h_t \leq 26cm$$

$$h_t = 30cm$$

b) Largeur:

La largeur de la poutre est donnée par:

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \text{ Donc: } 9cm \leq b \leq 21cm$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b=20cm$

c) Vérification aux exigences de RPA (Art 7.5.1.RPA 99):

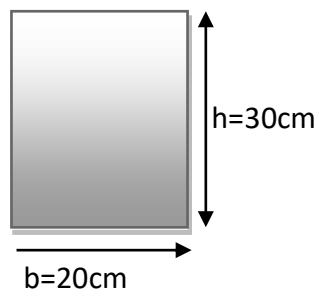
$$b \geq 20cm \dots \dots \dots b=20 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots h_t = 30cm \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4cm \dots \dots \dots \frac{30}{20} = 1.5cm \leq 4cm \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions:

$$b \times h = (20 \times 30).$$



Chapitre III : Calcul des éléments

Détermination des charges de la poutre :

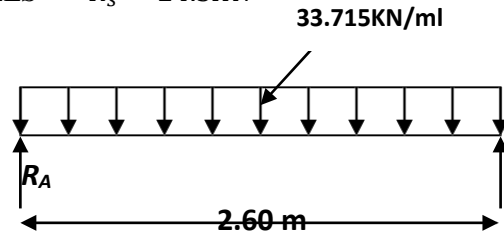
- Poids propre de la poutre : $G=25 \times 0,20 \times 0,30=1,5\text{kN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre :
ELU $R_u = 33,69\text{KN}$
ELS $R_s = 24,5\text{KN}$

2- Calcul à l'ELU:

➤ Calcul des efforts internes:

$$q_u = 1,35G + R_u$$

$$q_u = 1,35 \times 1,5 + 33,69 = 33,715\text{KN/ml}$$



➤ Réaction d'appuis:

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A = R_B = \frac{q_u l}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{33,715 \times 2,6}{2} = 46,43\text{KN}$$

$$R_A = R_B = \frac{33,715 \times 2,6}{2} = 46,43\text{KN}$$

➤ Moment isostatique:

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{33,715 \times 2,6^2}{8} = 30,18\text{KN.m}$$

➤ Effort tranchant:

$$T_u = R_A = R_B = 46,43\text{ KN}$$

✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_u^a = -0,3M_u = -9,054\text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0,85M_u = 24,144\text{KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

❖ Les résultats sont sur le diagramme suivant:

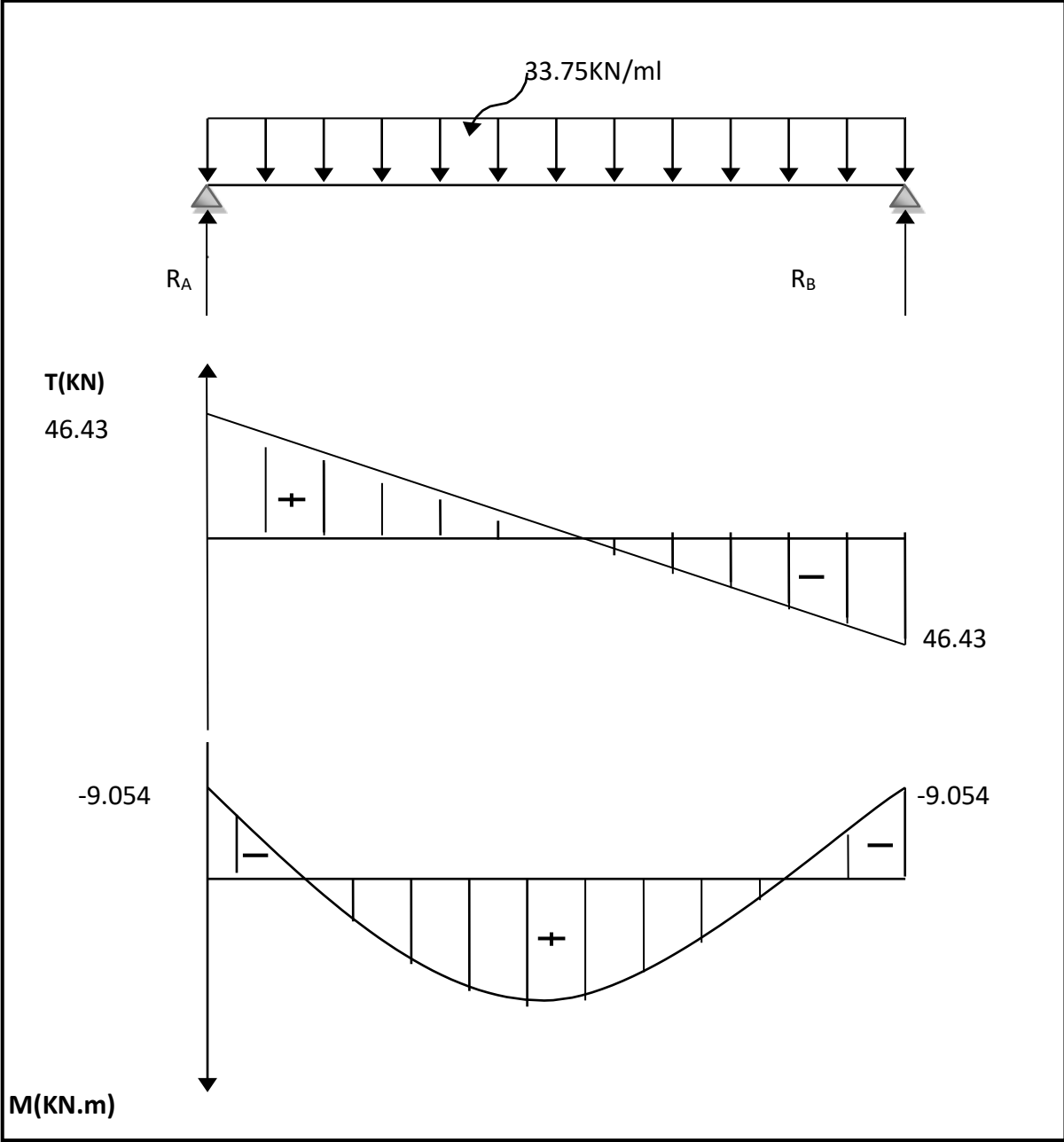


FIGURE III.5.1 : Diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissants

Chapitre III : Calcul des éléments

III.5.2 Calcul des armatures

➤ Armature principale:

• **En travée**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bf_{bc}d^2} = \frac{24.144 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.108$$

$$\mu_b = 0,108 < \mu_l + 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\beta = 0,943$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.144 \times 10^3}{0.943 \times 28 \times 348} = 2.63 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm²**

• **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.053 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.04$$

$$\mu_b = 0.04 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.980.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.053 \times 10^3}{0.980 \times 28 \times 348} = 0.94 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8 = 1.51 cm²**

III.5.3 Vérifications à l'ELU

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

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.676 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.676 \text{ cm}^2. \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.676 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{46.43 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.829 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.829 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{46.43 \times 10}{0.9 \times 28 \times 4 \times 3.14 \times 1} = 1.46MPa$$

$$\tau_{se} = 1.46MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

b) Ancrage des barres(BAEL91/Art. 6. 1, 23)

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPa$$

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27cm \Rightarrow L_s = 40cm$$

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

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16cm$$

On prend $L_c = 20cm$

➤ Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t < \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{25} \right\} = \min \{ 0.857; 0.9; 0.2 \} = 0.2$$

On choisit un diamètre : $\phi = 8mm$

Donc on adopte **2HA8 = 1cm²** → (1 cadre + 1 étrier) $\phi 8$

➤ Espacement des armatures

$$S_t \leq \min \{ 0.9d; 40cm \} = \min \{ 25.2; 40cm \} = 25.2cm \quad \text{Soit: } S_t = 20cm$$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4MPa \quad ; \quad \frac{1 \times 400}{20 \times 20} = 0.8MPa \geq 0.4MPa \quad \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Selon le(RPA99version2003/Art;7.5.2)(figure dispositions constructives des portiques)

; l'espacement doit vérifier :

Chapitre III : Calcul des éléments

- **Sur appuis:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1; 30 \right\} = 7.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

- **En travées :**

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

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

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

III.5.5 Calcul à L'ELS

Combinaison de charges:

$$\text{L'ELS : } q_s = G + R_s = 1.5 + 24.5 = 26 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 26 \text{ KN/ml}$$

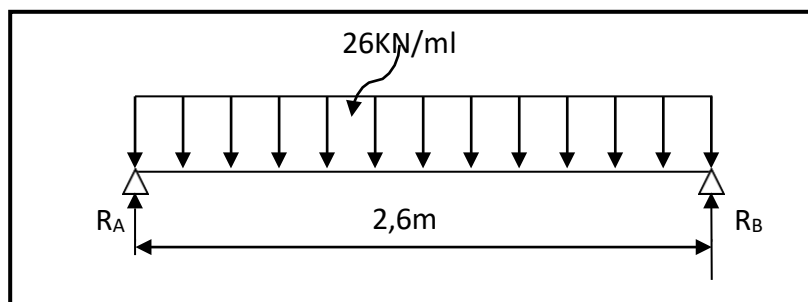


FIGURE III.5.2 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

- a) Les réactions d'appuis:**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{26 \times 2.6}{2} = 33.8 \text{ KN}$$

- b) Moment isostatique**

$$M_s = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{26 \times 2.6^2}{8} = 21.97 \text{ KN.m}$$

- c) Effort tranchant**

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{26 \times 2.6}{2} = 33.8 \text{ KN}$$

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

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_s = -0.3 \times 21.97 = -6.591 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 21.97 = 18.674 \text{ KN.m}$$

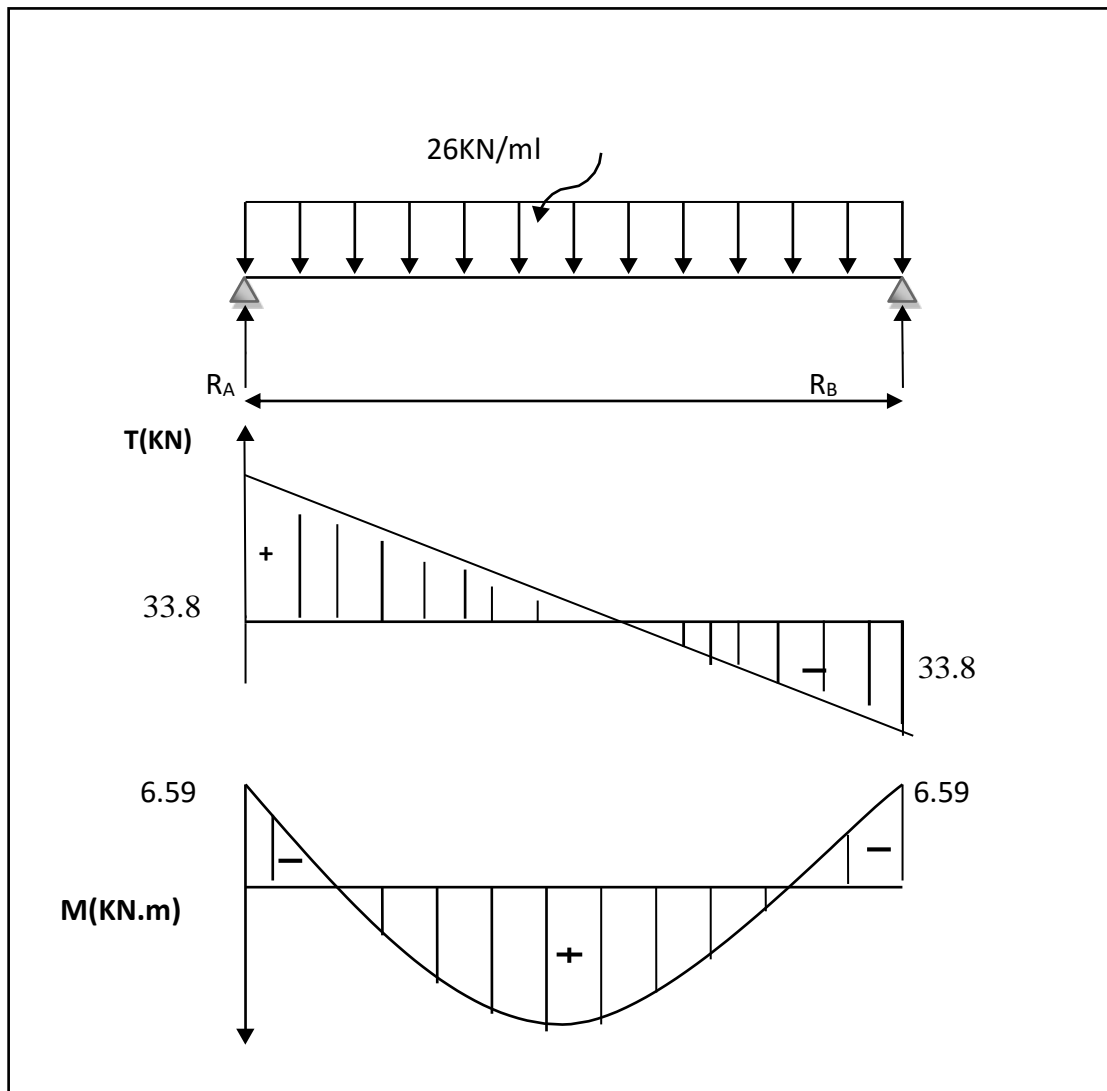


FIGURE III.5.3:Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissants

III.5.6 Vérifications à l'ELS

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

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

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

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

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

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

Chapitre III : Calcul des éléments

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{20 \times 28} = 0.56 \Rightarrow K_1 = 29.64 \Rightarrow \beta_1 = 0.881$$

$$\sigma_s = \frac{18.674 \times 10^3}{0.881 \times 28 \times 2.54} = 239.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{239.18}{29.64} = 8.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 1.51}{20 \times 28} = 0.269 \Rightarrow K_1 = 45.24 \Rightarrow \beta_1 = 0.917$$

$$\sigma_s = \frac{6.591 \times 10^3}{0.917 \times 28 \times 1.51} = 169.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{169.9}{45.24} = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.5.7 Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1)

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$

$$\frac{30}{260} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_s}$

$$\frac{30}{260} = 0.115 > \frac{18.674}{10 \times 21.97} = 0.084 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{2.54}{100 \times 15} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion:

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

III .6 La salle machine:

Introduction :

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.

III .6 .1 Les caractéristiques de l'ascenseur :

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, la surface de la salle machine est de 3.68m^2 ($1.6\text{m} \times 2.30$), 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 directions en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

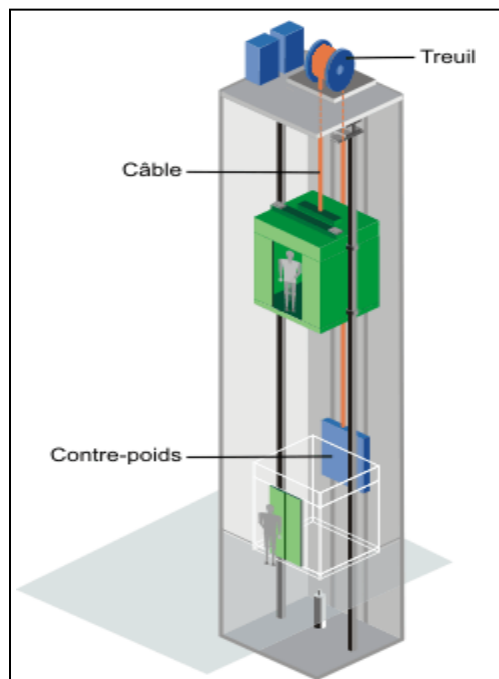


FIGURE III.6.1: Schéma ascenseur

III .6.2 Calcul de la dalle pleine :

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

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\begin{cases} l_x = 1.60\text{m} \\ l_y = 2.30\text{m} \end{cases}$$

$$S = 3.68\text{m}^2$$

c. Épaisseur de la dalle (ht):

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{30} = \frac{230}{30} = 7,6\text{cm}$$

Avec : L_{max} : grande portée du panneau.

N.B :

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

3. Calcul de U et V :

U et V sont les dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge P compte tenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton.

La figure suivante donne le schéma statique de la salle machine utilisé pour son calcul.

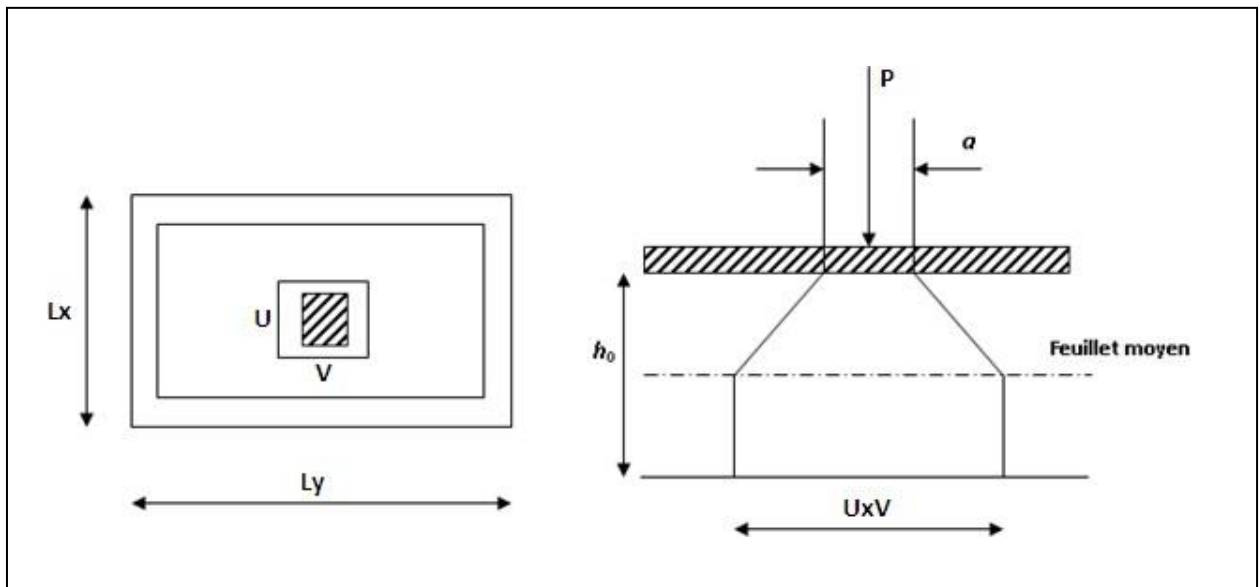


Figure III.6.2: Diffusion de charge dans le feuillet moyen

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{2.3} = 0.7 \Rightarrow 0.4 \leq \rho = 0.7 \leq 1$$

Dans ce cas le panneau travaille dans les deux directions, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1m de longueur.

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\text{On a : } U = U_0 + 2\xi e + h_t$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_t$$

Avec :

- h_t = épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$);

- e = épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$)

- Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$

-($U \times V$): surface d'impact au niveau du feuillet moyen

-($U_0 \times V_0$): cotés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$)

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 1.05 \text{ m}$$

$$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 1.05 \text{ m}$$

❖ Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{l_x = 1.60}{l_y = 2.3} = 0.7$$

$0.4 < \rho < 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux directions.

a) Moment dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν :

Avec :

q : charge uniformément répartie sur toute la dalle.

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

• États limites ultime : $\nu = 0$

$$\rho_x = 0.7 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0683 \\ \mu_y = 0.436 \end{cases}$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0.15 \times 1 \text{ m} = 3.75 \text{ KN/ml}$.

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

$q_u = 1.35 (3.75) + 1.5 (1) = 6.562 \text{ KN/ml}$.

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\begin{cases} M_{ux1} = 0.0683 \times 6.562 \times (1.60)^2 = 1.14 \text{KN.m.} \\ M_{uy1} = 0.436 \times 0.769 = 0.5 \text{KN.m.} \end{cases}$$

• États limites de services : $\nu = 0.2$

$$\rho_x = 0.7 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0743. \\ \mu_y = 0.585. \end{cases}$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/ml.}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml.}$

$$\begin{cases} M_{sx1} = 0.0743 \times 4.75 \times (1.60)^2 = 0.90 \text{KN.m} \\ M_{sy1} = 0.585 \times 0.643 = 0.528 \text{KN.m} \end{cases}$$

b) Calcul des moments dus à la charge localisée :

$$M_x = P. (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P. (M_2 + \nu M_1)$$

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.

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.60} = 0.7$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{2.3} = 0.45$$

Après interpolation : $M_1 = 0.117$; $M_2 = 0.058$

Donc :

• À l'ELU ($\nu = 0$)

$$M_{ux1} = 1.35. P(M_1) = 1.35 \times 90 \times 0.117 = 14.21 \text{KN.m.}$$

$$M_{uy1} = 1.35. P(M_2) = 1.35 \times 90 \times 0.058 = 7.047 \text{KN.m.}$$

• À l'ELS ($\nu = 0.2$)

$$M_{sx1} = P. (M_1 + 0.2M_2) = 90 \times (0.117 + 0.2 \times 0.058) = 11.57 \text{KN.m.}$$

$$M_{sy1} = P. (M_2 + 0.2M_1) = 90 \times (0.058 + 0.2 \times 0.117) = 7.326 \text{KN.m.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

c) *Superposition des moments :*

• À l'ELU :

$$M_x = M_{xu1} + M_{xu2} = 14.21 + 1.14 = 15.35 \text{KN.m.}$$

$$M_y = M_{yu1} + M_{yu2} = 7.047 + 0.5 = 8.047 \text{KN.m.}$$

• À l'ELS :

$$M_x = M_{xs1} + M_{xs2} = 11.57 + 0.9 = 12.47 \text{KN.m.}$$

$$M_x = M_{ys1} + M_{ys2} = 7.326 + 0.528 = 7.854 \text{KN.m.}$$

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient (0.95) en travée et (0.3) aux appuis.

• À l'ELU

➤ **En travée :**

$$M_x^t = 0.95 \times 15.35 = 14.58 \text{KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.95 \times 8.047 = 7.64 \text{KN.m.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 \times 15.35 = -4.605 \text{KN.m.}$$

• À l'ELS

➤ **En travée :**

$$M_x^t = 0.95 \times 12.47 = 11.85 \text{KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.95 \times 7.85 = 7.45 \text{KN.m.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 \times 12.47 = -3.74 \text{KN.m.}$$

III .6.4 Ferrailage du 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 : $M_x^a = 0.3 \times 15.35 = 4.605 \text{KN.m.}$

• En travée : $M_x^t = 0.95 \times 15.35 = 14.58$

➤ **Aux appuis :**

On a : $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{cm}$; $c = 2 \text{cm}$; $b = 100 \text{cm}$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\mu_a = \frac{M_a^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.605 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.019 < \mu_l = 0.392$$

Donc : la section est simplement armée.

$$\mu_a = 0.019 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.605 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte : **4HA10=3.14 cm²** avec un espacement de **25cm**.

➤ **En travée :**

$$\mu_t = \frac{14.58 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_l = 0.392$$

Donc : la section est simplement armée.

$$\mu_t = 0.06 \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.58 \times 10^3}{0.969 \times 13 \times 348} = 3.32 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.32 \text{ cm}^2$$

On opte : **4HA12=4.52 cm²** avec un espacement de **25cm**.

➤ **Dans le sens Y-Y : (suivant la grande portée)**

- Aux appuis : $M_y^a = 0.3 \times 15.35 = 4.605 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_y^t = 0.95 \times 8.047 = 7.64 \text{ KN.m}$

➤ **Aux appuis :**

La même section que suivant X-X :

On opte : **4HA10=3.14 cm²** avec un espacement de **25cm**.

➤ **En travée :**

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 11.8 \text{ cm}$$

$$\mu_t = \frac{7.64 \times 10^3}{100 \times 11.8^2 \times 14.2} = 0.038 < \mu_l = 0.392$$

Donc : la section est simplement armée.

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\mu_t=0.038 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.64 \times 10^3}{0.984 \times 11.9 \times 348} = 1.89 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.89 \text{ cm}^2$$

On opte : **4HA10=3.14cm²** avec un espacement de **25cm**.

III .6. 5 Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non-fragilité (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

Avec :

ρ_x et ρ_y : Le taux minimal d'acier en travée dans le sens « x ».

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

- **Sens x-x :**

$$\begin{aligned} \rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} &\Rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b \cdot h) \\ &= 0.0008 \times \frac{3 - 0.7}{2} \times (100 \times 15) \end{aligned}$$

$$A_{x\min} = 1.38 \text{ cm}^2.$$

$$A_x = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{x\min} = 1.38 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens y-y :**

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \Rightarrow A_y \geq \rho_0 (b \cdot h) = 0.0008 \times (100 \times 15) = 1.20 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{y\min} = 1.20 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

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 :

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

$$\phi_{adoptée} = 12mm < 15mm.$$

c. Espacements des barres.....(BAEL 91 modifié 99/ Art. A.8.2. 42) :

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

Direction la plus sollicitée (x-x) : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$

→**Condition vérifiée.**

d. Poinçonnement.....(BAEL 91 modifié 99 / Art. A.5.2.42) :

A l'état limite ultime, la force résistance au poinçonnement Q_u est déterminée par la formule suivantes qui tient compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal.

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec:

Qu: Charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur totale de la dalle.

U_c: Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen

$$U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2m.$$

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/ml}.$$

$$0.045 \times 4200 \times 150 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 472.5 \text{ KN}.$$

121.5 KN < 472.5KN → **Condition vérifiée.**

e. Vérification de la Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

Chapitre III : Calcul des éléments

Au milieu de U : $T_u = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{2 \times (1.05) + 1.05} = 28.57 \text{KN}$.

Au milieu de V : $T_u = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{2 \times (1.05) + 1.05} = 28.57 \text{KN}$.

- $0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{MPa}$.
- $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.219 \text{MPa}$

$\tau_u = 0.219 \text{MPa} \leq 1.16 \text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

6. Vérifications à l'ELS :

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 :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

1. Contrainte de compression dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}.$$

On calcul : $\rho = \frac{100 \times A_s}{db} \rightarrow$ puis on déduit (K, β_1)

Zones	Sens	M_s KN.m	ρ_1	β_1	K	σ_{st} MPa	σ_{bc} MPa	Observation
Aux appuis	X-X	11.85	0.242	0.921	48.29	315.19	6.53	C V
	Y-Y	7.45	0.242	0.921	48.29	198.16	4.10	C V
En travée	X-X	3.74	0.347	0.908	39.35	70.09	1.78	C V
	Y-Y	3.74	0.241	0.921	48.29	99.48	2.06	C V

Tableau III-6.1 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

Avec :

σ_{bc} : Contrainte dans le béton.

σ_{st} : Contrainte dans l'acier.

A : Armatures adoptées à l'ELU.

b. État limite d'ouverture des fissures..... (Article A.4.5, 32 du BAEL 91 /99) :

La dalle de la salle machine n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

Chapitre III : Calcul des éléments

c. État 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

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \text{ et } \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

- $\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{160} = 0.09 \geq \frac{14.58}{20 \times 11.85} = 0.06 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Toutes les conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

Conclusion

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

Ferrailage de la dalle salle machine

• Sens x-x :

- . En travée : **4HA12 = 4.52 cm² (S_t= 25 cm).**
- . Aux appuis : **4HA 10= 3.14 cm²(S_t= 25 cm).**

• Sens y-y :

- . En travée : **4HA10 = 3.14 cm² (S_t= 25 cm).**
- . Aux appuis : **4HA 10 = 3.14 cm²(S_t= 25 cm).**

Chapitre IV :Modélisation

IV.1. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus précis et un travail plus facile, on peut éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

Dans cette étude, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis ETABS particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les règlements du béton aux états limitesBAEL91modifiée99.

IV.2. Description du logiciel ETABS :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS** (Tridimensionnel analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.6.0.

Rappel :

- Grid line : ligne de grille.
- Joints : noeuds.
- Frame : portique (cadre).
- Shell : voile.
- Elément : élément.
- Restreints : degrés de liberté(D.D.L).
- Loads : charge.
- Defline : définir.
- Matériels : matériaux.
- Concrète : béton.
- Stèle : acier.
- Frame section : coffrage.
- Colum : poteau.
- Beam : poutre.

IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
 - Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
 - Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
 - Définition des charges statiques (G, Q).
 - Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
 - Définition de la charge sismique E.
 - Chargement des éléments.
 - Introduction des combinaisons d'actions.
 - Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.
-
- Dans notre travail on a utilisé la version ETABS 9.6.0
 - Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)



Fig-IV.1. Application ETABS

IV. Etapes De Modélisation :

Première Etape :

- Introduction de la géométrie du modèle (travées, hauteurs d'étage).
- On clique sur l'icône de ETABS, La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK

Chapitre IV :Modélisation



a) Choix des unités :

- On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.
- Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

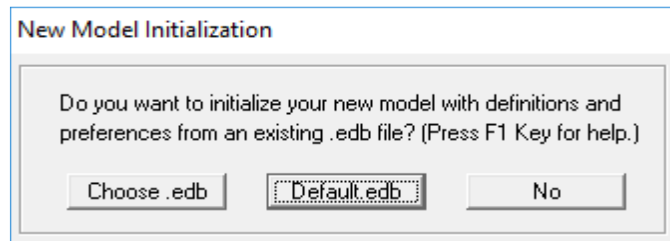


b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de travées suivant x-x.
- Le nombre de travées suivant y-y.
- Le nombre des étages.

