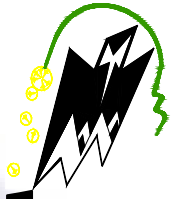


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

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

THÈME

Étude d'un bâtiment (R+9+entre sol) à
usage d'habitation, commercial
Contreventé par voile
avec logiciel ETABS.

Dirigé par : M^{me} BOUZID

Etudie par :

BOUBAKOUR
BOURABAH

DJEDJIGA
KATIA

Année universitaire 2017/2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

Au terme de ce travail, il nous est particulièrement agréable d'adresser nos remerciements à toutes les personnes qui nous ont apporté leur aide et leur soutien, mais avant tout nous remercions Dieu le tout puissant et miséricordieux.

Nos vifs remerciements et notre profonde gratitude s'adressent à notre promotrice, Madame **BOUZID**, pour son dévouement, sa disponibilité, ses efforts, sa patience et sa gentillesse.

On exprime aussi toute notre gratitude aux membres du jury pour avoir l'honneur qu'ils nous ont fait d'examiner ce travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous les enseignants qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences et dévouement nous ont soutenu et encouragé tout au long de notre cursus.

Et nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à tous les ingénieurs du bureau d'étude B.A.U.R.G.T.S en particulier LARABI SALIHA, ALLILI YAMINA et CHIKHI MANEL.

Dédicace :

Je dédie ce travail :

Aux deux piliers de ma vie, mes chers parents pour leurs amours, leurs tendresses, leurs soutiens et leurs prières tout au long de ma vie et de mes études.

A mes chères sœurs : KATIA et FERROUDJA.

A mes chers frères : LOTFI et HILAL

A mes ami(es) surtout : ROZA, GHANIA, LYDIA, DJEDJIGA, SALIM, FERHAT, KAMEL et MOHAMED

A ma binôme, ma sœur BOURABAH KATIA et sa respectueuse famille.

A toute la famille BOUBAKOUR,

A toute la promotion 2018 CCI d'université Mouloud Mammeri

DJIDJI

Dédicace :

Je dédie ce travail :

A mon très cher mari SLIMANE que j'aime beaucoup et qui est toujours derrière moi.

A mon ange de ma vie, ma fille MELINA.

A mes très chers parents que j'aime beaucoup.

A mes très chers sœur : AMINA, ASSIA et ces enfants ALCIA, RAYANE et ADEL.

A mon cher frère : MOURAD.

A la mémoire de mon beau frère RAMDANE.

A ma binôme, et petite sœur BOUBAKOUR DJEDJIGA et sa respectueuse famille.

A toute la famille BOURABAH, et MAHREZ.

A toute la promotion 2018 CCI d'université Mouloud Mammeri

KATIA

SOMMAIRE

Introduction générale	
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	Page001
Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges.....	Page009
1-Planchers	Page009
2-Poutres.....	Page010
3 Voiles	Page011
4-Poteaux	Page013
Chapitre III : Calcul des éléments	Page024
A. L'acrotère.....	Page024
B. Les balcons	Page033
C. Les escaliers	Page040
D. Poutre palière	Page065
E. Les planchers.....	Page078
F. La salle machine.....	Page106
G. La dalle pleine	Page 117
Chapitre IV: Vérifications des exigences du RPA.....	Page126
Chapitre V : Ferrailage de la structure	Page138
A. Ferrailage des poteaux.....	Page139
B. Ferrailage des poutres	Page153
C. Ferrailage des voiles	Page163
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....	Page178.
Chapitre VII : Etude de mur plaque	Page208
Conclusion générale	
Annexe :La modélisation	
Bibliographie	

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

FIGURE I.1 : zone d'implantation du projet.

FIGURE I.2 : coupe vertical des escaliers

FIGURE I.3 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.

FIGURE I.4 : Diagramme Contrainte-déformation du béton à (ELS).

FIGURE I.5 : Diagramme des contraintes-déformation de l'acier

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

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

FIGURE II .2: Coupe de voile en plan [RPA].

FIGURE II .3 Coupe de voile en élévation [RPA].

FIGURE II.4 : Eléments constituant le plancher-terrasse

FIGUREII .5: Eléments constitue du plancher courant.

FIGUREII .6 : Plancher balcon (dalle pleine).

FIGURE II .7 : Coupe verticale du mur double cloison

FIGURE II .8 : Coupe verticale du mur intérieur.

FIGURE II .9 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

FIGURE II .10: Loi de dégression des charges.

Chapitre III : Calcul des éléments

FIGURE III.1: Coupe verticale de l'acrotère.

FIGURE III.2: Schéma statique de l'acrotère.

FIGURE III.3 : Diagrammes des efforts internes.

FIGUREIII.4 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

FIGURE III.5 : Coupe verticale d'un balcon

FIGURE III.6 : Schéma statique du balcon

FIGURE III.7: Disposition des armatures principales du balcon

FIGURE III.8 : Constituant d'un escalier.

FIGURE III.9 : Schéma statique des volées à l'ELU.

FIGURE III.10 : Schéma statique des volées à l'ELS.

FIGURE III.11 : Schéma statique de la poutre palière.

- FIGURE III.12 : Schéma statique de la poutre palière.
FIGURE III.13: Coupe verticale d'un plancher en corps creux.
FIGURE III.14 : poutrelle.
FIGURE III.15: treillis soudé (200x200).
FIGURE III.16 : Fig.III.16. la disposition des poutrelles
FIGURE III.17 : statique de la poutrelle.
FIGURE III.18 : la section en T
FIGURE III.19 : diagramme des zones sur les poutrelles à E.L.U
FIGURE III.20 : disposition des armatures en section T.
FIGURE III.21 : schéma statique des poutrelles à E.L.S
FIGURE III.22 : répartition des moments
FIGURE III.23 : Distribution des moments sur le panneau.
FIGURE III.24 : Dimensions du panneau de dalle.
FIGURE III.25 : Moments isostatiques et moments après prise en compte de la continuité du panneau.
FIGURE III.26 : diagramme des moments a l'ELU

CHAPITRE V: Ferrailage des éléments.

- FIGURE V.1 : La zone nodale des poteaux.
FIGURE V.2: Schéma de calcul en flexion composée.
FIGURE V.3 : disposition des armatures tendues SSA
FIGURE V.4 : Disposition des armatures SDA.
FIGURE V.5: Disposition des voiles.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

- FIGURE VI.1 : Dimensionnement d'une fondation
FIGURE VI.2: Distribution des sollicitations
FIGURE VI.3 : Coupe vertical d'un radier
FIGURE VI.4 : Diagramme des contraintes.

FIGURE VI.5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

FIGUREVI.6: : schéma statique de débord

FIGURE VI.7 : Répartition trapézoïdale

FIGURE VI.8: Présentation du chargement simplifié

FIGURE VI.9 : Répartition triangulaire.

Figure VI.10 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

FIGURE VI.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

FIGURE VI.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

FIGUREVI.13 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

FIGURE VI.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

FIGURE VI.15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

FIGURE VI.16 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

Figure VI.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Figure VI.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

FigureVI.19: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

Figure VI.20 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Figure VI.21 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

Chapitre VII : Etude du mur plaque.

FIGURE VII.1 : Coupe verticale du mur plaque.

FIGURE VII.2.Diagrammes des contraintes

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

- Tableau II -1 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.
- Tableau II-2 : charges permanentes du plancher étage courant.
- Tableau II -3 : charges permanentes de la dalle pleine.
- Tableau II -4 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur).
- Tableau II -5 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur).
- Tableau II-6 : valeur de la charge permanente des voiles.
- Tableau II -7 : Récapitulatif de la descente de charge.
- Tableau II-8 : Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99(Art 7.4.1).
- Tableau II-8 : Vérification au flambement .

Chapitre III : Calcul des éléments

- Tableau III.1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps
- Tableau III.2 : vérification la formule de blondel.
- Tableau III-3 : Charge permanente de la 1ère volée.
- Tableau III-4: Charge permanente de la 2ème volée.
- Tableau III-5: Charge permanente du palier.
- Tableau III-6 : Charge permanente de la 1ère volée.
- Tableau III-7: Charge permanente de la 2ème volée.
- Tableau III-8: Charge permanente du palier.
- Tableau III-9: Charge permanente de la 1ère volée.
- Tableau III-10 : Charge permanente de la 2ème volée.
- Tableau III-11: Charge du palier.
- Tableau III.12 : résumé tous les résultats obtenus.
- Tableau III.13: effort tranchants et les moments fléchissant.
- Tableau III-14 : résumé les moments en travée a l'ELS.
- Tableau III-15: résumé les moments aux appuis l'ELS.
- Tableau III-16 : résumé les efforts tranchants.
- Tableau III.17 : Le ferrailage a l' E L U.
- Tableau III.18: Poids des différents éléments constituant la dalle pleine

CHAPITRE IV : Vérifications des exigences du RPA99 modifié 2003

- Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes.
- Tableau IV.2 : la période fondamentale et le taux de participation massique.
- Tableau IV.3 : le pourcentage de rotation selon $z-z$
- Tableau IV .4: l'excentricité selon $x-x$.
- Tableau IV.5: l'excentricité selon $y-y$.
- Tableau IV.6 : Justification du système de contreventement.
- Tableau IV-7 : Résumé de calcul de du paramètre v .
- Tableau IV-8 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon $x-x$.
- Tableau IV-9 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon $y-y$.
- Tableau IV-10 : Résumé de calcul de l'effet $P-\Delta$.
- Tableau IV.11 : Récapitulatif des valeurs de A , D , R , T et W_t .

CHAPITRE V : ferrailage des éléments

- Tableau V.1: caractéristiques mécanique des matériaux.
- Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA.
- Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux dans le sens ($x-x$) avec M2.
- Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux dans le sens ($Y-Y$) avec M3.
- Tableau V.5 : ferrailage des poteaux.
- Tableau V.6 : Vérification de l'effort tranchant.
- Tableau V.7 : vérification non fragilité dans le sens ($x-x$) avec M2.
- Tableau V.8 : vérification non fragilité dans le sens ($y-y$) avec M3.
- Tableau V.9: vérification ELS dans le sens $x-x$.
- Tableau V.10 : vérification ELS dans le sens $y-y$
- Tableau V.11: Ferrailage des poteaux.
- Tableau VI.12 : Section des armatures longitudinales.
- Tableau V.13: ferrailage des poutres principales.
- Tableau V.14 : ferrailage des poutres secondaires.
- Tableau V.15 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.
- Tableau V.16: Vérifications armatures transversale à l'ELU.
- Tableau V.17: Vérification au cisaillement
- Tableau V.18: Influence de l'effort tranchant sur le béton.
- Tableau V.19: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.
- Tableau V.20: Moments à l'ELS.
- Tableau V.21: Vérifications des contraintes à L'ELS.
- Tableau V.22 : des efforts normaux.
- Tableau VI.23 : Tableau des armatures verticales.
- Tableau V.24 : Caractéristiques géométriques
- Tableau V.25 : Ferrailage adopté.
- Tableau V.26 : ferrailage des voiles longitudinale (VL1 , VL2).
- Tableau V.27: ferrailage des voiles longitudinale (VL3)
- Tableau V.28 : ferrailage des voiles longitudinale (VL4)
- Tableau V.29 : ferrailage des voiles transversal (VT1)
- Tableau V.30 : ferrailage des voiles transversal (VT2)

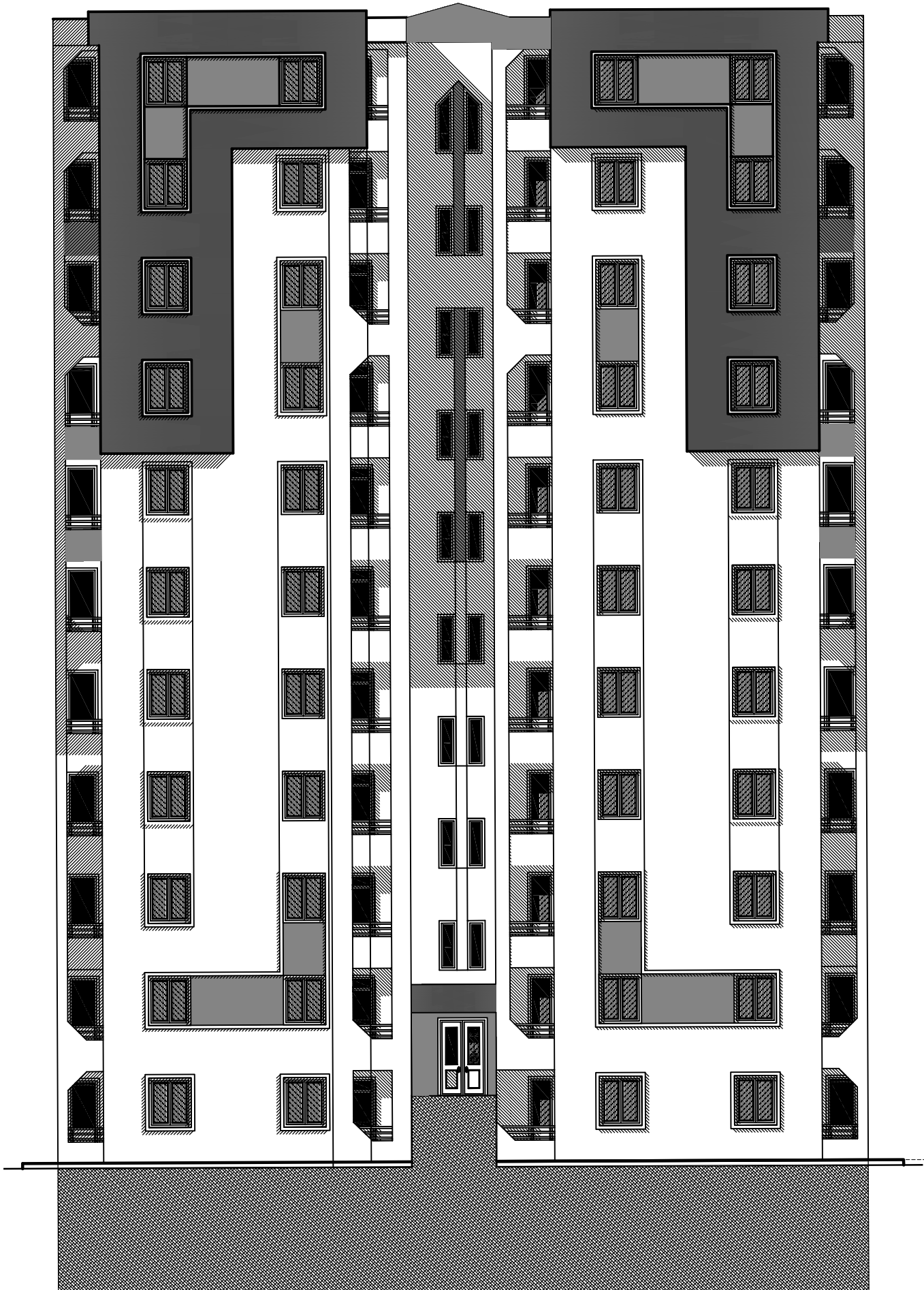
Tableau V.31 : ferrailage des voiles transversal (VT3,VT4,VT5)
CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

- Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).**
- Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)**
- Tableau VI.3 : Tableau des efforts normaux sous les poteaux.**
- Tableau VI.4 : Vérification des conditions de résistance.**
- Tableau VI.5 : ferrailage de radier**
- Tableau VI.6 : Vérification de la condition de non fragilité**
- Tableau VI.7 : vérification des contraintes dans le béton**
- Tableau VI.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)**
- Tableau VI.9 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)**
- Tableau.VI.10. Efforts internes dans les nervures.**
- Tableau VI.11. Le ferrailage adopté pour la nervure.**
- Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS**

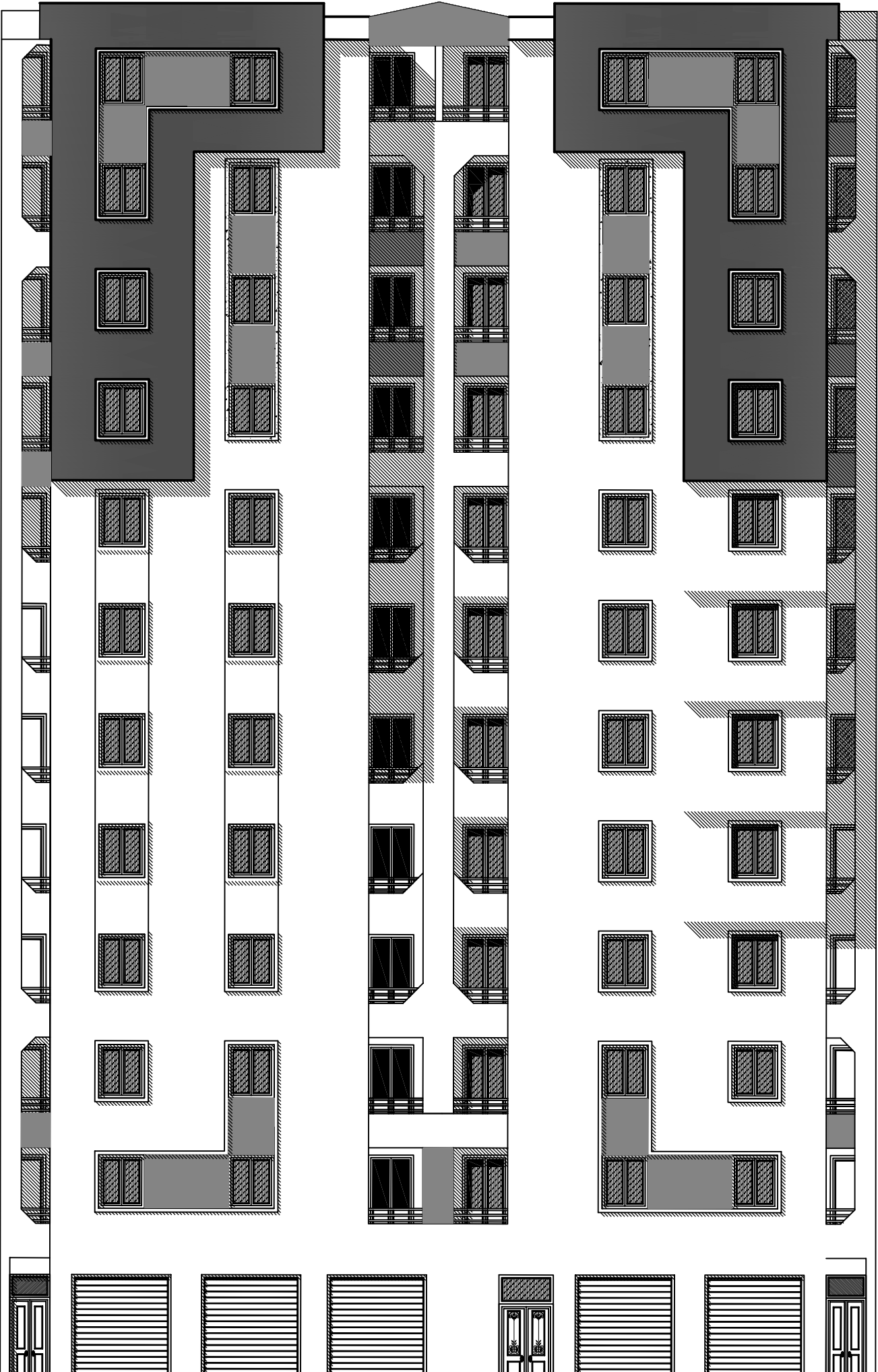
CHAPITRE VII : Etude du mur plaque

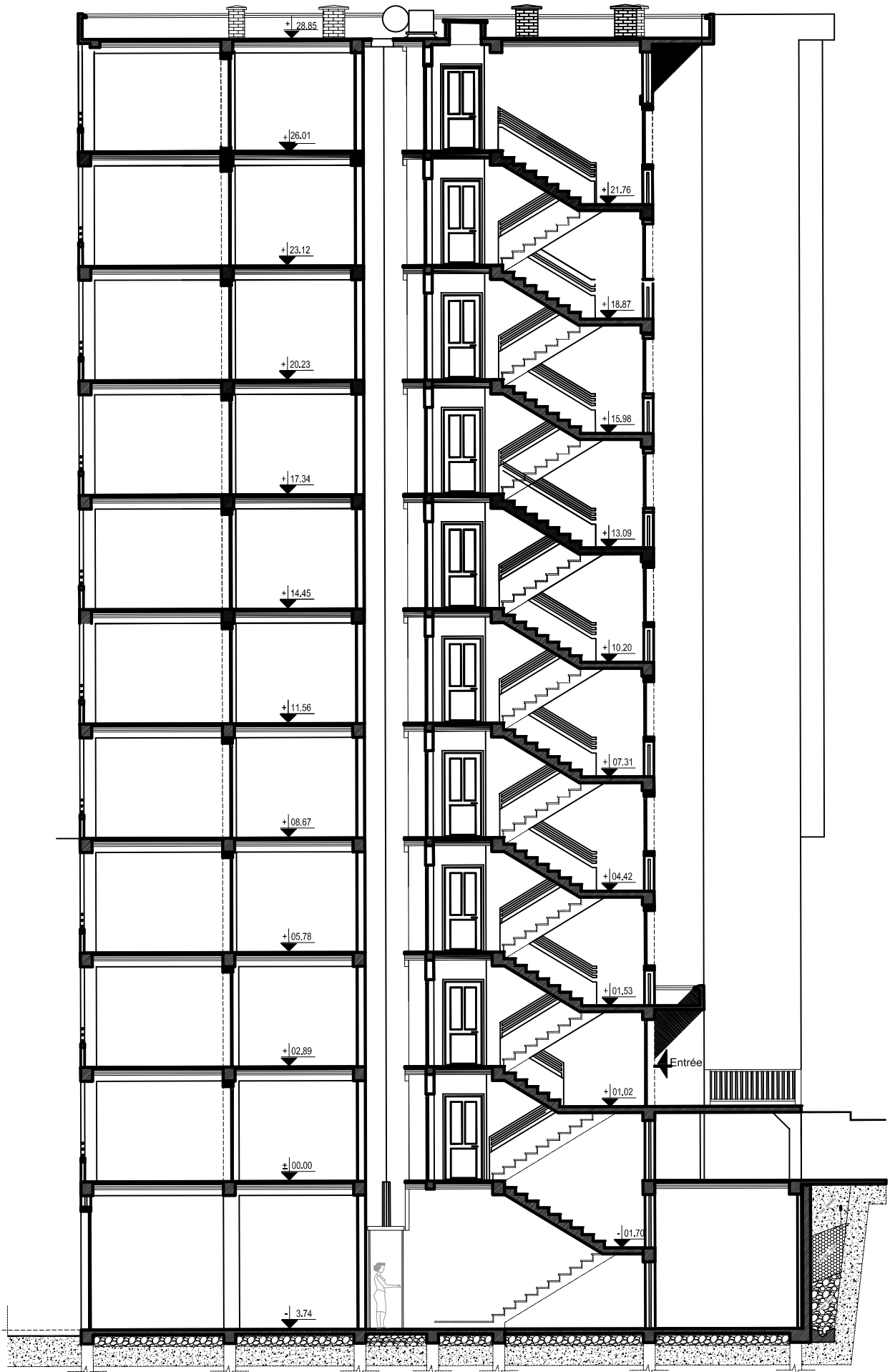
- Tableau VII. 1 : Ferrailage du mur plaque.**

FACADE PRINCIPALE

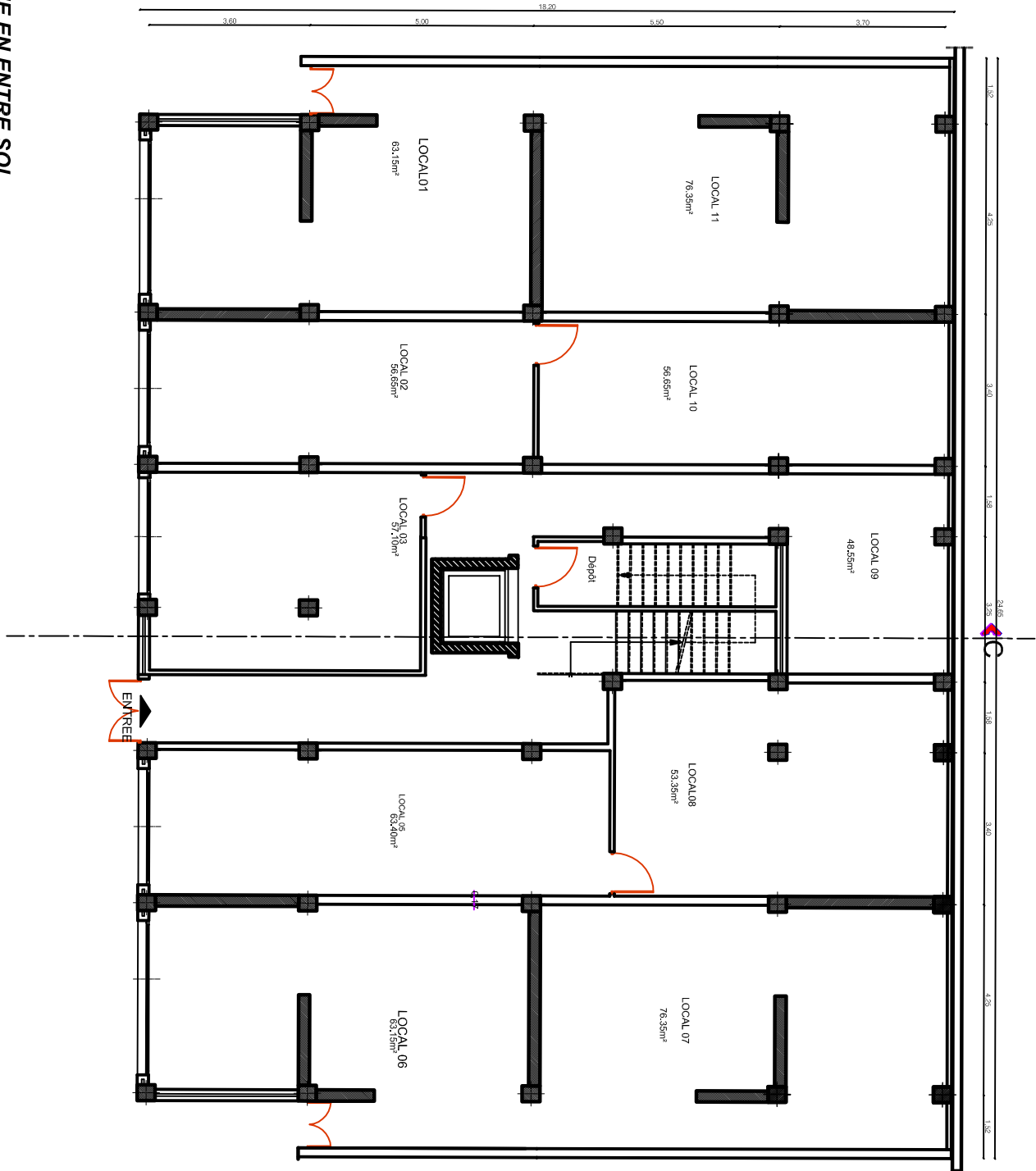


FACADE POSTERIEURE



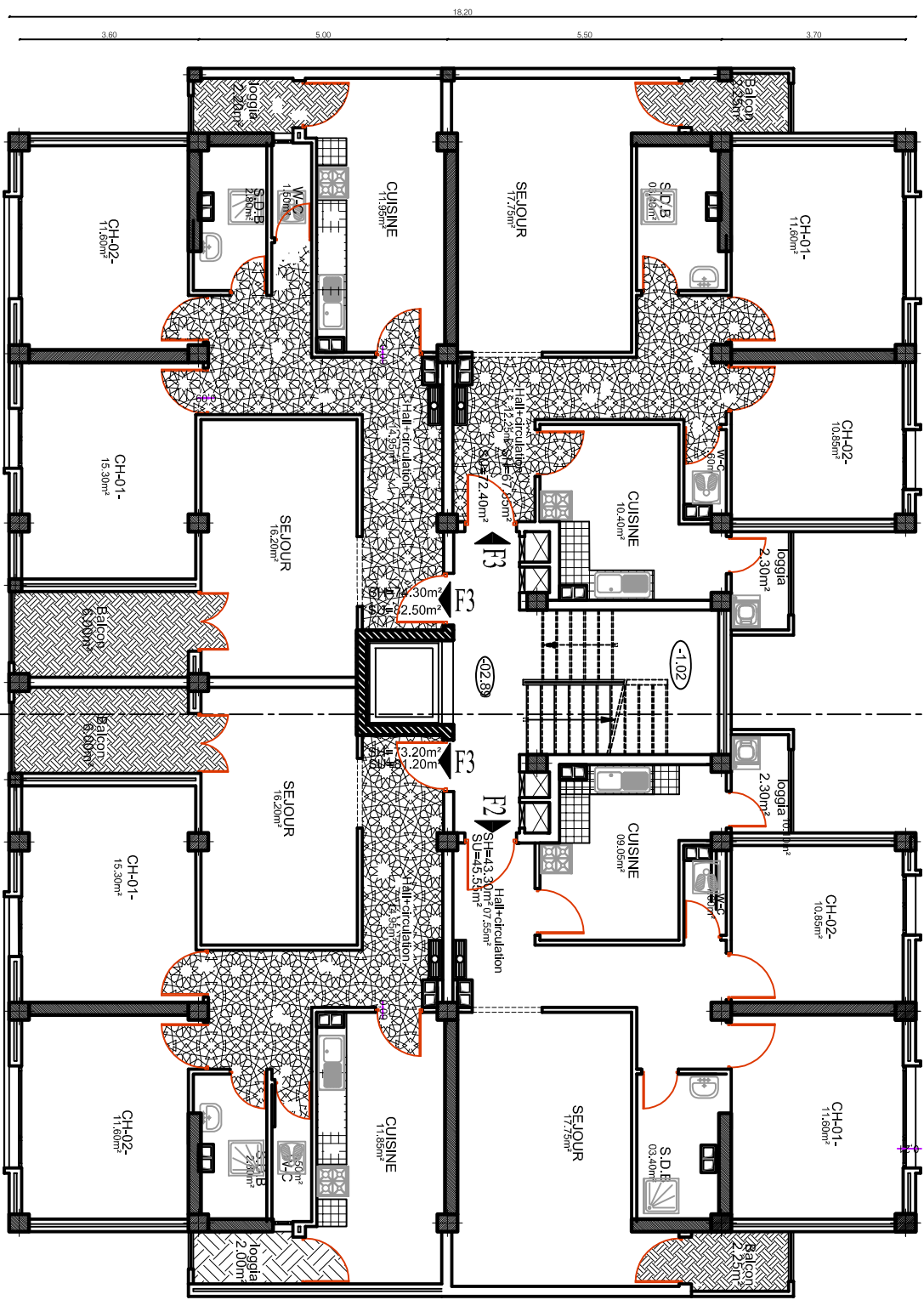


COUPE -CC-



VUE EN ENTREE SOL

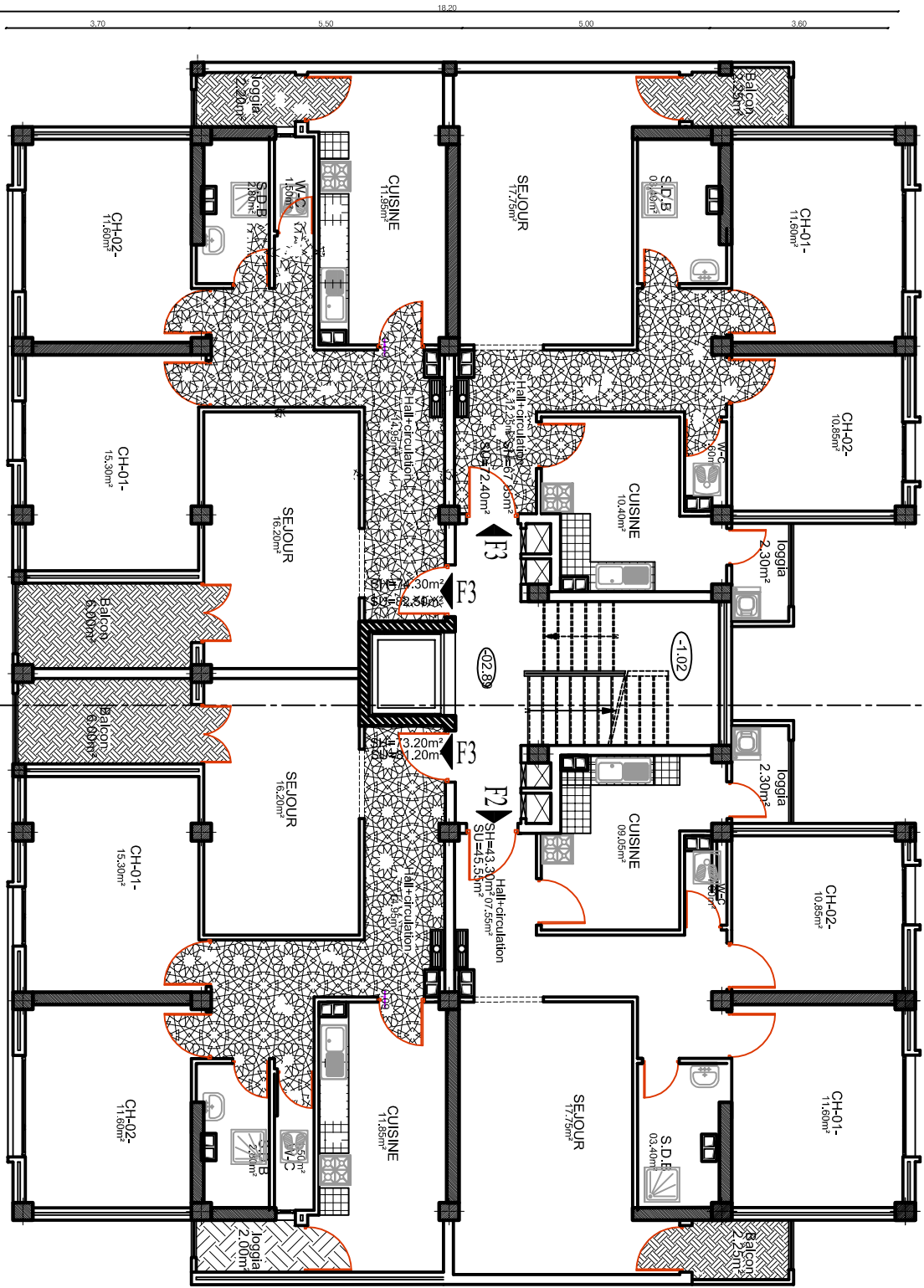
1.82 4.25 3.40 1.98 3.25 1.98 5.40 4.25 1.82