Chapitre IV :Modélisation



- On clique sur **Default.edb**

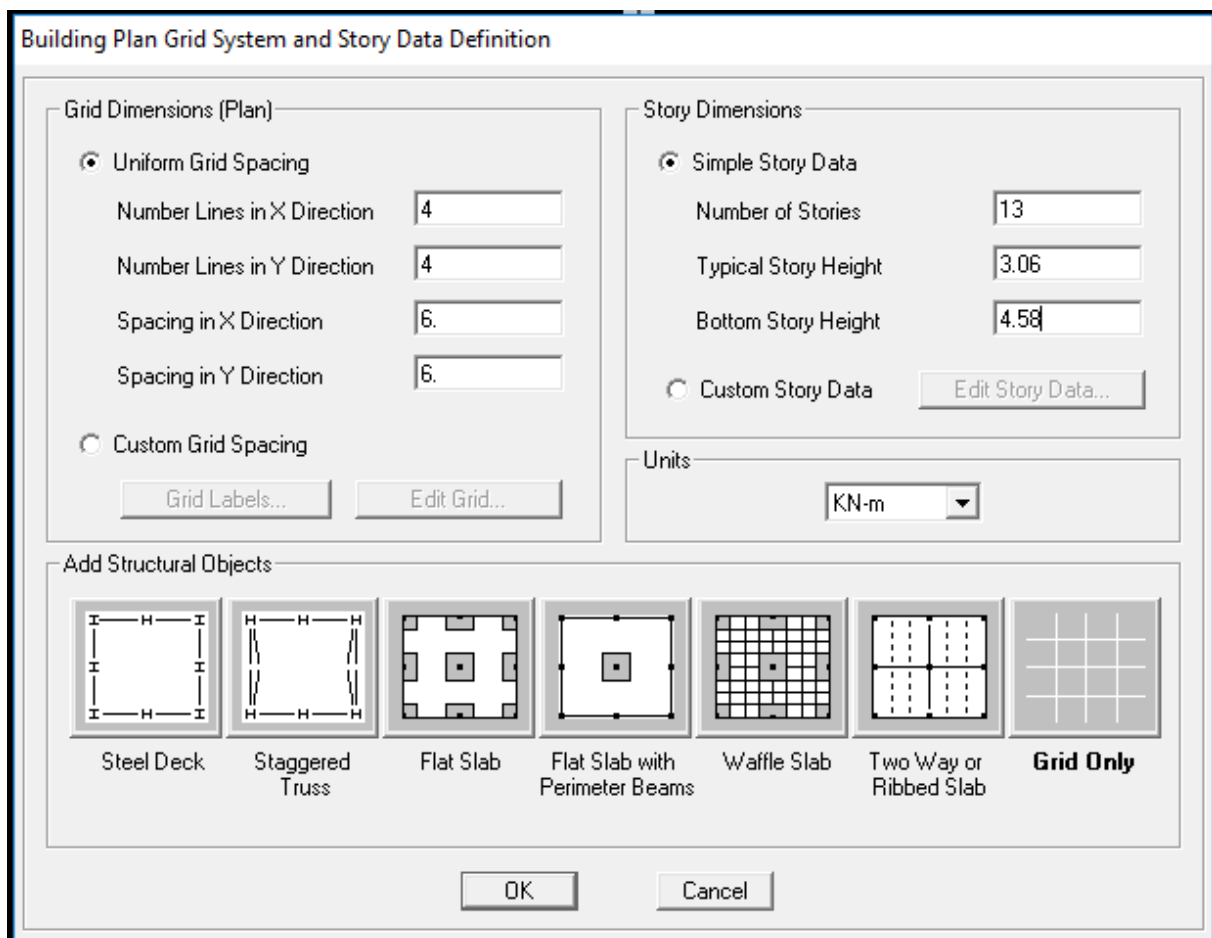


Fig-IV.2. Géométrie de base

- Le nombre de travées suivant x-x (Dans notre cas nous avons 8 lignes suivant x-x)
- Le nombre de travées suivant y-y (Dans notre cas nous avons 7 lignes suivant y-y)
- Le nombre des étages. (13 niveaux R+11 entre sol)

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage

- On clique sur **Custom Grid Spacing** → **Spacing**
- On introduit les distances selon x et y → **OK**

Chapitre IV :Modélisation

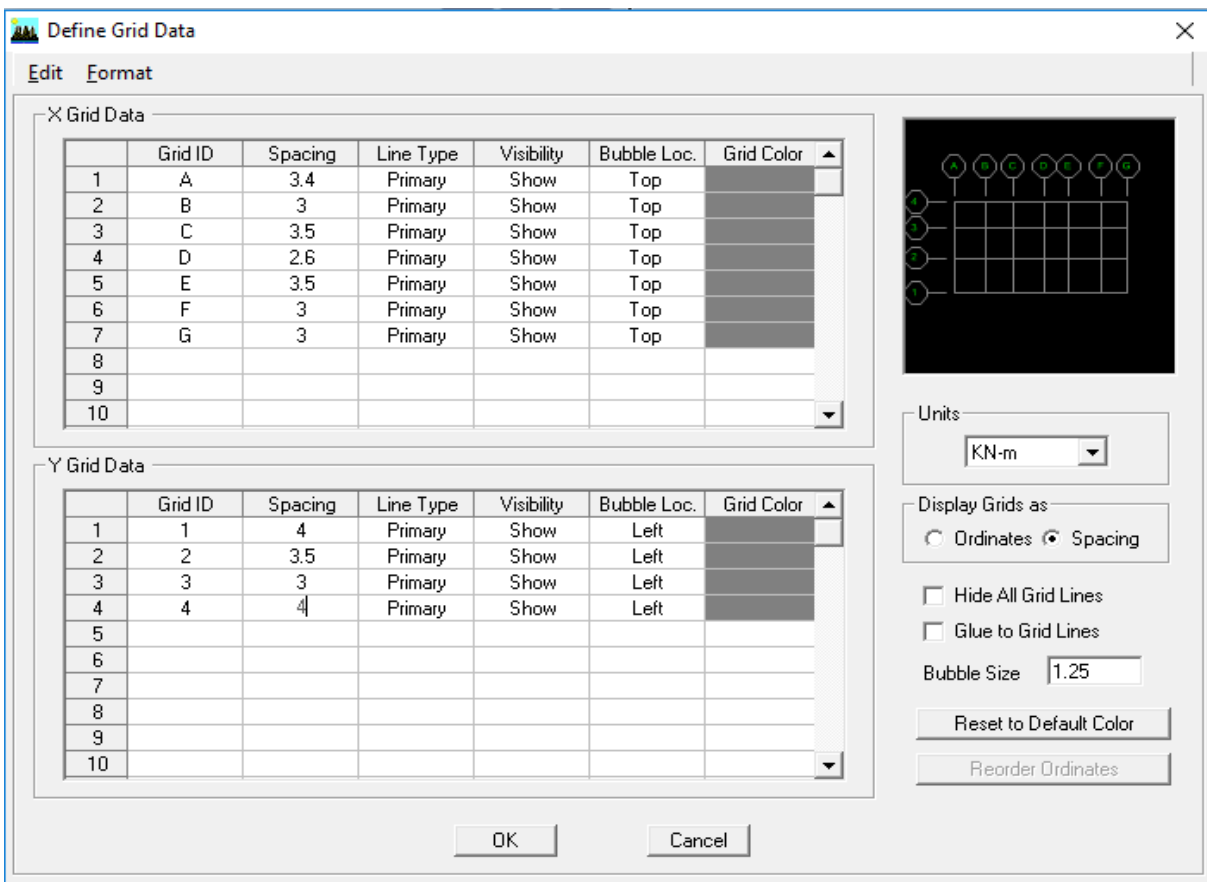


Figure IV.3 : Modification des longueurs des travées

- Pour modifier les hauteurs et les noms d'étage ; on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit StoryData**.

On introduit les hauteurs des étages → **OK** → **OK**

Chapitre IV :Modélisation

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
14	STORY13	3.06	41.28	Yes		No	0.
13	STORY12	3.06	38.22	No	STORY13	No	0.
12	STORY11	3.06	35.16	No	STORY13	No	0.
11	STORY10	3.06	32.1	No	STORY13	No	0.
10	STORY9	3.06	29.04	No	STORY13	No	0.
9	STORY8	3.06	25.98	No	STORY13	No	0.
8	STORY7	3.06	22.92	No	STORY13	No	0.
7	STORY6	3.06	19.86	No	STORY13	No	0.
6	STORY5	3.06	16.8	No	STORY13	No	0.
5	STORY4	3.06	13.74	No	STORY13	No	0.
4	STORY3	3.06	10.68	No	STORY13	No	0.
3	STORY2	3.04	7.62	No	STORY13	No	0.
2	STORY1	4.58	4.58	No	STORY13	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units

Change Units:

Figure IV.4 : Modification des longueurs des étages

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-**

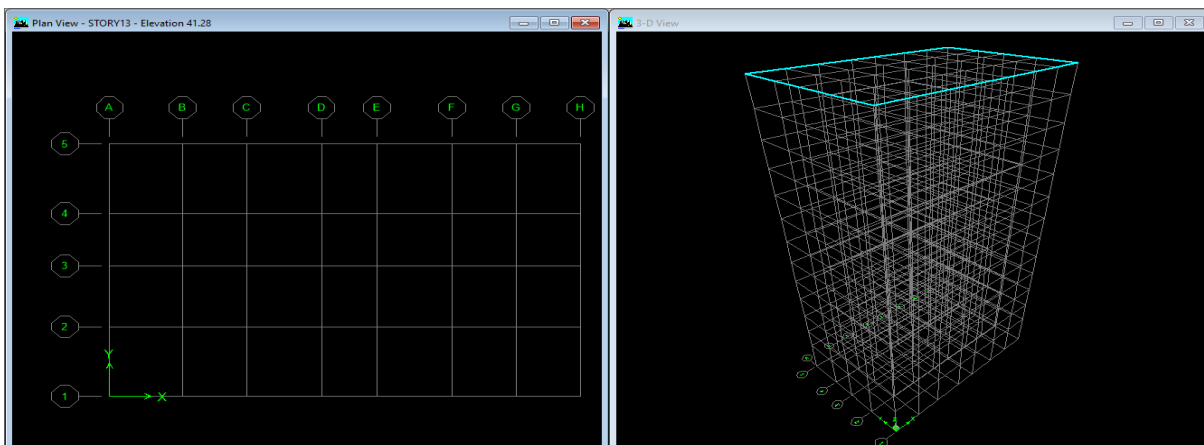


Figure IV.5 : Représentation de la structure en 2D et 3D

Chapitre IV :Modélisation

c) Vérification des dimensions :

View → set building view options

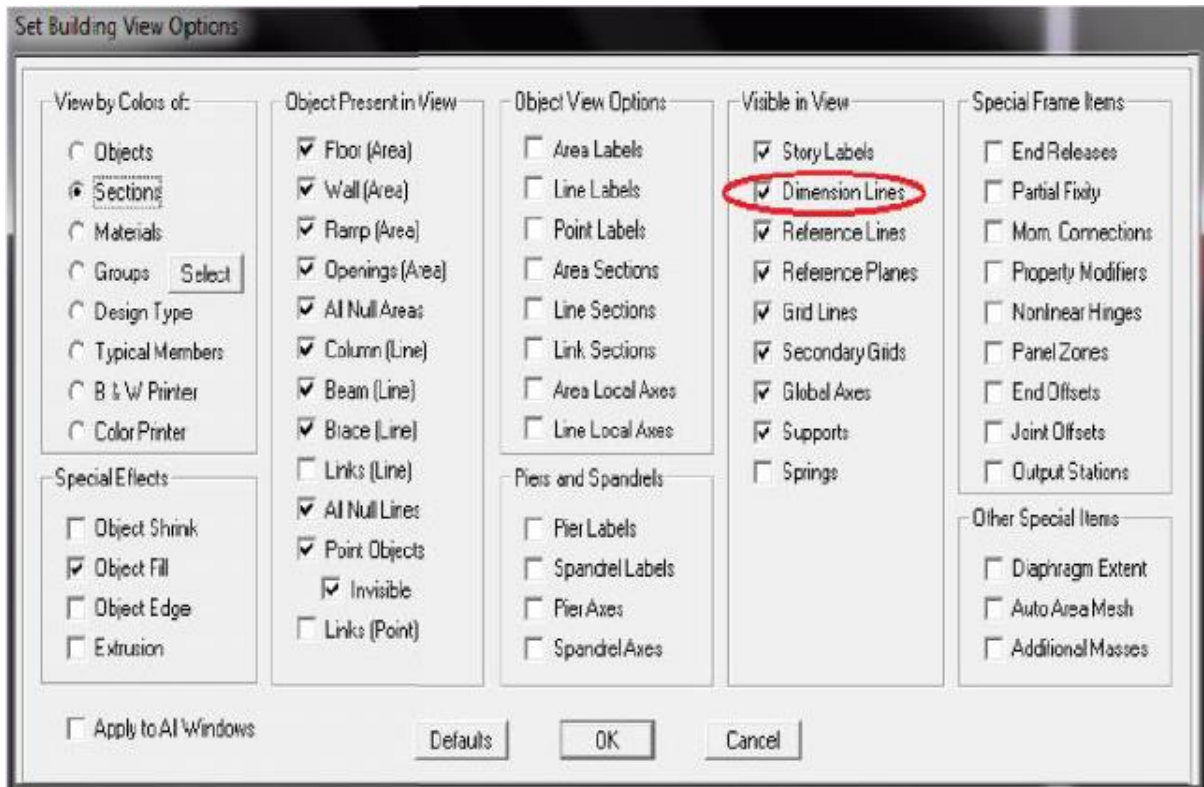

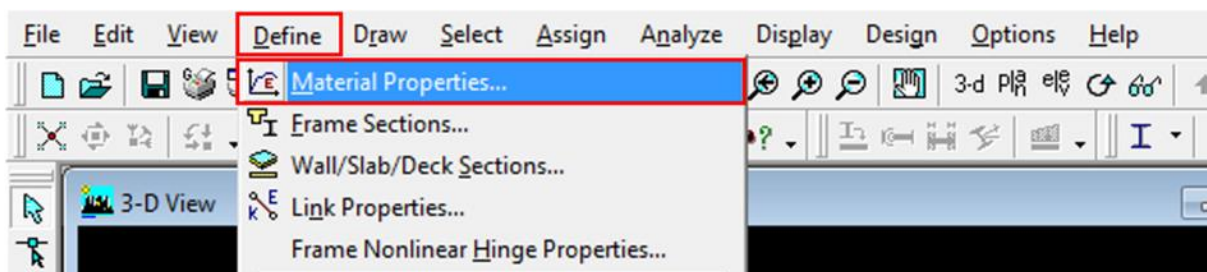


Figure IV.6 Afficher les dimensions

1) spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton :

On clique sur **Define / Material**  **properties** on sélectionne **Conc (béton)** puis on clique sur **Add New Material**.



Et on apporte les modification inscrites dans la figure .

Chapitre IV :Modélisation

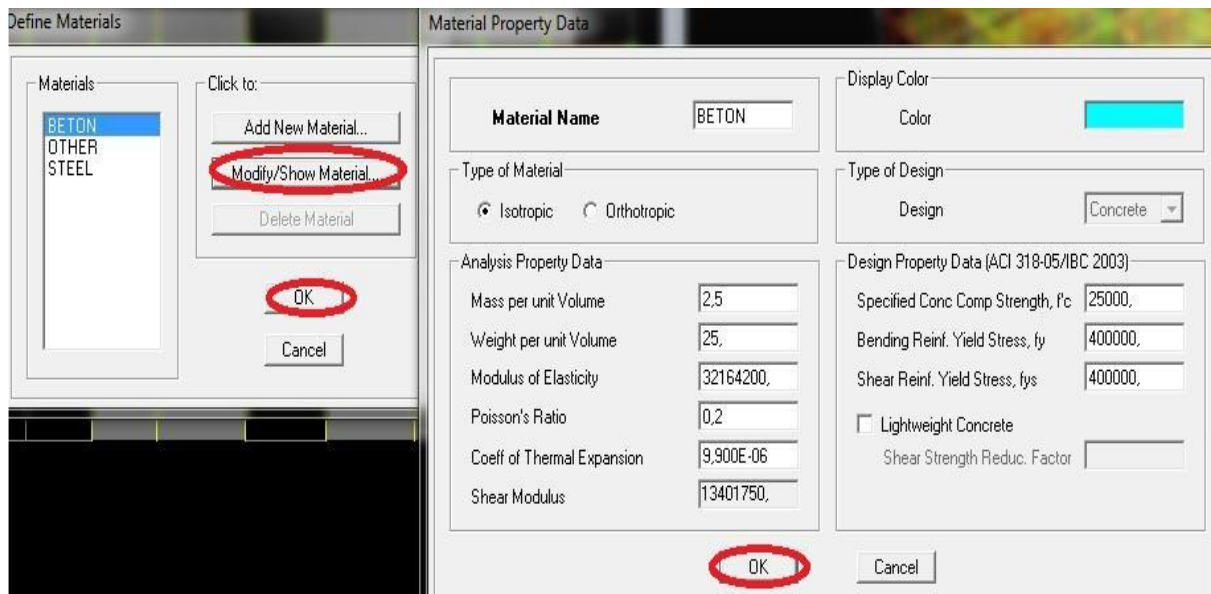


Figure IV.7 : Introduction des propriétés mécaniques du béton

2. spécification des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voiles...).

On clique sur l'icône propriétés on sélection tout on clique sur delete property.

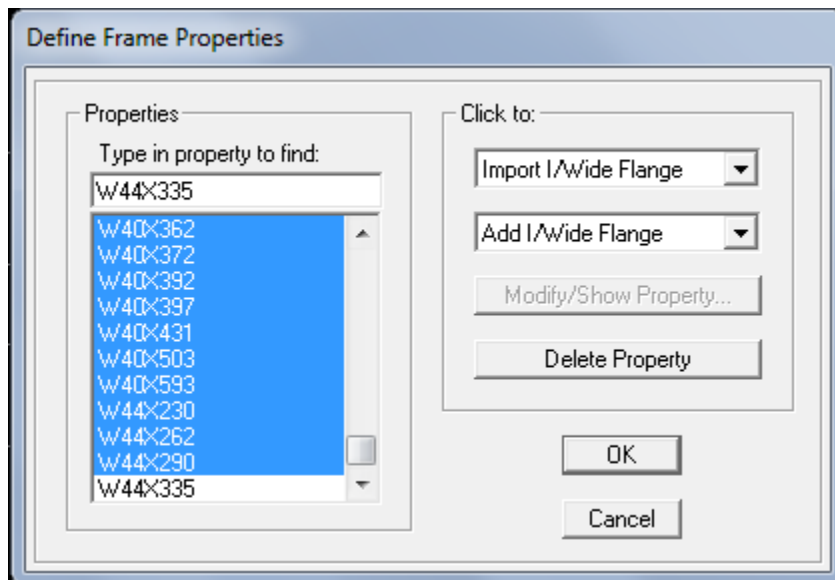


Figure IV.8. spécification des propriétés géométriques des éléments

Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux :

- Cliquer sur **Add I/Wide Flange** puis sur **Add Rectangular** ,
- Introduire les dimensions des poteaux
- Choisir le béton et la couleur → **Reinforcement**

Chapitre IV :Modélisation

- Cliquer sur **column** puis introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025 OK**
→OK

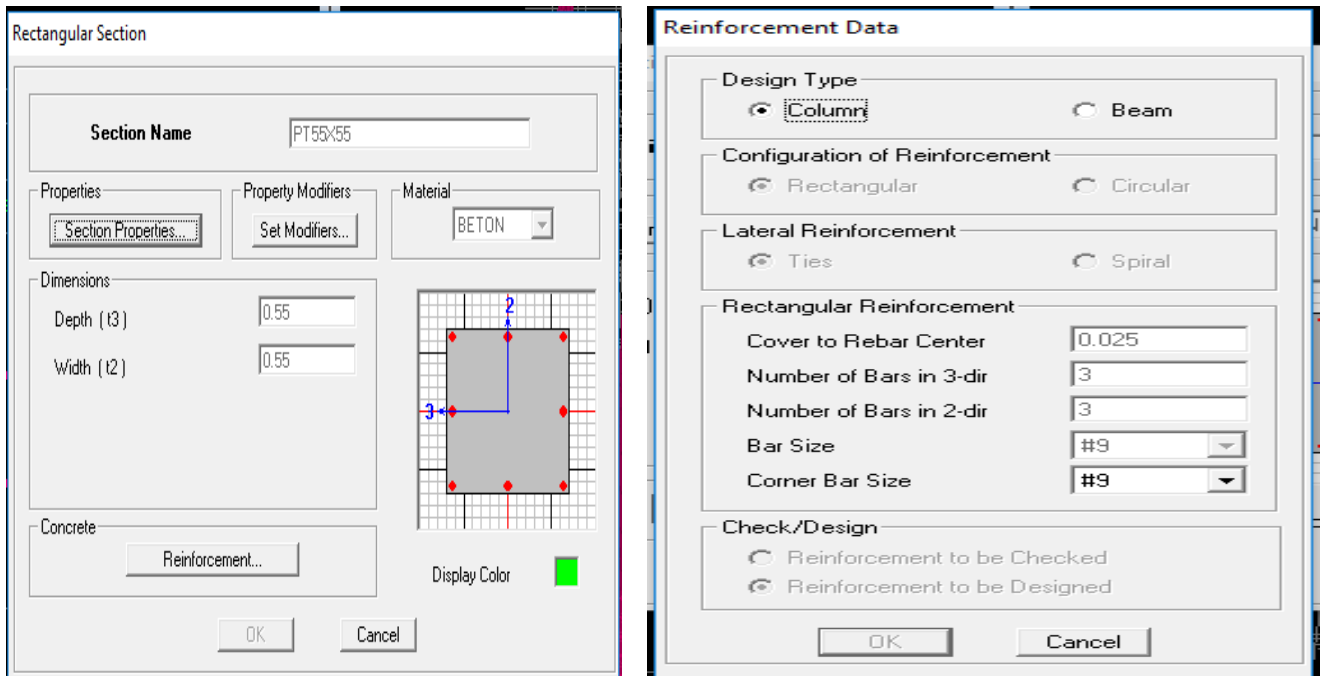


Figure IV.9 Introduction des dimensions des poteaux

4) Introduction des dimensions des poutres

Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur → **Reinforcement**
Un clic sur **Beam** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025 ok** → ok

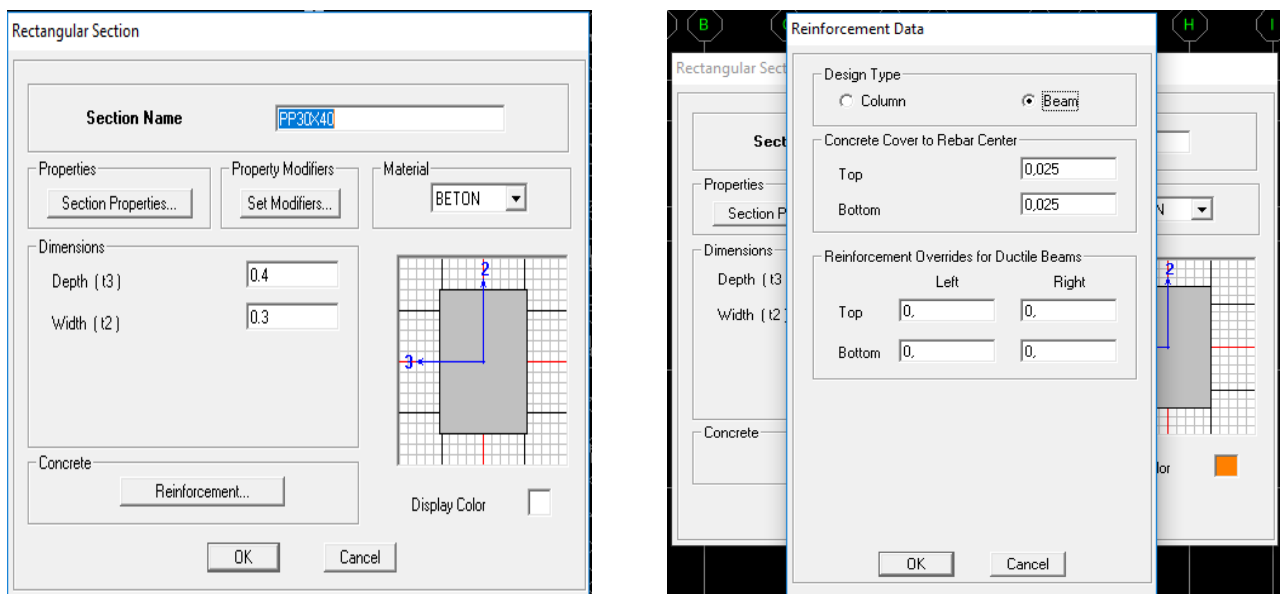


Fig-IV-10 : Introduction des dimensions des poutres

Chapitre IV :Modélisation

Nous validons avec OK, on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections

5) Définition des voiles et dalle pleine et planchers :

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

- **Elément Shell** : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.
- **Elément membran** : il est utilisé pour les éléments minces.
- **Elément plate** : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

5.1)Les voiles:

Define →  Wall/slab/deck section → Add New Wall

et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

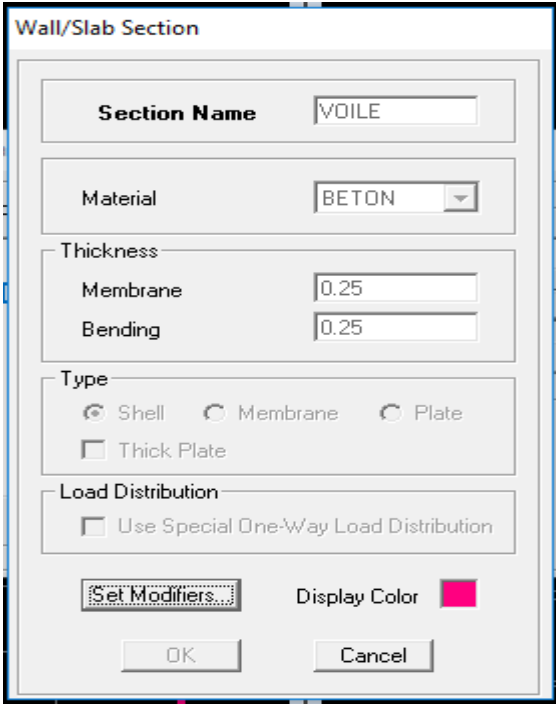


Fig-IV-11 : Introduction des dimensions des voiles

5.2) Les dalles Plaines:

Define →  Wall/slab/deck section → Add New Slab

Et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle

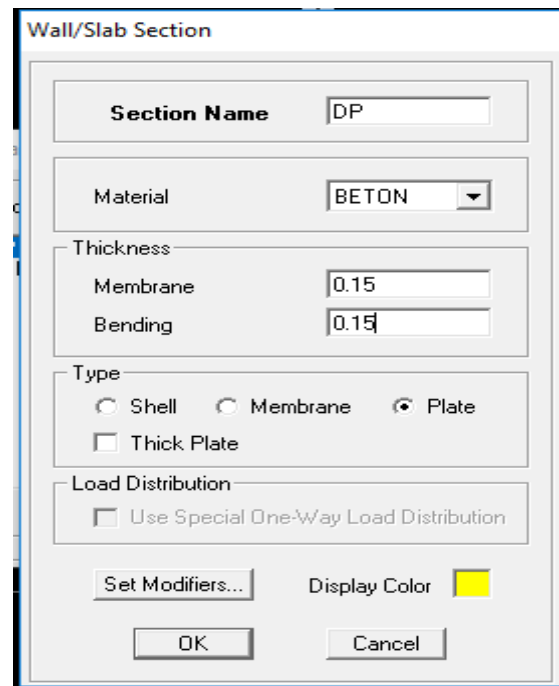


Fig-IV.12 : Introduction des dimensions des dalles pleines

On va opter pour la méthode bardage

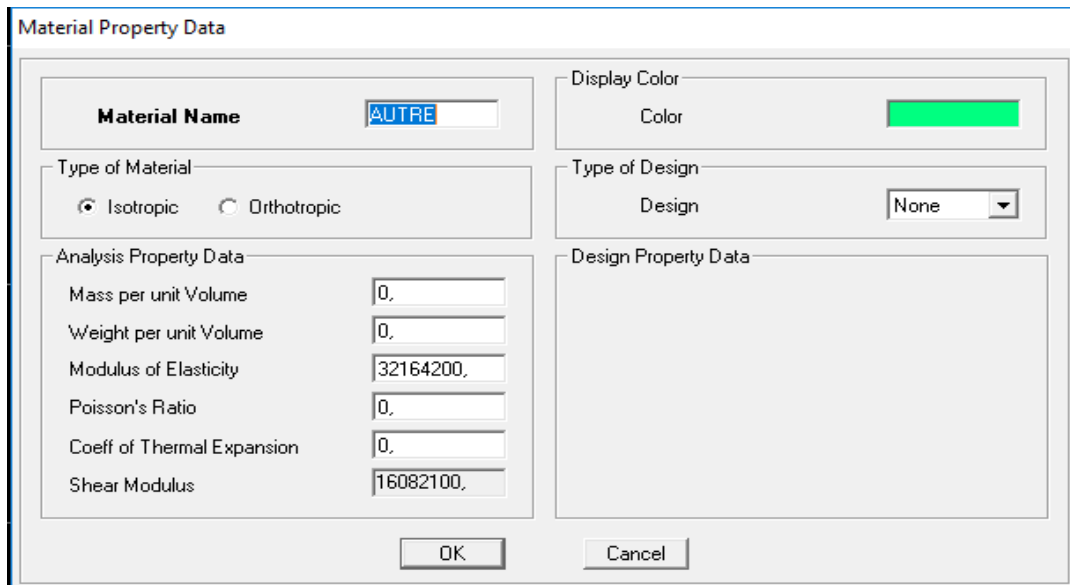
On doit créer un panneau de dalle virtuelle avec un matériau nommée AUTRE

5.3) Les planchers :

On va opter pour la méthode bardage.

Chapitre IV :Modélisation

On doit créer un panneau de dalle virtuelle avec un matériau nommé AUTRE.

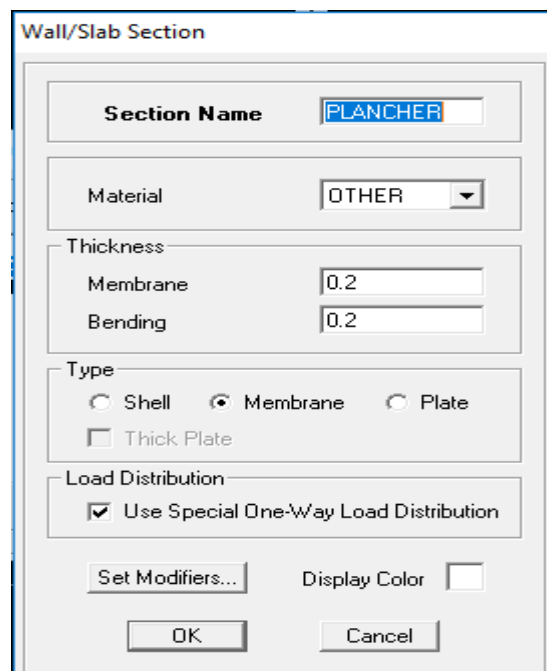


The dialog box 'Material Property Data' is used to define the mechanical properties of a material. It features several sections: 'Material Name' with a text field containing 'AUTRE'; 'Type of Material' with radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'; 'Analysis Property Data' with input fields for 'Mass per unit Volume' (0.), 'Weight per unit Volume' (0.), 'Modulus of Elasticity' (32164200.), 'Poisson's Ratio' (0.), 'Coeff of Thermal Expansion' (0.), and 'Shear Modulus' (16082100.); 'Display Color' with a color selection box showing green; 'Type of Design' with a dropdown menu set to 'None'; and 'Design Property Data' which is currently empty. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Fig- IV-13 : Introduction des propriétés mécaniques du béton pour le bardage

Define → Wall/slab/deck section → Add new slab

Et on spécifie le nom de plancher



The 'Wall/Slab Section' dialog box is used to define the section properties. It includes: 'Section Name' text field with 'PLANCHER'; 'Material' dropdown menu with 'OTHER'; 'Thickness' section with 'Membrane' and 'Bending' input fields both set to '0.2'; 'Type' section with radio buttons for 'Shell', 'Membrane' (selected), and 'Plate', and a checkbox for 'Thick Plate'; 'Load Distribution' section with a checked checkbox for 'Use Special One-Way Load Distribution'; 'Set Modifiers...' button; 'Display Color' checkbox (unchecked); and 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Fig- IV-14 : dénomination des planchers

Etape 2 :

Chapitre IV :Modélisation

a) définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E) :

➤ Charges G et Q :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des charges d'exploitation (Q),

- Charges permanentes : Load Name (Nom de la charge): G
- Type : DEAD (permanente)
- Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1
- Charge d'exploitation : Load Name (Nom de la charge): Q
- Type: LIVE (exploitation)
- Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre): 1

Define → Static load cases → Dead → modify load écrire G
Live → modify load écrire Q
0 → modify load écrire 1

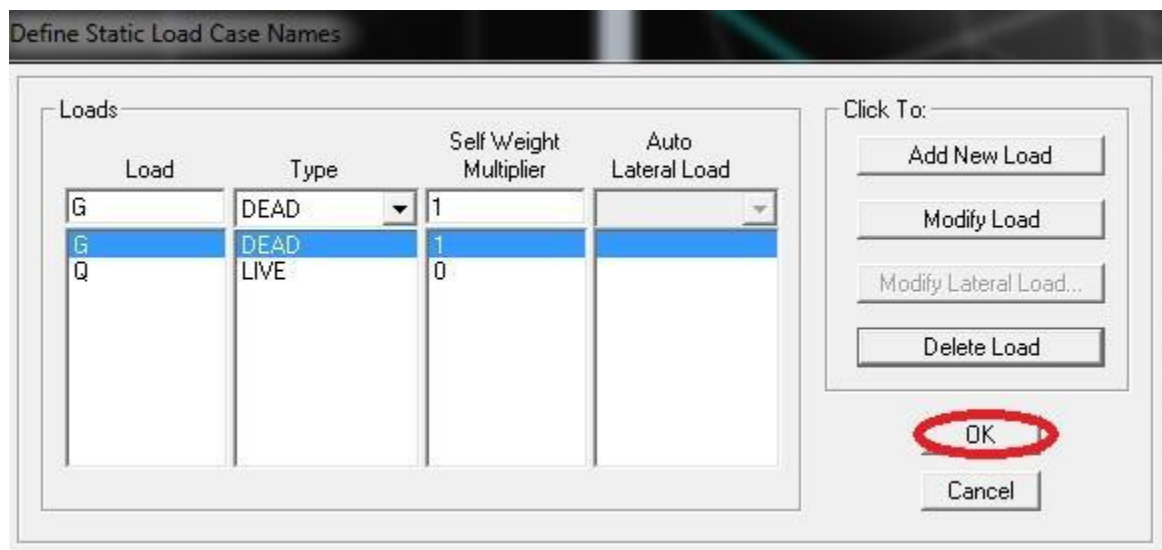


Fig-IV-15: Définition des charges d'exploitations G et Q et Tp et Tm

➤ Charge dynamique (EX et EY):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse.

Le spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres T.

• Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA2003)
- Coefficient de comportement de la structure (R) : on prend $R = 5$
- Facteur de qualité (Q) : $Q = 1 + \Sigma pq = 1.15$
- Coefficient d'amortissement(%) = 8.5 % (Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide)
- Catégorie de site : S3

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône RPA99

Chapitre IV :Modélisation

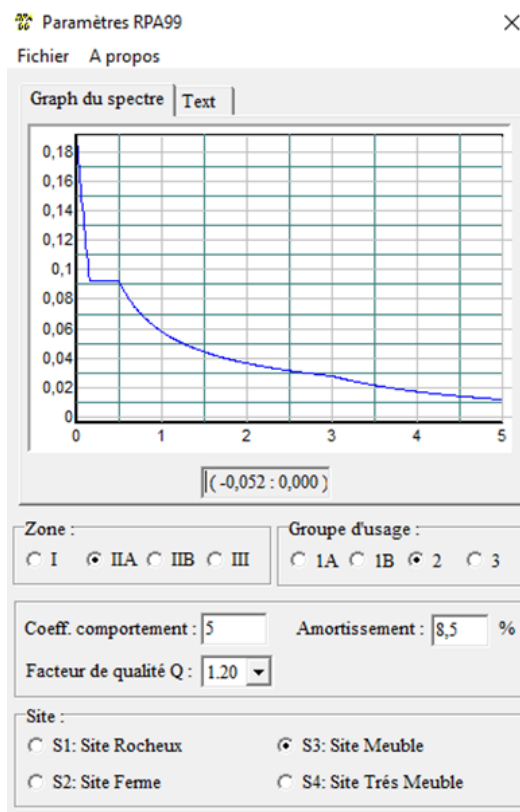


Fig-IV-16. Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

Enregistré on va choisir l'emplacement du dossier → **Nom Enregistré**
Define → **Reponce spectrum function** → **Spectrum from file** et **Add new**
Function Complete le tableau, **Browse**, importer le fichier **RPA** déjà enregistré **Display**
graph **Covert**
To used defined → **ok**

Chapitre IV :Modélisation

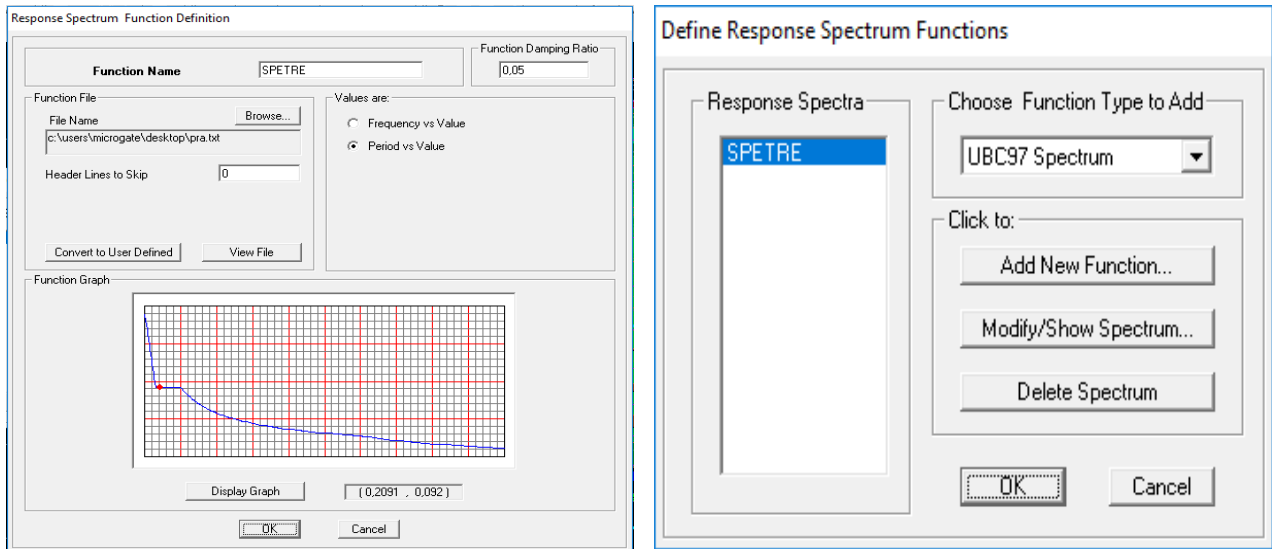
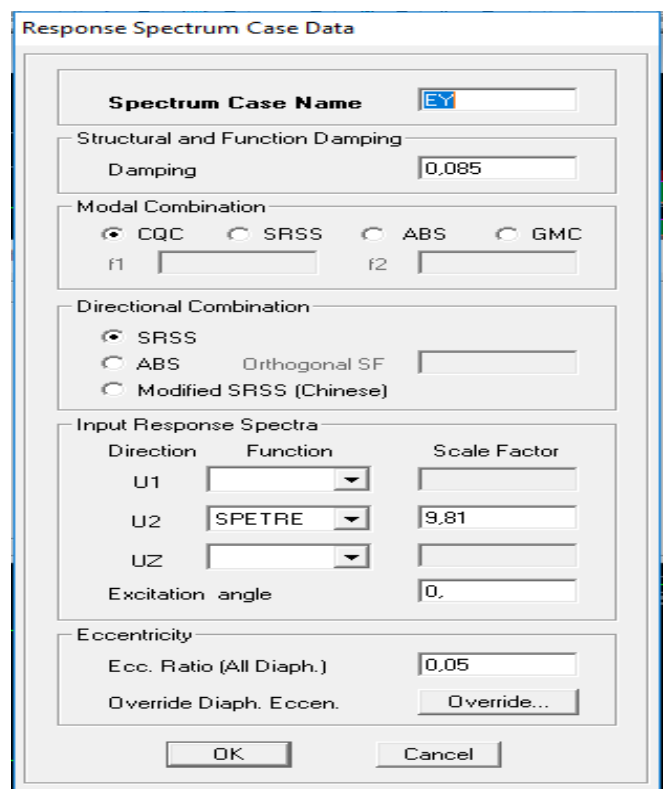
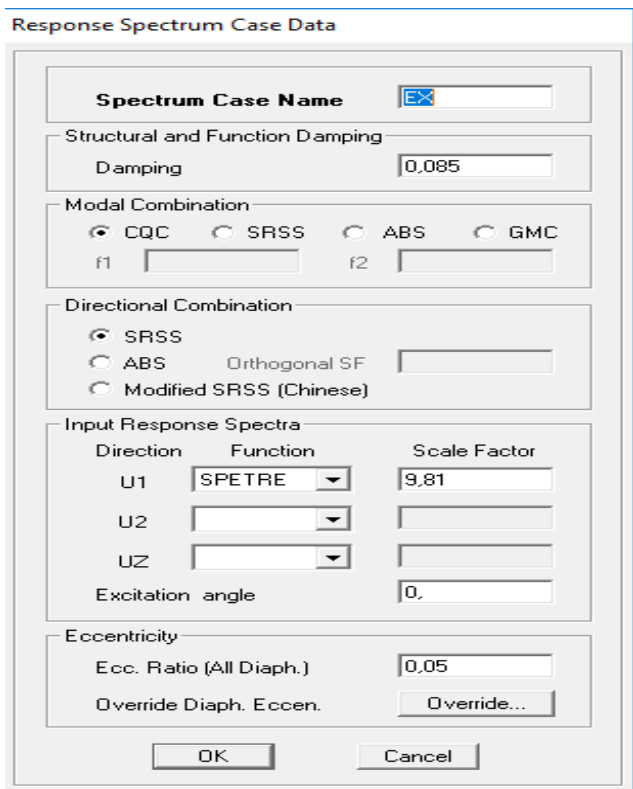


Fig- IV-17 : Introduction du spectre de réponse

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**



Chapitre IV :Modélisation

Fig- IV-18 : Définition du chargement EX et EY (séisme)

Etape 3 :

a) Introduction des combinaisons d'actions :

➤ **Combinaisons selon le BAEL :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

➤ **Combinaisons selon le RPA :**

$G + Q + Ex$

$G + Q - Ex$

$G + Q + Ey$

$G + Q - Ey$

$0.8G + Ex$

$0.8G - Ex$

$0.8G + Ey$

$0.8G - Ey$

➤ **Combinaisons de poids :**

$W = G + 0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo** → **Choisir le nom** → **définir les coefficients** .

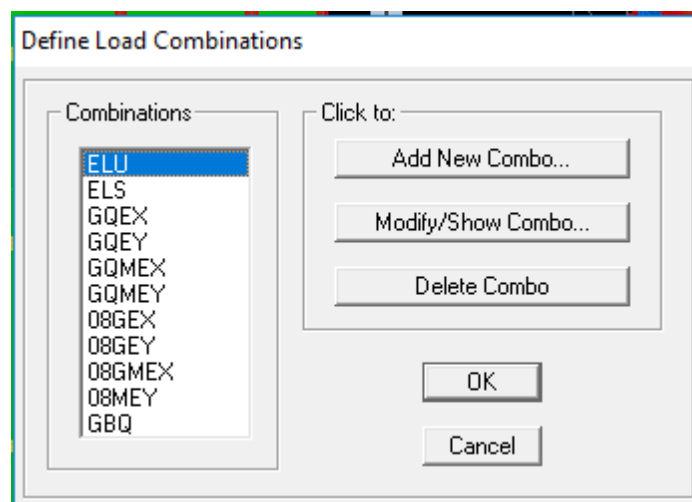


Fig-IV-19 : Introduction des combinaisons d'actions

Etape 4 :

a) Dessiner les éléments de la structure :

➤ **Dessiner les poteaux :**

Draw → **Draw line objects** → **Create columns in region or at**

Clicks (plan) → choisir le nom de Poteau (un simple clic sur le point et le poteau sera

Chapitre IV :Modélisation

dessiné

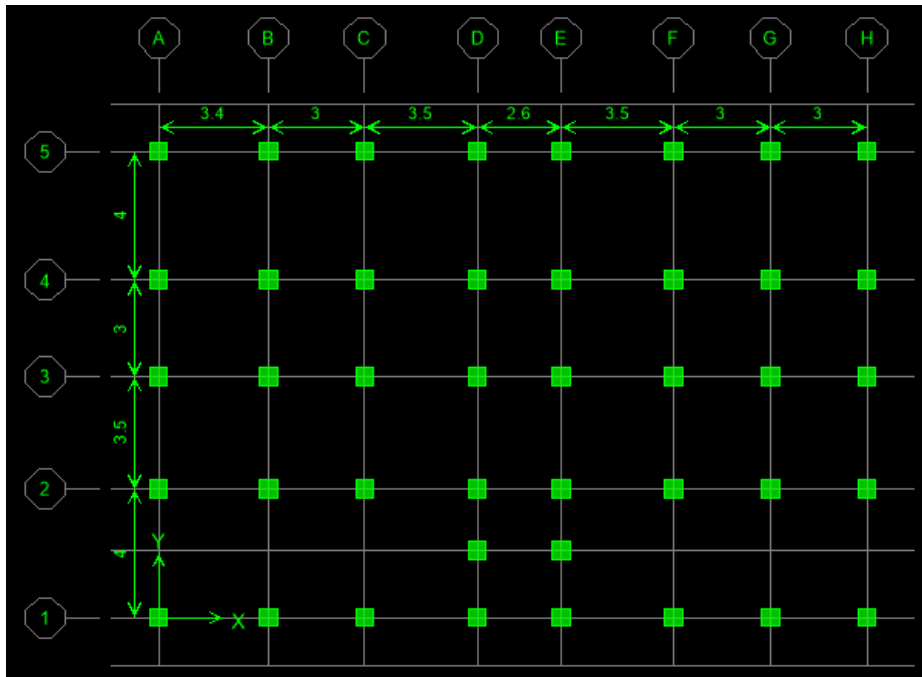


Figure IV.20 : Dessin des poteaux

➤ Dessiner les poutres :

Draw → Draw line → Objects create line in region or at clicks (plan, elev,3D)

Choisir le nom des poutres (dessiner sur l'axe considéré)

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PP30X40
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0

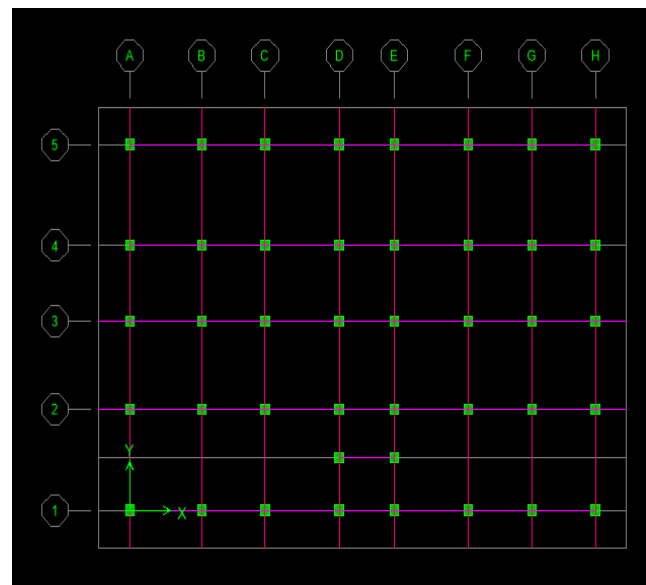


Fig-IV-21 : Dessin des poutres

Chapitre IV :Modélisation

Pour copier les éléments à un autre étage identique

Edit → **Replicate Story** cocher les étages identiques **Ok**

➤ Dessiner les voiles :

Draw → **Draw area Objects** → **create wall in region or at clicks (plan)** → Simple
clique sur l'axe considéré le voile sera dessiné

Si on veut donner une longueur pour le voile :

Draw → **Draw area Objects draw wall (plan)**

Introduire la longueur de voile et dessiner

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VOILE
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

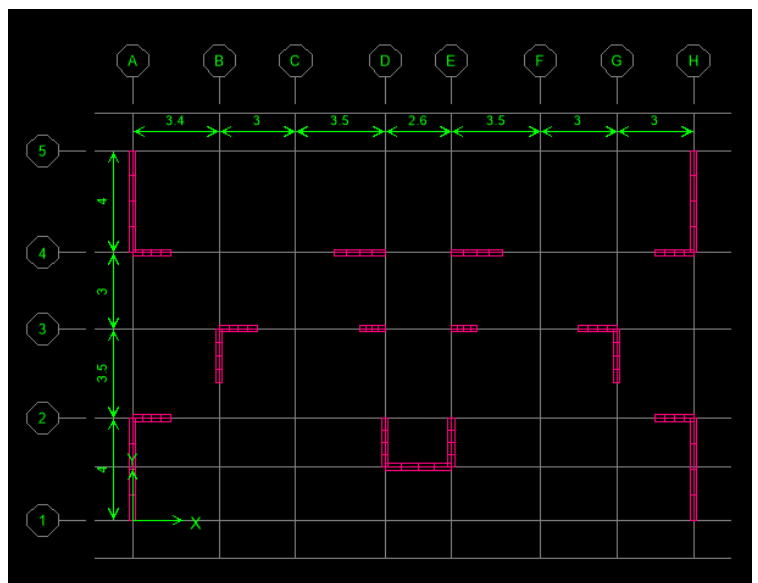


Fig -IV-22 : Dessin des voiles

➤ Dessiner les planchers :

Draw → **Draw area Objects** → **create Area at click (plan, elev)**

Chapitre IV :Modélisation

Properties of Object	
Property	PLANCHER
Local Axis	0.

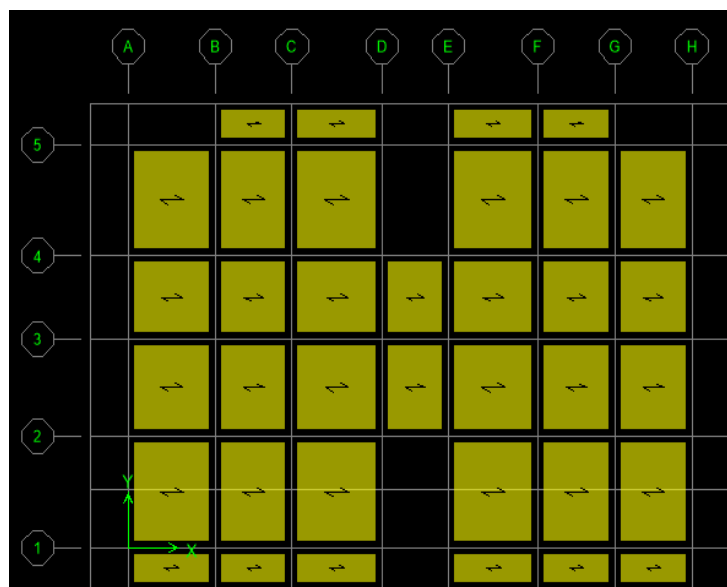


Fig-IV-23 : Dessin des planchers

➤ **Dessiner les dalles pleines :**

Draw → Draw area Objects → Draw Area (plan, elev,3D)

Properties of Object	
Property	DP
Local Axis	0.

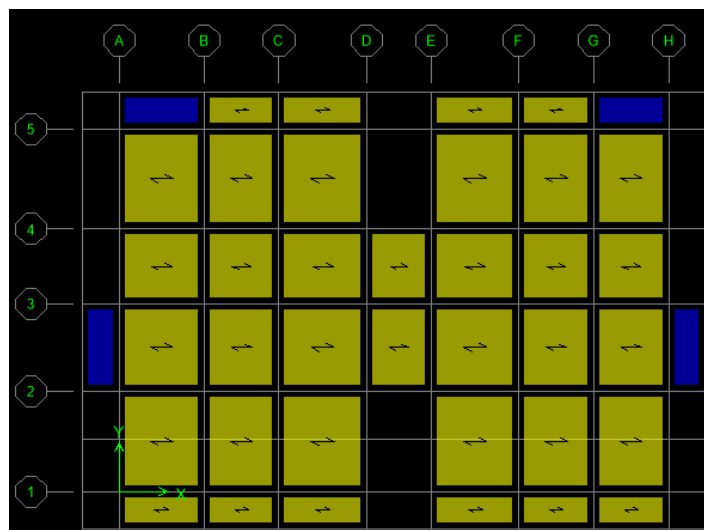


Fig-IV-24 : Dessin des dalles pleines

➤ **Encastrement de la base :**

Chapitre IV :Modélisation

Sélectionner la base de la structure → cocher l'encastrement → ok

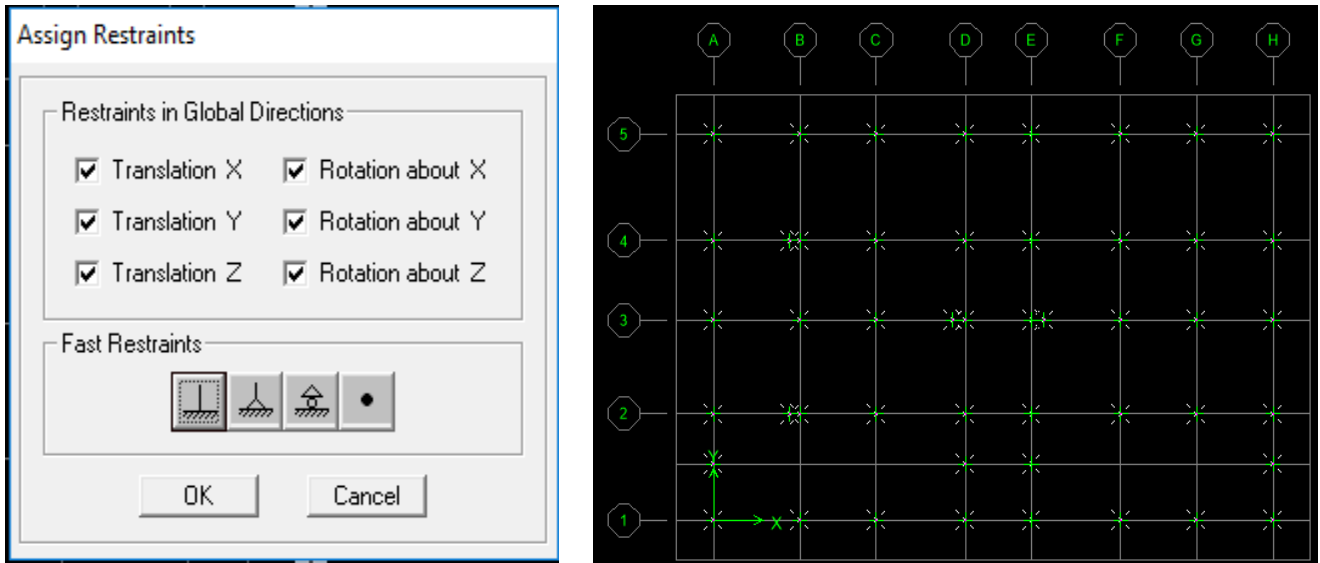


Fig-IV-25 : Encastrement de la base de structure

On obtient le schéma final de la structure :

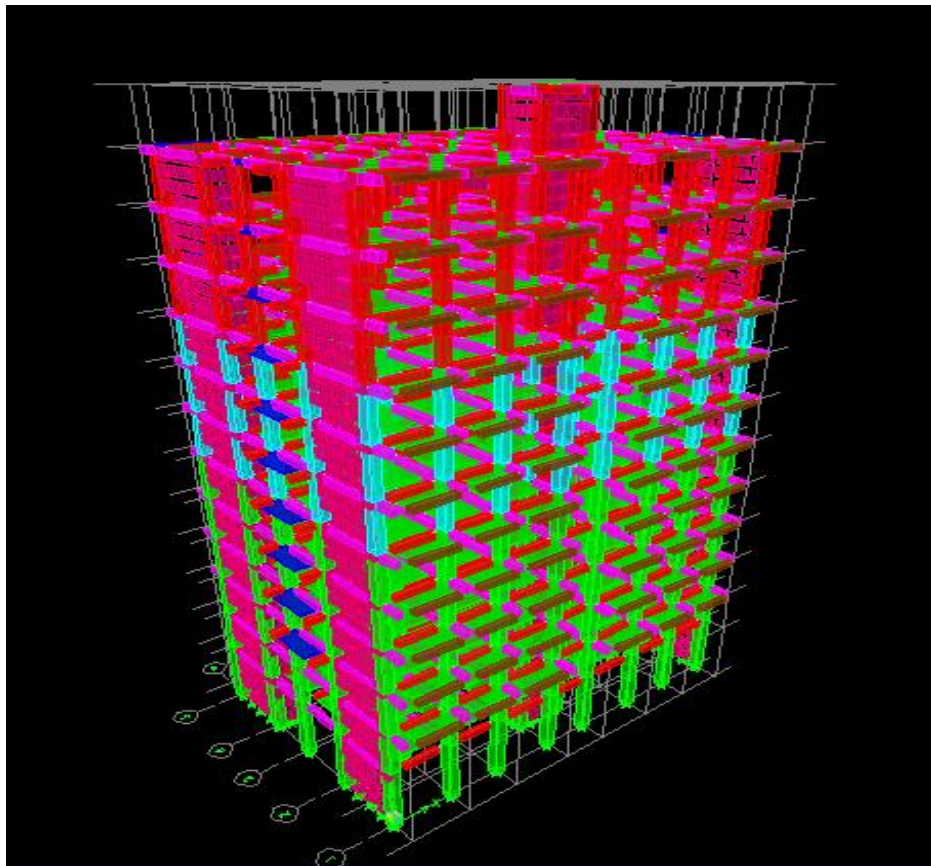


Fig-IV-26 : Vue de la structure en 3D

Etape 5 :

a) Chargement de la structure

➤ **Chargement des balcons :**

Select → by wall/slab/deck → choisir balcon →



Uniform Surface Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Uniform Load

Load: 1.64

Direction: Gravity

Options:

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

Uniform Surface Loads

Load Case Name: Q Units: KN-m

Uniform Load

Load: 3.5

Direction: Gravity

Options:

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

Fig-IV-27 : Chargement de balcon dalle pleine

Chapitre IV :Modélisation

De même pour le balcon, on sélectionne le **plancher terrasse** et après les **planchers étages** on introduit leurs valeurs de G et Q

Etape 6 :

a) spécification des conditions aux limites (diaphragmes)

Sélectionner en plans le premier étage **noeuds DA1** → **Modify**

Show Diaphragm → **Ok**

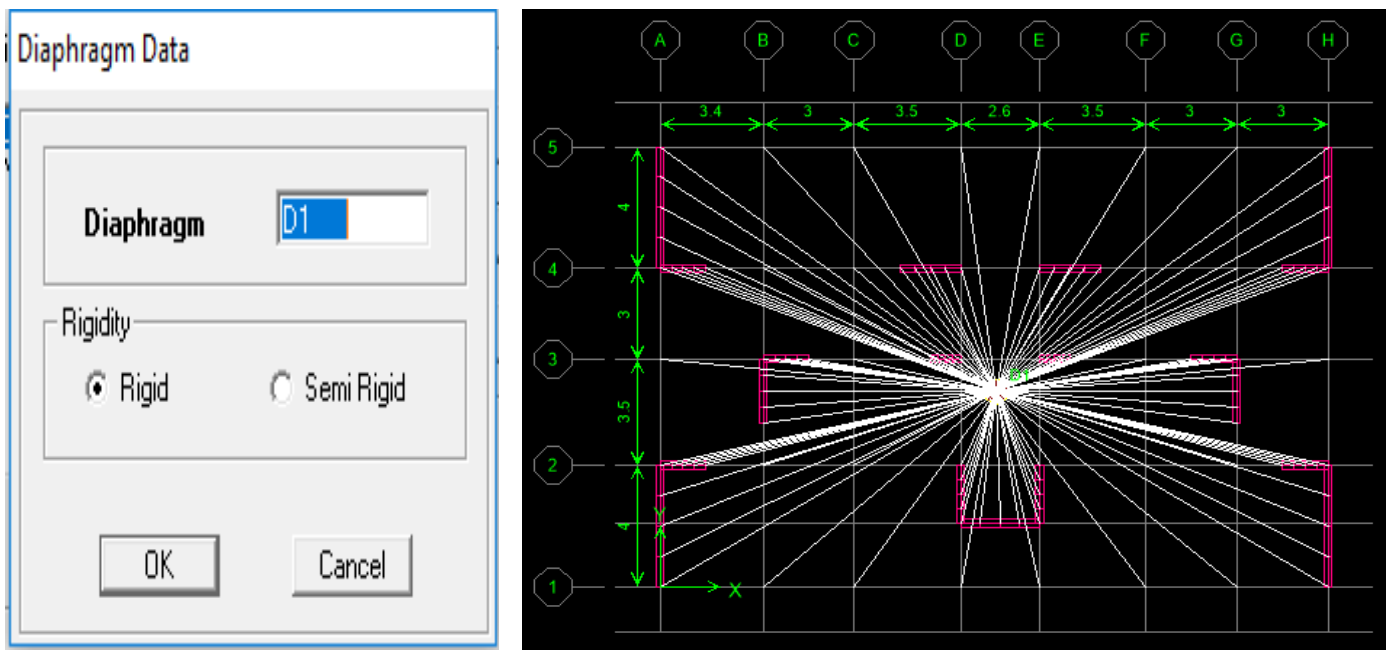


Figure IV.28 : Diaphragme de RDC

On fait la même chose pour les autres étages.

➤ **Analyse de la structure :**

Analyse → **set Analysis Option** → **Set Dynamic Paramètres** → **ok**

Écrire le nombre de modes

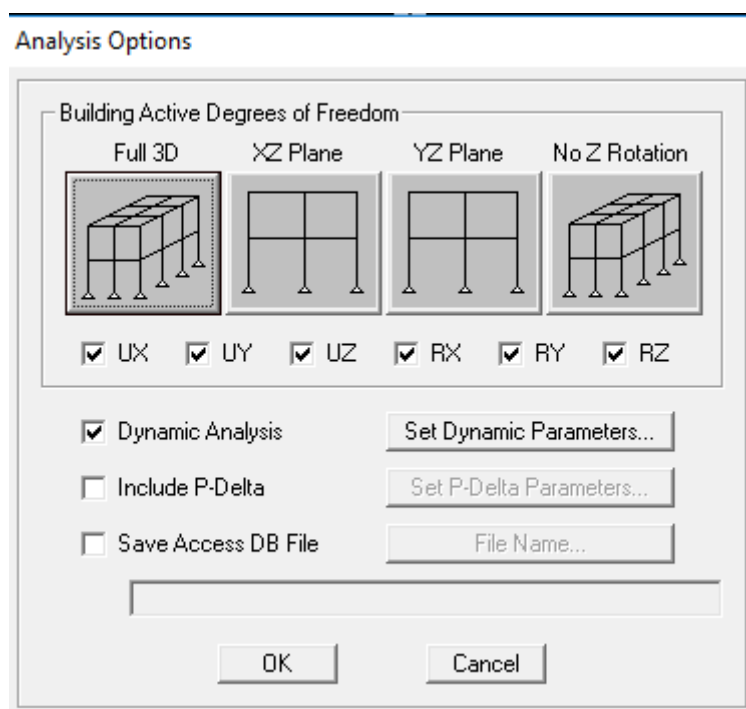


Figure IV.29 : Introduction de nombre de mode

Etape 7:

a) exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour analyser on clique sur **F5** ou analyse → **Run analyse**

Chapitre IV :Modélisation

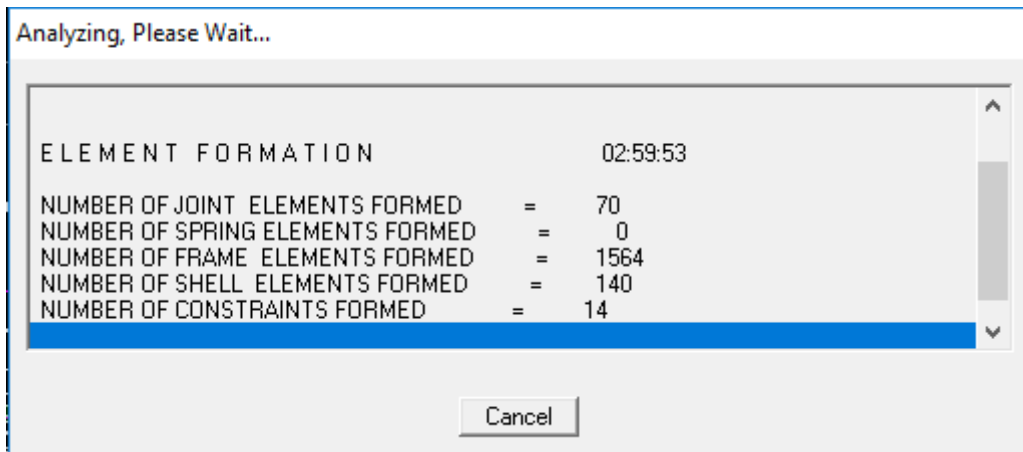


Figure IV.27 : Analyse de la structure

➤ **Vérification des modes :**

Display → Show table → Modal information → Modal Participating Mass Ratios

➤ **Déplacement de la structure selon les modes :**

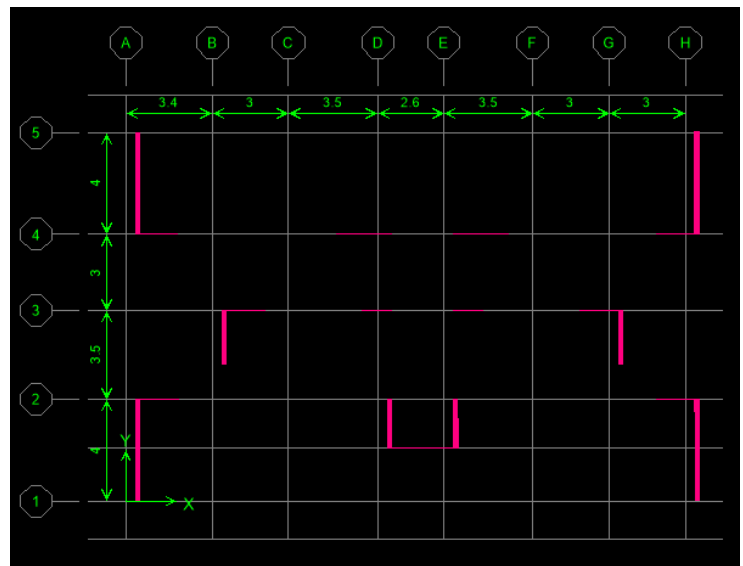
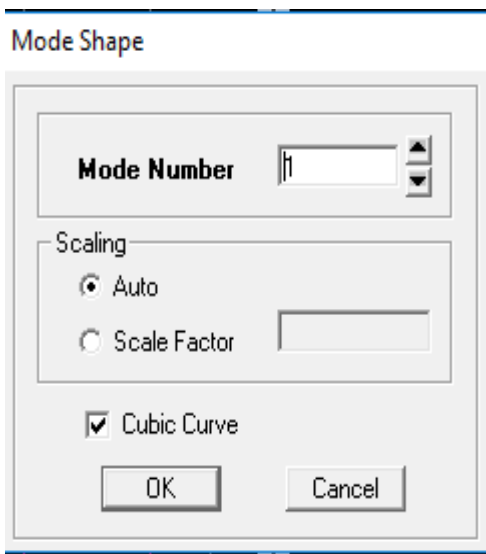


Figure IV.30 : Déplacement de la structure selon le mode 1

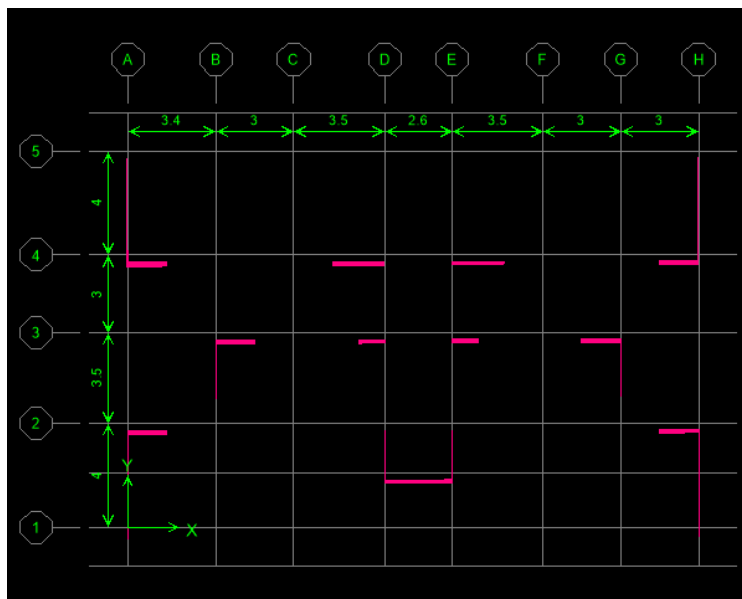
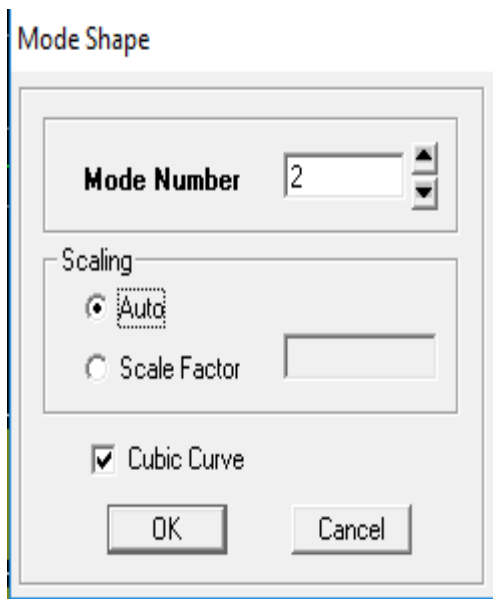


Fig -IV-31 : Déplacement de la structure selon le mode 2

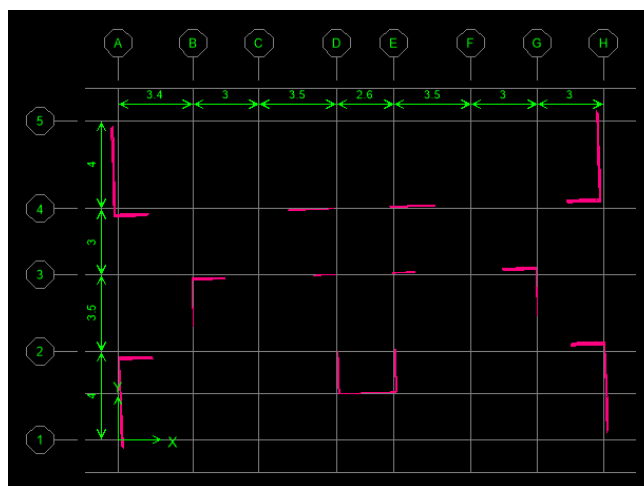
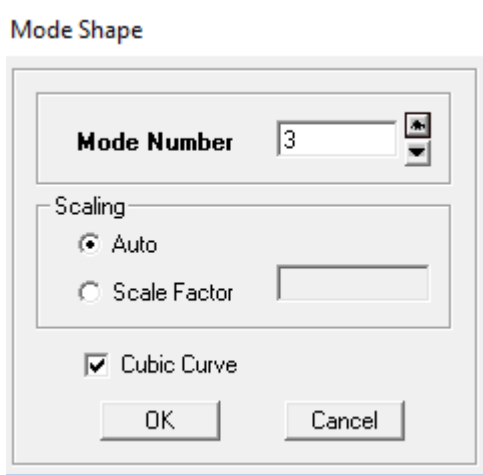


Fig -IV-32 : Déplacement de la structure selon le mode 3 .

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

Introduction :

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques.

De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.1. Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2) :

V.1.1 Conditions d'application (RPA99/Art 4.1.2) :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

- $H \leq 65$ m pour les zones I ; IIa ; IIb.
- $H \leq 30$ m pour la zone III.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les Conditions de hauteur énoncées en 'a', les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2) (pour la zone II, groupe d'usage 2 : si la hauteur est inférieure à 7 niveaux ou 23m)

Remarque :

Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en Zone (IIa) pour les groupes d'usages 2, donc

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

V.2. Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3) :

1) 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.

2) Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V.3. Vérification de la période empirique T :

a. Calcul de la période empirique :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

CT: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

$$T_1 = 0.05 \times (38.24)^{3/4} = 0,77s$$

b. Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\%T = 1.00 \text{ s}$$

c. Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display → show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → modal information → Building Modal Information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... → OK → OK

Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « *Modal Participating Mass Ratios* » .

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	ModalMas
1	0.955457	-64.419182	-0.380864	0.000000	10.653224	-1742.781974	-13.972580	1.000000
2	0.756898	-0.061372	62.278282	0.000000	-1728.661883	-2.203268	-56.596380	1.000000
3	0.691858	3.549843	-6.440346	0.000000	177.244370	83.923597	-551.929705	1.000000
4	0.274134	-27.200076	-0.154956	0.000000	2.343771	-53.707502	-7.535618	1.000000
5	0.186969	-0.127912	30.481920	0.000000	-164.291232	-0.355759	-9.152062	1.000000
6	0.165974	1.318495	0.870807	0.000000	-2.712873	14.875081	273.138043	1.000000
7	0.130515	16.292565	0.054311	0.000000	-0.158129	85.264949	5.031463	1.000000
8	0.080821	-0.088251	17.751745	0.000000	-86.632024	-0.266459	-1.480505	1.000000
9	0.077806	11.389780	0.119030	0.000000	-0.683636	26.163426	17.754096	1.000000
10	0.070686	0.567365	0.113156	0.000000	-0.564128	2.649338	156.092148	1.000000
11	0.052934	8.472530	-0.011589	0.000000	0.067842	24.122025	2.019058	1.000000
12	0.047024	0.004378	11.907064	0.000000	-34.769514	0.042642	-0.082351	1.000000

Figure V.1: Résultats d'analyse dynamique ETABS

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles qu'elles sont dans le tableau suivant :

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

Mode	Period
1	0.955457
2	0.756898
3	0.691858
4	0.274134
5	0.186969
6	0.165974
7	0.130515
8	0.080821
9	0.077806
10	0.070686
11	0.052934
12	0.047024

Tableau V.1 : récapitulatif des périodes en fonction des modes

d. Comparaison des résultats :

On a :

- La période calculée $T = 0.77$ s
- La période majorée $T_{maj} = 1.00$ s
- La période ETABS $T_{etabs} = 0.955$ s
- On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). → **La période est vérifiée**

V.4. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (Additionnelle) égale ± 0.05 . (« L » étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de L'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

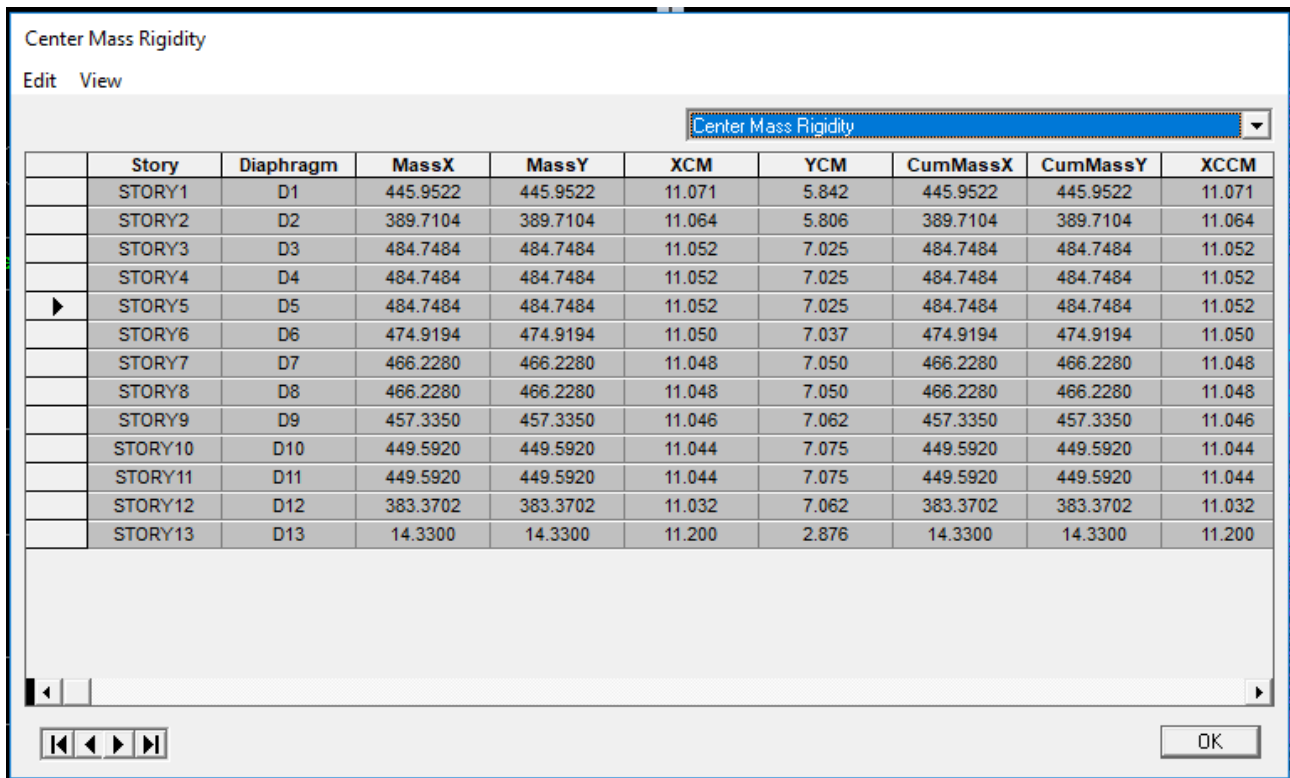
Display→show tables

ANALYSIS RESULTS → building output

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos...→ OK → Ok

Les résultats s'afficheront comme suit :



The screenshot shows a software window titled "Center Mass Rigidity" with a menu bar containing "Edit" and "View". Below the menu bar is a dropdown menu currently set to "Center Mass Rigidity". The main area of the window contains a table with the following data:

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
	STORY1	D1	445.9522	445.9522	11.071	5.842	445.9522	445.9522	11.071
	STORY2	D2	389.7104	389.7104	11.064	5.806	389.7104	389.7104	11.064
	STORY3	D3	484.7484	484.7484	11.052	7.025	484.7484	484.7484	11.052
	STORY4	D4	484.7484	484.7484	11.052	7.025	484.7484	484.7484	11.052
▶	STORY5	D5	484.7484	484.7484	11.052	7.025	484.7484	484.7484	11.052
	STORY6	D6	474.9194	474.9194	11.050	7.037	474.9194	474.9194	11.050
	STORY7	D7	466.2280	466.2280	11.048	7.050	466.2280	466.2280	11.048
	STORY8	D8	466.2280	466.2280	11.048	7.050	466.2280	466.2280	11.048
	STORY9	D9	457.3350	457.3350	11.046	7.062	457.3350	457.3350	11.046
	STORY10	D10	449.5920	449.5920	11.044	7.075	449.5920	449.5920	11.044
	STORY11	D11	449.5920	449.5920	11.044	7.075	449.5920	449.5920	11.044
	STORY12	D12	383.3702	383.3702	11.032	7.062	383.3702	383.3702	11.032
	STORY13	D13	14.3300	14.3300	11.200	2.876	14.3300	14.3300	11.200

At the bottom of the window, there are navigation buttons (back, forward, etc.) and an "OK" button.

Figure V.2: Vérification de l'excentricité

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Avec :

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

$$ex = |XCM - XCR|$$

$$ey = |YCM - YCR|$$

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY1	D1	11.071	5.842	11.064	6.387	0.007	-0.545
STORY2	D2	11.064	5.806	11.081	6.249	-0.017	-0.443
STORY3	D3	11.052	7.025	11.103	6.35	-0.051	-0.675
STORY4	D4	11.052	7.025	11.125	6.532	-0.073	0.493
STORY5	D5	11.052	7.025	11.145	6.723	-0.093	0.302
STORY6	D6	11.05	7.037	11.164	6.902	-0.114	0.135
STORY7	D7	11.048	7.05	11.181	7.065	-0.133	-0.015
STORY8	D8	11.048	7.05	11.196	7.212	-0.148	-0.162
STORY9	D9	11.046	7.062	11.21	7.342	-0.164	-0.28
STORY10	D10	11.044	7.075	11.223	7.455	-0.179	-0.38
STORY11	D11	11.044	7.075	11.233	7.549	-0.189	-0.474
STORY12	D12	11.032	7.062	11.24	7.615	-0.208	-0.553
STORY13	D13	11.200	2.876	11.21	3.016	-0.01	-0.14

Tableau V.2: Vérification de l'excentricité

a. Comparaison des résultats :

▪ Sens longitudinal

$$5\% L_x \geq |ex| \rightarrow 0.05 \times 24.90 = 1.24 > 0.208 \implies \text{condition vérifiée}$$

▪ Sens transversal

$$5\% L_y \geq |ey| \rightarrow 0.05 \times 17.44 = 0.872 > 0.675 \implies \text{condition vérifiée}$$

b. Justification de la régularité en plan

$$ex = 0.208\text{m} < 15\% L_x = 3.735\text{m} \implies \text{condition vérifiée}$$

$$ey = 0.675\text{m} < 15\% L_y = 2.616\text{m} \implies \text{condition vérifiée}$$

V.5. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

Mode	Période	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.955457	76.1476	0.0055	0
2	0.756898	76.1489	71.0177	0
3	0.691858	76.3763	71.6802	0
4	0.274134	89.9348	71.6809	0
5	0.186969	89.9352	88.8815	0
6	0.165974	89.9609	88.8926	0
7	0.130515	94.8285	88.8927	0
8	0.080821	94.8286	94.7074	0
9	0.077806	97.1722	94.7075	0
10	0.070686	97.2055	94.7076	0
11	0.052934	98.4751	94.7076	0
12	0.047024	98.4751	97.2856	0

Tableau V.3 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dans le 8^{ème} mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

V.6. Justification du système de contreventement :

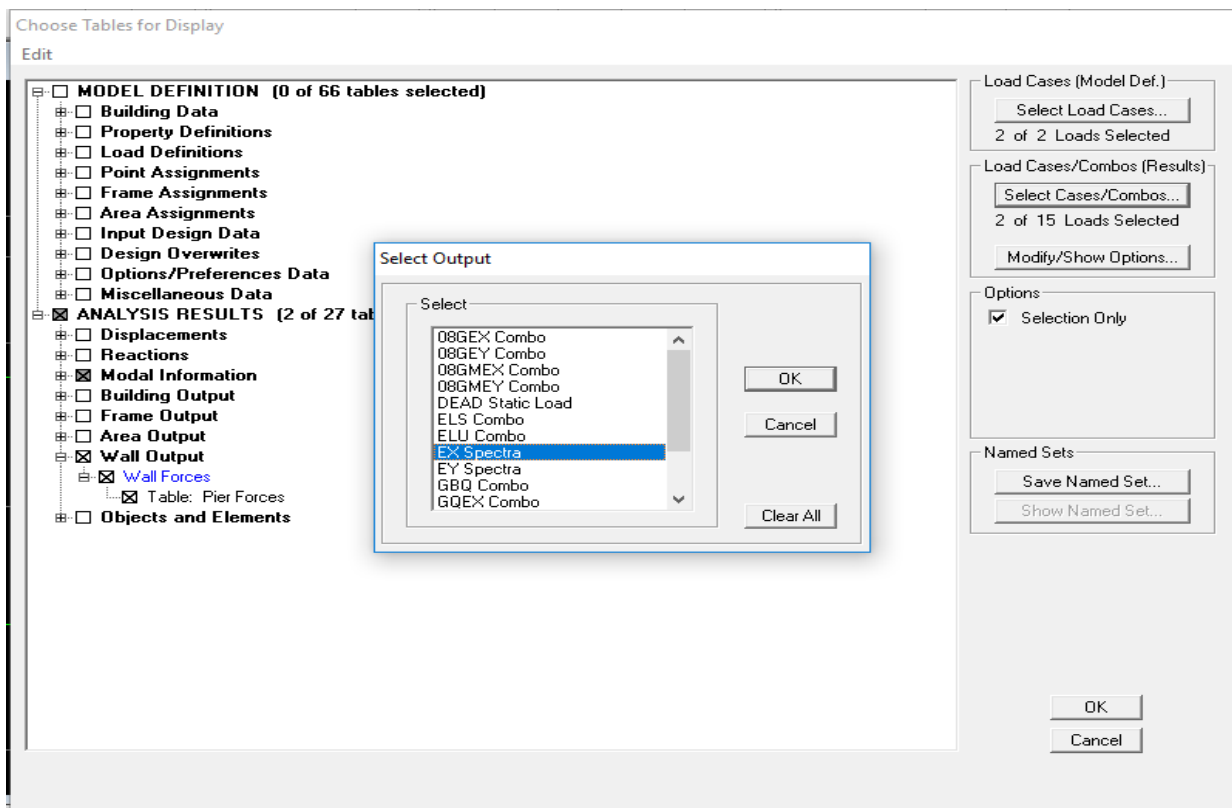
L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer

a. Charges horizontales reprise par les voiles :

Les efforts qui sont repris par les voiles sont obtenus par ETABS en suivant le cheminement ci-après

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

Select →by Pier ID → on sélection les VL(voile longitudinal) →Display →show table



- on choisit ensuite la combinaison Ex en cliquant sur :

→Wall Output →Wall Pier Force

→ OK→OK

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante :

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY1	VL1/01	EX	Top	165.26	195.77	0.11	0.424	0.205
	STORY1	VL1/01	EX	Bottom	541.84	196.94	0.21	0.282	0.435
	STORY1	VL1/01	EY	Top	85.41	9.39	0.42	1.148	2.146
	STORY1	VL1/01	EY	Bottom	98.17	9.49	1.86	0.754	7.402
	STORY1	VL1/02	EX	Top	168.99	195.71	0.10	0.412	0.160
	STORY1	VL1/02	EX	Bottom	545.41	196.88	0.19	0.288	0.336
	STORY1	VL1/02	EY	Top	86.13	9.40	0.45	1.270	2.209
	STORY1	VL1/02	EY	Bottom	99.68	9.50	1.90	0.675	7.489
	STORY1	VL2/01	EX	Top	81.70	40.37	0.49	0.216	0.071
	STORY1	VL2/01	EX	Bottom	269.83	40.24	0.31	0.173	0.478
	STORY1	VL2/01	EY	Top	27.68	0.82	0.56	0.349	0.870
	STORY1	VL2/01	EY	Bottom	25.14	0.77	1.20	0.317	4.041
	STORY1	VL2/02	EX	Top	83.26	40.33	0.48	0.213	0.060
	STORY1	VL2/02	EX	Bottom	271.27	40.23	0.30	0.173	0.420
	STORY1	VL2/02	EY	Top	29.01	0.71	0.59	0.399	0.898
	STORY1	VL2/02	EY	Bottom	27.61	0.73	1.23	0.277	4.083
	STORY1	VL3/01	EX	Top	284.32	127.43	0.26	0.349	0.063
	STORY1	VL3/01	EY	Bottom	686.21	121.45	0.91	0.699	0.063

Figure V.3: les charges reprises par les voiles longitudinaux

On copie ces tableaux sur l'excel, ensuite on relève la somme de V_x telle que :

$$V_{X\text{voile}} = 31940.67 \text{ KN}$$

On suit les mêmes étapes pour les VT (voiles transversaux), on change les combinaisons **EX** par **EY**

→ OK → OK

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante :

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

Pier Forces

Edit View

Pier Forces

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY1	VT1/01	EY	Top	802.07	564.88	0.38	1.659	0.610
	STORY1	VT1/01	EY	Bottom	923.55	548.19	0.96	2.621	2.082
	STORY1	VT1/02	EY	Top	804.54	579.35	0.45	1.522	0.602
	STORY1	VT1/02	EY	Bottom	928.92	562.47	0.95	2.630	1.985
	STORY1	VT1/03	EY	Top	820.83	552.23	0.24	1.672	0.597
	STORY1	VT1/03	EY	Bottom	943.24	531.90	0.99	2.945	1.778
	STORY1	VT1/04	EY	Top	779.92	564.35	0.27	1.450	0.505
	STORY1	VT1/04	EY	Bottom	901.96	543.79	0.87	2.887	1.401
	STORY1	VT2/01	EY	Top	92.54	132.11	0.33	0.667	0.283
	STORY1	VT2/01	EY	Bottom	363.02	130.07	0.55	0.728	0.494
	STORY1	VT2/02	EY	Top	117.98	132.91	0.31	0.683	0.278
	STORY1	VT2/02	EY	Bottom	390.45	130.94	0.48	0.807	0.365
	STORY1	VT3/01	EY	Top	201.02	140.48	0.24	0.812	0.265
	STORY1	VT3/01	EY	Bottom	263.93	140.71	0.44	0.486	0.658
	STORY1	VT3/02	EY	Top	228.49	142.64	0.28	0.941	0.225
	STORY1	VT3/02	EY	Bottom	296.51	142.73	0.54	0.569	0.800
	STORY2	VT1/05	EY	Top	666.63	509.16	0.50	3.167	0.495
	STORY2	VT1/05	EY	Bottom	774.33	515.83	0.55	3.450	0.906

◀ ▶

⏪ ⏩

OK

Figure V.4: les charges reprises par les voiles transversaux

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite on relève la somme de V_x tel que :
 $V_{\text{voile}} = 35119.65\text{KN}$

b. Charges horizontales reprise par le bâtiment

- On clique d'abord sur : *Display* → *Show Table*
- On choisit ensuite la combinaison Ex

Bulding Out put → *Story Shear* → *OK* → *OK*

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante :

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY13	EX	Top	0.00	20.40	0.15	61.948	0.000	0.000
	STORY13	EX	Bottom	0.00	20.40	0.15	61.948	0.455	62.41
	STORY12	EX	Top	0.00	428.92	3.19	3334.574	0.455	62.41
	STORY12	EX	Bottom	0.00	428.92	3.19	3334.574	10.200	1372.9
	STORY11	EX	Top	0.00	795.44	6.38	6167.840	10.200	1372.9
	STORY11	EX	Bottom	0.00	795.44	6.38	6167.840	29.703	3784.3
	STORY10	EX	Top	0.00	1100.46	9.18	8499.578	29.703	3784.3
	STORY10	EX	Bottom	0.00	1100.46	9.18	8499.578	57.748	7083.1
	STORY9	EX	Top	0.00	1369.21	11.69	10580.039	57.748	7083.1
	STORY9	EX	Bottom	0.00	1369.21	11.69	10580.039	93.364	11159.4
	STORY8	EX	Top	0.00	1605.55	13.91	12439.872	93.364	11159.4
	STORY8	EX	Bottom	0.00	1605.55	13.91	12439.872	135.649	15916.3
	STORY7	EX	Top	0.00	1814.22	15.81	14102.962	135.649	15916.3
	STORY7	EX	Bottom	0.00	1814.22	15.81	14102.962	183.612	21260.2
	STORY6	EX	Top	0.00	2001.22	17.44	15614.155	183.612	21260.2
	STORY6	EX	Bottom	0.00	2001.22	17.44	15614.155	236.399	27121.3
	STORY5	EX	Top	0.00	2169.80	18.79	17020.651	236.399	27121.3
	STORY5	EX	Bottom	0.00	2169.80	18.79	17020.651	283.166	32438.7

⏪ ⏩ ⏴ ⏵

OK

Figure V.5: Charges horizontales reprise par le bâtiment dans le sens longitudinal

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite on relève la somme de V_x tel que :

$$V_x = 42212.06 \text{ KN}$$

Ensuite les mêmes étapes pour la combinaison **EY**

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante :

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY13	EY	Top	0.00	0.54	25.07	284.453	0.000	0.000
	STORY13	EY	Bottom	0.00	0.54	25.07	284.453	76.724	1.650
	STORY12	EY	Top	0.00	2.56	514.35	6247.270	76.724	1.650
	STORY12	EY	Bottom	0.00	2.56	514.35	6247.270	1648.045	8.329
	STORY11	EY	Top	0.00	5.20	941.03	11467.789	1648.045	8.329
	STORY11	EY	Bottom	0.00	5.20	941.03	11467.789	4506.767	23.87
	STORY10	EY	Top	0.00	7.66	1277.17	15639.677	4506.767	23.87
	STORY10	EY	Bottom	0.00	7.66	1277.17	15639.677	8338.524	46.93
	STORY9	EY	Top	0.00	9.97	1574.37	19377.754	8338.524	46.93
	STORY9	EY	Bottom	0.00	9.97	1574.37	19377.754	13000.672	76.92
	STORY8	EY	Top	0.00	12.15	1840.59	22750.700	13000.672	76.92
	STORY8	EY	Bottom	0.00	12.15	1840.59	22750.700	18411.839	113.35
	STORY7	EY	Top	0.00	14.16	2069.19	25689.631	18411.839	113.35
	STORY7	EY	Bottom	0.00	14.16	2069.19	25689.631	24474.856	155.67
	STORY6	EY	Top	0.00	16.04	2271.14	28334.542	24474.856	155.67
	STORY6	EY	Bottom	0.00	16.04	2271.14	28334.542	31104.486	203.36
	STORY5	EY	Top	0.00	17.75	2447.20	30674.507	31104.486	203.36
	STORY5	EY	Bottom	0.00	17.75	2447.20	30674.507	38224.362	255.81

OK

Figure V.6: Charges horizontales reprise par le bâtiment dans le sens transversal

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite on relève la somme de V_Y tel que :

$$V_Y = 47801.36KN$$

c. charges verticales reprises par le bâtiment :

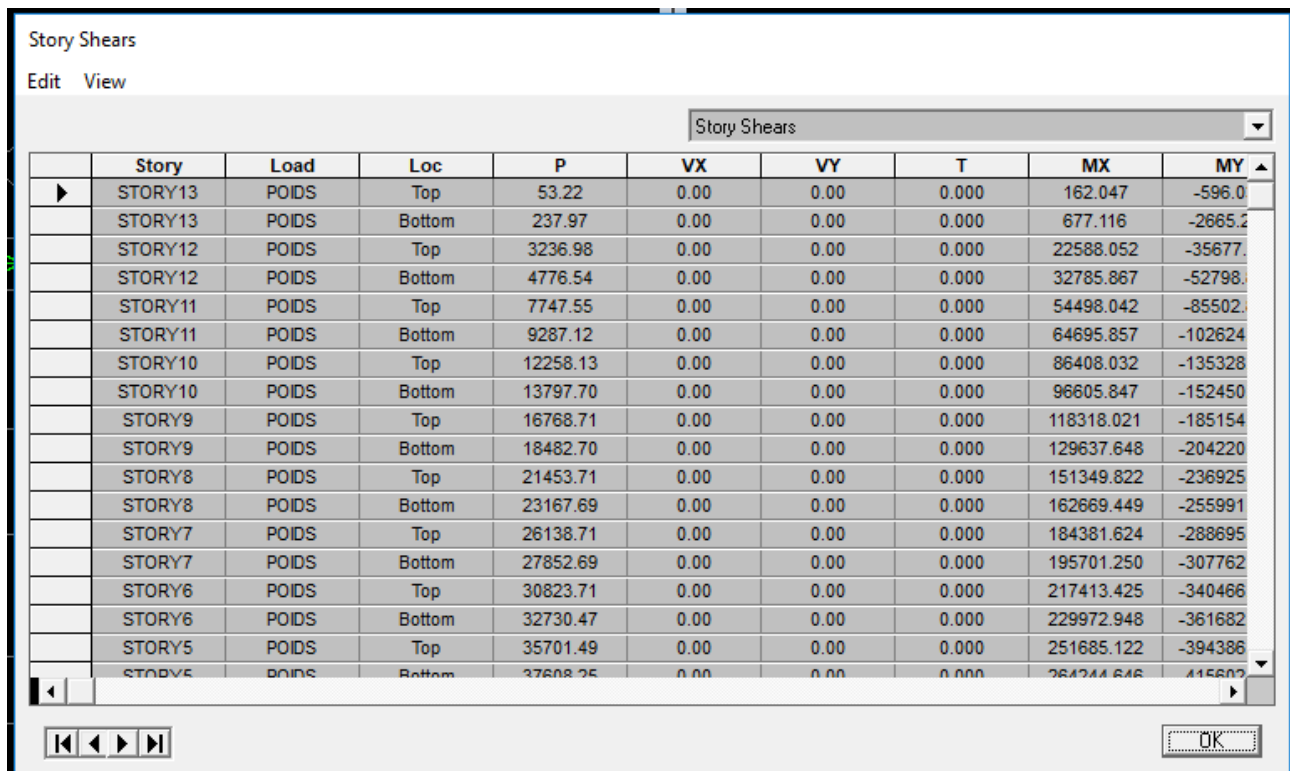
on clique d'abord sur : *Display* → *Show Table*

On choisit ensuite la combinaison GBQ (poids)

on clique sur: *Display* → *show table* → *Bulding Out put* → *Story Shear* → *OK* → *OK*

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante:

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA



Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY13	POIDS	Top	53.22	0.00	0.00	0.000	162.047	-596.0
	STORY13	POIDS	Bottom	237.97	0.00	0.00	0.000	677.116	-2665.2
	STORY12	POIDS	Top	3236.98	0.00	0.00	0.000	22588.052	-35677.
	STORY12	POIDS	Bottom	4776.54	0.00	0.00	0.000	32785.867	-52798.
	STORY11	POIDS	Top	7747.55	0.00	0.00	0.000	54498.042	-85502.
	STORY11	POIDS	Bottom	9287.12	0.00	0.00	0.000	64695.857	-102624
	STORY10	POIDS	Top	12258.13	0.00	0.00	0.000	86408.032	-135328
	STORY10	POIDS	Bottom	13797.70	0.00	0.00	0.000	96605.847	-152450
	STORY9	POIDS	Top	16768.71	0.00	0.00	0.000	118318.021	-185154
	STORY9	POIDS	Bottom	18482.70	0.00	0.00	0.000	129637.648	-204220
	STORY8	POIDS	Top	21453.71	0.00	0.00	0.000	151349.822	-236925
	STORY8	POIDS	Bottom	23167.69	0.00	0.00	0.000	162669.449	-255991
	STORY7	POIDS	Top	26138.71	0.00	0.00	0.000	184381.624	-288695
	STORY7	POIDS	Bottom	27852.69	0.00	0.00	0.000	195701.250	-307762
	STORY6	POIDS	Top	30823.71	0.00	0.00	0.000	217413.425	-340466
	STORY6	POIDS	Bottom	32730.47	0.00	0.00	0.000	229972.948	-361682
	STORY5	POIDS	Top	35701.49	0.00	0.00	0.000	251685.122	-394386
	STORY5	POIDS	Bottom	37608.25	0.00	0.00	0.000	264244.646	-415602

Navigation icons: Home, Previous, Next, End

OK

Figure V.7: Charges verticale reprise par le bâtiment

On tire ensuite W_T telle que $W_T = 56261.5KN$

d. charges verticales reprises par les voiles :

On sélectionne d'abord les nœuds des voiles à la base ; On clique sur : *Display* → *show table*

On choisit la combinaison GBQ et en cliquant sur : → *rection* → *OK* → *OK*

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante :

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

Support Reactions

Edit View

Support Reactions

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
▶	BASE	125	POIDS	-0.02	0.43	442.79	-0.042	-0.028	0.000
	BASE	126	POIDS	-0.04	0.59	444.78	-0.056	-0.050	0.000
	BASE	127	POIDS	-0.07	0.59	446.84	-0.061	-0.084	0.000
	BASE	128	POIDS	0.02	0.50	447.57	-0.050	0.059	0.000
	BASE	129	POIDS	0.04	0.66	449.23	-0.062	0.086	0.000
	BASE	130	POIDS	0.07	0.65	450.93	-0.066	0.124	0.000
	BASE	131	POIDS	-0.05	0.64	421.28	-0.062	-0.076	0.000
	BASE	132	POIDS	-0.01	0.90	423.64	-0.065	-0.027	0.000
	BASE	133	POIDS	0.00	1.17	426.12	-0.130	-0.005	0.000
	BASE	134	POIDS	0.06	0.62	430.98	-0.060	0.115	0.000
	BASE	135	POIDS	0.02	0.89	432.90	-0.064	0.062	-0.000
	BASE	136	POIDS	-0.01	1.16	434.92	-0.129	0.035	0.000
	BASE	137	POIDS	-0.06	0.05	301.22	-0.037	-0.010	0.000
	BASE	139	POIDS	0.21	0.05	298.75	-0.038	0.025	0.000
	BASE	140	POIDS	0.00	1.04	219.28	-0.114	0.015	0.000
	BASE	142	POIDS	0.01	1.02	219.96	-0.101	0.031	0.000
	BASE	143	POIDS	0.00	0.99	222.87	-0.109	0.003	0.000
	BASE	145	POIDS	0.01	0.97	223.49	0.097	0.014	0.000

◀ ▶

OK

Figure V.8: Charges verticale reprise par les voiles.