VUE EN PLAN ETAGE-RDC



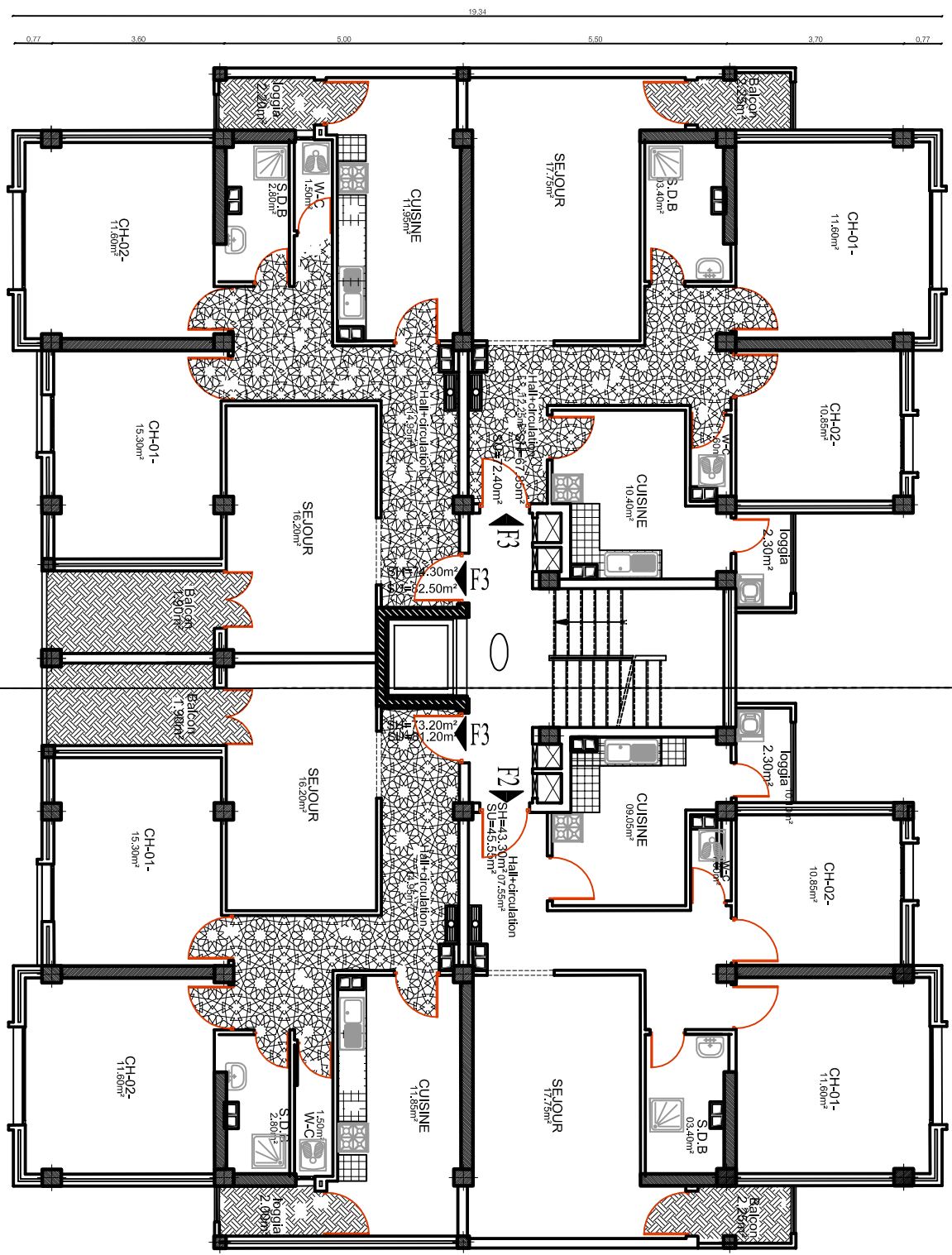
1.32 4.25 3.40 1.98 3.24 1.98 3.40 4.25 1.32



VUE EN PLAN
 ETAGE-01.02.03.04.05-

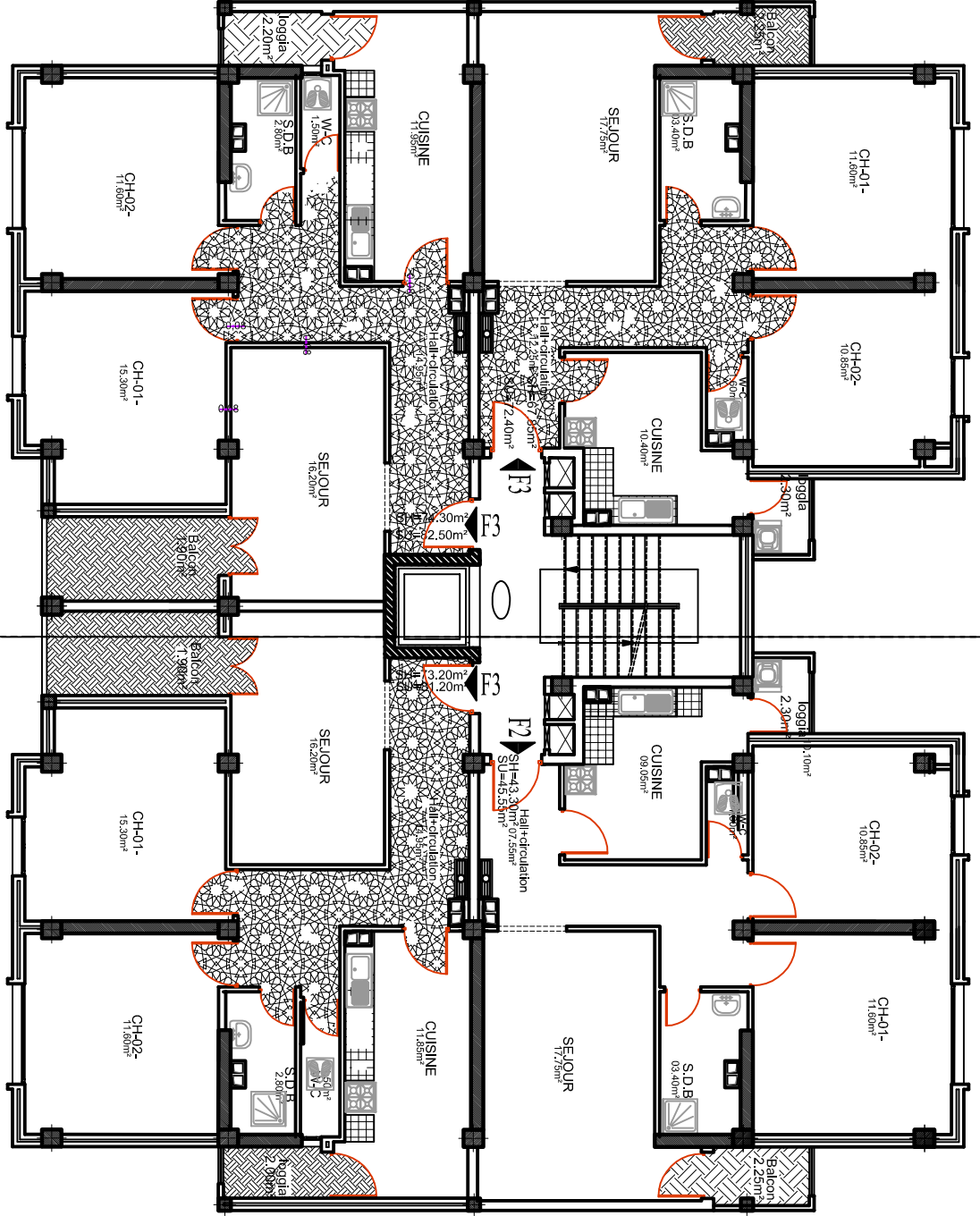


VUE EN PLAN ETAGE-06.07.08-



0.75 3.60 5.00 19.94 5.60 3.70 0.75

1.45 4.25 3.40 1.58 2.25 1.58 3.40 1.45 1.45



VUE EN PLAN ETAGE-09-



INTRODUCTION

Un ingénieur en génie civil s'occupe de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines. Il assure aussi la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant sur le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique. Pour ce faire, les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calcul rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans cette présente étude, nous nous sommes intéressés à l'étude et à la conception d'un bâtiment en (R+9+ Entre.sol). Pour le calcul de la structure nous avons utilisé le logiciel de calcul (ETABS) adopté essentiellement aux calculs des ossatures. L'utilisation d'un tel logiciel permet une rapidité d'exécution.



CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage

NO	DESCRIPTION	PROJET	DATE
01
02
03
04
05

I.1. Présentation de projet :

Le projet présenté dans le mémoire a pour but d'étudier la structure d'un bâtiment (RDC+9etage +E.Sol) à usage mixte : habitation et commerciale. Le bâtiment est implanté dans le quartier SALHI III, dans la ville de Tizi-Ouzou, wilaya de Tizi-Ouzou. Le site est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99version 2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa)



Figure I.1 : zone d'implantation du projet

1. Nature de l'ouvrage :

L'ouvrage est un bâtiment (RDC+9+E.S)

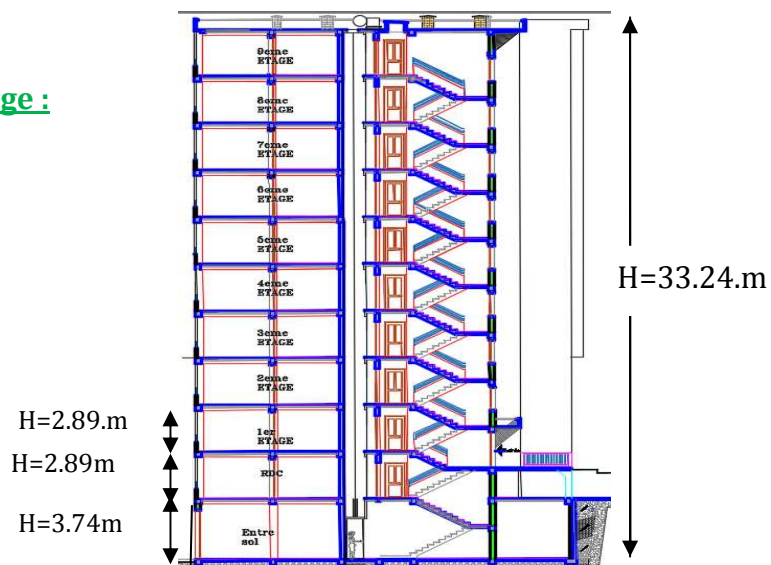
- Un Entre-Sol usage commerciale.
- Un RDC usage d'habitation.
- 9 étages courants.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

- hauteur de Entre sol : 3.74m
- hauteur de RDC : 2.89m
- hauteur des étages courants : 2.89m
- hauteur de l'acrotère : 0.60m
- hauteur totale : 33.24m
- longueur totale : 24.65m
- largeur totale : 18.20m

3. Donnée du site :

- zone moyenne sismicité
- groupe d'usage 2



- site meuble « S₃ »
- contrainte admissible du sol " $\sigma_{sol}=5bars$ "

I .2. Eléments de l'ouvrage :

➤ **Ossature :**

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte composé de :

- Poteaux et poutres formant un système en portique dans les deux sens transversal est longitudinal destiné à reprendre les charges et les surcharges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.
- De voiles en béton armés disposés dans les deux sens : longitudinal et transversal, constituant ainsi un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage

➤ **Les planchers :**

Sont des plans horizontaux séparent deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation ils assurent deux fonction principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges
- **Fonction d'isolation** : Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre projet on distingue 2 types des planchers :

- **Plancher en corps creux** : ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- **Plancher en dalle pleine** : ils sont prévus là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux .Dans les balcons !

➤ **Maçonnerie :**

Elle est composée de matériaux (brique, pierres, ...etc.) liés par un liant (plâtre, ciment,...etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs ; à simple et à double cloisons. Dans cette structure,

- **Les murs extérieures et de séparation des appartements** sont constitués de doubles cloisons en brique creuse de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'aire de 5 cm.
- **Les murs intérieures** : sont constitués de cloisons simples en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

➤ **Les Revêtements :**

- **Horizontal** :
 - Carrelage pour les planchers et escaliers.
- **Vertical** :
 - Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
 - Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.
 - Mortier de ciment pour les murs de façades

➤ **Les escaliers :**

Ce sont des éléments de la construction qui permettent de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Dans notre cas, on a deux cages d'escaliers ; l'une est destinée à

assurer l'accès aux différents étages d'habitation, tandis que l'autre est destinée à assurer le passage vers le sous-sol.
Les escaliers sont constitués de paillasse et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par niveau.

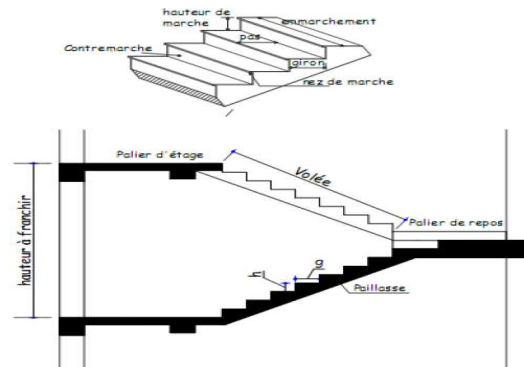


Figure I.2 : Coupe verticale d'un escalier

➤ **Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place, allant du RDC au 9^{ème} étage.

➤ **Les balcons :**

Le bâtiment comporte des balcons en et en dalle pleine.

L'acrotère :

Il est réalisé en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse inaccessible.

➤ **Les Fondations:**

Les fondations ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol. Le choix du mode de fondation à adopter dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des surcharges d'exploitations, de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

➤ **Terrasse inaccessible :**

La terrasse est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations. Dans notre cas elle est constituée d'un corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles, en plus des éléments d'étanchéité et d'isolation thermique.

➤ **Les voiles :**

Sont des murs en béton armé. Leur rôle est de soutenir les terres et de reprendre une partie des charges provenant de la superstructure.

➤ **Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux
- Sécurité de la main d'œuvre

➤ **Réglementation**

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles BAEL 91 [modifié en 99], conformément au règlement parasismique algérien RPA 99 [modifié en 2003] et le DTR (BC22)(charges et surcharges d'exploitation

I.3.Caractéristique des matériaux utilisés :

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

1. Béton :

C'est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées,..), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Le mélange des matériaux constituant un béton est élaboré en respectant des proportions de chacun, qui sont bien définies dans la réglementation. Le béton est défini d'un point de vue mécanique par sa résistance mécanique qui varie avec:

- La granulométrie
- Le dosage en ciment
- La quantité d'eau
- Le diamètre maximal

a. Résistance caractéristique du béton :

- **Résistance à la compression :** Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées 16/32. Elle est notée f_{c28} .

Dans notre cas on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art A.2.1 .11 BAEL91modifiées99).

Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83 \cdot j} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

Pour $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.40 + 0.95 \cdot j} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

À : $j = 28$ jours ; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

b. Etats limites :

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée; ils se classent en deux catégories :

- ✓ **Etats limites ultimes(ELU) :** correspond à l'un des deux points suscités :
 - limite de perte d'équilibre statique (basculement) ;

- limite de perte de stabilité de forme (flambement), et surtout de la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

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

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle ;

$\gamma_b = 1.5$ Situation courante.

Remarque : 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$, si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

$\theta = 0.85$, si la durée d'application des actions est inférieure à 24h

$j = 28$ jours $\Rightarrow \sigma_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$.