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite en relève la somme de Fz telle que :

$$Fz = 10705.38 \text{ KN}$$

Calculs des pourcentages

- Les charges par rapport à x-x

$$VX = 42212.06 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$VX_{\text{voile}} = 25598.42 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$\rightarrow X = 60.64\%$$

Les charges par rapport à y-y

$$VY = 47801.36 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$VY_{\text{voile}} = 35119.65 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$\rightarrow X = 73.46\%$$

e. Les charges du poids du bâtiment par rapport au poids des voiles :

$$Wt = 56261.5 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$FZ = 10705.38 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$\rightarrow X = 19.02\%$$

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
Unités	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	42212.06	100	25598.42	60.64
Sens Ey	47801.36	100	35119.65	73.46
GBQ	56261.5	100	10705.38	19.02

Tableau V.4 : Justification du système de contreventement

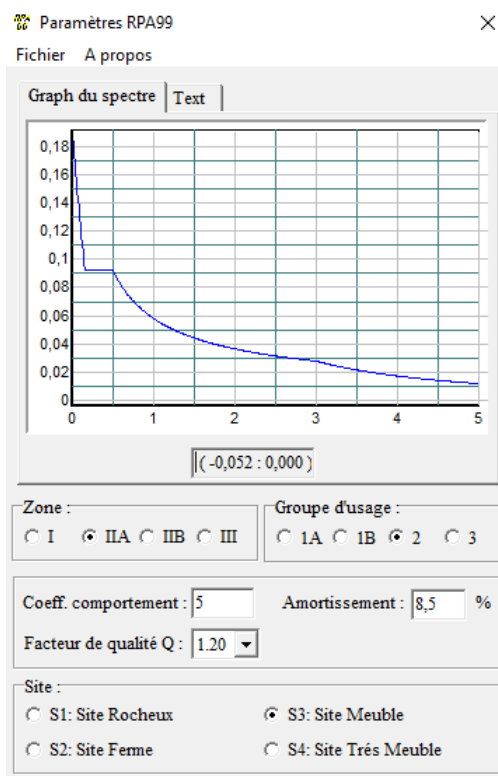


Figure V.9: spectre de repense

Les résultats ci-dessus confirment l'article 3.4 du RPA99 vs 2003, qui classe les systèmes de contreventement. On adopte un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, dont le coefficient de comportement $R=5$ d'après le **tableau (4.3) RPA99 vs 2003**.

V.7. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t \dots \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

a. Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique IIa
- } → A = 0.15 (Annexe 1 ; Tab 4.1 RPA99)

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site du facteur de correction d'amortissement ($\epsilon\%$) et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

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 < T_{etabs}= 0.994s < 3s donc : D=2.5 η (T₂/ T) ^{2/3}

➤ le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\epsilon}} \geq 0.7$$

($\epsilon\%$) : est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

Remplissage	Portiques		Voiles ou mur
	Béton Armé	Acier	Béton Armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Remarque :

Il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur pour une structure mixte. Cependant, on a adopté suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante $\xi = 8.5\%$ qui est la moyenne entre les deux valeurs $\xi = 7\%$ (portique en béton armé) et $\xi = 10\%$ (structure en voiles)

D'où $\eta = 0.76 > 0.7$condition vérifiée

Alors :

$$D = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.994} \right)^{2/3} = 1.20$$

W_t : poids de la structure donné par le Logiciel ETABS.

$W_t = 49869.96 \text{ KN}$

Facteur de qualité Q

Critères à vérifier	P_q (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
$Q = 1 + \sum_i^n Pq$	1,20

Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.20
Facteur de qualité Q	1.20
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	49869.96

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.20 \times 1.2}{5} (49869.96) = 2154.38$$

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

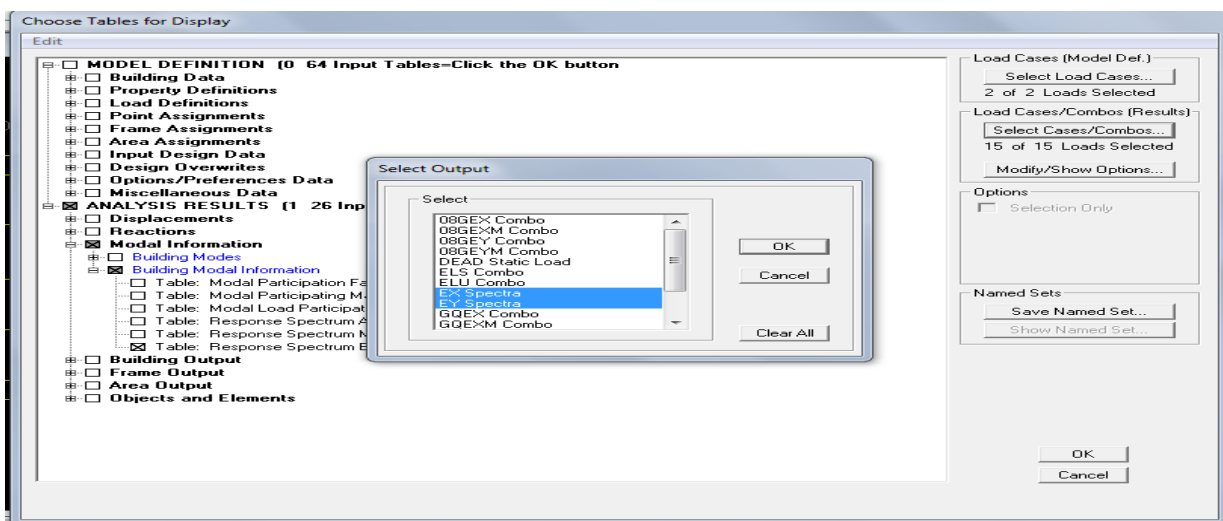
$$V_{RPA}=2154.38 \text{ kN}$$

V.8.Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

display→show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS→modal Information→building modal information

Puis on définit les combinaisons **Ex** et **Ey** en cliquant sur :

Select cases/combos...→OK→OK

Les résultats s'afficheront comme suit :

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	0.45	0.09	0.00	-0.447	2.102	-0.06
	EX	11	U1	108.41	-0.15	0.00	0.868	308.650	-502.5
	EX	12	U1	0.00	0.08	0.00	-0.236	0.000	0.89
	EX	All	All	2552.92	21.10	0.00	573.765	65583.767	17669.2
	EY	1	U2	14.31	0.08	0.00	-2.366	387.137	-99.25
	EY	2	U2	-2.60	2637.18	0.00	-73200.291	-93.298	29144.4
	EY	3	U2	-16.55	30.03	0.00	-826.591	-391.383	451.58
	EY	4	U2	3.80	0.02	0.00	-0.328	7.511	-25.71
	EY	5	U2	-3.52	838.57	0.00	-4519.741	-9.787	9296.5
	EY	6	U2	1.04	0.68	0.00	-2.132	11.691	0.24
	EY	7	U2	0.91	0.00	0.00	-0.009	4.754	-5.53
	EY	8	U2	-2.08	418.90	0.00	-2044.335	-6.288	4645.7
	EY	9	U2	1.83	0.02	0.00	-0.110	4.202	-10.36
	EY	10	U2	0.09	0.02	0.00	-0.089	0.419	-0.01
	EY	11	U2	-0.15	0.00	0.00	-0.001	-0.422	0.68
	EY	12	U2	0.08	219.46	0.00	-640.826	0.786	2428.3
	EY	All	All	21.10	2846.26	0.00	74073.924	528.648	31517.8

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F_1 = 2552.92 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F_2 = 2846.26 \text{ KN}$$

a. Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente. Il est rappelé que : $0.8V_{RPA} = 1723.50 \text{ KN}$

- **Sens longitudinal :**

$$V_{x\text{dyn}} = 2552.92 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 1723.50 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$V_{y\text{dyn}} = 2846.26 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 1723.50 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.9. Vérification des déplacements relatifs :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le **paragraphe (4.2.10) du RPA99**, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

$\delta_k = \delta_{ek}$ (RPA 99 formule 4-19)

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement = 5

-Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau «k+1» est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

- **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : *Display* → *show tables*

ANALYSIS RESULTS → *Displacement Data* → *table : Diaphragm CM displacement*

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur *OK*

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey on clique sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur *OK*

Tableaux récapitulatifs des résultats trouvés suivant les deux directions :

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

<i>Niveau</i>	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% H (m)	<i>vérification</i>
13	0.0214	5	0.107	0.0125	0.0306	CV
12	0.0189	5	0.0945	0.006	0.0306	CV
11	0.0177	5	0.0885	0.0065	0.0306	CV
10	0.0164	5	0.082	0,007	0,0485	CV
9	0.015	5	0.075	0,008	0,0306	CV
8	0.015	5	0.067	0.009	0.0306	CV
7	0.0116	5	0.058	0,009	0,0306	CV
6	0.0098	5	0.049	0,0095	0,0306	CV
5	0.0079	5	0.0395	0,0095	0,0306	CV
4	0.006	5	0.03	0,009	0,0306	CV
3	0.0042	5	0.021	0,00085	0,0306	CV
2	0.0025	5	0.0125	0,007	0,0306	CV
1	0.0011	5	0.0055	0.0055	0,0458	CV

Tableau V.6: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens Longitudinal.

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% H (m)	vérification
13	0.0214	5	0.107	0.0065	0.0306	CV
12	0.0201	5	0.1005	0.001	0.0306	CV
11	0.0189	5	0.0995	0.0005	0.0306	CV
10	0.02	5	0.099	0.0005	0,0306	CV
9	0.0197	5	0.0985	0.0135	0,0306	CV
8	0.017	5	0.085	0.008	0,0306	CV
7	0.0154	5	0.077	0.012	0,0306	CV
6	0.013	5	0.065	0.01	0,0306	CV
5	0.0011	5	0.055	0.01	0,0306	CV
4	0.001	5	0.045	0.01	0,0306	CV
3	0.0134	5	0.035	0.03	0,0306	CV
2	0.0007	5	0.005	0.0045	0,0306	CV

Tableau V.7: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

V.10. Vérification du déplacement maximal de la structure

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{38.24}{500} = 0.07648 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

a. Détermination du déplacement maximal avec ETABS :

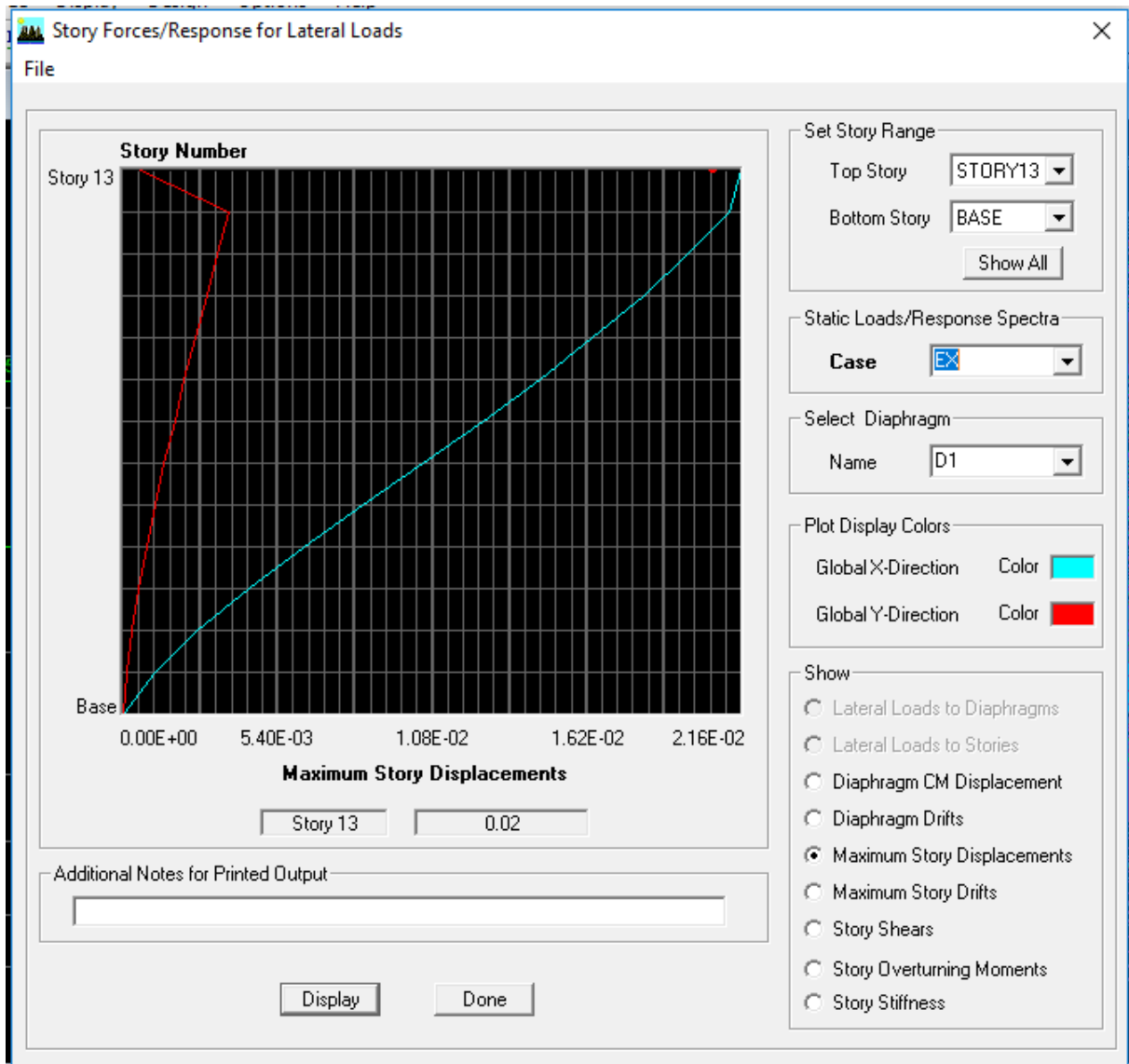
- **Dans le sens longitudinal**

On suit le cheminement suivant :

Display → Show Story Response Plots..

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :



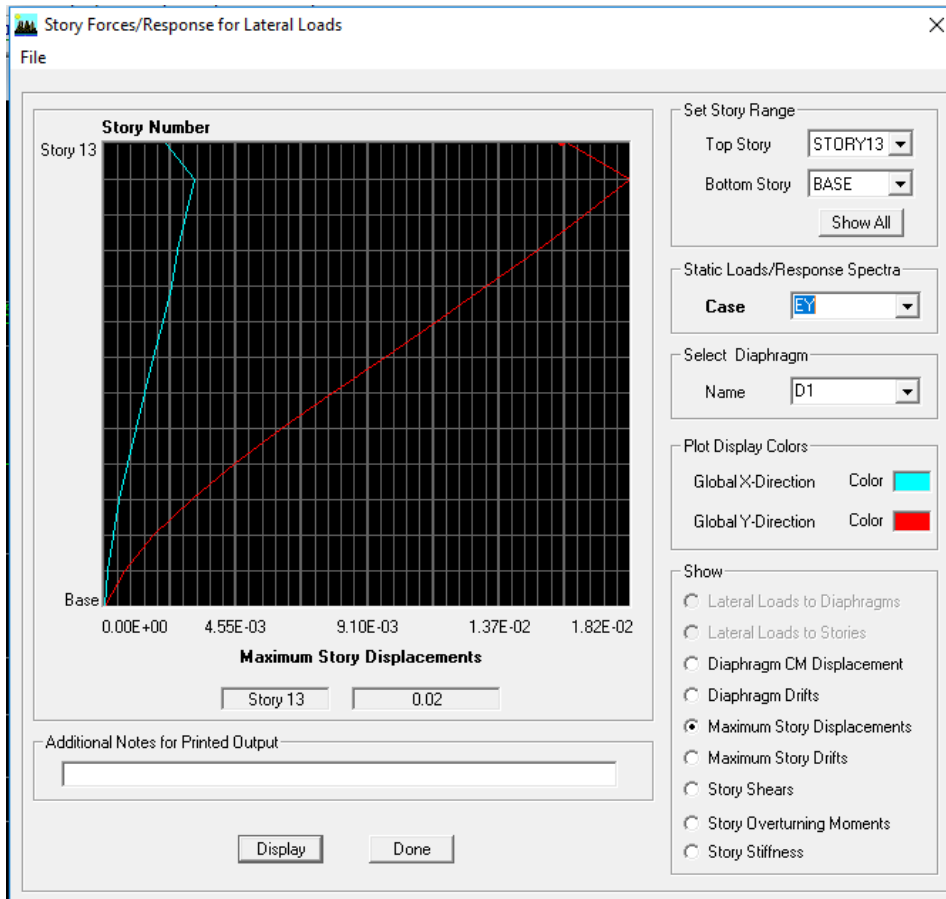
Puis, on clique sur : *display*

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

- **Dans le sens transversal :**

De même, on remplace la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA



b. Résultats trouvés :

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.02m
- ✓ Flèche admissible : 0.07648 m

Conclusion :

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

V.11. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_K x \Delta_k}{V_K x h_K}$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_K : hauteur de l'étage « k »

Les résultats de vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau.

		Sens X-X			Sens Y-Y			
<i>NIV.</i>	$P_K(KN)$	$\Delta_k X$	$V_k H_K$	θ_{KX}	$\Delta_k Y$	$V_k H_K$	θ_{KY}	Vérification $\theta_K < 0.10$
12	237.97	0.0125	62.424	0.0476	0.006	76.71	0.0186	CV
11	4538.57	0.006	1312.49	0.0207	0.006	1573.91	0.0173	CV
10	4510.58	0.0065	2434.04	0.0120	0.0065	2879.55	0.010	CV
9	4510.58	0,007	3367.40	0.009	0.007	3908.14	0.008	CV
8	4685	0,008	4189.78	0.0089	0.007	4817.57	0.006	CV
7	4684.99	0,009	4912.98	0.0085	0.007	5632.20	0.0058	CV
6	4685	0,009	5551.51	0.0075	0.007	6331.72	0.005	CV
5	4877.78	0,0095	6123.73	0.0075	0.007	6949.68	0.0049	CV
4	4877.78	0,0095	6639.58	0.0069	0.0065	7488.43	0.0042	CV
3	4877.78	0,009	7084.26	0.006	0.006	7929.04	0.0036	CV
2	4877.78	0,00085	7438.43	0.0005	0.005	8298.84	0.0029	CV
1	3936.29	0,007	7655.84	0.003	0.004	8540.70	0.0018	CV
RDC	4961.4	0.0055	11692.37	0.0023	0.003	13035.87	0.0011	CV

Chapitre V : Vérification des exigences de RPA

Tableau V.8 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

Spécification pour les poteaux :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{avec : } N_d : \text{Effort normal dans les poteaux}$$

B_c : Section du poteau

- **Poteaux 55x55 :**

$$N_d = 1831.64 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1831.64 \times 10^3}{550.550.25} = 0.24 \leq 0.3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 50x50 :**

$$N_d = 929.31 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{929.31 \cdot 10^3}{500.500.25} = 0.148 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 455.27 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{455.27 \cdot 10^3}{450.450.25} = 0.08 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées.

VI.1. Ferrailage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \longrightarrow ELU \\ G + Q \longrightarrow ELS \\ \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} \longrightarrow RPA99 \text{ révisé } 2003 \end{array}$$

Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

situation	Fe (Mpa)	fC28 (Mpa)	γ_b	γ_s	θ	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	1	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	0.85	18.48	400

Tableau VI.1.1 : paramètres de calcul en situation durable et accidentelle.

➤ Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI.1.1. Recommandation du RPA 2003 :

a. Armatures longitudinales : (RPA 99/Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 \varnothing (zone IIa)**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (zone IIa)**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

❖ sections minimale et maximale dans les poteaux :

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% b \times h$
(55×55)	24.2	181.5	121
(50×50)	20	150	100
(45×45)	16.2	121.5	81

Tableau VI.1.2 : sections minimale et maximale dans les poteaux

b. Armatures transversales : (RPA 99 / Art 7.4.2.2)

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.

Leur calculs se fait à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400$ [Mpa].

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

S_t : Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15 \emptyset \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Avec \emptyset : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

c. La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donnée comme suit :

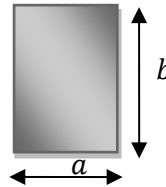
$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

d. Calcul d'élancement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset$ minimum.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right)$$



Avec :

« a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

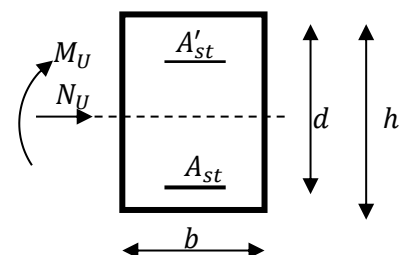
VI.1.2. Calcul du ferrailage à L'ELU :

a. Les armatures longitudinales :

❖ Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier une section soumise à une flexion composée qui peut être une :

- ↪ Section partiellement comprimée (SPC).
- ↪ Section entièrement comprimée (SEC).
- ↪ Section entièrement tendue (SET).



Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

❖ Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d-c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

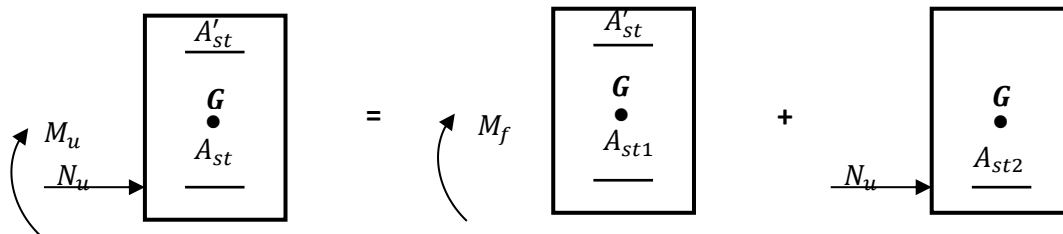


Fig. VI.1.1 : Schéma de calcul en flexion composée.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mp}$$

1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée)

si: $\mu \leq \mu_1 = 0.392$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A'_{st} = 0$$

D'ou la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

2^{eme} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

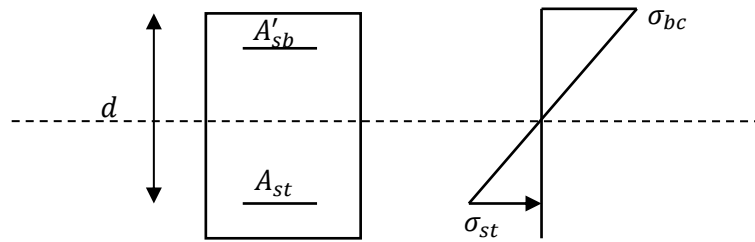
Si : $\mu > \mu_1 = 0.392$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

On calcul :

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$, $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

❖ Section entièrement comprimée : (SEC)

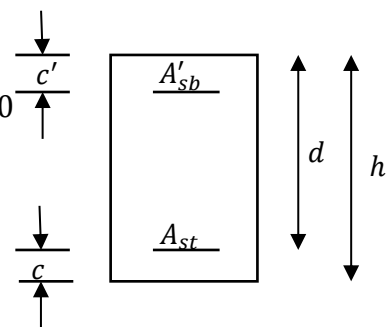
La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée)

$$\text{➤ Si : } N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 \quad ; \quad A_{st} = 0$$



Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

2^{eme} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

➤ **Si :** $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{N - bf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

VI.1.3. Ferrailage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel <ETABS>

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Zones	Type de sollicitation				$e = \frac{M_u}{N_u}$	$\frac{h}{2} - c$	OBS	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
					(m)	(m)				
Zone 1 (55x55)	N max	2013.59	M cor	-34.043	0.0169	0.255	SEC	0	0	24.2
		acc								
	N min	-5.21acc	M cor	22.653	0.50	0.225	SPC	0	1.01	24.2
	N cor	-332.89 acc	Mmax	87.285	0.19	0.225	SEC	0	0.03	24.2
Zone 2 (50x50)	N max	-929.31	M cor	-7.864	0.0084	0.23	SEC	0	0	20
		elu								
	N min	4.34 acc	M cor	10.512	0.417	0.23	SPC	0	0.49	20
	N cor	243.65 acc	Mmax	77.421	0.317	0.23	SPC	0	1.06	20
Zone 3 (45x45)	N max	-455.27	M cor	-9.263	0.0203	0.205	SEC	0	0	16.2
		elu								
	N min	-1.92 acc	M cor	-3.327	4.54	0.205	SPC	0	0.17	16.2
	N cor	-71.01 acc	Mmax	66.478	0.93	0.205	SPC	0	3.05	16.2

Tableau VI.1.3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans les deux sens

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Remarque :

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailages (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
(55x55)	24.2	4HA20+4HA20	25.13
(50x50)	20	4HA20+4HA20	25.13
(45x45)	16.2	4HA20+4HA14	18.73

Tableau VI.1.4 : Choix des armatures longitudinales

VI.1.4. Vérification à l'ELU :

- **Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifié 99)**

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6.67mm \text{ soit } \phi_t = 8mm$$

Avec : ϕ_t = diamètre maximal des armatures longitudinales

a. L'espacement des armatures transversales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h.f_e}$

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

- **En zone nodale :**

$$St \leq \min \{10 \phi_L^{min}, 15cm\} = \min \{10 \times 1.4 ; 15cm\} = 14 \text{ cm.}$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$St \leq 15 \times \phi_L^{min} = 15 \times 1.4 = 20 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

b. L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$l_0 = 4.58 \text{ m pour le RDC} \longrightarrow L_f = 0.7 \times 4.58 = 3.206 \text{ m.}$$

$$l_0 = 3.06 \text{ m pour les étages courants} \longrightarrow L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m.}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

c. Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Si $\lambda_g \geq 5$ At.min = 0.3%.St.b1

Si $\lambda_g \leq 3$ At.min = 0.8%. St.b1

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\rho_a = 2.5$ si l'élanement géométrique dans la direction considérée $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ dans le cas contraire

		(55x55) cm ²	(50x50) cm ²	(45x45) cm ²
Vu (KN)		57.62	51.45	49.15
λ_g		5.83	4.28	4.75
ρ_a		2.5	3.75	3.75
A _{min} (cm ²)	Zone nodale	1.65	1.60	1.96
	Zone courante	2.475	2.4	2.94
A ^{adoptée} (cm ²)		3.14		
choix		4 HA10		

Tableau VI.1.5: Quantité d'armature

d. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone II : $L_r = 40\Phi$

- $\emptyset 20$ $L_r = 40 \times 2 = 80$ cm $L_r = 80$ cm
- $\emptyset 16$ $L_r = 40 \times 1.6 = 64$ cm $L_r = 64$ cm
- $\emptyset 14$ $L_r = 40 \times 1.4 = 56$ cm $L_r = 56$ cm

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

e. Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$$

$\Psi = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence

$$\text{Pour les HA 20: } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = \mathbf{70.55 \text{ cm}}$$

$$\text{Pour les HA 16: } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = \mathbf{56.54 \text{ cm}}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = \mathbf{49.48 \text{ cm}}$$

f. Vérification au cisaillement :(RPA99/Art7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_b sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite τ_{bu} :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g \geq \frac{l_f}{h} \quad \text{Avec : } \lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau.}$$

✓ Poteaux (55X55) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{57.62 \times 10^3}{550 \times 530} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \mathbf{0.197 \text{ MPa}} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = \mathbf{1.875 \text{ MPa}} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

✓ Poteaux (50X50):

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{51.45 \times 10^3}{500 \times 480} = 0.214 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \mathbf{0.214 \text{ MPa}} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = \mathbf{1 \text{ MPa}} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

✓ Poteaux (45X45):

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{49.15 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.254 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$\tau_b = 0.254 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

Poteau	V_u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_b	τ_b [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	Obs
55x55	57.62	550	530	5.83	0.075	0.11	1.875	CV
50x50	51.45	500	480	4.28	0.04	0.214	1	CV
45x45	49.15	450	430	4.75	0.04	0.254	1	CV

Tableau VI.1.6: vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton

g. Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est importante par rapport à la hauteur du poteau donc on adopte le ferrailage de la zone nodale le long de ces poteaux avec un espacement de 10 cm au niveau des poutres.

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

h : Hauteur de la poutre.

$b_1 ; h_1$: dimensions du poteau.