✓ Diagramme des contraintes - déformations : (Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99)

Le raccourcissement maximal du béton est limité à

3.5‰

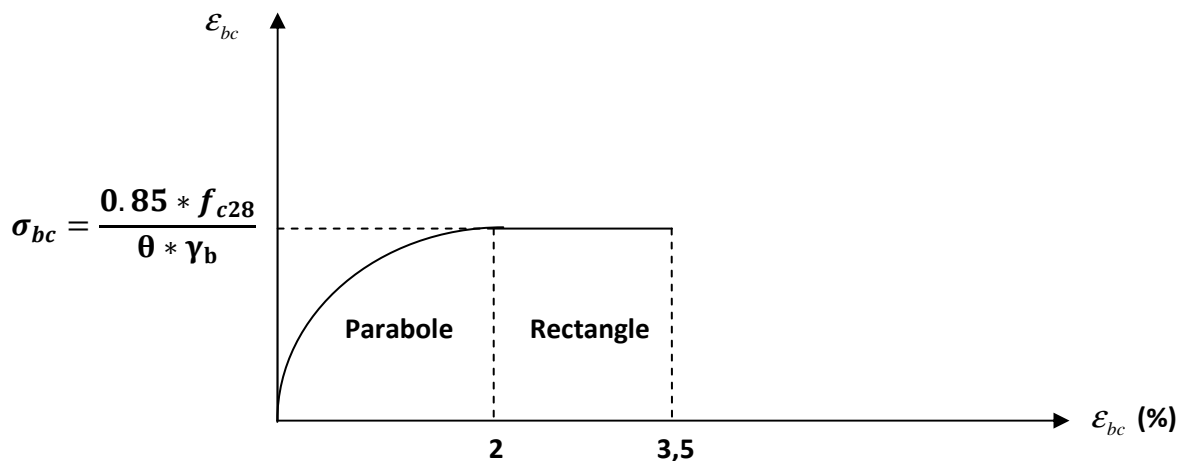


Fig I.3: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU

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

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

Pour : $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$, on applique la loi de Hooke.

✓ **Etats limites de service(ELS)** :(Art A.4.5 .2 BAEL 91 modifiées 99)

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

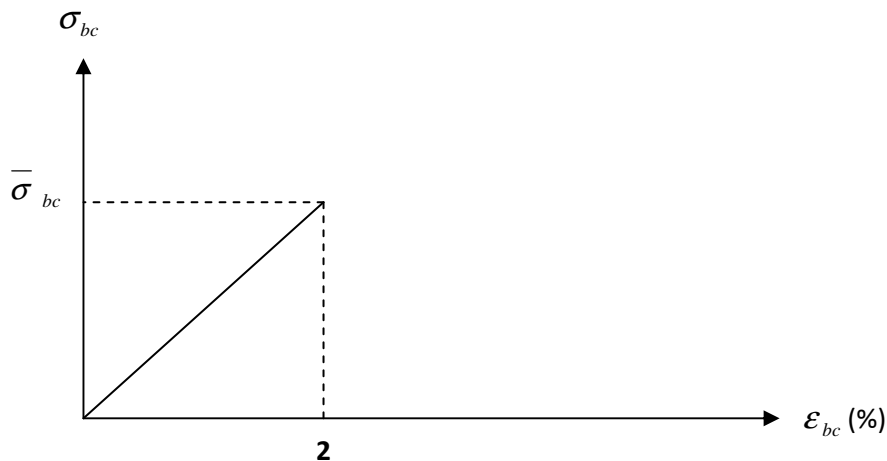


Figure. I. 4 : Diagramme Contrainte-déformation du béton à (ELS)

✓ **Contrainte limite ultime de cisaillement** : (Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99)
La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

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

Avec :

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

b_0 : Largeur de l'âme ;

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

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5MPa]$.

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4MPa]$.

c. Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et de la déformation engendrée, selon la durée de l'application de la contrainte. On distingue deux types de module :

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée** (Art A.2.1 .21 BAEL 91 modifiées 99)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 MPa$.

✓ **Module de déformation différée** : (Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99)

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

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

d. Coefficient de poisson : Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est égale :

$$\nu = 0 \text{ \AA L'ELU}$$

$$\nu = 0.2 \text{ \AA L'ELS}$$

2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Il se distingue par sa nuance et son état de surface.

Pour notre bâtiment, nous choisissons un acier à haute adhérence (HA) : FeE400 ;

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

Il est noté « E_s », sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 105 \text{ MPa}$$

b. Les contraintes limites :

- ✓ **E.L.U :** (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99) : La contrainte limite des aciers est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable.

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

- ✓ **E.L.S :** (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99) : Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures). D'après les règles du BAEL 91 (modifiées 99), on distingue trois cas de fissuration :

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

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

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

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}\right).$$

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

On observe les règles suivantes qui s'ajoutent à celles données en A.4.5.32 :

- la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur $0,8 \times (\text{MPa})$, l'expression donnée en A.4.5.33.

Avec :

σ_{st} : Contrainte limite d'élasticité de l'acier ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers utilisés ;

f_{ij} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours ;

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1.0$ Pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$ Pour les aciers hauts adhérences.

$\eta = 1.3$ Pour les treillis soudés.

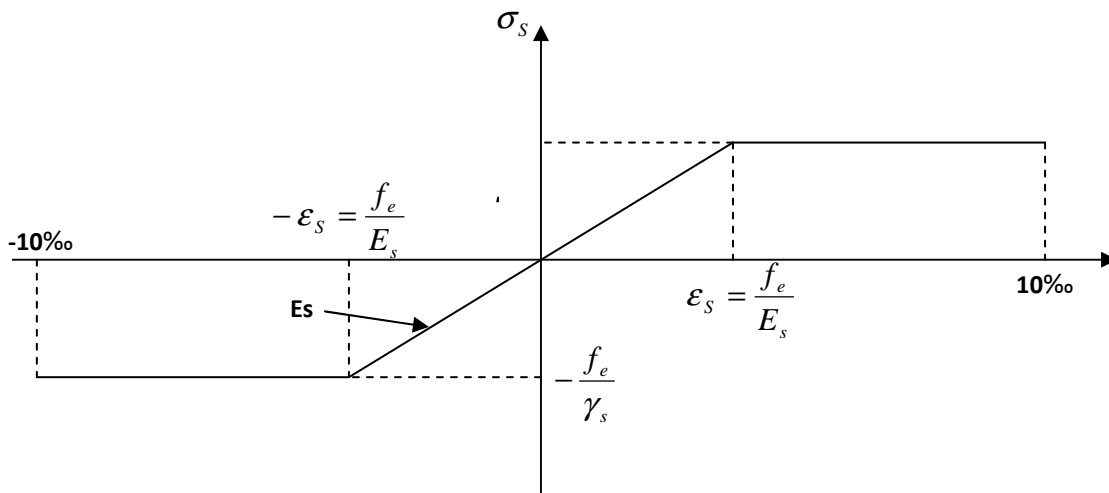


Figure I.5: Diagramme des contraintes-déformation de l'acier.

c. Protection des armatures :

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

On adapte les valeurs suivantes : (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99).

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



CHAPITRE II :

Pré dimensionnement des éléments

NO	DESCRIPTION	QUANTITE	UNITE	REMARQUES
1
2
3
4
5

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

II. 1. Le pré dimensionnement des éléments :

A. Les planchers :

a. les planchers en corps creux :

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression ferrillée avec un treillis soudé. Le corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées déposées suivant la petite portée.

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

H_t : La hauteur totale du plancher.

L : La longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

A.N :

$$L = 425 - 25 = 400 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} = 17.78 \text{ cm}$$

Ainsi, on adoptera : $h_t = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages courants :

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

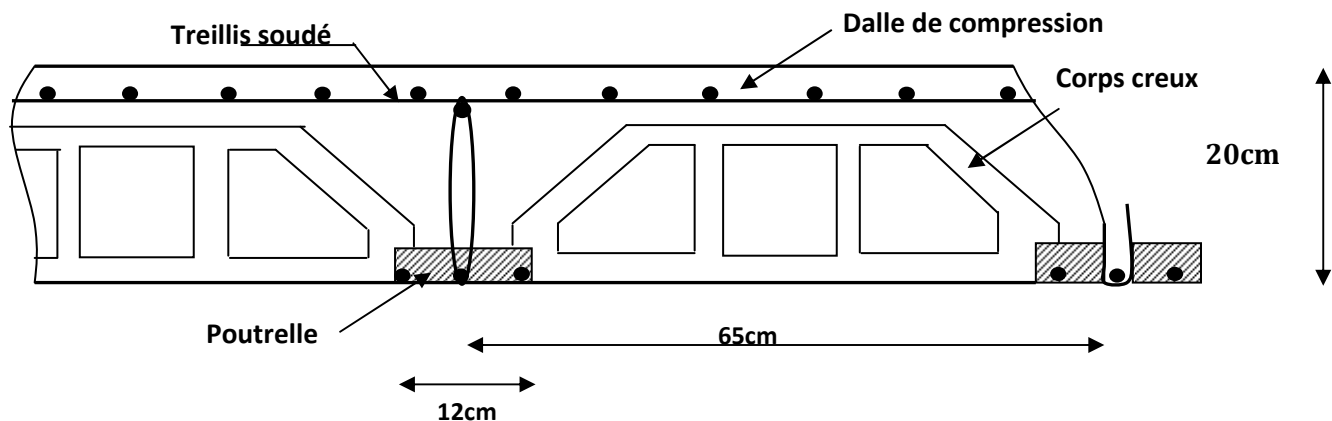


Figure II. 1 : Schéma d'un plancher en corps creux

b. Dalle pleine :

C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends.

La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée.

❖ Balcons :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastrée.

$$e_p \geq L/10$$

Avec :

L: la largeur de la console.

$$L=120\text{cm}$$

$$e_p \geq 120/10 \text{ d'où } e_p \geq 12\text{cm.}$$

On prend $e_p = 15\text{cm}$.

B.Les poutres:

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données les relations suivantes :

- h : hauteur comprise entre $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- b : largeur comprise entre $0.4h \leq b \leq 0.7h$
- L : portée libre entre nus d'appuis.

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

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ [cm]} \\ h \geq 30 \text{ [cm]} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

a. Poutres principales :

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

La hauteur :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

$$L=550-25 = 525\text{cm}$$

$$525/15 \leq h \leq 525/10 \Rightarrow 35 \leq h \leq 52.5$$

Soit : **h=45cm.**

La largeur :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \Rightarrow 18 \leq b \leq 31.5$$

Soit : **b=30cm**

Vérification des conditions du RPA

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 1.5 < 4. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Poutres secondaires:

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres principales.

La hauteur:

Elle est donnée par :

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

$$L = 425 - 25 = 400 \text{ cm}$$

$$400/15 \leq h \leq 400/10 \Rightarrow 26.5 \leq h \leq 40$$

Soit : **h=40cm**

La largeur :

Elle est donnée par :

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

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

soit : **b=25cm**

Vérification des conditions du RPA

$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h/b = 1.6 < 4$ Condition vérifiée

Conclusion :

Les poutres principale :(30x45) cm

Les poutres secondaire : (25x40) cm

C.Les voiles :

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

(D'après l'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003) le pré dimensionnement des voiles se fera comme suit :

- a) L'épaisseur du voile « e » est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et la condition de rigidité aux extrémités.

Comme dans notre cas les voiles sont linéaires donc :

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

AN:

$$h_e = h_{\text{max}} = 374 - 45 = 329 \text{ cm}$$

$$e_p \geq \frac{329}{20} = 16.45 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 25 \text{ cm}$

Selon le **(RPA99/Version2003)**, ne sont considérés comme voiles de contreventement, que ceux satisfaisant la condition suivante : $L_{\text{min}} \geq 4e$ dans notre cas :

$e = 25 \text{ cm}$ pour l'entre sol et $e = 25 \text{ cm}$ pour les étages courants.

$$L_{\text{min}} \geq 4e = 4 \times 25 = 100 \text{ cm.}$$

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

Dans notre cas $\implies L \geq 4 \times e_p \quad L \geq 4 \times 25 = 100cm$

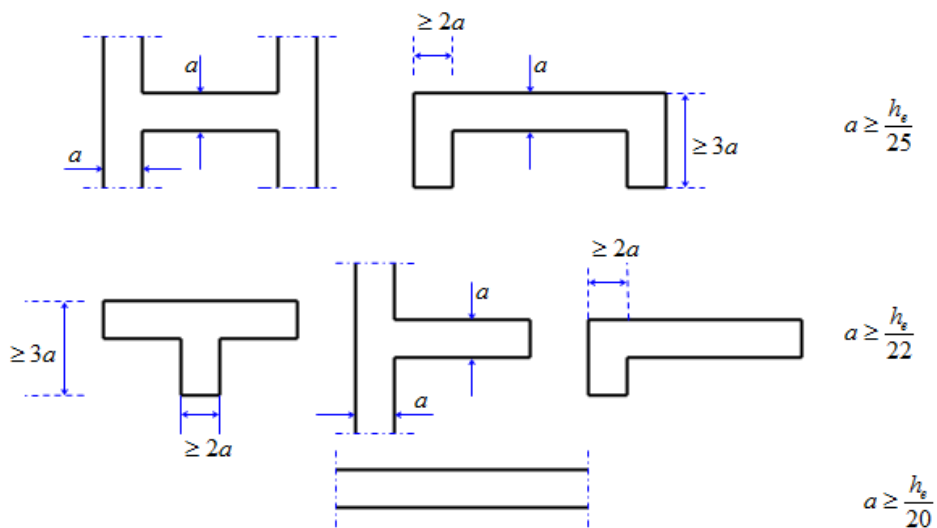


Figure II. 2 : Coupe de voile en plan [RPA].

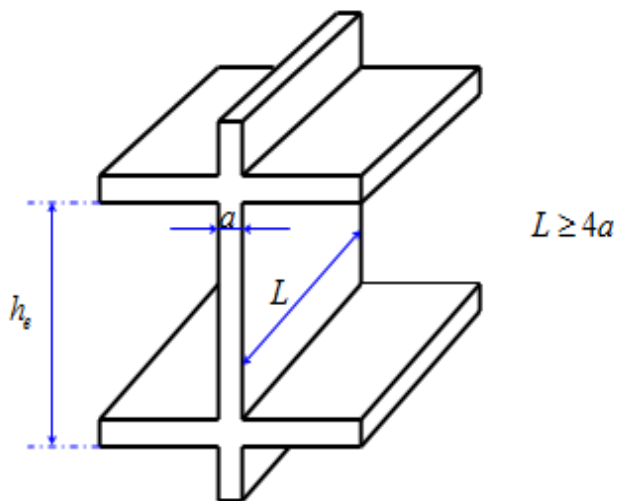


Figure II. 3 : Coupe de voile en élévation [RPA].

D. Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service (ELS) en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} = \frac{G + Q}{\sigma_{bc}}$$

N_s : Effort normal de compression à la base du poteau,

A_p : section transversale du poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charges donnée par le **DTR B.C.2.2.**

Selon le (**RPA 99, Art. 7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{cm} \rightarrow$ En zone I et IIa.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{cm} \rightarrow$ En zone III et IIb.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec :

(b_1, h_1) : dimensions de la section transversale des poteaux.

h_e : hauteur libre d'étage.

II.2. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2)

Pour pré dimensionner les éléments, on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

a) Charges permanentes :

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

1. Les planchers :*** Plancher terrasse (inaccessible) :**

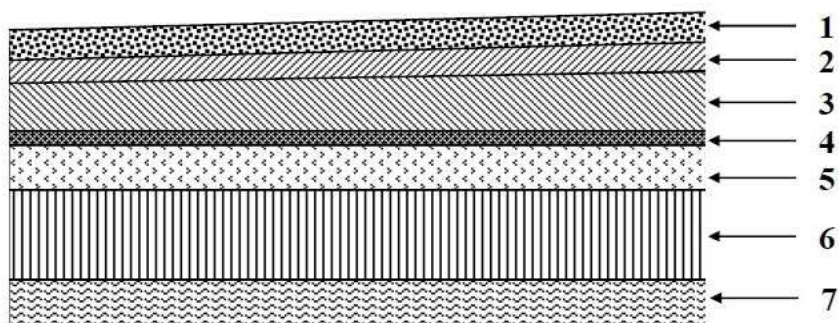


Figure II. 4. Eléments constituant le plancher-terrasse

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible :

N°	Eléments	Epaisseur m	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Couche de gravier roulé (15/25)	0.05	20.00	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	-	0.12
3	Béton en forme de pente	0.07	22.00	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	-	-	0.01
5	Isolation thermique (liège)	0.04	-	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	-	2.85
7	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
Charge permanente totale				G_t = 5.88

* Plancher d'étage courant :

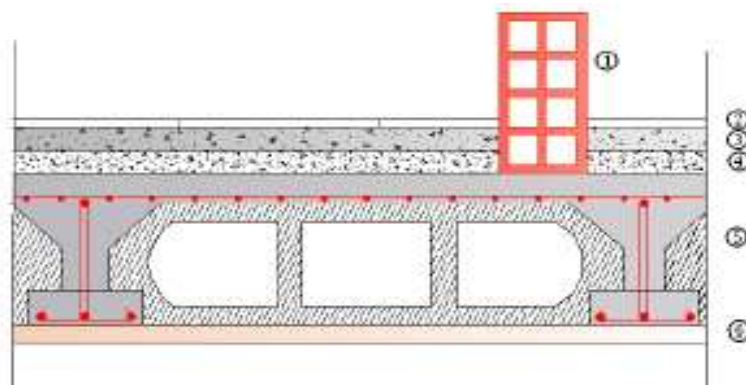


Figure II.5. Eléments constitue du plancher courant.

✚ **Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher étage courant :**

N°	Eléments	Epaisseur m	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Cloison en briques creuses	0.10	9.00	0.90
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.03	22.00	0.66
4	Couche de sable	0.03	18.00	0.54
5	Plancher en corps creux	0.20	-	2.85
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				G_t =5.55

***Plancher dalle pleine (balcons)**

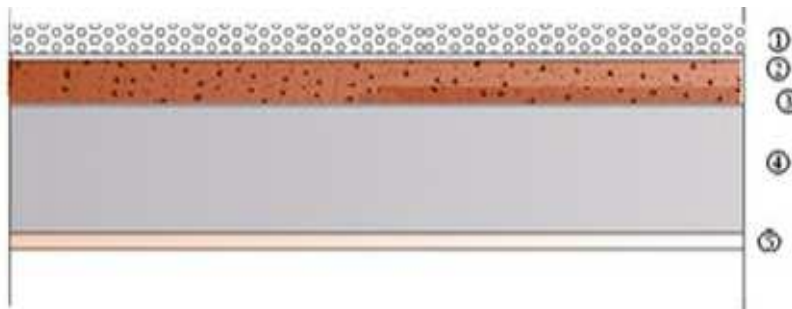


Figure. II.6 : Plancher balcon (dalle pleine)

Tableau II.3 : Charges permanentes de la dalle pleine :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	couche de sable	0.02	18.00	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
Charge permanente totale				G_t =5.39

2. Maçonnerie :

➤ **Mur extérieur :**

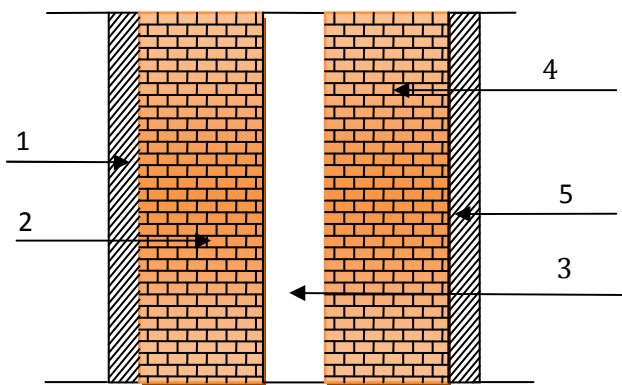


Figure II.7 : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II.4 : Valeur de la charge permanentes de la maçonnerie (mur extérieur).

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				G_t=2.36

➤ Mur intérieur :

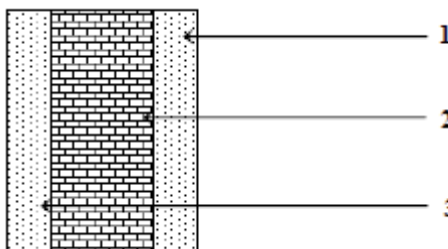


Figure II.8 : Coupe verticale du mur intérieur.

Tableau II.5: Valeur de la charge permanentes de la maçonnerie (mur intérieur)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				G_t =1.3

3. Voile

Tableau II.6: Valeur de la charge permanente des voiles

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Voile en béton armé	0.20	25	5
2	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
3	Enduit de ciment	0.03	18	0.54
Charge permanente totale				G_t =5.74

b).Les surcharges d’exploitations :

Les surcharges d’exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

- Plancher terrasse.....**Q= 1,00 KN / m²**
- Plancher étage courant : à usage d’habitation**Q= 1,50 KN / m²**
- Plancher RDC à usage d’habitation.....**Q= 1,50 KN / m²**
- L’acrotère.....**Q= 1,00 KN / ml**
- L’escalier..... **Q= 2,50 KN / m²**
- Les balcons.....**Q= 3,50 KN / m²**
- plancher Entre sol**Q=2.5KN/m²**
- l’escalier de entre sol.....**Q=5KN/m²**

II.3. Détermination de l’effort NS par la descente de charges :

• Surface d’influence

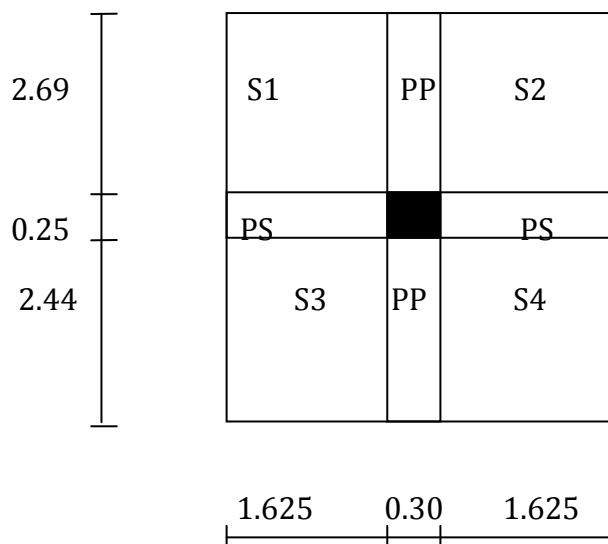


Figure II.9 : Surface d’influence du poteau le plus sollicité.

$S= S1+S2+S3+S4$

Avec:

$S1 =2.69 \times 1.62 = 4.36 \text{ m}^2.$

$S2 = 2.69 \times 1.62 = 4.36 \text{ m}^2$

$$S3 = 2.44 \times 1.62 = 3.95\text{m}^2$$

$$S4 = 2.44 \times 1.62 = 3.95\text{m}^2$$

$$S = 4.36 + 4.36 + 3.95 + 3.95 = 16.62\text{m}^2$$

$$\mathbf{S = 16.62\text{m}^2}$$

1. Les charges permanentes :

• Poids des planchers :

-Plancher terrasse :

$$P = 5.88 \times 16.62 = 97.72\text{KN}$$

-Plancher étage courant :

$$P = 5.55 \times 16.62 = 92.24\text{KN}$$

• Poids des poutres :

-Poutres principales :

$$P_p = 0.30 \times 0.45 \times 5.5 \times 25 = 17.55\text{KN}$$

- Poutres secondaires :

$$P_s = 0.25 \times 0.4 \times 4.25 \times 25 = 10.625\text{KN}$$

D'où le poids total des poutres :

$$P_t = 17.55 + 10.625 = 28.175\text{KN}$$

$$\mathbf{P_t = 28.175\text{KN}}$$

• Poids des poteaux

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leurs poids, a partir de RPA99(modifiée 2003) nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure:

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 25\text{cm} \\ H = 25\text{cm} \end{array} \right.$$

$$P_{pot} = (a \times b) \times h_{pot} \times \rho_b$$

Etage courant et le RDC:

$$P_{pot} = (0.25 \times 0.25) \times 2.89 \times 25 = 4.515\text{KN}$$

Sous sol :

$$P_{pot} = (0.25 \times 0.25) \times 3.54 \times 25 = 5.531\text{KN}$$

2. Surcharges d'exploitation

a) Loi de dégression des charges :

D'après le règlement DTR B.C.2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendants, c'est le cas des bâtiments à usage d'habitation. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étage intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum du niveau pour tenir compte de la loi de dégression est de cinq niveaux, ce qui est le cas de notre bâtiment.

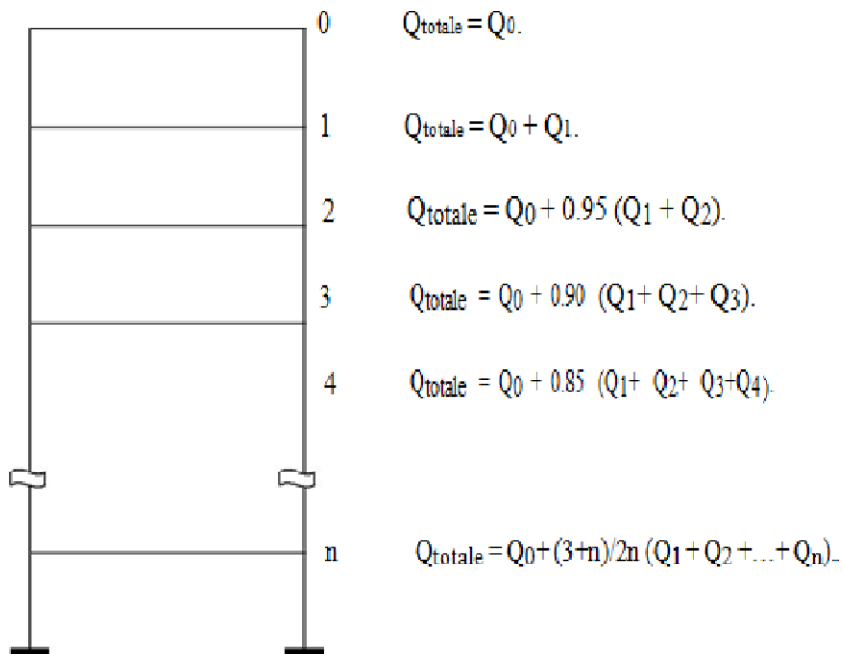


Figure II.10 : Loi de dégression des charges.

La loi de dégression est donnée par la formule suivante:

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

b) Coefficients de dégression des surcharges :

La surface d'influence : $S = 16.62 \text{ m}^2$

Plancher terrasse $Q_0 = 1,00 \times 16.62 = 16.62 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant + RDC : $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = 1,50 \times 16.62 = 24.93 \text{ KN}$

Plancher Entre.Sol : $Q_{10} = 2.5 \times 16.62 = 41.55 \text{ KN}$

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
NIV	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
COEF	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666	0.636

c) Calcul des surcharges :

Niveau11 ... $Q_0 = 16.62 \text{ KN}$

Niveau10 ... $Q_0 + Q_1 = 16.62 + 24.93 = 41.55 \text{ KN}$

Niveau09 ... $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 16.62 + 0.95(24.93 \times 2) = 63.987 \text{ KN}$

Niveau08 ... $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 16.62 + 0.90(24.93 \times 3) = 83.931 \text{ KN}$

Niveau07 ... $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=16.62+0.85(24.93 \times 4)= 96.396\text{KN}$
 Niveau06 ... $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5)=16.62+0.80(24.93 \times 5)= 116.34\text{KN}$
 Niveau05 ... $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=16.62+0.75(24.93 \times 6)=128.805 \text{ KN}$
 Niveau04.. $Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=16.62+0.714(24.93 \times 7)=141.220 \text{ KN}$
 Niveau03... $Q_0+0.687 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$
 $=16.62+0.687(24.93 \times 8)=153.635 \text{ KN}$
 Niveau 02 ... $Q_0+0.666 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$
 $=16.62+0.666(24.93 \times 9)=166.050 \text{ KN}$
 Niveau1... $Q_0+0.636 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$
 $=16.62+0.636(24.93 \times 9+41.55)=185.74 \text{ KN}$

Tableau II.7: Récapitulatif de la descente de charge

Niv	Charges permanente et surcharges (KN)						Sections des poteaux (cm ²)		
	G _{plancher}	G _{poutres}	G _{poteaux}	G _{total}	G _{cum}	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _{trouvée}	S _{adoptée}
11	97.72	28.17	0,00	125.8 9	125.8 9	16.6 2	142.51	95.00	35x35
10	92.24	28.17	4.51	124.9 2	250.8 1	41.5 5	292.36	194.90	35x35
9	92.24	28.17	4.51	124.9 2	375.7 3	63.9 87	439.717	293.14	40x40
8	92.24	28.17	4.51	124.9 2	500.6 5	83.9 31	584.581	389.72	40x40
7	92.24	28.17	4.51	124.9 2	625.5 7	96.3 96	721.966	481.31	40x40
6	92.24	28.17	4.51	124.9 2	750.4 9	116. 34	866.83	577.88	45x45
5	92.24	28.17	4.51	124.9 2	875.4 1	128. 8	1004.21	669.47	45x45
4	92.24	28.17	4.51	124.9 2	1000. 33	141. 22	1141.55	761.03	45x45
3	92.24	28.17	4.51	124.9 2	1125. 25	153. 63	1278.88	852.58	50x50
2	92.24	28.17	4.51	124.9 2	1250. 17	166. 05	1416.22	944.14	50x50
1	92.24	28.17	5.53	125.9 4	1376. 11	185. 74	1561.85	1041.23	50x50

Tableau II.8: Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99(Art 7.4.1)

Les étages	Poteaux (bxh)	Conditions exigées par le RPA	Valeur calculée	Observation
9.8	35x35	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=35cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥he/20	he/20=14.45cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée
6.5.7	40x40	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=40cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥he/20	he/20=14.45cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée
4.3.2	45x45	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=45cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥he/20	he/20=14.45cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée
Entre sol.RDC.1	50x50	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=50cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥he/20	he/20=18.7cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée

N.B : Pour la vérification la section de poteaux 40x40 on a calculée avec la hauteur de Entre sol (he=3.74m)

II.4. Vérifications au flambement :

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

Il faut vérifier que l’élancement λ des poteaux est :

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

Avec

lf: longueur de flambement (lf=0.7l0)

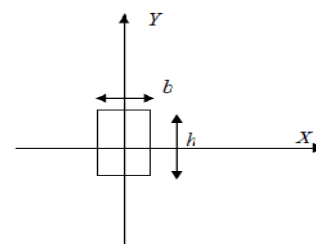
i : rayon de giration (i = √(I/S)).

l0: hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau (b×h).

I : moment d’inertie de la section du poteau par rapport à l’axe xx (axe faible)

$$I = \frac{b.h^3}{12}$$



$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}$$

On vérifie avec $\lambda_{\max} = \frac{l_f}{i_{\min}}$ tel que $i_{\min} = \frac{b^3 \times h}{12}$

Tableau II.9: Vérification au flambement

Les étages	Poteaux (bxh)	Conditions	Valeur calculée	Observation
9.8	35x35	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	20.02 ≤ 50	Condition Vérifiée
7.6.5	40x40	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	17.52 ≤ 50	Condition Vérifiée
4.3.2	45x45	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	15.57 ≤ 50	Condition Vérifiée
RDC.1	50x50	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	14.01 ≤ 50	Condition Vérifiée
Sous.sol	50x50	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	18.14 ≤ 50	Condition Vérifiée

N.B : Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Remarque :

Selon les dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et poutres faibles (Inerties des poteaux doit être supérieure à celles des poutres) afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

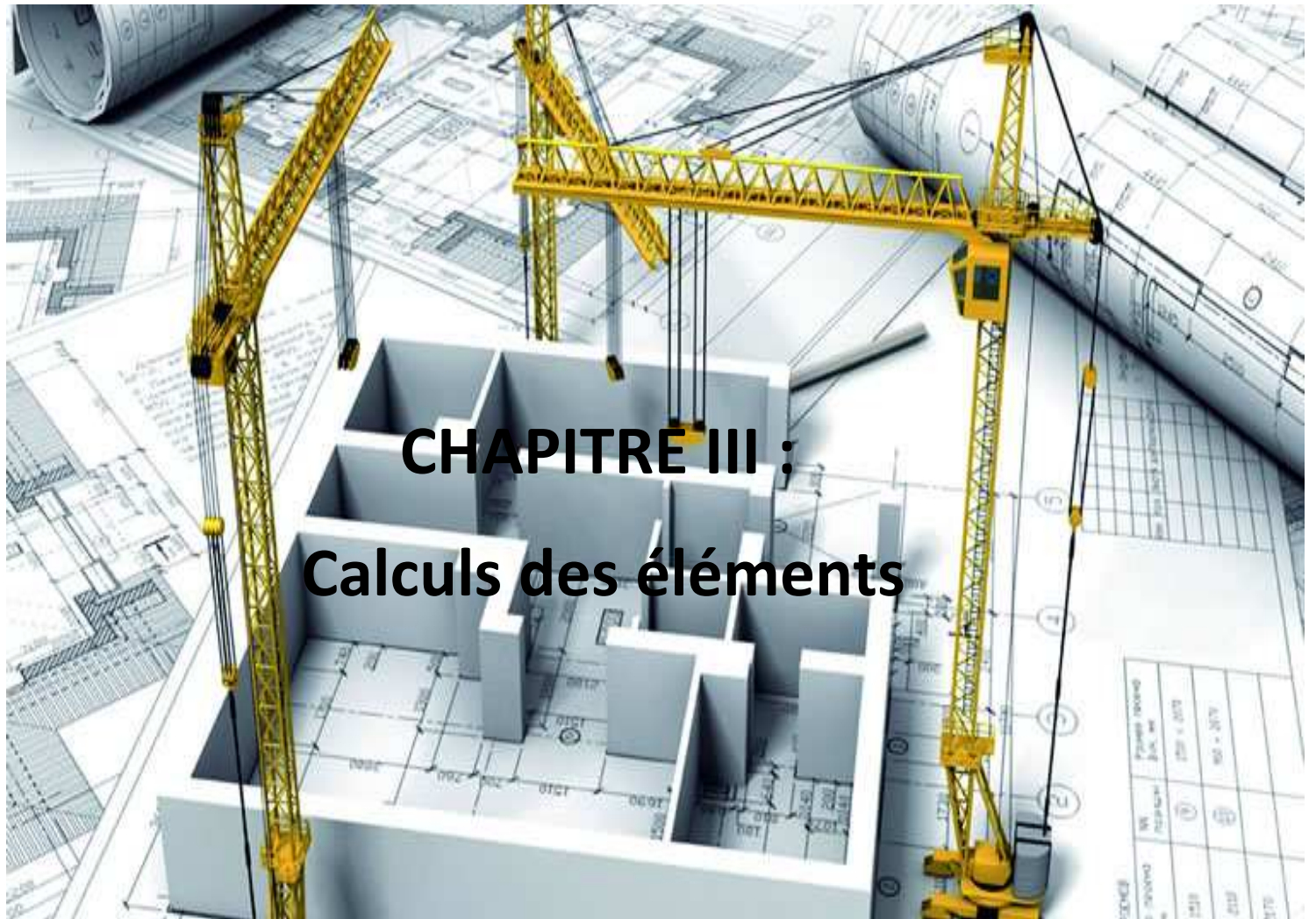
II.5.Conclusion :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher ht = 20cm soit un plancher de 16+4 cm.
- Section des poutres principales (30x45) cm²
- Section des poutres secondaires (25x40) cm².
- Sections des poteaux :
 - (50x50) cm² pour l'entre sol, RDC, et 1 ere étage
 - (45x45) cm² pour les niveaux 2ème,3eme ,4eme étage
 - (40x40) cm² pour les niveaux,5ème, 6ème,et 7eme étage
 - (35x35) cm² pour les niveaux 8ème, et 9ème étage

- Epaisseur des voiles de l'E-SOL : $e = 25\text{cm}$.
- Epaisseur des voiles de R+9 : $e = 25\text{cm}$.
- Epaisseur dalles pleines (Balcons) : $e_p = 15\text{cm}$.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres



CHAPITRE III : Calculs des éléments

NO	DESCRIPTION	QUANTITE	UNITE	REMARKS
1
2
3
4
5

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux tels que l'acrotère, les escaliers et le calcul des éléments structuraux tels que les planchers.