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

On aura :

- Poteaux (55 x 55) :

RDC: $h = 4.58 \text{ m}$

$$h' = \max \left(\frac{458-35}{6} ; 55 ; 55 ; 60 \text{ cm} \right) = 70.7 \text{ cm}$$

- Poteaux (55 x 55) :

Etage : 1,2,3,4 et 5 : $h = 3.06 \text{ m}$

$$h' = \max \left(\frac{306-35}{6} ; 55 ; 55 ; 60 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

- Poteaux (50 x 50) :

Etage 6,7 et 8 : $h = 3.06 \text{ m}$

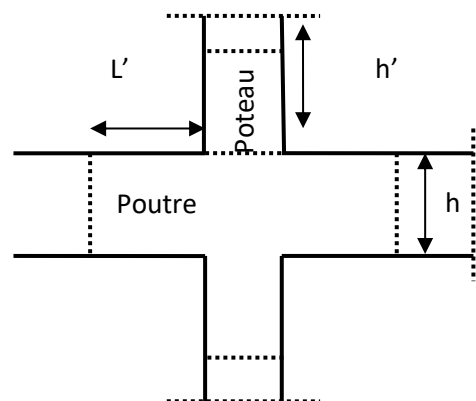


Fig. VI.1.2: zone nodale des poteaux

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$h' = \max \left(\frac{306-35}{6}; 50; 50; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

- **Poteaux (45 x 45) :**

Etage 9,10et 11 : h = 3.06 m

$$h' = \max \left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

Etage	poteau	H	h`
RDC ZONE 1	55x55	4.58	Max (70.7.17; 55 ;55 ; 60 cm)= 70.7 cm
ZONE 1	55x55	4.58	Max (45.17; 55 ;55 ; 60 cm)= 60 cm
ZONE 2	50x50	3.06	Max (45.17; 50 ; 50 ; 60 cm)= 60 cm
ZONE 3	45x45	3.06	Max (45.17; 45 ; 45 ; 60 cm)= 60 cm

VI.1.6. Vérification à L'ELS :

V.1.6.1-Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \cdot \left\{ \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right\}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

					e_s	A_{smin}	A_{zone} tendue	$A_{adopté}$	OBS
Zone1	N_{max}	1245.64	M_{cor}	0.304	0.00024	8.65	9.42	25.13	vérifiée
	N_{min}	289.09	M_{cor}	8.51	0.0294	8.53			
	N_{cor}	895.77	M_{max}	20.719	0.0231	8.64			
Zone2	N_{max}	677.55	M_{cor}	-5.805	0.0085	8.65	9.42	25.13	vérifiée
	N_{min}	138.85	M_{cor}	9.811	0.07065	6.97			
	N_{cor}	298.12	M_{max}	21.039	0.0705	8.98			
Zone3	N_{max}	332.1	M_{cor}	-6.814	0.0205	7.74	7.82	18.73	vérifiée
	N_{min}	8.64	M_{cor}	5.92	0.6851	5.76			
	N_{cor}	43.97	M_{max}	-23.502	0.5345	5.75			

Tableau VI.1.7: Sections minimums des armatures

Remarque :

D'apes les résultats trouvés sur le tableau, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée car $A_{adopté} \geq A_{min}$

a. Etat limite d'ouverture de fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

b. Etat limite de compression du béton :

Les contraintes son calculer à l'état de service sous Ms et Ns, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contrainte admissible $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPA}$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

❖ Pour le béton :

Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	A _s =A' _s (cm ²)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bi} (MPA)	σ̄ _{bc} (MPA)	OBS
Zone1	1245.64	0.304	9.42	3,77	3.76	15	Vérifiée
Zone2	677.55	5.805	8.29	2,69	2.24	15	Vérifiée
Zone3	332.1	6.817	7.82	1,82	1.12	15	Vérifiée

Tableau VI.1.8: Vérification des contraintes dans le béton

Conclusion :

	Section (cm ²)	Armatures longitudinales	Armatures transversales
Zone I	55x55	4HA20+4HA20	4HA10
Zone II	50x50	4HA20+4HA20	
Zone III	45x45	4HA20+4HA14	

Tableau VI.1.9 Ferrailage des poteaux

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Conclusion :

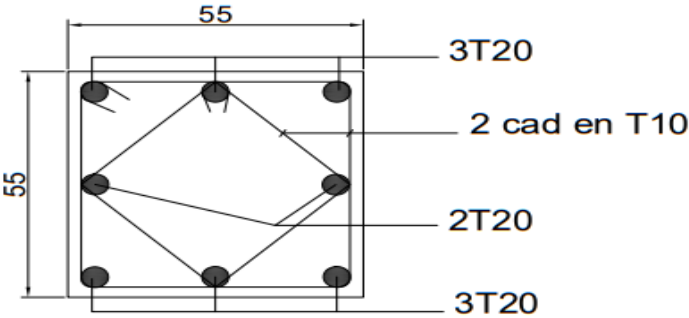


Figure VI.1.3: Schéma de ferrailage des poteaux de la 'ZONE 1'

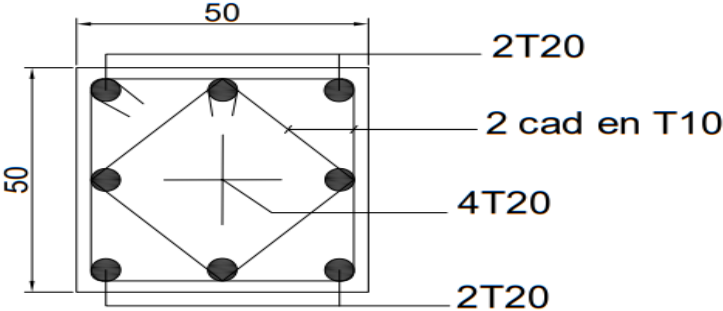


Figure VI.1.4: Schéma de ferrailage des poteaux de la 'ZONE 2'

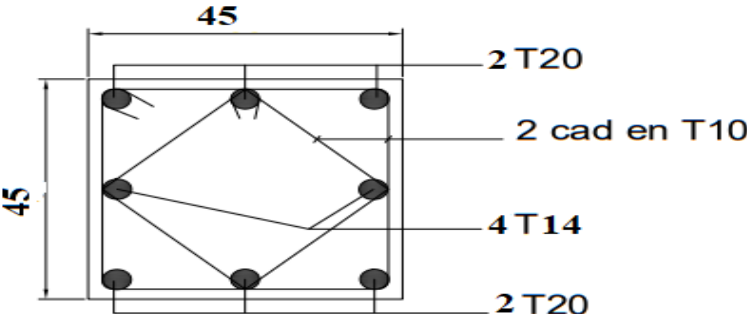


Figure VI.1.5: Schéma de ferrailage des poteaux de la 'ZONE 3'

VI.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

- 1,35G+1,5Qà l'ELU.
- G+Q±E.....RPA 99 révisé 2003.
- 0,8G±E.....RPA 99 révisé 2003.
-

VI.2.1 Recommandations du RPA version 2003 :

A. Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA)

➤ **Pourcentage total minimum :**

$A_{min} = 0,5\% (b \times h)$ en toute section.

- Poutres principales (25 x 35) : $A_{min} = 0.005(25 \times 35) = 4.37 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires (20 x 30) : $A_{min} = 0.005(25 \times 30) = 3.75 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage total maximum :**

$A_{max} = 4\% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante.

$A_{max} = 6\% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

- **Poutres principales (25 x 35) :**

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (25 \times 35) = 35 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (25 \times 35) = 52.5 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaires (25 x 30) :**

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (25 \times 30) = 24 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (25 \times 30) = 36 \text{ cm}^2$

	0.5%bh (cm²)	4%bh en zone courante (cm²)	6%bh en zone de recouvrement (cm²)
Poutre principale (25x35)	4.37	35	52.5
Poutre secondaire (25x30)	3.75	24	36

Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales

La longueur minimale de recouvrement et de $40\varnothing$ en zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90.

B. Armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA):

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espace maximal entre les armatures transversales est de :
 - $St = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \varnothing\right)$ en zone nodale et en travée
 - $St = \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement

\varnothing : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

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

VI.2.2 Etapes de calcul de ferrailage

a) Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

b) Calcul du moment réduit limite « μ_1 »

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

c) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

- **1er cas : $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\longrightarrow A_{sc}=0$.

$$A_{st} = \frac{M_y}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\gamma_s = 1.5 \quad \longrightarrow$ Cas général.

$\gamma_s = 1.15 \quad \longrightarrow$ Cas accidentel.

$f_e = 400 \text{ MPa}$ A_{st} : section d'acier tendu

d : La distance entre la fibre extrême exprimée et les aciers tendus

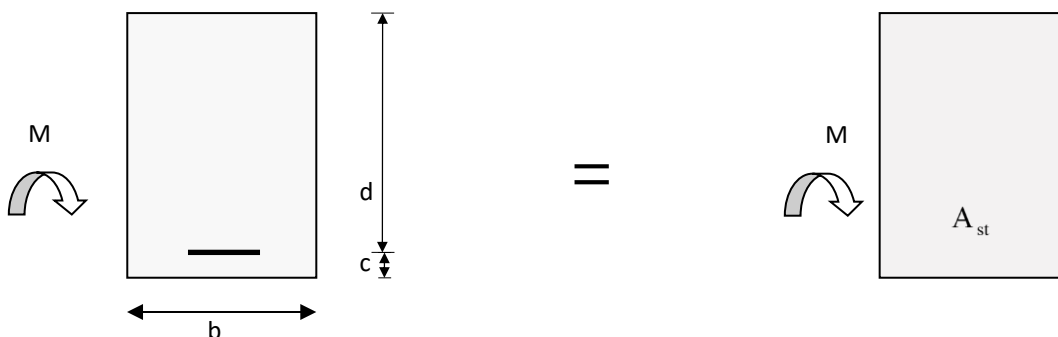


Figure VI.2.1: Disposition des armatures tendus S.S.A

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- **2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

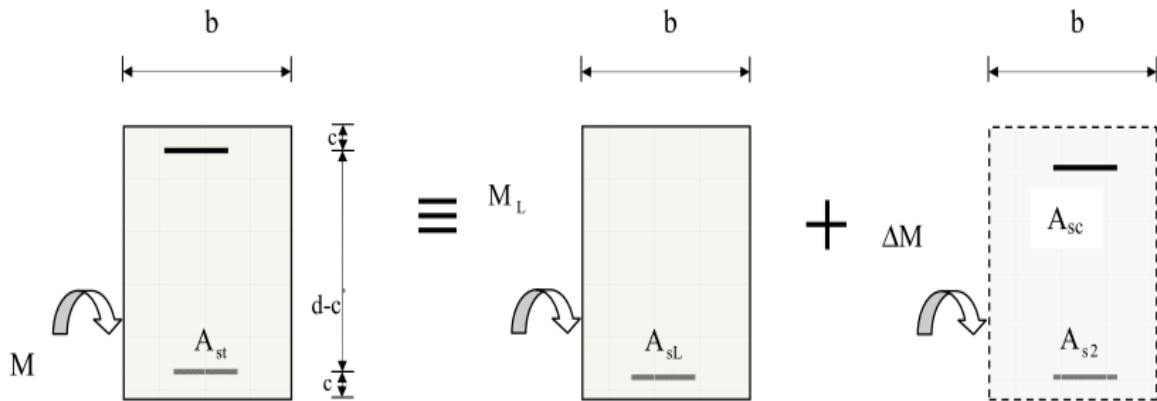


Figure VI.2.2 : Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} \quad , \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad , \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

VI.2.3 Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les efforts, nous déterminons, avec les moments extrêmes, les sections d'acier nécessaires au niveau des appuis et des travées et on cherche pour l'ensemble de la poutre le ferrailage longitudinal qui convient.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

V.2.4. Ferrailage des poutres principales :

Zone	localisation	Mu	μ	obs	β	A cal	A adopté
Zone 1	Travée	-41.414	0.071	SSA	0.963	3.33	3HA14=4.62
	Appui	-100.131	0.132		0.929	7.28	3HA14+3HA12=8.01
Zone 2	Travée	43.391	0.074	SSA	0.962	3.50	3HA14=4.62
	Appui	-99.254	0.130		0.930	7.21	3HA14+3HA12=8.01
Zone 3	Travée	45.966	0.078	SSA	0.959	3.72	3HA14=4.62
	Appui	-88.372	0.148		0.919	6.49	3HA14+3HA12=8.01

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poutres principales

V.2.5. Ferrailage des poutres secondaires :

Zone	localisation	Mu	μ	obs	β	A cal	A adopté
Zone 1	Travée	37.873	0.086	SSA	0.955	3.56	3HA14=4.62
	Appui	98.243	0.173		0.910	8.43	3HA14+3HA14=9.24
Zone 2	Travée	47.843	0.109	SSA	0.942	4.56	3HA14=4.62
	Appui	91.888	0.161		0.911	7.88	3HA14+3HA12=8.01
Zone 3	Travée	52.733	0.092	SSA	0.952	4.55	3HA14=4.62
	Appui	77.461	0.136		0.927	6.52	3HA14+3HA12=8.01

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres secondaires

- **Poutre principale :**

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{100.131 \times 10^2}{25 \times 32^2 \times 1.848} = 0.132 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.929$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{100.131 \times 10^2}{0.963 \times 32 \times 40} = 7.28 \text{ cm}^2$$

- En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{-41.414 \times 10^2}{25 \times 32^2 \times 1.42} = -0.113 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{41.414 \times 10^2}{0.963 \times 32 \times 34.8} = 3.33 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaires :**

- Aux appuis :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{98.243 \times 10^2}{25 \times 27^2 \times 1.848} = 0.173 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.910$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{98.243 \times 10^2}{0.955 \times 27 \times 40} = 8.43 \text{ cm}^2$$

-En travées:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37.873 \times 10^2}{25 \times 27^2 \times 1.848} = 0.086 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.955$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{37.873 \times 10^2}{0.955 \times 27 \times 34.8} = 3.56 \text{ cm}^2$$

VI.2.6 Vérifications à l'ELU:

a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :

		A_{st} (en travées+en appuis)	$A_{min(RPA)}$	vérifications
Poutres principales	ZONE 1	12.63	4.37	CV
	ZONE 2	12.63		CV
	ZONE 3	11.4		CV
Poutres secondaires	ZONE 1	13.86	3.75	CV
	ZONE 2	12.63		CV
	ZONE 3	12.63		CV

Tableau VI.2.4: Vérifications des armatures longitudinales à l'ELU

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

c. Calcul de l'espacement S_t :

	Calcul de S_t (cm)			$A_t=0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [8.75;16.8]	$S_t = 7$	0.63	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	$S_t = 15$	1.35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [7.5;16.8]	$S_t = 7$	0.63	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$ cm	$S_t = 15$	1.35	

Tableau VI.2.5: Vérifications armatures transversales à l'ELU

d. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_U^{\max} = \text{Effort tranchant max}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = \min(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Principales	T_{\max}	156.95	25	32	1.41	3.33	Condition vérifiée
Secondaires	T_{\max}	134.59	25	27	1.40	3.33	Condition vérifiée

Tableau VI.2.6: Vérification au cisaillement

e. Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9bdf_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f _{c28} (MPa)	T _u (KN)	Observation
	T _{max}						
Principales	T _{max}	156.95	25	32	25	666	Condition vérifiée
Secondaires	T _{max}	134.59	25	27	25	576	Condition vérifiée

Tableau VI.2.7: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si: $\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Si : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $(T_u - \frac{Mu}{0.9d})$

D'où :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(v_u - \frac{Mu}{0.9d} \right)$$

✓ **Pour les poutres principales:** $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 156.95 - \frac{100.131}{0.9 \times 0.32} = -140.7 < 0$

✓ **Pour les poutres secondaires :** $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 134.59 - \frac{98.243}{0.9 \times 0.32} = -206.53 < 0$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

- f. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec :

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

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

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

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement **HA**

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

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.6) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{159.95 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 282.6} = 1.69 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V.}$$

- **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.6) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{134.59 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 282.6} = 1.65 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V.}$$

g. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

Longueur de scellement :
$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

avec: $\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour les \varnothing_{16} : $L_s = 56.43 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{14} : $L_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les \varnothing_{16} : $L_a = 22.57 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{14} : $L_a = 19.75 \text{ cm}$

h. Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (ArtA.4.2.1):

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la **C.N.F** : $A_{st} \geq A_{min}$

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

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

		A _{st} (en travées / en appuis)	A _{min}	vérifications
Poutres principales	ZONE 1	4.62/ 8.01	1.340	CV
	ZONE 2	4.62/ 8.01		CV
	ZONE 3	4.62 / 6.78		CV
Poutres secondaires	ZONE 1	4.62 / 9.24	1.159	CV
	ZONE 2	4.62 / 8.01		CV
	ZONE 3	4.62 / 8.01		CV

Tableau VI.2.8: Condition de non fragilité du béton.

VI.2.7 Vérifications à L'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS: $\bar{f} = \frac{l}{500}$
On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \\ f_{\text{ETABS}} = 0.065 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{\text{ETABS}} = 0.065 \text{ cm} < \bar{f} = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

- Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm} \\ f_{\text{ETABS}} = 0.006 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{\text{ETABS}} = 0.0037 \text{ cm} < \bar{f} = 0.7 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux directions (principale et secondaire).

c) Vérification des contraintes :

• Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{\text{st}} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

➤ Poutres principales

Zone	localisation	Ms	As	ρ	β	K_1	σ_{st}	σ_{st}^-	σ_{bc}	σ_{bc}^-	Observation
Zone 1	Travée	18.436	6.03	0.543	0.890	30.45	92.84	348	3.048	15	CV
	Appui	30.041	10.65	0.959	0.863	21.50	88.33	348	4.108	15	CV
Zone 2	Travée	18.128	6.03	0.543	0.890	30.45	91.29	348	2.998	15	CV
	Appui	31.319	10.65	0.959	0.863	21.50	92.097	348	4.283	15	CV
Zone 3	Travée	18.1	6.03	0.543	0.890	30.45	91.15	348	2.993	15	CV
	Appui	33.208	10.65	0.959	0.863	21.50	87.876	348	4.087	15	CV

Tableau VI.2.9: Moments à l'ELS.

➤ Poutres secondaires

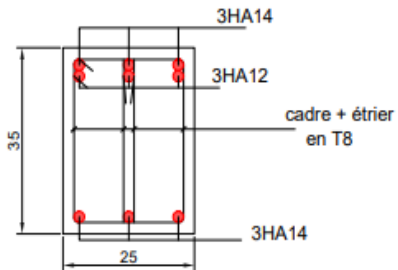
Zone	localisation	Ms	As	ρ	β	K_1	σ_{st}	σ_{st}^-	σ_{bc}	σ_{bc}^-	Observation
Zone 1	Travée	19.706	6.03	0.638	0.883	27.73	115.65	348	4.170	15	CV
	Appui	27.575	10.65	1.109	0.855	19.48	94.63	348	4.857	15	CV
Zone 2	Travée	25.292	6.03	0.638	0.883	27.73	148.44	348	5.353	15	CV
	Appui	34.81	10.65	1.109	0.855	19.48	119.46	348	6.132	15	CV
Zone 3	Travée	28.803	6.03	0.638	0.883	27.73	169.04	348	6.095	15	CV
	Appui	38.374	10.65	1.109	0.855	19.48	131.69	348	6.760	15	CV

Tableau VI.2.10: Moments à l'ELS.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Conclusion :

Aux appuis



En travée

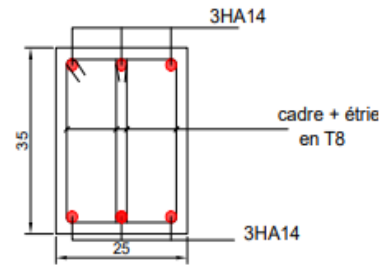


Figure VI.2.3. Ferrailage des poutres principales (Zone 1,2,3)

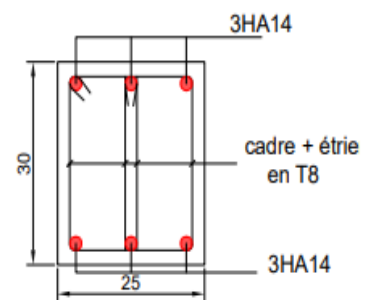
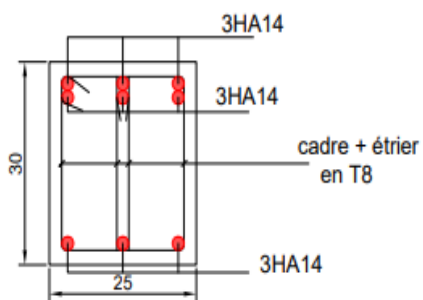


Figure VI.2.4. Ferrailage des poutres secondaires (Zone1)

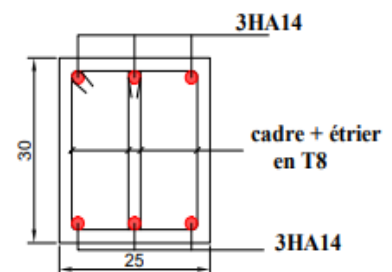
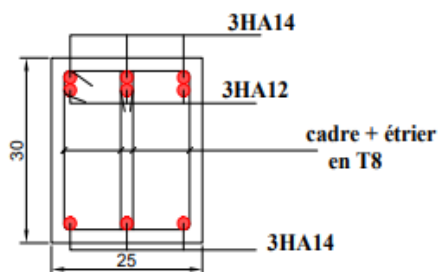


Figure VI.2.5. Ferrailage des poutres secondaires (Zone 2,3)

VI.3. Ferrailage des voiles

VI.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

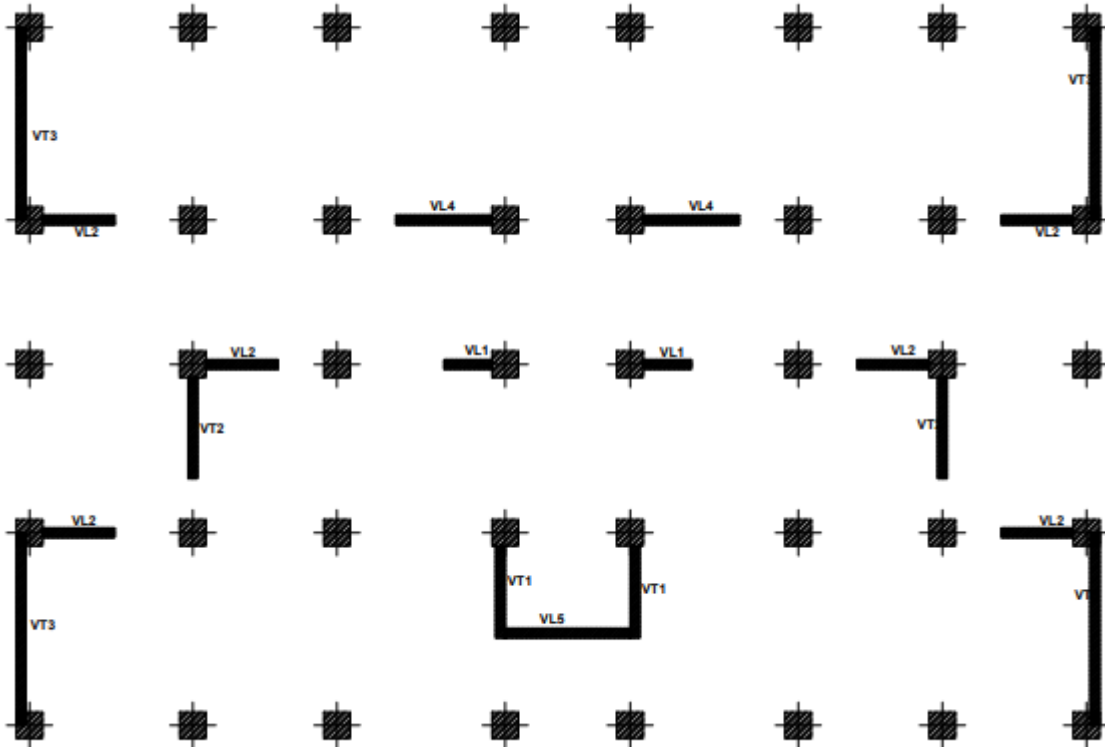
Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

- **Zone I:** RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage
- **Zone II :** 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étage
- **Zone III :** 9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème} étage

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :



Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.3.2. Exposé de la méthode :

La méthode que nous avons utilisé pour le ferrailage consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \quad [\text{Art 7.7.4 RPA99/modifié 2003}]$$

Avec :

- h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

- L : longueur du voile.
- L_t : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

VI.3.3. Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C)
- Section entièrement tendue (S.E.T)

Section	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		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

- Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.3.1 : Tableau des efforts normaux.

VI.3.4. Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau VI.3.2. Tableau des armatures verticales

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

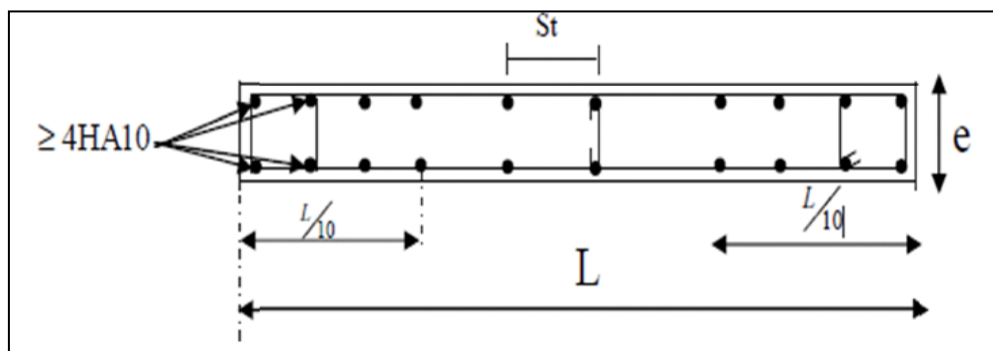


FIGURE VI.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b. Armatures minimales :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- **Compression simple (Art A.8.1; 21 /BAEL91 modifié99) :**

- $A_{\min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

- $0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$

Avec :

B : section du béton comprimée.

- **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié99):**

- $A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$

Avec :

B : section du béton tendue $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

- $A_{\min} \geq 0,2\%B$

c. Armatures horizontales :

- **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : Section des armatures verticales.

- **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$. (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

d. règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- A_V et $A_H > 0,15\%B$Globalement dans la section du voile.

- A_V et $A_H > 0,10\%B$en zone courante.

Avec :

B: section du béton.

- **Espacement :**

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } a=25\text{cm} : \text{épaisseur du voile.}$$

Dans notre cas :
 $S_t \leq \min \{37.5 \text{ cm} , 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

- **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égal au $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 250 = \mathbf{25\text{mm.}}$$

e. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

d. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.3.5. Les vérifications :

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

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

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.3.6. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal $L= 4\text{m}$ sur la zone 1. (VT1)

a. Caractéristiques géométriques :

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
4	0,25	1.00	1.33

Tableau VI.3.3 : Caractéristiques géométriques

b. Sollicitations de calcul :

On calcule les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 4171.270\text{KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -3908.140\text{KN/m}^2$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{4171.270}{4171.270 + 3908.140} \times 4 = 2.06\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 4 - 2.06 = 1.94\text{m}$$

d. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{2,71}{2}; \frac{2}{3} \times 2.06\right) = \min(1.355; 1.37) = 1.37\text{m}$$

$$d \text{ adopté} = 1\text{m}$$

$$d_2 = L_t - d \text{ adopté} = 0.94\text{m}$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max}(L_t - d)}{L_t} = 2021.13\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{4171.27 + 2021.13}{2} \times 1 \times 0,25 = 774.05\text{KN}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{2021.13}{2} \times 0.94 \times 0.25 = 237.48 \text{KN}$$

e. Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{774.27}{400 \times 10^{-1}} = 19.35 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{237.270}{400 \times 10^{-1}} = 5.937 \text{ cm}^2$$

f. Les armatures de coutures :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_c} = 1,1 \times \frac{670.76 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 25.79 \text{ cm}^2$$

g. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$
$$= \max \left(\frac{100 \times 25 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 94 \times 25 \right)$$
$$A_{\min} = 13.125 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 25.76 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$
- $A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 12.38 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

Ferrailage adopté :

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1=25.79 \text{ cm}^2$	$2 \times 10\text{HA}14=30.78 \text{ cm}^2$	$S_t=8 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2=12.38 \text{ cm}^2$	$2 \times 8\text{HA}12=18.10 \text{ cm}^2$	$S_t=10 \text{ cm}$

Tableau VI.3.4 : Ferrailage adopté.

h. Armatures horizontales :

$$A_H = \frac{A_{v(\text{total})}}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_H}{2} = 12.25 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Soit : $17\text{HA}10 = 13.35 \text{ cm}^2$; avec $S_H = 24 \text{ cm}$.

i. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

j. Les vérifications :

▪ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h \leq 30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{2046.06 \times 10^3}{10000 + 15 \times 100 \times 10^4} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA 2003

$$\tau_b = \frac{T}{L.e.0,9} = \frac{\tau_b \leq \bar{\tau}_b}{0.25 \times 0,9 \times 4 \times 10^6} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{L.e.0,9} = \frac{670.76 \times 10^3}{0.25 \times 0,9 \times 4 \times 10^6} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferrailage de tous les voiles dans chaque zone est résumé dans les tableaux suivant :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,58	3,06	3,06
	L (m)		4,00	4,00	4,00
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m ²)		1	1	1
	He		4,580	3,060	3,060
h		4,23	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T(kN)		670.76	390.46	240.83
	N _{ser} (kN)		2046.064	1095.59	586.73
	Vu (kN)		939.064	546.644	337.162
	σ_{max} (kN/m ²)		4171.270	3522.560	2200.83
	σ_{min} (kN/m ²)		-3908.14	-3211.38	-1713.162
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	$\sigma_{s acc}$ (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		2.06	2.09	2.24
	L _t		1.94	1.91	1.76
	d		1.35	1.39	1.49
	d _{adopté}		1	1	1
	d ₂ = L _t - d _{adopté}		0.94	0.91	0.76
	σ_1		2021.13	1678.28	950.36
	N ₁		774.05	650.10	393.89
N ₂		237.48	190.90	90.28	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		19.35	16.25	9.84
	A _{v2} /bande (cm ²)		5.937	4.77	2.257
	A _{vj} (cm ²)		25.82	15.03	9.27
	A ^v 1/bande/nappe		25.79	20.00	12.157
	A ^v 2/bande/nappe		12.38	8.52	4.57
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		13.12	13.12	13.12
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A ^v 1 adopté (cm ²)		30.78	22.61	15.71
	A ^v 2 adopté (cm ²)		18.10	18.10	15
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*10HA14	2*10HA12	2*10HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12
	Stmax		30	30	30
Espacement (cm)	Bande 1	8	9	9	
	Bande 2	10	10	8	
Armatures horizontales	AH/2 (cm ²)		12.25	10.18	7.96
	AH adopté (cm ²)		13.35	11.00	9.42
	choix de la section		17HA10	14HA10	12HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		24	18	20
	At adoptées		4 épingles HA8/m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_h = 5 MPa$	τ_b	1.04	0.60	0.37
	3.26 Mpa	τ_u	0.74	0.43	0.26
	$\bar{\sigma}_h = 15 MPa$	σ_{bc}	0.44	0.32	0.25

Tableau VI.3.5 : ferrailage des voiles transversaux (VT3)=4m

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,58	3,06	3,06
	L (m)		2.10	2.10	2.10
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m²)		0.525	0.525	0.525
	He		4,580	3,060	3,060
	h		4,23	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		297.89	196.39	146.520
	N _{ser} (kN)		1345.64	864.08	417.99
	Vu (kN)		417.046	274.946	205.128
	σ_{max} (kN/m²)		3017.51	1779.610	1380.860
	σ_{min} (kN/m²)		-2430.12	-1140.42	-1080.11
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	$\sigma_{s\ acc}$ (kN/m²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		1.15	1.27	1.17
	L _t		0.95	0.83	0.93
	d		0.77	0.85	0.78
	d _{adopté}		0.5	0.4	0.5
	d ₂ = L _t - d _{adopté}		0.45	0.43	0.43
	σ_1		1429.34	921.96	638.46
	N ₁		277.92	270.15	126.207
N ₂		80.40	49.55	39.9	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		6.95	6.75	3.15
	A _{v2} /bande (cm²)		2.01	1.23	0.99
	A _{vj} (cm²)		11.47	7.56	4.49
	A'v1/bande/nappe		9.81	8.64	4.27
	A'v2/bande/nappe		4.88	3.12	2.11
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		6.56	5.25	5.12
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		11.12	11.12	7.86
	A'v2 adopté (cm²)		7.86	7.86	7.86
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA10
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	8	8
	Espacement (cm)	Bande 2	8	8	10
Armatures	AH/2 (cm2)		5.13	5.13	4.32
	AH adopté (cm2)		11.00	7.85	7.07
	choix de la section		15HA10	10HA10	9HA10
	Espacement st(cm)	29	26	30	
	At adoptées		4 épingles HA8/m²		
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5 MPa$	τ_b	0.99	0.58	0.43
	3.26 Mpa	τ_u	0.63	0.41	0.31
	$\bar{\sigma}_b = 15 MPa$	σ_{bc}	0.57	0.52	0.25

Tableau VI.3.6 : ferrailage des voiles transversaux (VT2)=2.1m

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,58	3,06	3,06
	L (m)		1.91	1.91	1.91
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m²)		0.4775	0.4775	0.4775
	He		4,580	3,060	3,060
	h		4,23	2,71	2,71
Solllicitation de calcul	T(kN)		182.49	140.25	119.50
	N _{ser} (kN)		984.83	670.79	360.23
	Vu (kN)		255.486	196.35	167.30
	σ_{max} (kN/m²)		2922.370	2545.920	1514.18
	σ_{min} (kN/m²)		-2429.11	-2318.31	-1645.23
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	$\sigma_{s\ acc}$ (kN/m²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		1.04	0.99	0.90
	L _t		0.87	0.92	1
	d		0.69	0.66	0.6
	d _{adopté}		0.47	0.5	0.6
	d ₂ = L _t - d _{adopté}		0.4	0.42	0.4
	σ_1		1410.79	1162.26	605.67
	N ₁		254.57	231.78	158.98
N ₂		70.53	61.01	30.28	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		6.36	5.79	3.97
	A _{v2} /bande (cm²)		1.76	1.52	0.75
	A _{vi} (cm²)		7.03	2.74	4.60
	A'v1/bande/nappe		8.12	6.47	5.12
	A'v2/bande/nappe		3.51	2.2	1.9
Armatu res minim ales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		6.87	6.56	6.17
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		11.12	7.86	7.86
	A'v2 adopté (cm²)		7.86	7.86	7.86
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*5HA12	2*5HA10	2*5HA10
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
	Stmax		30	30	30
Espacement (cm)	Bande 1		10	8	12
	Bande 2		8	8	8
Armatu res horizon tales	AH/2 (cm2)		4.94	4.12	4.12
	AH adopté (cm2)		11.00	7.85	7.07
	choix de la section		14HA10	10HA10	9HA10
Armature s trans versales	Espacement st(cm)		29	26	30
	At adoptées		4 épingles HA8/m²		
Vérifica tion des constru ctions	$\bar{\tau}_b = 5 MPa$	τ_b	0.59	0.46	0.39
	3.26 Mpa	τ_u	0.42	0.33	0.28
	$\bar{\sigma}_b = 15 MPa$	σ_{bc}	0.48	0.47	0.25