A. l'acrotère :

III.1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse. Il est assimilé à une console encastré dans le plancher et est soumis à son poids propre « G » et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement « Q = 1KN/ml » provoquant ainsi, un moment de renversement dans la section d'encastrement. Le calcul des armatures se fait à L'ELU et la vérification à L'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « G » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ».

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

Avec $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \\ \theta = 1 \end{cases}$

• Dimensions de l'acrotère :

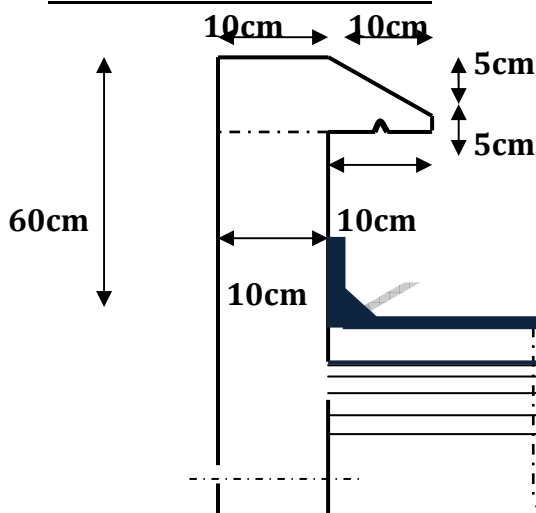


Figure III.1 Coupe verticale de l'acrotère

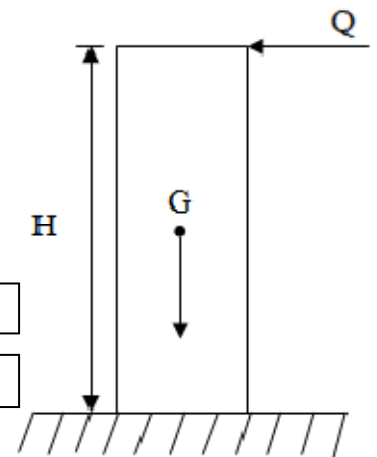


Figure III.2 Schéma statique de l'acrotère

III.2. Détermination des sollicitations pour une bande unitaire :

• Poids propre de l'acrotère :

$$G_{acr} = \rho_{beton} \times S_{acr}$$

$$G_{acr} = 25x[(0.6x0.1) + (0.1 + 0.05) + (0.1x0.05/2)]$$

$$G_{acr} = 1.687 [KN/ml]$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section transversale

• Surcharge d'exploitation :

$$Q_{acr} = 1KN$$

- **Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :**

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

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

III.3. Combinaisons de charges :

a) A l'état limite ultime ELU :

La combinaison de charges est donnée par (ART A.3.3-2-1 du BAEL 91) :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

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

$$N_u = 1,35 \times G$$

$$N_u = 1,35 \times 1.687 = 2,28 \text{ KN/ml}$$

Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante:

$$V_u = 1,50 \times Q$$

$$V_u = 1,50 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal:

$$M_u = 1,50 \times M_Q$$

$$M_u = 1,50 \times 0,60 = 0,90 \text{ KN.ml}$$

b) A l'état limite de service ELS :

La combinaison de charges est donnée par (l'article A.3.3-3 du BAEL 91) : $G + Q$

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

$$N_s = G$$

$$N_s = 1.687 \text{ KN/ml}$$

- Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante:

$$V_s = Q$$

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

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal:

$$M_s = M_Q$$

$$M_s = 0,60 \text{ KN.m}$$

c) Diagrammes des efforts internes :

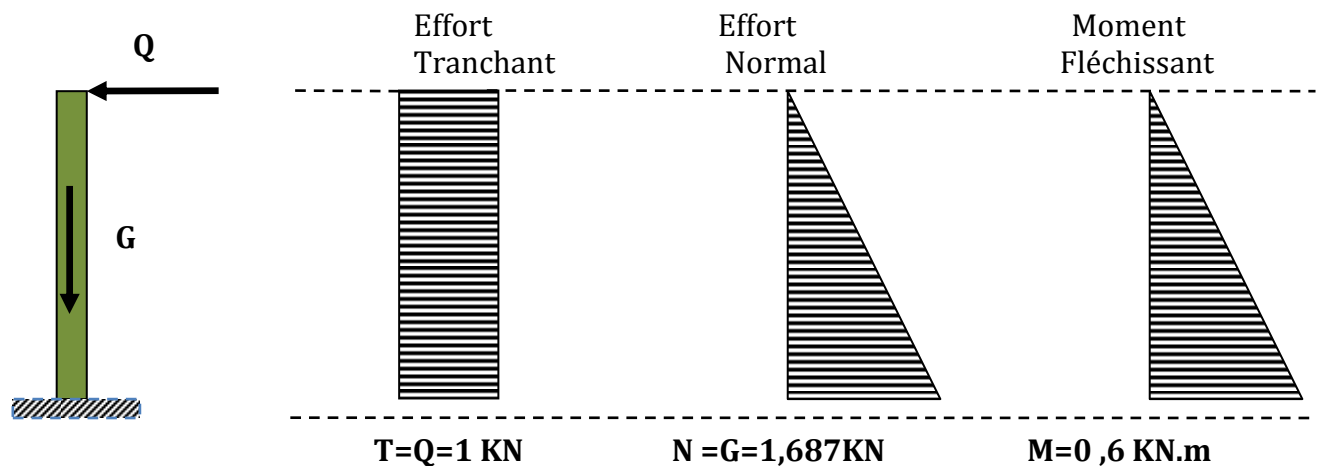


Figure III.3 : Diagrammes des efforts internes.

III.4. Le Ferrailage :

Le travail consiste en premier lieu à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u . En seconde partie, une vérification de la section à l'ELS.

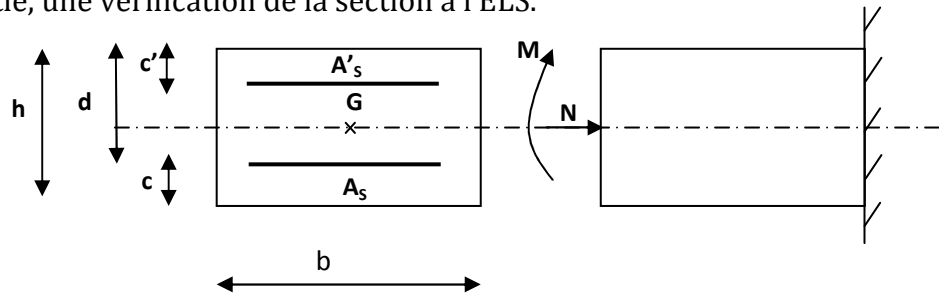


Figure III.4 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

- h = 10 cm
- b = 100 cm
- c = c' = 3 cm
- d = h - c = 10 - 3 = 7 cm

A. Calcul à L'ELU :

➤ **Position de centre de pression :**

- Calcul de l'excentricité :

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

Avec :

N_u : effort de compression.

C_p : centre de pression.

e_u : excentricité.

C' : l'enrobage qui vaut 3[cm].

N_u : effort de compression

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{0.9}{2.28} = 0.395 \text{ m} = 39.5 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - C &= \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_u = 39.5 \text{ cm} > \frac{h}{2} - C = 2 \text{ cm}$$

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

➡ Elle est calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f », puis on déduit la section d'armatures réelles « A_s » en flexion composée.

➤ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**

✚ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

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

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

$$g = 39.5 + \frac{10}{2} - 3 = 41.5 \text{ cm}$$

D'où

$$M_f = 2.28 \times 0.415 = 0.946 \text{ KN.m.}$$

$$M_f = 946000 \text{ N.mm}$$

✚ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{946000}{(1000)(70)^2 \cdot 14.20} = 0.0136$$

$$\mu = 0.0136 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

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

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

Avec:

σ_{st} : La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \text{ et } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0136}) = 0.0171$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.0171 = 0.9931$$

$$\alpha = 0.0171 \text{ d'où } \beta = 0.993$$

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

$$A_{stf} = \frac{946000}{0.993 \times 348 \times 70} = 39.11 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{stf} = 0.391 \text{ cm}^2$$

B. Calcul des armatures réelles en flexion composée (A_{st}):

$$A_{st} = A_{stf} - A'_{st} \rightarrow A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0.391 - \frac{2620}{348 \times 10^2} = 0.316 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.316 \text{ cm}^2 A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

III.5. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \times \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \\ e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.6875} = 0.355 \text{ m} = 35.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 10^2}{400 \times 10^2} \times 100 \times 7 \times \frac{35.5 - 0.45 \times 7}{35.5 - 0.185 \times 7} = 0.800 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 0.320 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0.800 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq A_{st} \Rightarrow A_s = \max(A_{st}; A_{\min}) \Rightarrow A_s = 0.800 \text{ cm}^2$$

⇒ la condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adopte la section minimale.

$A_s = A_{\min} = 0.792 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la section d'acier est **4HA8=2,01cm²** avec un espacement:

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

• Armatures de répartition :

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

Donc : **$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$** Avec un espacement:

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

2. Vérification aux cisaillements : (BAEL 91/Art A.5.1)

La fissuration est préjudiciable, donc :

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

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

D'où :

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5; 4 \} \text{MPa} \implies \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{MPa} \ll \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

\implies 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/Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

Avec :

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

$$\Psi_s : \text{Coefficient de scellement droit ; } \begin{cases} \Psi_s = 1.5 \rightarrow HA \\ \Psi_s = 1 \rightarrow RL \end{cases}$$

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 8 = 125.6 \text{mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.190 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.190 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa}$$

\implies Donc il n'ya pas de risque d'entraînement des barres. Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s ».

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

Avec :

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

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

Alors :

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.2 \text{ mm}$$

$$L_s = 28.22 \text{ cm}$$

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

III.6. Vérifications à L'ELS:**1. Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)****a. Vérification des contraintes dans l'acier :**

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

$$\text{Les aciers : } \begin{cases} HA: \Phi \geq 8 \text{ mm} \\ f_e E400 \Rightarrow \eta = 1.6 \end{cases}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.667; 201.636 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

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

$$\rho = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.358 \rightarrow \beta = 0.907 \rightarrow K = 38.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3 \times 10^3}{0.907 \times 70 \times 2.51 \times 10^2} = 37.651 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 37.651 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{MPa} > \sigma_{st} = 37.651 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b.Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{37.651}{38.76} = 0.971 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.971 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA99/Art 6.2.3)

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

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

Avec :

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage.

$$A=0,15 \rightarrow \begin{cases} \text{Tizi ouzou Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 02} \end{cases}$$

C_p : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6- 1.RPA modifier 2003)

Pour notre cas $C_p=0,8$ (élément en console).

W_p = Poids de l'élément considéré $W_p = G = 1.687 \text{ KN/ml}$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,687 = 0,81 \text{ KN/ml}$$

Vérifions que $F_p < Q$

$$F_p = 0,81 \text{KN/ml} < Q = 1 \text{KN/ml} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

III.7. Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

On adopte le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

- **Armatures principales:** 4HA8/ml = 2,01cm²/ml avec un espacement $S_t = 25 \text{cm}$.

- **Armatures de répartition :** 4HA8/ml = 2.01cm²/ml avec un espacement $S_t = 25 \text{cm}$.

B. Balcon

III.1.Introduction :

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur $h=1\text{m}$ en brique creuse de 10cm d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est déterminée par la condition de résistance à la flexion suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

L : La largeur du balcon ($L \text{ max} = 120\text{cm}$).

$$e_p \geq \frac{120}{10} = 12\text{cm}$$

On prend : $e_p = 15 \text{ cm}$.

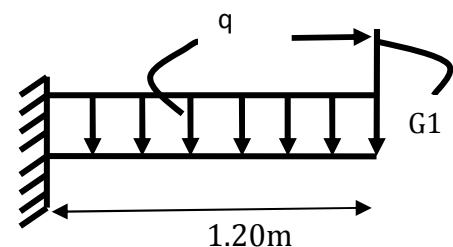
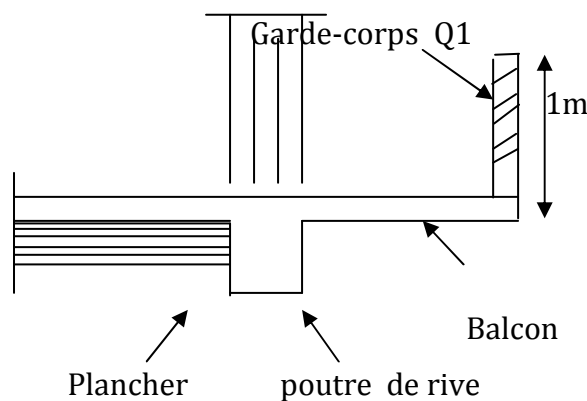


Figure III.5: Coupe verticale d'un balcon

Figure III.6: Schéma statique du balcon

q : charge pondérée de la dalle.

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

$G1$: poids propre du garde-corps.

On estime le poids propre du balcon comme suit :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Soumise à son poids propre à une charge horizontale plus le Poids propre du

garde-corps. Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1m de longueur, dont la section est soumise à la flexion simple.

III.2-Détermination des charges et surcharges :

1. charges permanentes :

La charge permanentes du balcon est $G=5.39\text{KN/ml}$ (calculé déjà dans le chapitre 2)

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

p_{mur} = poids de la brique creuse + 2 x (poids de l'enduit en ciment, ($e_p=2\text{cm}$)).

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

Éléments	Charges permanentes (KN/m^2)	Résultats (KN/m^2)
Brique ($e_p=0.1\text{m}$)	9×0.10	0.90
Enduit de ciment ($e_p=2\text{cm}$)	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
La charge totale G		1.62

3. Surcharge d'exploitation :

Charge due à la main courante $Q_1 = 1 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation du balcon..... $Q=3.5 \text{ kN/m}^2$ (donnée par le DTR **BC2.2**)

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

$G = 5.39 \text{ kN/ml}$

$G_1 = 1.62 \text{ kN/ml}$

$Q_1 = 1 \text{ kN/ml}$

$Q = 3.5 \text{ kN/ml}$

III.3.Combinaisons de charges :

A l'ELU

- **Dalle:** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.39 + 1.5 \times 3.5 = 12.52 \text{ kN/ml}$.
- **Garde corps:** $q_{u1} = 1.35G_1 = 1.35 \times 1.62 = 2.18 \text{ kN/ml}$.
- **Main courante :** $q_{u2} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN/ml}$.

A l'ELS

- **Dalle:** $q_s = G + Q = 5.39 + 3.5 = 9.11 \text{ kN/ml}$.
- **Garde corps :** $q_{s1} = G_1 = 1.62 \text{ kN/ml}$.
- **Main courante :** $q_{s2} = Q_1 = 1 \text{ kN/ml}$.