Tableau VI.3.7 : ferrailage des voiles transversaux (VT1)=1.91m

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,58	3,06	3,06
	L (m)		2.00	2.00	2.00
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m ²)		0.5	0.5	0.5
	He		4,580	3,060	3,060
	h		4,23	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		285.12	188.06	127.57
	N _{ser} (kN)		1242.31	700.17	377.31
	Vu (kN)		399.168	263.284	178.598
	σ_{max} (kN/m ²)		3180.510	1499.970	1337.52
	σ_{min} (kN/m ²)		-2560.38	-703.18	-530.08
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	$\sigma_{s acc}$ (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		1.1	1.05	0.91
	L _t		0.9	0.95	1.1
	d		0.73	0.7	0.6
	d _{adopté}		0.5	0.5	0.6
	d ₂ = L _t - d _{adopté}		0.4	0.45	0.5
	σ_1		1734.82	710.51	607.96
	N ₁		307.2	138.155	135.911
	N ₂		186.74	90.11	67.99
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		7.68	4.45	3.64
	A _{v2} /bande (cm ²)		2.16	1.84	1.7
	A _{vj} (cm ²)		10.81	4.80	4.91
	A'v1/bande/nappe		10.38	5.65	4.86
	A'v2/bande/nappe		4.86	3.03	2.93
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4.52	3.65	3.37
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		12.32	6.28	6.28
	A'v2 adopté (cm ²)		6.28	6.28	6.28
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*4HA14	2*4HA10	2*4HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*4HA10	2*4HA10	2*4HA10
	Stmax		30	30	30
Espacement	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	14
	Espacement (cm)	Bande 2	9	10	12
Armatures horizontales	AH/2 (cm ²)		4.84	3.33	3.33
	AH adopté (cm ²)		11.00	7.87	7.07
	choix de la section		14HA10	10HA10	9HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		29	26	30
	At adoptées		4 épingles HA8/m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5 MPa$	τ_b	0.88	0.59	0.40
	3.26 Mpa	τ_u	0.63	0.42	0.28
	$\bar{\sigma}_b = 15 MPa$	σ_{bc}	0.88	0.49	0.27

Tableau VI.3.8 : ferrailage des voiles longitudinaux (VL4)=2m

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,58	3,06	3,06
	L (m)		1.50	1.50	1.50
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m ²)		0.375	0.375	0.753
	He		4,580	3,060	3,060
	h		4,23	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		161.3	130.9	109.9
	N _{ser} (kN)		958.78	510.49	267.12
	Vu (kN)		225.82	183.26	153.86
	σ_{max} (kN/m ²)		1988.140	1794.460	1365.030
	σ_{min} (kN/m ²)		-1138.52	-836.17	-819.11
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	$\sigma_{s acc}$ (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		0.657	0.682	0.62
	L _t		0.83	0.818	0.80
	d		0.45	0.45	0.42
	d _{adopté}		0.4	0.45	0.42
	d ₂ = L _t - d _{adopté}		0.44	0.37	0.40
	σ_1		1133.61	807.28	665.86
	N ₁		166.08	146.34	106.62
N ₂		124.69	37.33	35.29	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		4.15	3.65	2.6
	A _{v2} /bande (cm ²)		3.1	2.12	1.9
	A _{vj} (cm ²)		6.21	5.04	4.23
	A' _{v1} /bande/nappe		6.70	5.91	3.65
	A' _{v2} /bande/nappe		4.64	3.38	1.95
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		3.25	3.10	3.00
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		9.24	6.28	6.28
	A' _{v2} adopté (cm ²)		6.28	6.28	6.28
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*4HA10	2*4HA10	2*4HA10
	Stmax		30	30	30
Espacement (cm)	Bande 1		8	10	10
	Bande 2		10	8	8
Armatures horizontales	AH/2 (cm ²)		3.88	3.14	3.14
	AH adopté (cm ²)		11.00	7.85	7.07
	choix de la section		14HA10	10HA10	9HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		29	26	30
	At adoptées		4 épingles HA8/m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_h = 5 MPa$	τ_b	0.67	0.54	0.64
	3.26 Mpa	τ_u	0.48	0.39	0.34
	$\bar{\sigma}_h = 15 MPa$	σ_{bc}	0.56	0.43	0.27

Tableau VI.3.9 : ferrailage des voiles longitudinaux (VL2)=1.5m

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,58	3,06	3,06
	L (m)		1.00	1.00	1.00
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m ²)		0.25	0.25	0.25
	He		4,580	3,060	3,060
	h		4,23	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		152.87	130.03	111.75
	N _{ser} (kN)		670.23	363.73	199.67
	Vu (kN)		214.018	182.042	156.450
	σ_{max} (kN/m ²)		1866.800	1252.430	1188.290
	σ_{min} (kN/m ²)		-1417	-930.7	-532.42
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	$\sigma_{s acc}$ (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		0.56	0.57	0.69
	L _t		0.44	0.43	0.31
	d		0.37	0.38	0.46
	d _{adopté}		0.24	0.23	0.16
	d ₂ = L _t - d _{adopté}		0.20	0.2	0.15
	σ_1		848.54	582.52	574.97
	N ₁		81.46	52.75	35.26
N ₂		21.21	14.56	10.78	
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		2.03	1.31	0.88
	A _{v2} /bande (cm ²)		0.53	0.38	0.27
	A _{vj} (cm ²)		5.89	5.01	4.30
	A'v1/bande/nappe		3.50	2.56	1.95
	A'v2/bande/nappe		2.00	1.63	1.34
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		3.15	3.01	2.1
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		4.72	4.72	3.14
	A'v2 adopté (cm ²)		4.72	4.72	3.14
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*2HA12	2*2HA12	2*2HA10
	Stmax		30	30	30
Espacement	Espacement (cm)	Bande 1	7	10	7
	Espacement (cm)	Bande 2	8	9	7
Armatures horizontales	AH/2 (cm ²)		2.50	2.50	1.57
	AH adopté (cm ²)		11.00	7.87	7.07
	choix de la section		14HA10	10HA10	9HA10
Armatures transversales	Espacement (cm)		29	26	30
	At adoptées		4 épingles HA8/m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_h = 5 MPa$	τ_b	0.95	0.80	0.69
	3.26 Mpa	τ_u	0.68	0.58	0.49
	$\bar{\sigma}_b = 15 MPa$	σ_{bc}	0.71	0.39	0.21

Tableau VI.3.10 : ferrailage des voiles longitudinaux (VL1)=1m

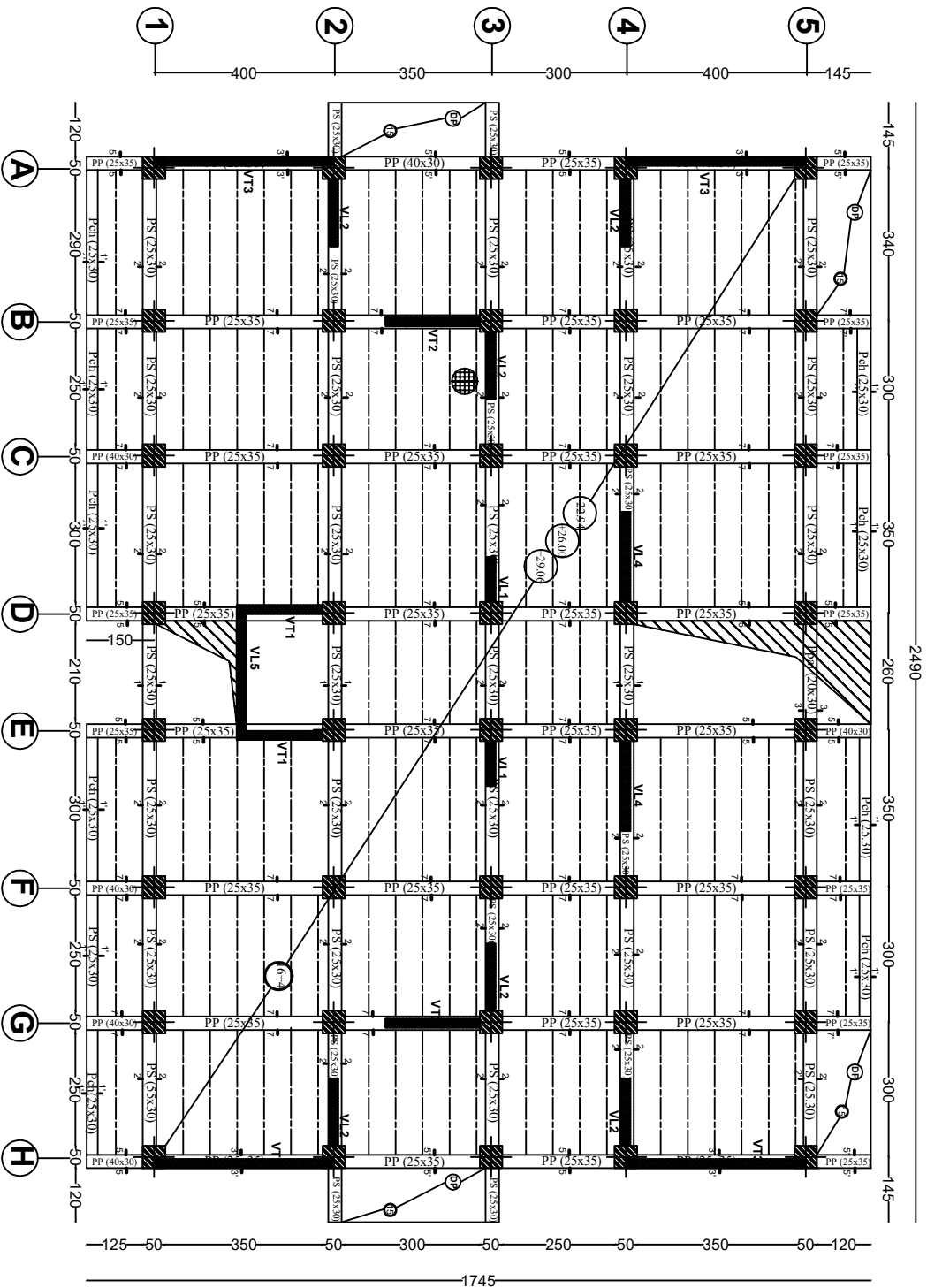
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,58	3,06	3,06
	L (m)		2.6	2.6	2.6
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m ²)		0.65	0.65	0.65
	He		4,580	3,060	3,060
	h		4,23	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		376.5	292.1	189.6
	N _{ser} (kN)		1320.16	734.92	453.17
	Vu (kN)		527.100	408.940	265.440
	σ_{max} (kN/m ²)		3950.060	3130.300	2301.650
	σ_{min} (kN/m ²)		-3117.140	-2530	-1200.133
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	$\sigma_{s acc}$ (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		1.45	1.5	1.7
	L _t		1.15	1.1	0.9
	d		0.96	1.00	1.13
	d _{adopté}		0.6	0.7	0.5
	d ₂ = L _t - d _{adopté}		0.55	0.4	0.4
	σ_1		1889	1138.29	1086.95
	N ₁		437.92	373.50	208.6
	N ₂		129.86	86.91	54.34
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		10.9	9.3	5.215
	A _{v2} /bande (cm ²)		3.24	5.342.17	1.35
	A _{vj} (cm ²)		14.50	11.05	7.30
	A'v1/bande/nappe		14.52	7.04	7.04
	A'v2/bande/nappe		6.86	3.175	3.174
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		7.87	6.58	6.58
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		15.4	11.2	7.86
	A'v2 adopté (cm ²)		11.12	7.86	7.86
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*5HA14	2*5HA12	2*5HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*5HA12	2*5HA10	2*5HA10
	Stmax		30	30	30
Espacement	Espacement (cm)	Bande 1	10	13	8
	Espacement (cm)	Bande 2	10	8	8
Armatures horizontales	AH/2 (cm2)		6.28	4.96	4.12
	AH adopté (cm2)		11.00	7.87	7.07
	choix de la section		14HA10	10HA10	9HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		29	26	30
	At adoptées		4 épingles HA8/m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5 MPa$	τ_b	0.90	0.69	0.45
	3.26 Mpa	τ_u	0.64	0.50	0.32
	$\bar{\sigma}_b = 15 MPa$	σ_{bc}	0.55	0.31	0.27

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

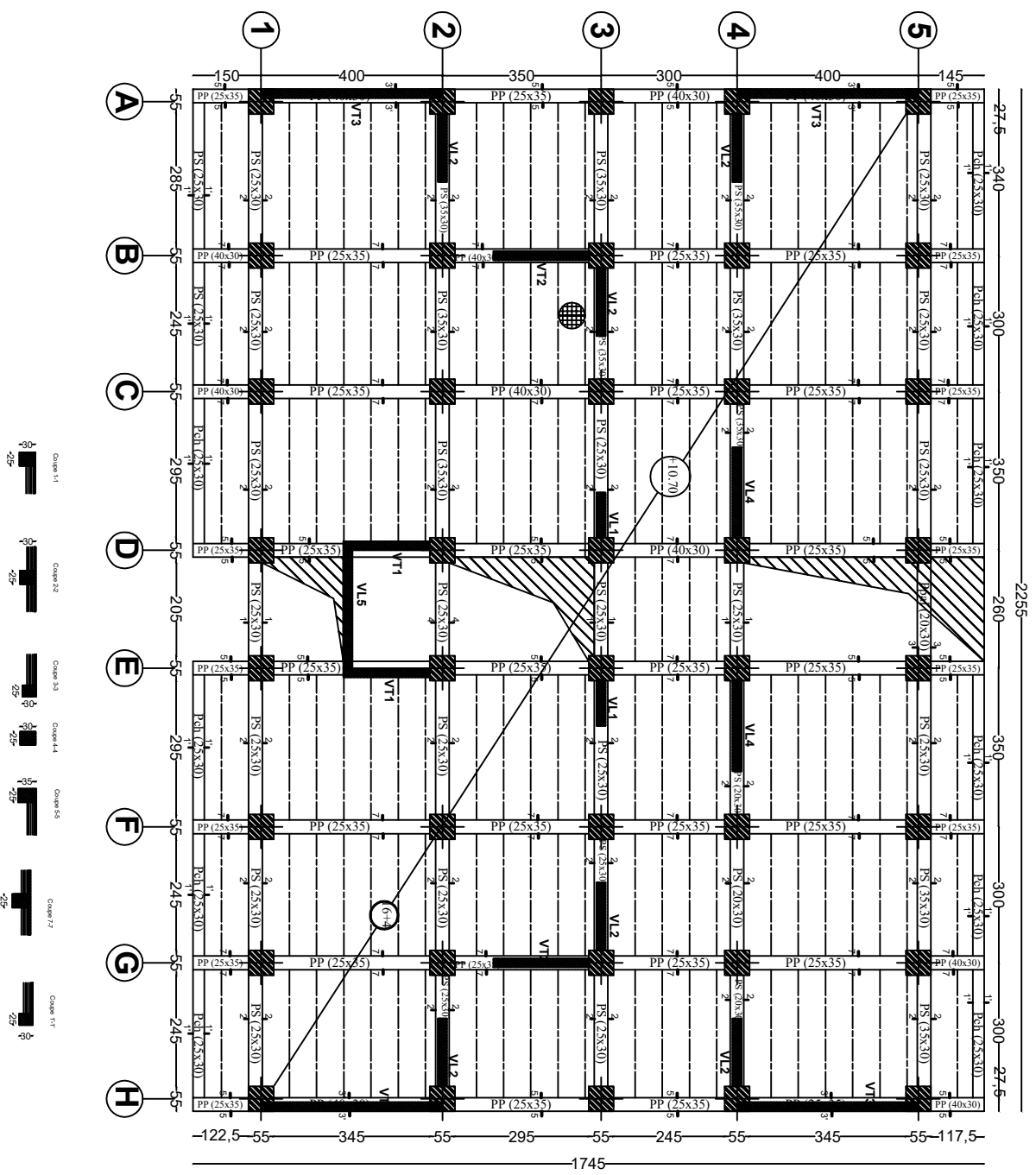
Tableau VI.3.11 : ferrailage des voiles longitudinaux (VL5)=2.6m

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +22.94 & +26.00 & 29.06



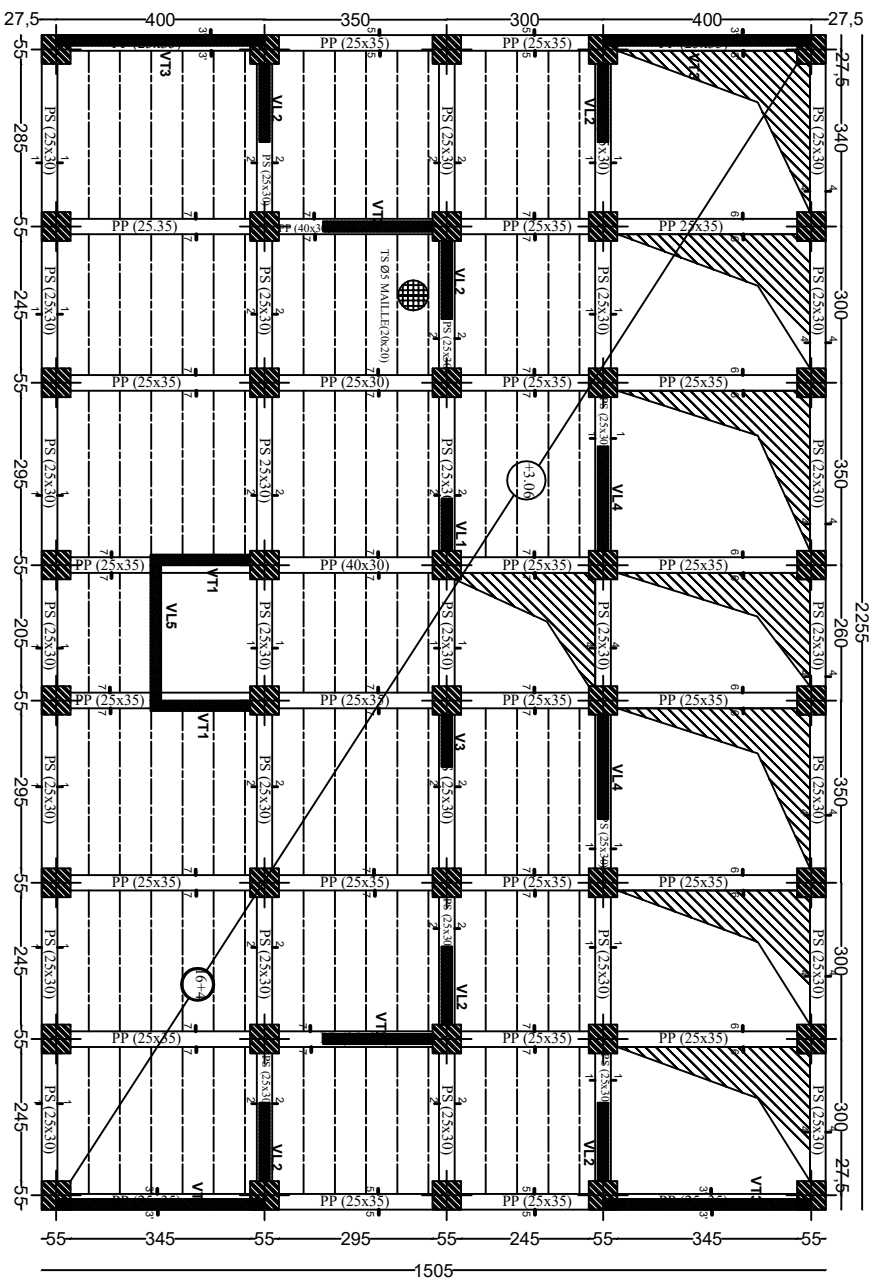
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudiant par : M ^{me} NEMIR Sonia M ^{me} KHARACHI Yacine	PLAN DE COFFRAGE
Dirigé par : Mm. CHERIFI	Promotion: 2021/2022

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +10.70



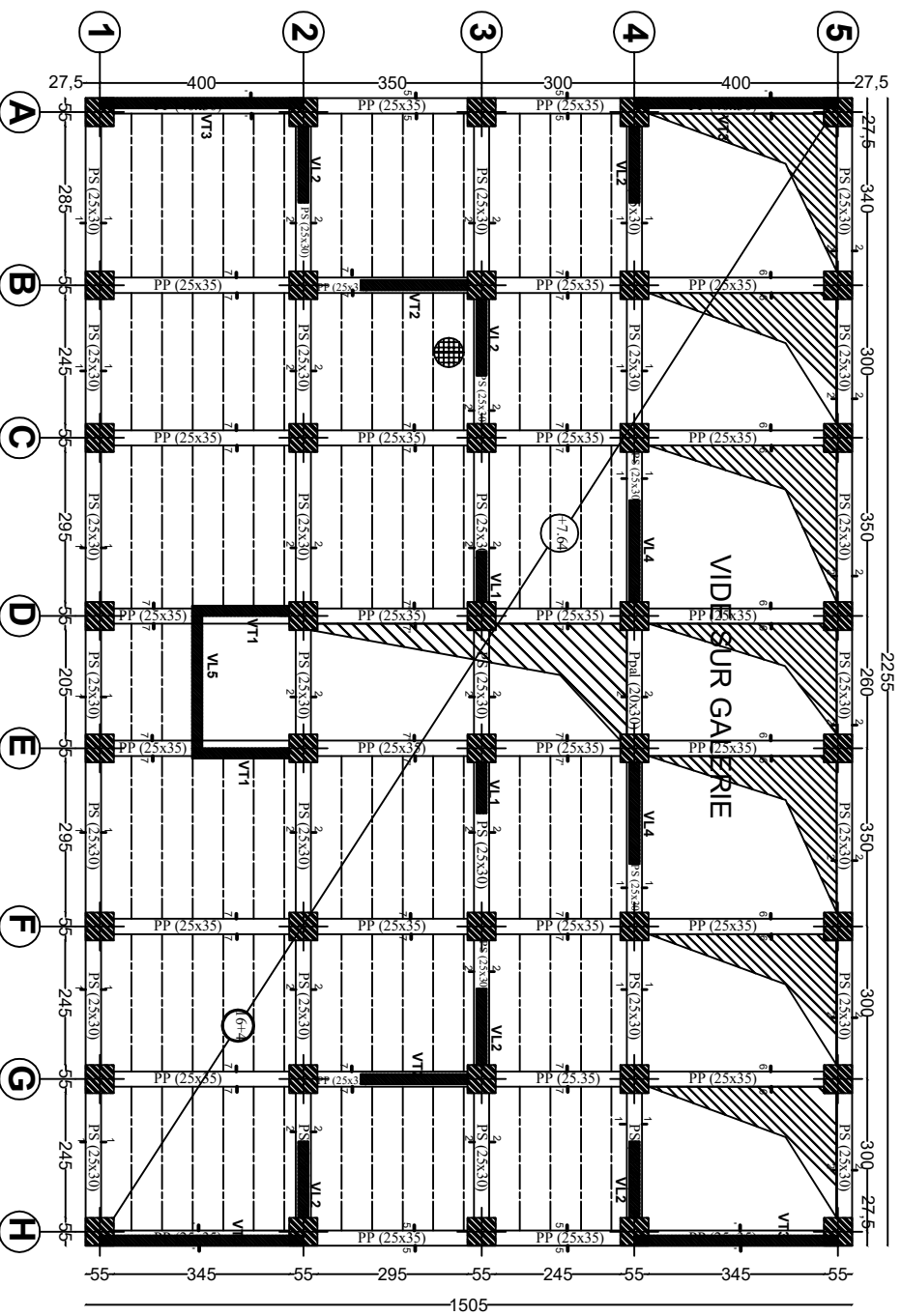
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : M ^{me} NEMER Soula M ^r KHAROU Yachme		PLAN DE COFFRAGE	
Dirigé par : M ^m CHERIF			
		Promotion: 2021/2022	

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +4.58



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : -M ^{me} NEMIR Souha -M ^r KHARCHI Yacine		PLAN DE COFFRAGE	
Dirigé par : -Mm CHERIF			
Promotion: 2021/2022			

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +7.64



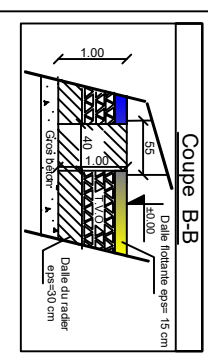
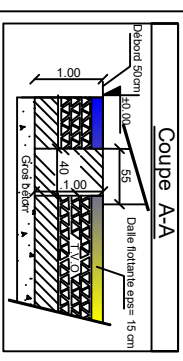
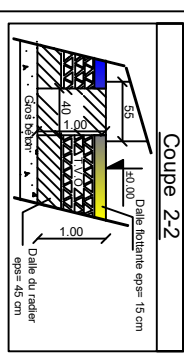
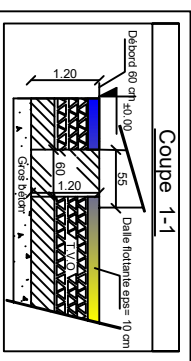
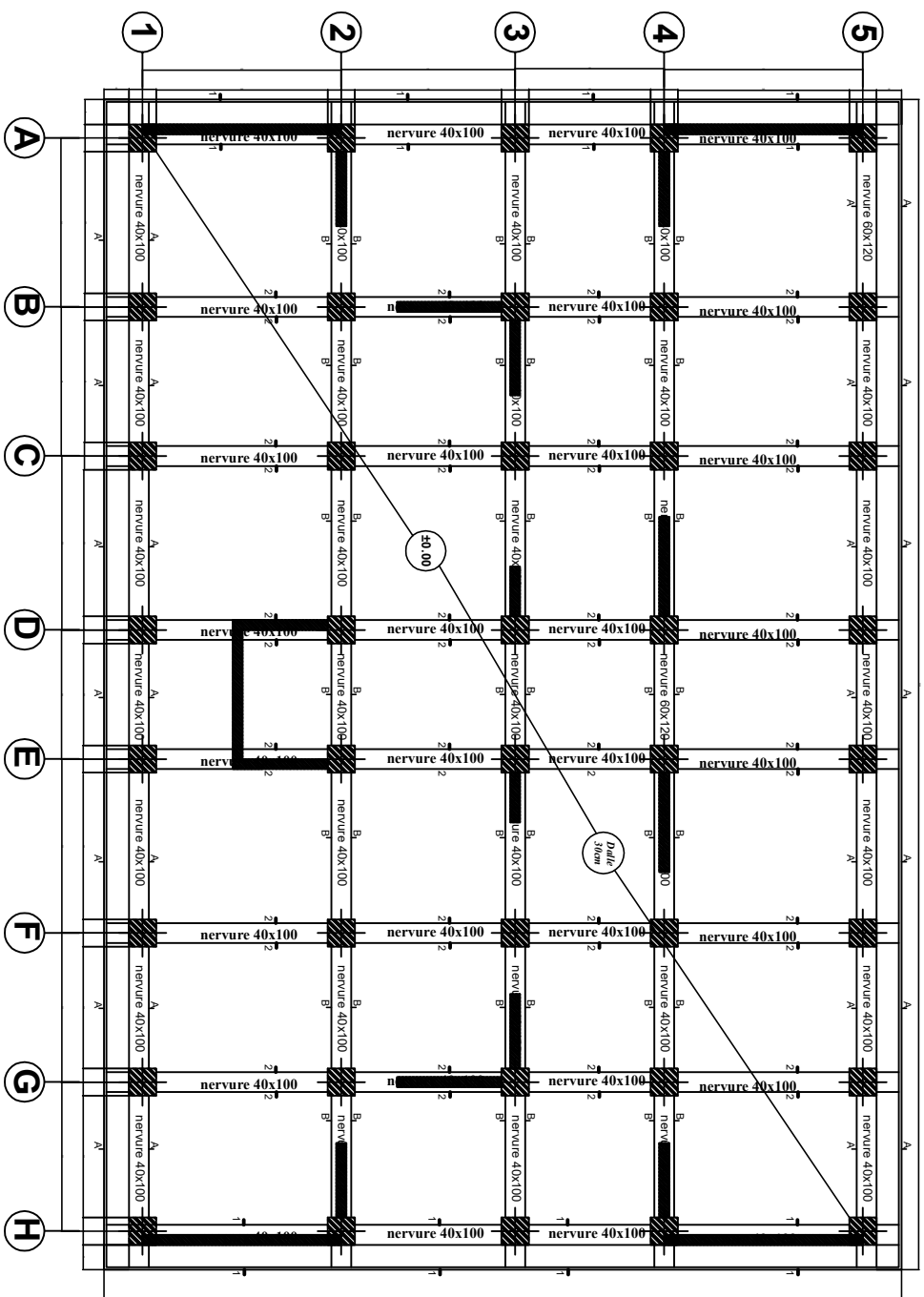
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZ OUZOU

Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{me} NEMIR Sonia
-M^r KHARCHI Yacine

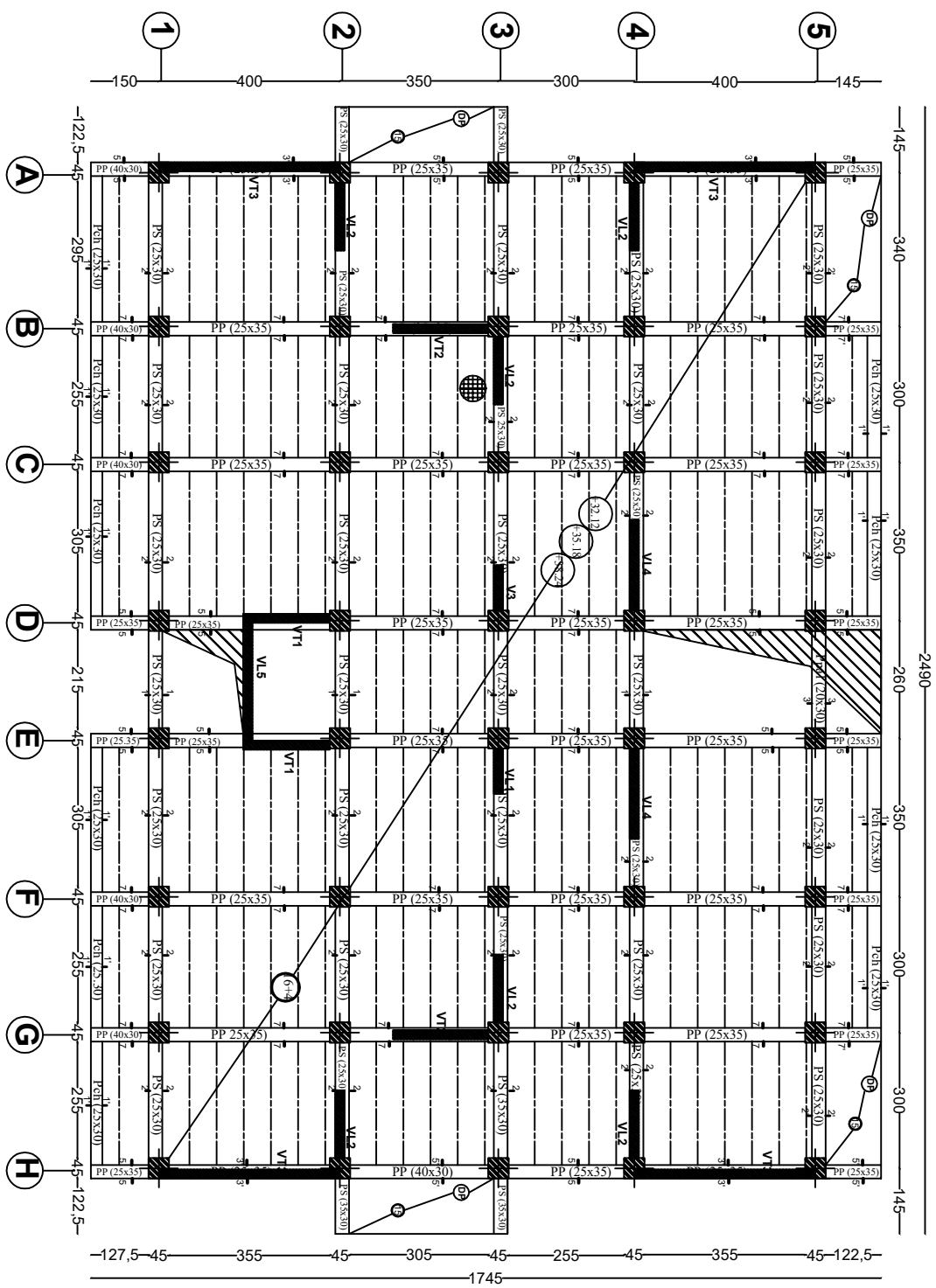
PLAN DE COFFRAGE
Dirigé par :
-M^m CHERIFI
Remonté: 2021/2022

PLAN DE FANDATIONS NIV ±0.00



UNIVERSITE MOU OUD MAMMERI DE TIZ OUZOU		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : M ^{me} NEMIR Sonia M ^r KHARCHI Yachine		PLAN DE COFFRAGE	
Dirigé par : Mm CHERIFI			
		Pratiqué le : 2021/12/2022	

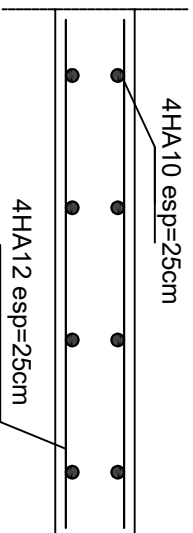
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +32.12 & +35.18 & +38.24



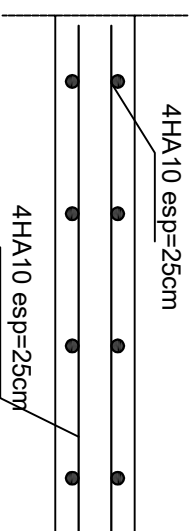
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ OUZOU		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etude par : M ^{me} NEMIR Sonia M ^r KHAROUH Yedine		PLAN DE COFFRAGE	
Dirigé par : M ^m CHERIFI			
		Promotion: 2021/2022	

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA SALLE MACHINE

Sens X-X

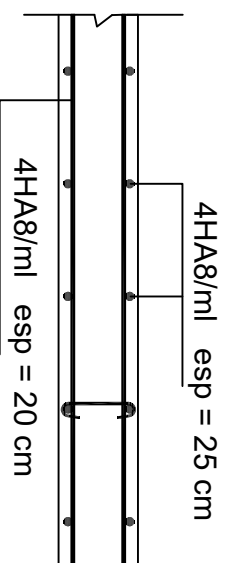
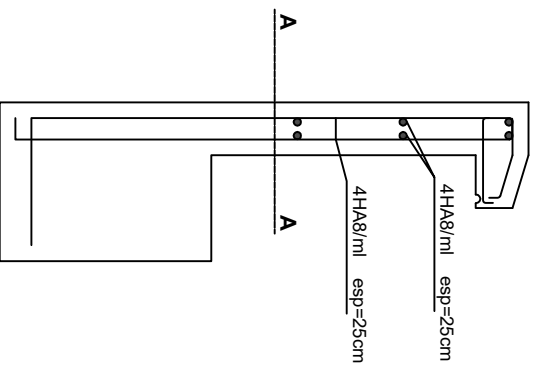


Sens Y-Y



PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

Coupe A-A



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

Etudié par :

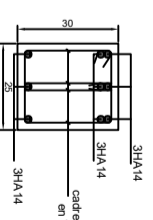
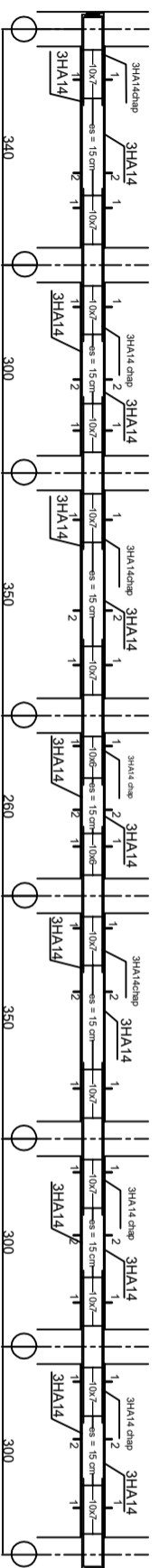
M^{me} NEMIR Sonia
M^r KHARCHI Yacine

Dirigé par :
Mm CHERIFI

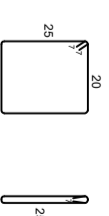
PLANS DE FERRAILLAGE

Promotion:2021/2022

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (25x30) ZONE 1

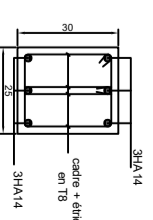


coupe 1-1



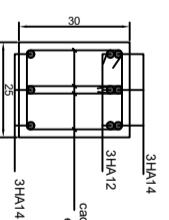
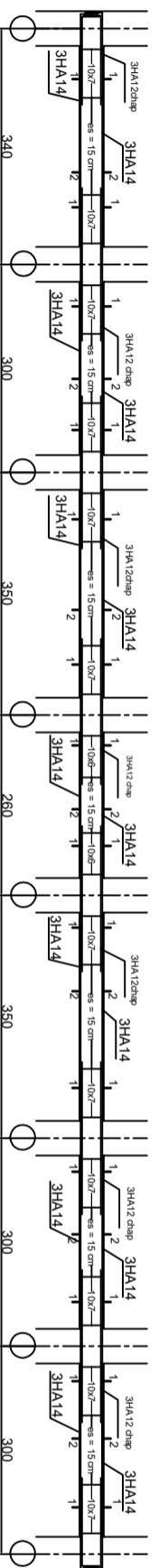
cad en T8

étr en T8

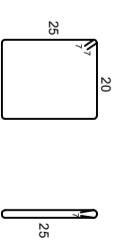


coupe 2-2

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (25x30) ZONE 2.3

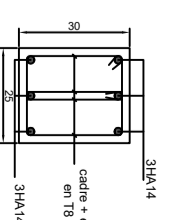


coupe 1-1



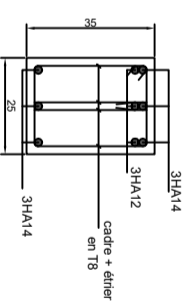
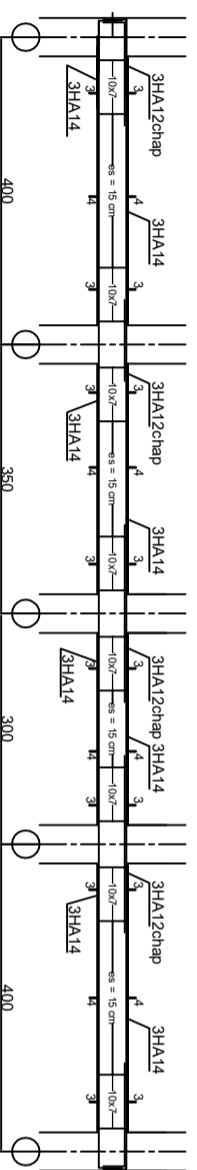
cad en T8

étr en T8

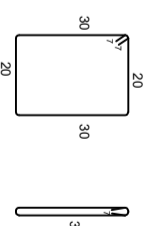


coupe 2-2

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (25x35) ZONE 1.2.3

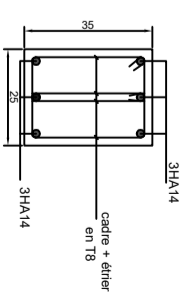


coupe 3-3



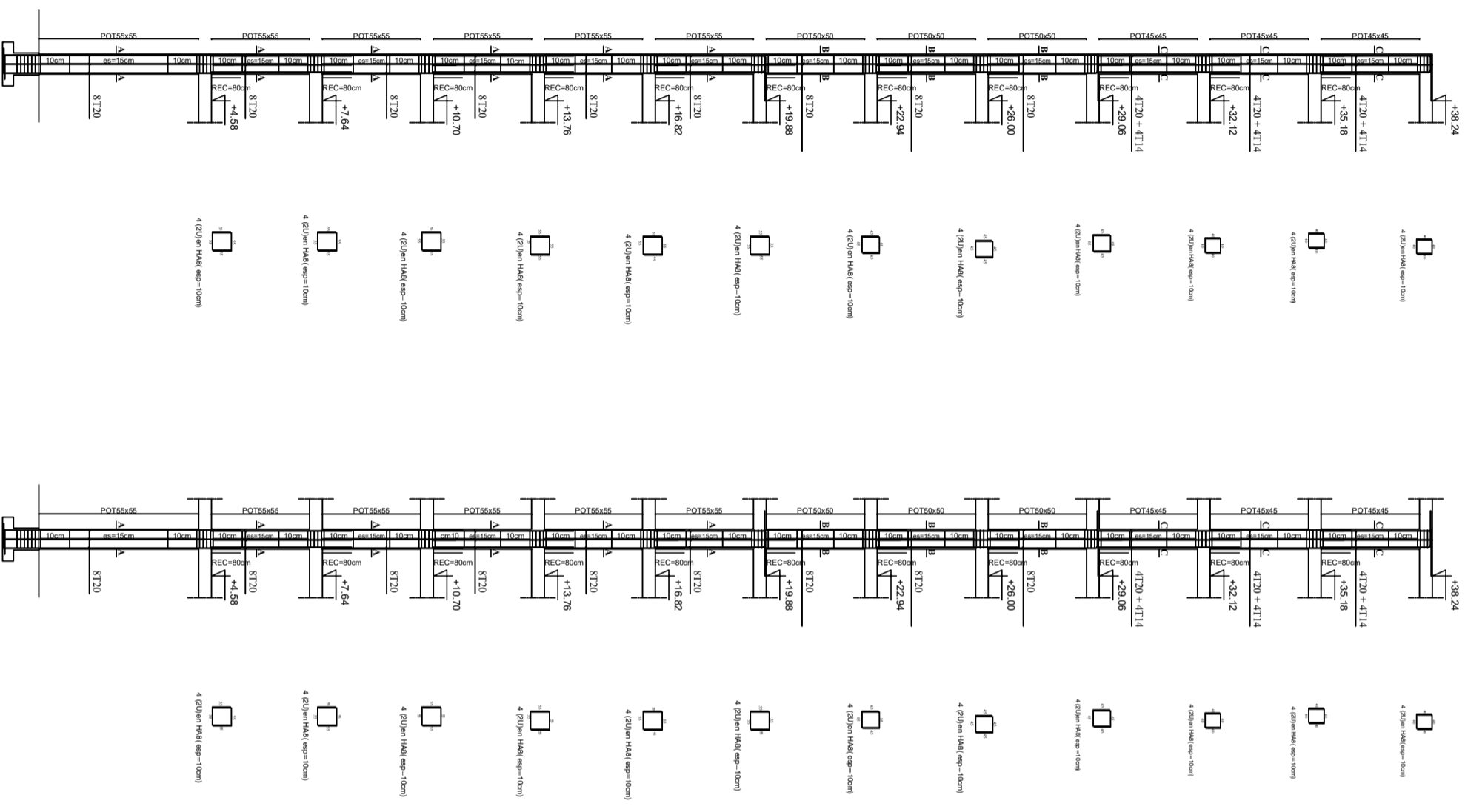
cad en T8

étr en T8

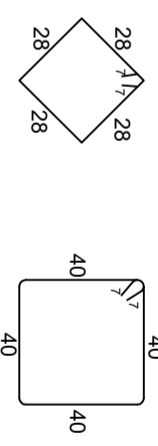
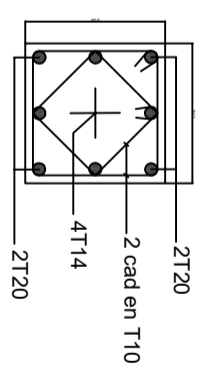


coupe 4-4

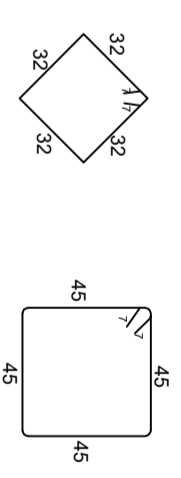
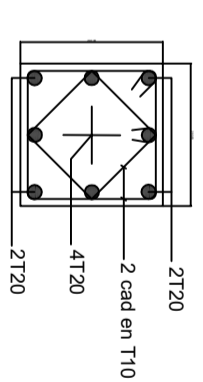
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : -M ^{lle} NEMIR Sonia -M ^r KHARCHI Yacine		PLANS DE FERRAILLAGE DES POUTRES	
Dirigé par : -Mm CHERIFI		Promotion: 2021/2022	



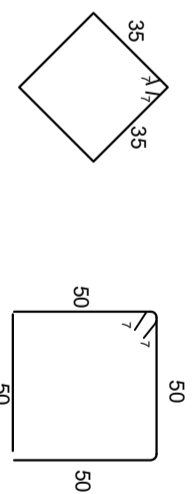
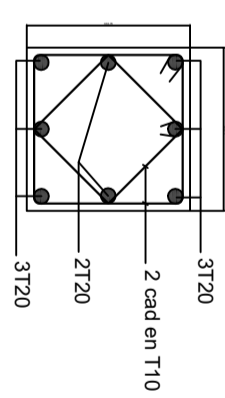
Coupe C-C



Coupe B-B



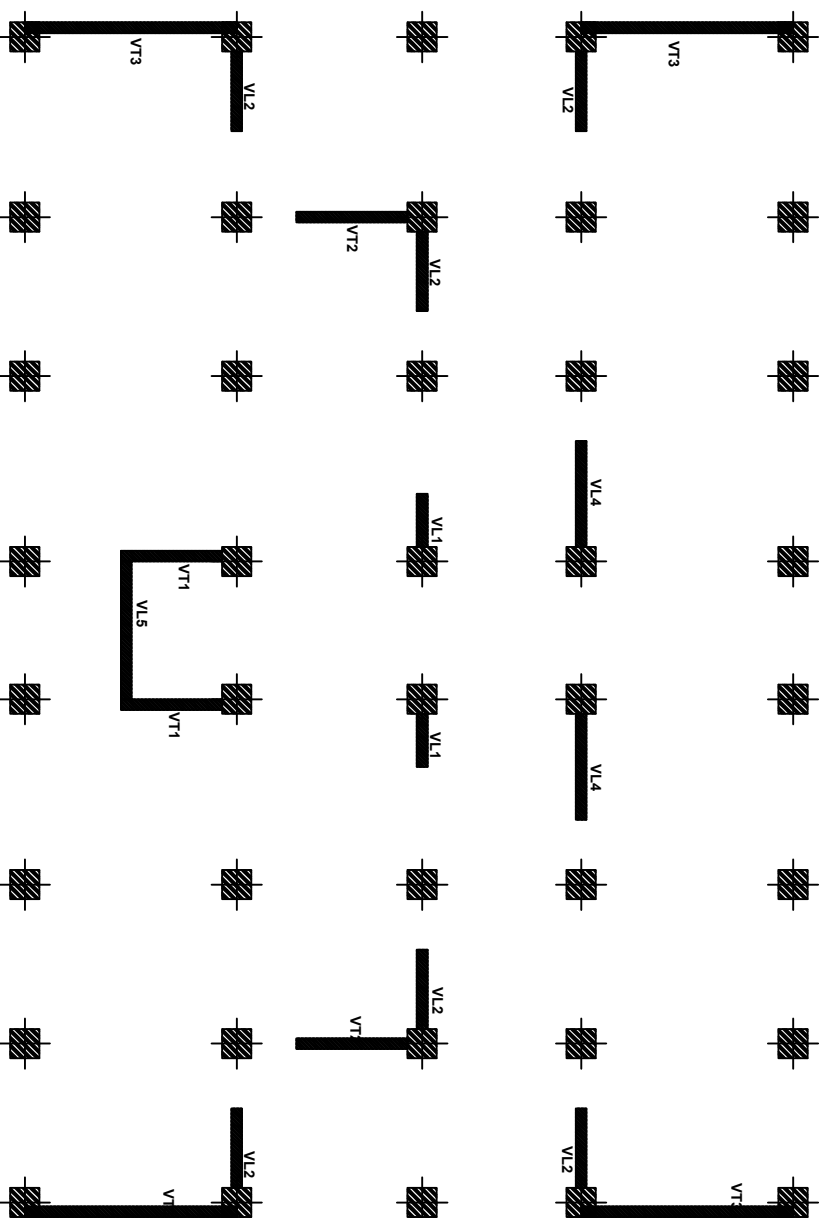
Coupe A-A



35 35

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : -M ^{lle} NEMIR Sonia -M ^r KHARCHI Yacine		PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX	
Dirigé par : -Mm CHERIFI			
		Promotion: 2021/2022	

DISPOSITION DES VOILES



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI
DE TIZ OUZZOU

Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

Etudié par :

M^{me} NEMIR Souha
M^{me} KHAROUH Yasmine

DISPOSITION DES VOILES

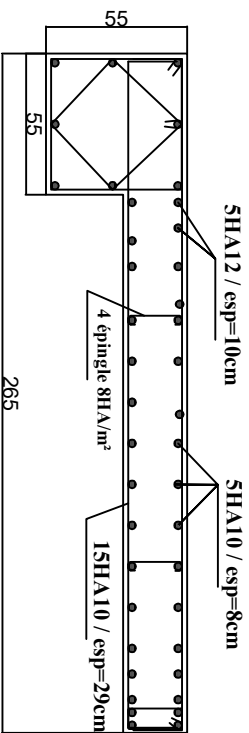
Dirigé par :

M^m CHERIFI

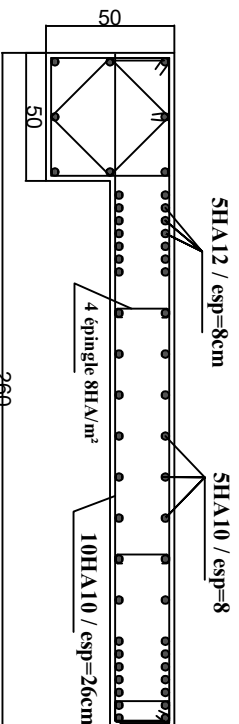
Promotion:2021/2022

VT2

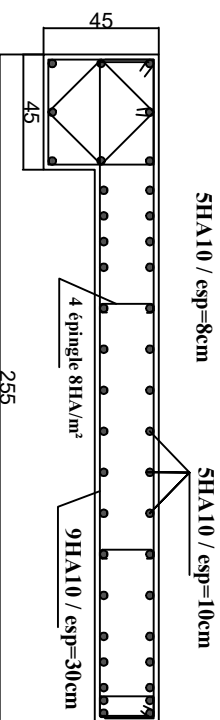
Zone I



Zone II

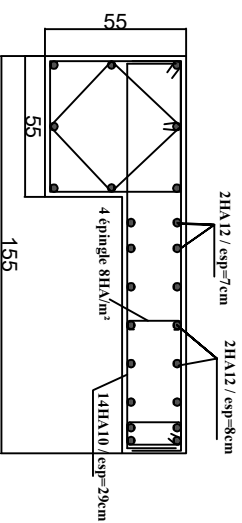


Zone III

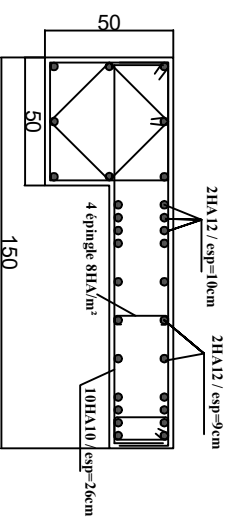


VL1

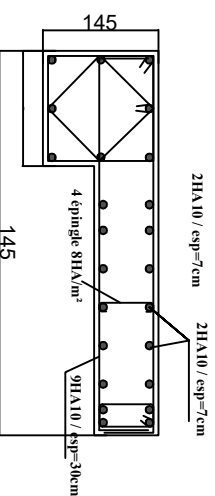
Zone I



Zone II



Zone III



UNIVERSITE MOU OUD MAMMERRI
DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

Etudié par :

M^{me} EMIR Souhe
M^r KHARCHI Yasmine

Dirigé par :

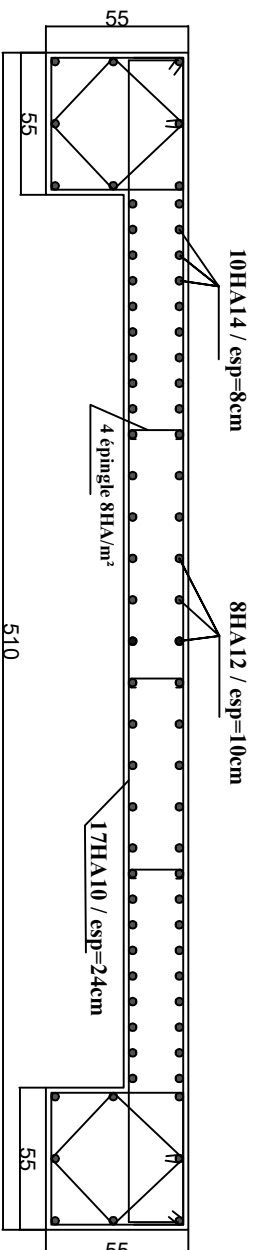
Mm CHERIFI

PLANS DE FERRAILLAGE
DES VOILES VL1 et VT2

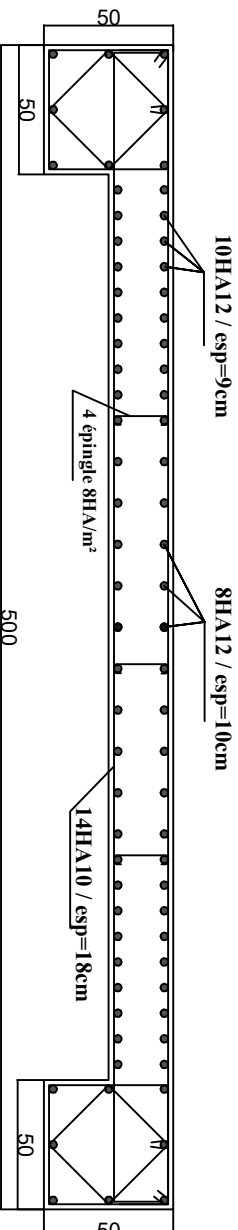
Plan01dpcr2021/2022

VT3

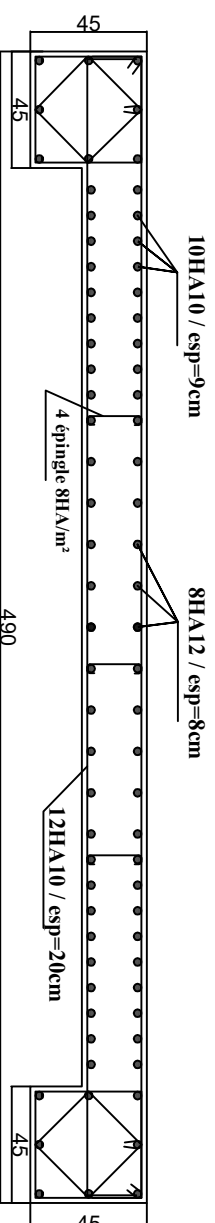
Zone I



Zone II

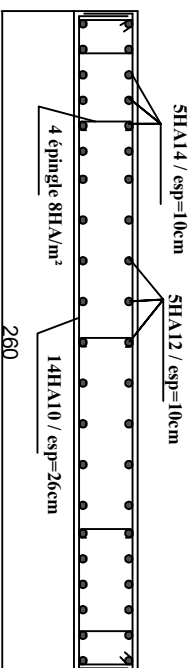


Zone III



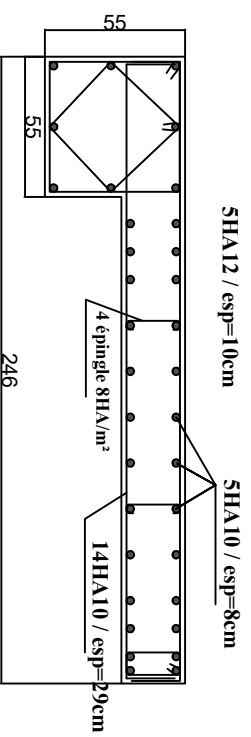
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : M ^{me} NEMIR Senia M ^r KHARCHI Yacine		PLANS DE FERRAILLAGE DU VOILE VT3	
Dirigé par : -M ^m CHERIFI			
		Promotion:2021/2022	

VL5

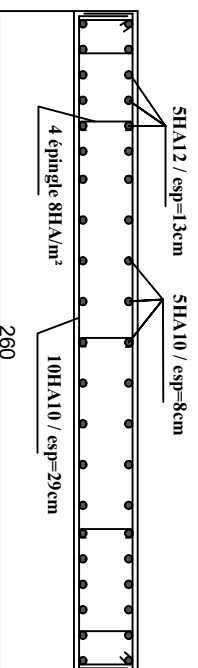


Zone I

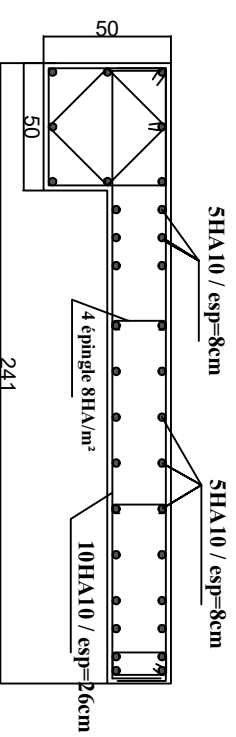
VT1



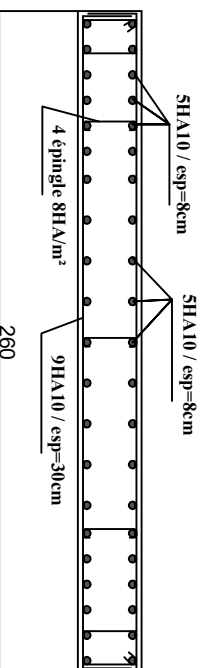
Zone I



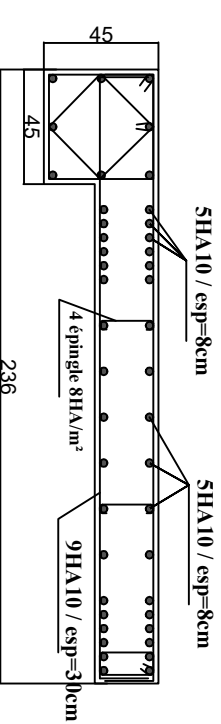
Zone II



Zone II



Zone III



Zone III

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZ OUZOU

Faculté De Génie De La Construction
Département de Génie Civil

Etudié par :

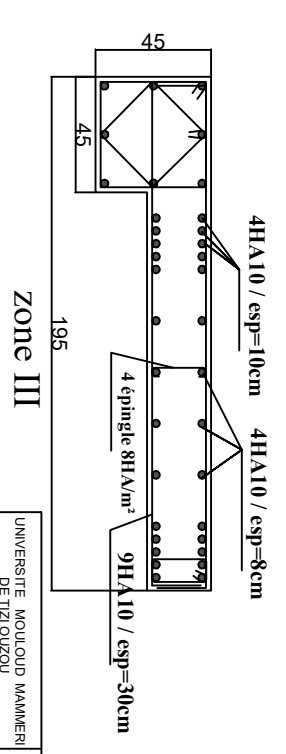
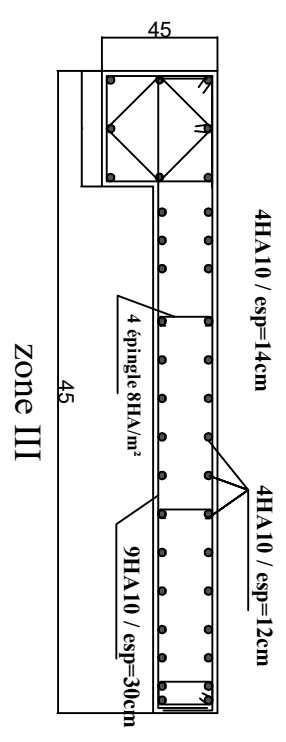
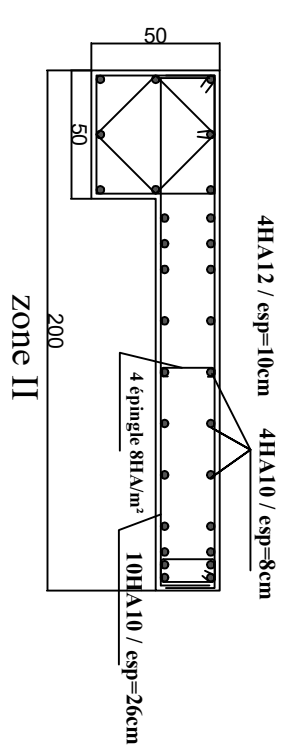
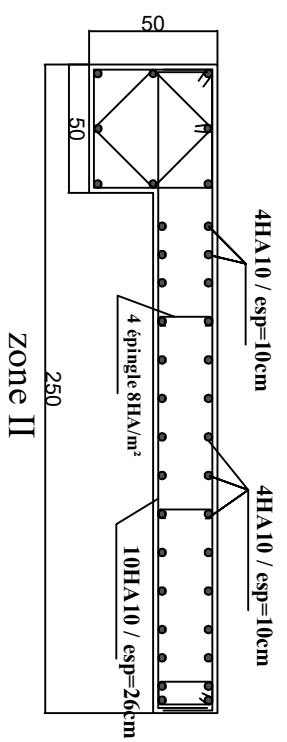
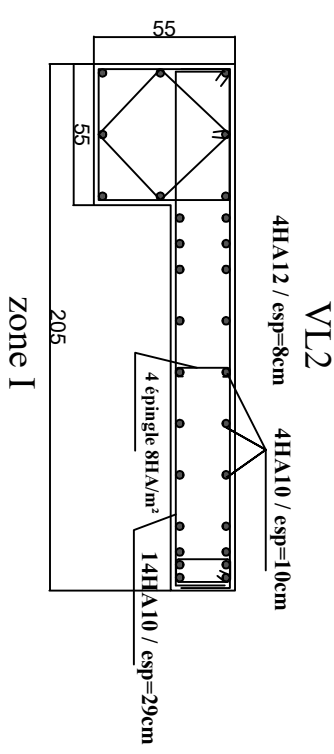
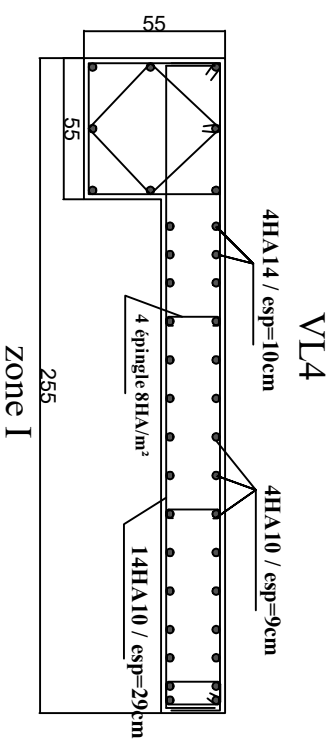
M^{me} NEMER Sonia
M^r KHARCI Yachine

Dirigé par :

Mm CHERFI

PLANS DE FERRAILLAGE
DES VOILES VT1 et VL5

Promotion:2021/2022



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etude par : M ^{me} FERHIL Soria M ^r KHANOUH Yasmine		PLANS DE FERRAILLAGE DES VOILES VL2 et VL4	
Dirigé par : M ^m CHERIFI			
		Promotion: 2021/2022	

BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismique algériennes RPA99/version 2003.
- Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).
- Recherche globale sur internet
- Mémoire de fin d'études réalisé par (M. LOURZIKENE Lounes et M. TIDJOUIMAT Djilali) promotion 2019/2020
- Mémoire de fin d'études réalisé par (Mlle HASSAINE Sarah et Mlle HAMTACHE Kahina) promotion 2019/2020
- Mémoire de fin d'études réalisé par (M. HALLAH Mohamed et M. HASSANI Rachid) promotion 2020/2021
- Mémoire de fin d'études réalisé par (M. BOUAZIZ Adel et M. TOUMI Abderraouf) promotion 2018/2019

- Mémoire de fin d'études réalisé par (M. KHELFA Hichem et M. KHALED kheir-eddine) promotion 2016/2017 (Université Abderrahmane Mira de Bejaia)
- Calcul des Ouvrages en béton armé -M. BELAZOUGUI-
*office des publications universitaires 1991

Outils informatiques :

- Logiciel AUTOCAD.
- Logiciel ETABS.
- Logiciel EXCEL.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- Logiciel WORD

CONCLUSION GENERALE

L'expérience de se mémoire de fin d'étude nous a permis de faire le palais montre le monde de la théorie et le monde de la pratique voir mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de la l'autre. On est fait à travers ce travail nous avons pu mettre mon connaissance théorique acquise tout rond de notre cursus universitaire les as fini et les approfondir d'une manière exponentiel pour voir mieux et du monde professionnel vas-tu je n'ai civil bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteur économie et sécurité néanmoins se dernier reste plus primordial pour décider pour arriver dimensions maquillage fait nous nous avons explorer les différents éléments constitution bâtiment différentes Etap de calcul de chacun de ces éléments tout cela au respecte en est différent règlement actuellement en vigueur Concernant notre étude logiciel résultats technique et les illustrations trouver les étapes sans permis de mieux ainsi me les interprété mêmes observer le comportement de race que tu auras c'était grave en meilleure rentabilité du travail Mathieu temps et d'efficacité Tout compte fait nous aurons constaté que les l'ablation Eva conception d'un projet se passe pas uniquement sur le calcul mais plutôt ça concordance avec le côté pratique enfin ce modèle de travailler nique une infime partie pour le domaine du génie civil qu'ils espérons suivra dans le futur de notre vie professionnelle