III.4.Ferrailage du balcon

1. Calcul du moment sollicitant :

A l'ELU

- ❖ Moment dû à la charge q_u : $M_1 = q_u \frac{l^2}{2}$

- ❖ Moment dû à poids du garde-corps : $M_2 = q_{u1} \times L$
- ❖ Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{u2} \times H$

Le moment total est :

$$M_u = M_1 + M_2 + M_3$$

$$M_u = 12.52 \frac{1.20^2}{2} + 2.18 \times 1.20 + 1.5 \times 1 = 13.13 \text{KN.m}$$

$$M_u = 13.13 \text{KN.m}$$

A'ELS

De même que pour l'ELU ; on trouve :

$$M_s = 9.11 \frac{1.20^2}{2} + 1.62 \times 1.20 + 1 \times 1 = 9.50 \text{KN.m}$$

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

2. Calcul des armatures à l'ELU

➤ Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu} = 14.2 \text{MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{MPa}; c = 3 \text{cm}; d = 12 \text{cm}$$

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

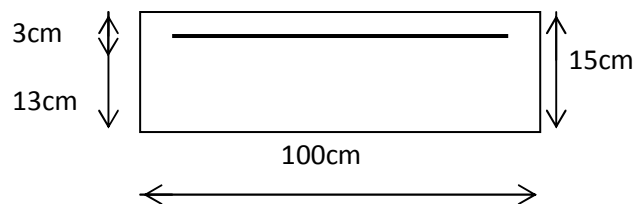


Figure.III.7. Disposition des armatures principales du balcon

$$\mu_u = \frac{13.13 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.064$$

$$\mu_u = 0.064 < 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.064 \Rightarrow \beta = 0.967$$

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

$$A_{st} = \frac{13.13 \times 10^5}{0.967 \times 348 \times 10^{-2} \times 12} = 3.25 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 3.25 \text{cm}^2$$

On adopte : $4HA12 = 4.52 \text{cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

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

$$A_r = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 4HA8 = 2.01 cm² avec S_t = 25 cm.

III.5. Vérifications à l'ELU :

1. Conditions de non fragilité BAEL91/ Art A.4.2.1)

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

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

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

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 12 = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} \leq A_{st} \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

2. Vérification de l'entrainement des barres (BAEL91/Art A.6.1.3) :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

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

$$\psi_s : \text{Coefficient de scellement droit ; } \begin{cases} \psi_s = 1.5 \rightarrow HA \\ \psi_s = 1 \rightarrow RL \end{cases}$$

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

Avec :

$$V_u = q_u \times L + q_{u1} = 12.52 \times 1.2 + 2.18 = 17.20 \text{ KN}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{17.20 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.057 \text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1.057 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa}$condition vérifiée

3. Vérification au cisaillement : (BAEL 91/Art A.5.1)

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

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

D'où :

$$\tau_u = \frac{17.20 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.14 \text{MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min\{2.5; 4\} \text{MPa} \implies \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.14 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$ condition vérifiée

4. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

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

Avec :

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

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

Alors :

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

$$L_s = 42.33 \text{cm}$$

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

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre; les armatures doivent comportées des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochet « L_c » est : $0.4L_s = 18 \text{cm}$

Donc : $L_c = 18\text{cm}$.

5. Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

❖ **Armatures principales :**

$S_{t1} = 25\text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33\text{ cm} \implies$ Condition vérifiée.

❖ **Armatures de répartition :**

$S_{t2} = 25\text{cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \implies$ Condition vérifiée.

III.6.Vérification à l'ELS :

Dalle : $q_s = G+Q = 5.39+3.5=9.11\text{kN/ml}$.

Garde-corps : $q_{s1} = G1 = 1.62\text{ kN/ml}$.

Main courante : $q_{s2} = Q1 = 1\text{ kN/ml}$.

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

1. Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

a. Vérification des contraintes dans l'acier :

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

Les aciers : $\begin{cases} HA: \Phi \geq 8\text{mm} \\ feE400 \Rightarrow \eta = 1.6 \end{cases}$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266.667; 201.636\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

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

$$\rho = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.380 \rightarrow \beta = 0.9048 \rightarrow K = 37.56$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.5 \times 10^6}{0.9048 \times 120 \times 4.52 \times 10^2} = 193.57\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 193.57\text{MPa}$$

$\bar{\sigma}_{st} = 201.636\text{MPa} > \sigma_{st} = 193.57\text{MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

b. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{193.57}{37.56} = 5.15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.15\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.7. Etat limite de déformation (Art B.6.5.2)

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

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

- Vérification:

$$\frac{H}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{9.5}{10 \times 9.5} = 0.1 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est donc pas nécessaire.

C. L'escaliers :

III.1.Introduction:

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé qui reposent simplement sur les paliers.

L'escalier de cet immeuble est conçu en béton armé coulé sur place. L'escalier du sous-sol, du RDC et des étages courant sont à deux volées avec un palier intermédiaire.

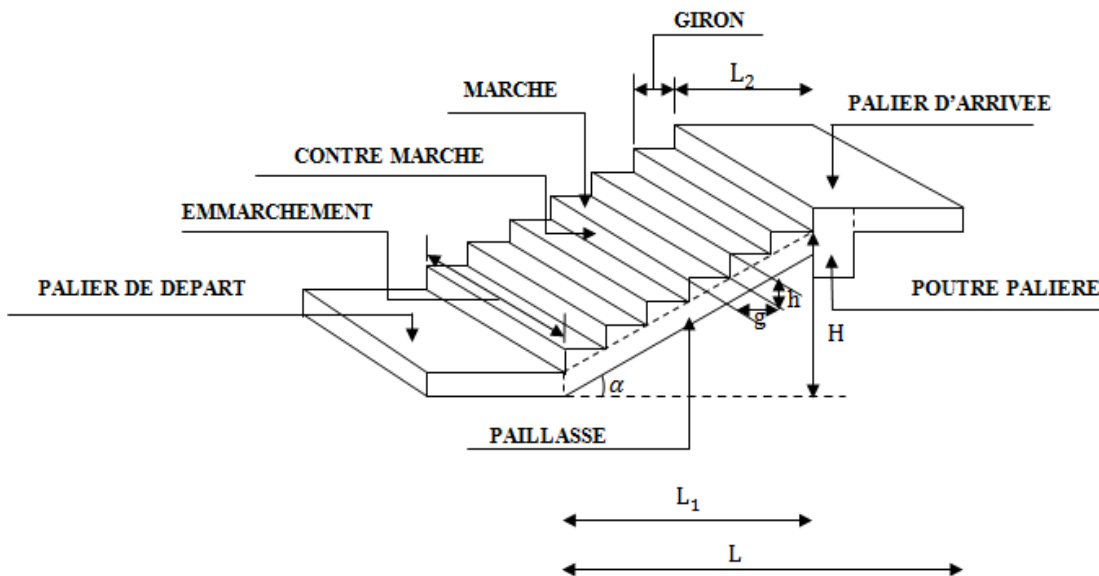


Figure III.8.Constituant d'un escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm. $14 \leq h \leq 18$
- **La hauteur de la contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches. $25 \leq g \leq 33$
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III.2. Pré-dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionné à l'aide de la **formule de BLONDEL** $59 \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$ en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$h_{\text{contremarches}} = \frac{\text{hauteur d'étage}}{\text{nombre de contre marche}}$$

Le choix des dimensions résulte de conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage.

En pratique :

g : largeur des marches $25 \leq g \leq 33\text{cm}$

h : hauteur de la marche..... $14 \leq h \leq 18\text{cm}$

E : l'embranchement..... $E > 1\text{m}$

H : Hauteur de la volée.

L1 : Longueur de la paillasse projetée.

L2 : Largeur du palier.

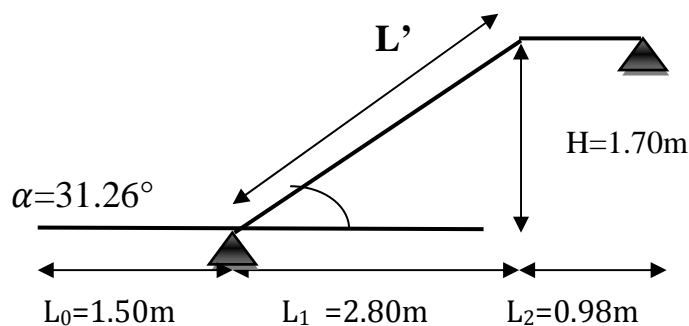
e_p : Epaisseur de la paillasse et du palier.

1. Escalier de sous.sol :

• Première volée :

On prend :

$h_{\text{contremarches}} = 17\text{ cm}$



Nombre de contremarches = $204 / 17 = 12$

N^{bre}de contre marche = $12 - 2\text{palier} = 10\text{marche}$

Hauteur de la volée : 2,04 m

On prend : $g = 28\text{ cm}$

• Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

L'escalier est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés, son épaisseur « e » est :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

Avec :

$$L = L' + L_2$$

$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = \arctg \frac{h}{g}$$

$$\alpha = \arctg \frac{170}{280} = 31.26^\circ$$

Avec :

La longueur de la volée :

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.80}{\cos 31.26^\circ} = 3.27m$$

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$L = 3.27 + 0.98 = 4.25$$

$$14.16 \leq e \leq 21.25 \Rightarrow e_p = 15cm$$

• Deuxième volée :

On prend : $h_{\text{contremarches}} = 17 \text{ cm}$

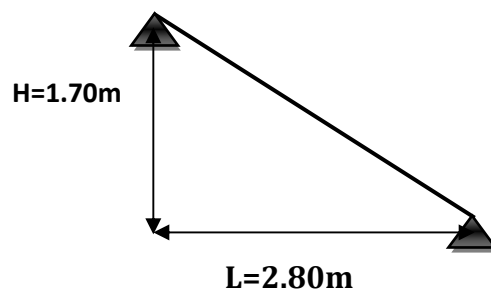
Nombre de contremarches = $170/17 = 10$

On prend $g = 28 \text{ cm}$

la longueur de la volée :

$$\alpha = \arctg \frac{170}{280} = 31.26^\circ$$

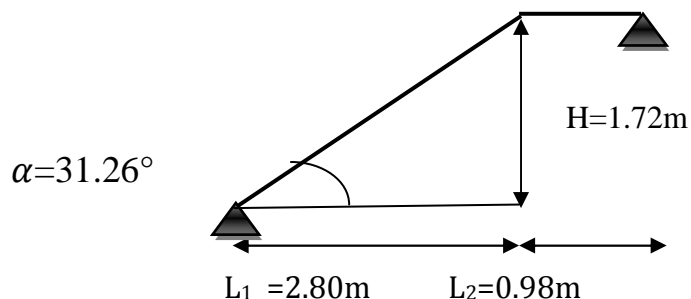
$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.80}{\cos 31.26^\circ} = 3.27m$$



2. Escalier de RDC:

• Première volée :

On prend : $h_{\text{contremarches}} = 17 \text{ cm}$



Nombre de contremarches = $1.87/17 = 11$

N^{bre} de contre marche = $11 - 1 \text{ palier} = 10 \text{ marche}$

Hauteur de la volée : 1.87 m

On prend $g = 28 \text{ cm}$

• Épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

L'escalier est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés, son épaisseur « e » est :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

Avec :

$$\alpha = \text{arctg} \frac{H}{L} = \text{arctg} \frac{h}{g}$$

$$\alpha = \text{arctg} \frac{172}{280} = 31.56^\circ$$

Avec :

La longueur de la volée :

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.80}{\cos 31.56^\circ} = 3.29m$$

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$L = 3.29 + 0.98 = 4.27$$

$$14.23 \leq e \leq 21.35 \Rightarrow e_p = 15cm.$$

• Deuxième volée :

On prend : $h_{\text{contremarches}} = 17 \text{ cm}$

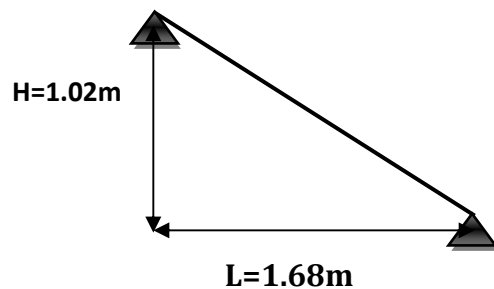
Nombre de contremarches = $102/17 = 06$

On prend $g = 28 \text{ cm}$

La longueur de la volée :

$$\alpha = \text{arctg} \frac{102}{168} = 31.26^\circ$$

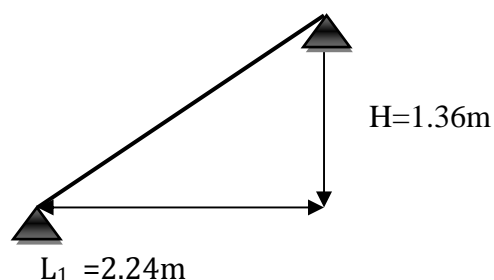
$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{1.68}{\cos 31.26^\circ} = 1.96m$$



3. Escalier de l'étage courant :

• Première volée :

On prend : $h_{\text{contremarches}} = 17 \text{ cm}$



Nombre de contremarches = $136/17 = 8$

On prend $g=28$ cm

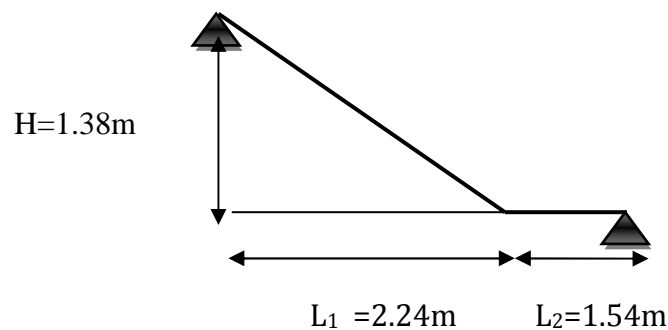
La longueur de la volée :

$$\alpha = \arctg \frac{136}{224} = 31.26^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.24}{\cos 31.26^\circ} = 2.62m$$

• Deuxième volée :

On prend : $h_{\text{contremarches}} = 17$ cm



Nombre de contremarches = $1.53/17 = 9$

N^{bre} de contre marche = $9 - 1 \text{ palier} = 08$ marche

Hauteur de la volée : 1.38m

On prend $g=28$ cm

La longueur de la volée :

• Épaisseur de la paille :

L'épaisseur de la paille doit vérifier la condition suivante :

L'escalier est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés, son épaisseur « e » est :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

Avec :

$$L = L' + L_2$$

$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = \arctg \frac{h}{g}$$

$$\alpha = \arctg \frac{138}{224} = 31.63^\circ$$

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

Avec :

La longueur de la volée :

$$L' = \frac{L_1}{\cos\alpha} = \frac{2.24}{\cos 31.63^\circ} = 2.63m$$

$$L = 2.63 + 1.54 = 4.17m$$

$$13.9 \leq e \leq 20.85 \Rightarrow e_p = 15cm.$$

❖ **Vérification la formule de blondel :**

La formule de BLONDEL : $59 \leq 2h + g \leq 64cm$

Tableau III.2 : Vérification la formule de blondel.

	Giron(g)	La hauteur (h)	La formule	Observation
entre-Sol	28	17	$59 \leq 2h + g \leq 64cm$ $59 \leq 62 \leq 64cm$	Vérifie
RDC	28	17	$59 \leq 2h + g \leq 64cm$ $59 \leq 62 \leq 64cm$	Vérifie
Etage courant	28	17	$59 \leq 2h + g \leq 64cm$ $59 \leq 62 \leq 64cm$	Vérifie

III.3.Calcul des charges reprises par l'escalier :

Le calcul de l'escalier se fait en flexion simple pour une bande d' 1 m linéaire.

1. Escalier de Sous sol:

Avec :

$$\alpha = 31.26^\circ$$

Tableau III-3 : Charge permanent de la 1ère volée

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
paillasse	0.15	25	4.387
marche	/	25	2.125
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
chape	0.02	20	0.4
Carrelage	0.03	20	0.6
G total			7.872KN/m²

Avec :

$$\alpha = 31.26^\circ$$

Tableau III-4: Charge permanente de la 2^{ème} volée

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
paillasse	0.15	25	4.387
marche	/	25	2.125
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
chape	0.02	20	0.4
Carrelage	0.03	20	0.6
G total			7.872KN/m²

Tableau III-5: Charge permanente du palier

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
palier	0.15	25	4.387
Lit de sable	0.03	17	0.51
chape	0.02	20	0.40
Carrelage	0.03	20	0.60
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G total			6.257KN/m²

2. Escalier de RDC :**Avec :**

$$\alpha = 31.56^\circ$$

Tableau III-6 Charge permanente de la 1^{ère} volée

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
paillasse	0.15	25	4.401
marche	/	25	2.125
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
chape	0.02	20	0.4
Carrelage	0.03	20	0.6
G total			7.886KN/m²

Avec :

$$\alpha = 31.26^\circ$$

Tableau III-7: Charge permanente de la 2^{ème} volée

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
paillasse	0.15	25	4.387
marche	/	25	2.125
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
chape	0.02	20	0.4
Carrelage	0.03	20	0.6
G total			7.872KN /m²

Tableau III-8: Charge permanente du palier

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
palier	0.15	25	4.387
Lit de sable	0.03	17	0.51
chape	0.02	20	0.40
Carrelage	0.03	20	0.60
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G total			6.257KN/m²

3. Escalier de l'étage courant :**Avec :**

$$\alpha = 31.26^\circ$$

Tableau III-9: Charge permanente de la 1ère volée

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
paillasse	0.15	25	4.387
marche	/	25	2.125
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
chape	0.02	20	0.4
Carrelage	0.03	20	0.6
G total			7.872KN/m²

Avec :

$$\alpha = 31.63^\circ$$

Tableau III-10 : Charge permanente de la 2ème volée

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
paillasse	0.15	25	4.404
marche	/	25	2.125
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
chape	0.02	20	0.4
Carrelage	0.03	20	0.6
G total			7.889KN /m²

Tableau III-11: Charge permanente du palier

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
palier	0.15	25	4.386
Lit de sable	0.03	17	0.51
chape	0.02	20	0.40
Carrelage	0.03	20	0.60
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G total			6.256KN/m²

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR.B.C.2.2, et elle est la même pour la volée et le palier $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

III.4.Ferraillage des escaliers :

On calcul le ferraillage pour les escaliers de l'étage courant.

L'escalier est considéré comme une dalle appuyée sur deux côtés. On calcul la volée de l'étage courant. Son épaisseur « e » est : $e_p = 15\text{cm}$ (déjà calculée),.

❖ Les charges :**2ère volée :**

$$G = 7.889 \text{ KN /m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Le palier :

$$G=6.257\text{KN /m}^2$$

$$Q=2.50\text{ KN / ml}$$

Donc :

$$G_{volee} = 7.889\text{KN/ml}$$

$$G_{palier} = 6.257\text{KN/ml}$$

$$Q = 2.5\text{KN/ml}$$

❖ Combinaison des charges :

• La volée :

$$\text{ELU : } q_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.889 + 1.5 \times 2.5 = 14.40\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_S = G + Q = 7.889 + 2.5 = 10.39\text{KN/ml}$$

• Le palier :

$$\text{ELU : } q_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.257 + 1.5 \times 2.5 = 12.20\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_S = G + Q = 6.257 + 2.5 = 8.76\text{KN/ml}$$

III.5.calcul à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fait référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme poutre isostatique partiellement encadrée aux appuis.

1. Calcul des efforts internes

• Réactions d'appui

$$q_{u1} = 14.40\text{KN/ml}$$

$$q_{u2} = 12.20\text{KN/ml}$$

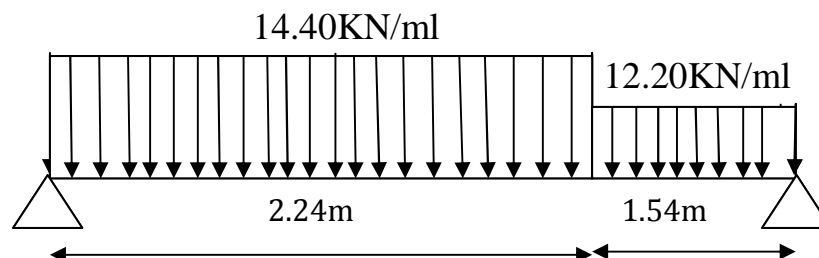


Figure III.9 : Schéma statique des volées à l'ELU.

D'après les formules de RDM :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 14.40 \times 2.24 + 12.20 \times 1.54 = 51.05 \text{KN}$$

$$R_A + R_B = 51.05 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 3.78R_B - 12.20 \times 1.54 \left(\frac{1.54}{2} + 2.24 \right) - 32.26 \left(\frac{2.24}{2} \right) = 0$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 3.78R_B - 92.68 = 0 \rightarrow R_B = \frac{92.68}{3.78} = 24.52 \text{KN}$$

$$R_A + R_B = 54.24 \text{KN} \rightarrow R_A = 51.05 - 24.52 = 26.53 \text{KN}$$

Vérification :

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 3.78R_A - 14.4 \times 2.24 \left(\frac{2.24}{2} + 1.54 \right) - 12.20 \times \left(\frac{1.54^2}{2} \right) = 0$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 3.78R_A - 100.25 = 0 \rightarrow R_A = \frac{100.25}{3.78} = 26.53 \text{KN}$$

$$R_B = 24.52 \text{KN}$$

$$R_A = 26.53 \text{KN}$$

2. Efforts tranchants et moments fléchissant :

14.40KN/ml

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.24$

$$T(x) = R_A - q_{u1}x$$

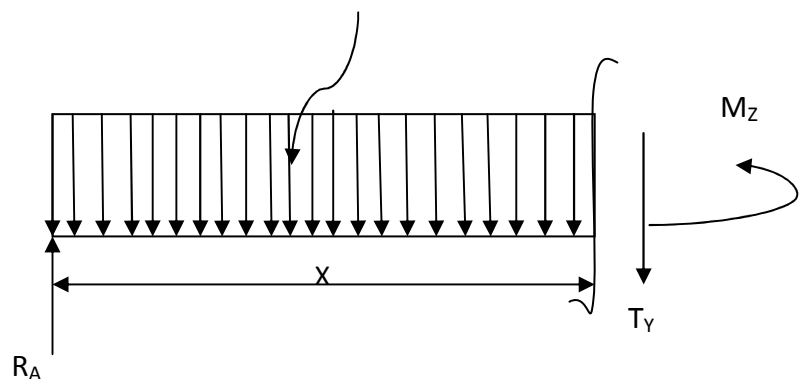
$$T(x) = 26.53 - 14.40x$$

$$\begin{cases} T(x=0) \rightarrow T_Y = 26.53 \text{KN} \\ T(x=2.24) \rightarrow T_Y = -5.73 \text{KN} \end{cases}$$

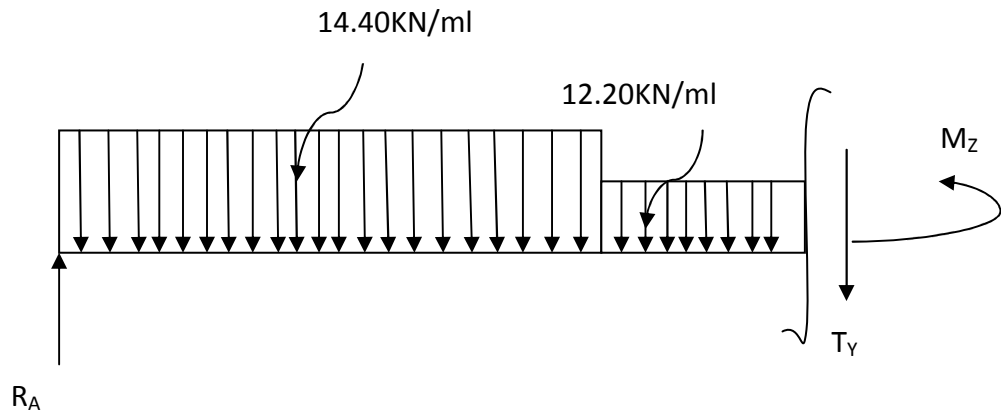
$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 26.53x - 7.20x^2$$

$$\begin{cases} M(x=0) \rightarrow M_Z = 0 \text{KN.m} \\ M(x=2.24) \rightarrow M_Z = 23.30 \text{KN.m} \end{cases}$$



2^{ieme} tronçon : $2.24 \leq x \leq 3.78$



$$T(x) = R_A - 2.24q_{u1} - q_{u2}(x - 2.24)$$

$$T(x) = 26.53 - 2.24 \times 14.40 - 12.20(x - 2.24)$$

$$T(x) = -5.73 - 12.20(x - 2.24)$$

$$\begin{cases} T(x = 2.24) \rightarrow T_Y = -5.73 \text{ KN} \\ T(x = 3.78) \rightarrow T_Y = -24.52 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 2.24(x - 1.12) - \frac{q_{u2}}{2}(x - 2.24)^2$$

$$M(x) = 26.53x - 32.26(x - 1.12) - 6.1(x - 2.24)^2$$

$$\begin{cases} M(x = 2.24) \rightarrow M_Z = 23.30 \text{ KN.m} \\ M(x = 3.78) \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.12 : résumé tous les résultats obtenus

Tronçons	X(m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2.24	0	26.53	0
	2.24	-5.73	23.30
2.24 ≤ x ≤ 3.78	2.24	-5.73	23.30
	3.78	-24.52	0

Calcul du moment maximal(M_{max})

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow 26.53 - 14.40x = 0 \rightarrow x = 1.84 \text{ m}$$

D'où $M_{max} = 24.44 \text{KN.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment au niveau des appuis et en travées.

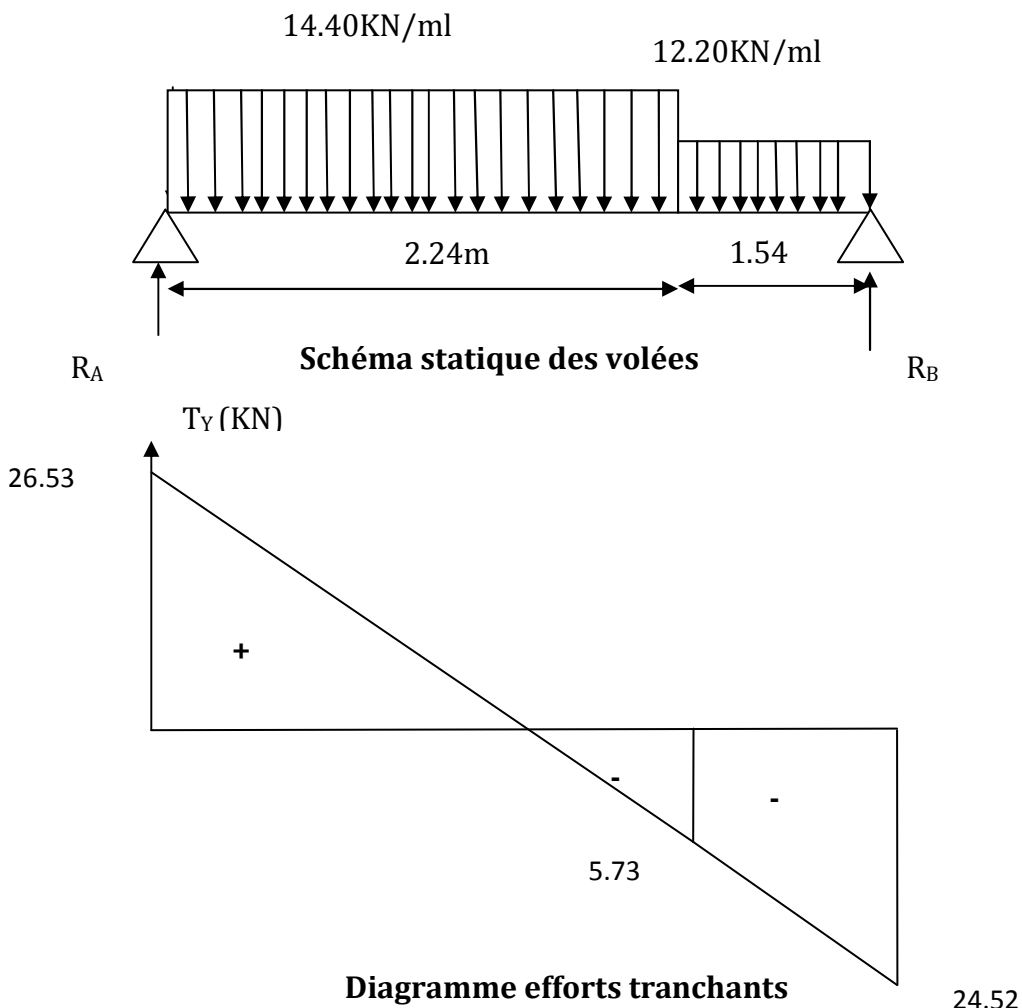
3. Aux appuis : $-0.3M_{max} = -0.3 \times 24.44 = -7.33 \text{KN.m}$.

$$M_a = -7.33 \text{KN.m}$$

4. En travée : $0.85M_{max} = 0.85 \times 24.44 = 20.77 \text{KN.m}$.

$$M_t = 20.77 \text{KN.m}$$

❖ **Diagramme des efforts interne :**



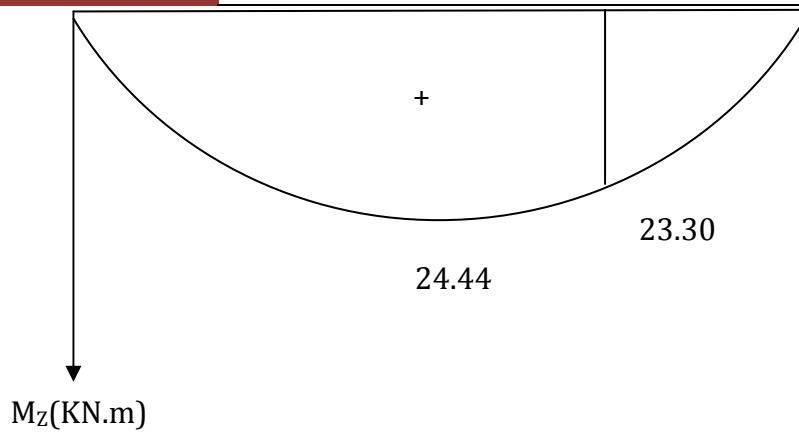


Diagramme moment fléchissant

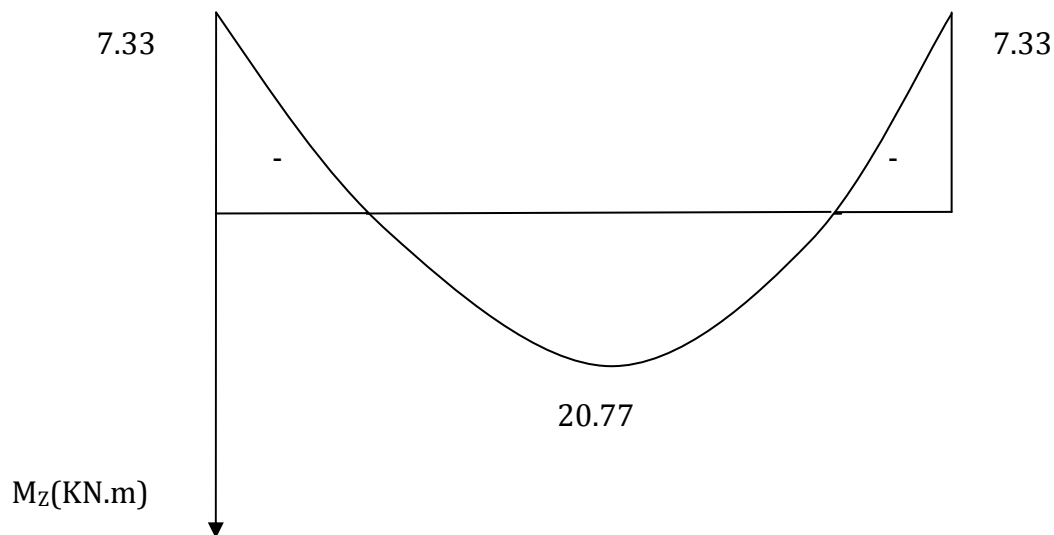


Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres

III.6.Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une bonde de **1m** de largeur soumise à la flexion simple et d'une épaisseur de **15 cm**.

1. En travée :**a) Armatures principales:**

$$B = 1\text{m} = 100\text{cm}$$

$$c = 2\text{cm}$$

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

$$M_t^{\max} = 20.77\text{KN.m}$$

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

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{20.77 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.086$$

$0.086 < 0.392 \Rightarrow$ SSA \longrightarrow tableau : $\beta = 0.955$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{20.77 \times 10^2}{0.955 \times 13 \times 34.8} = 4.81 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 4.81 \text{ cm}^2$ on opte pour 5HA12 = 5.65 cm^2 avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_r = 1.41 \text{ cm}^2$ on opte pour 4HA8 = 2.01 cm^2 avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

2. Aux appuis :

a. Armatures principales:

$$M_a^{\max} = 7.33 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_u = \frac{7.33 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.030$$

$0.030 < 0.392 \Rightarrow$ SSA \longrightarrow tableau : $\beta = 0.985$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{7.33 \times 10^2}{0.985 \times 13 \times 34.8} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 1.64\text{cm}^2$ on opte pour 5HA10 = 3.93 cm² avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

b. Armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2$$

$A_r = 0.98\text{cm}^2$ on opte pour 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

III.7. Vérifications à effectuer à l'ELU:

1. Condition de non fragilité : [Art A.4.2 /B.A.E.L91]:

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2$$

$A_{adopté} = 5.65\text{cm}^2 > A_{min} = 1.57\text{cm}^2$ condition vérifiée.

2. Espacement des barres : [Art : A.8.2.4,2/BAEL91]

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

Armature principale :

{ En travée $S_t = 20 \leq \min(3h, 33) = 33\text{cm}$
 { Aux appuis $S_t = 25 \leq \min(3h, 33) = 33\text{cm}$ Condition vérifiée

Armature de répartition :

{ En travée $S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45\text{cm}$
 { Aux appuis $S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45\text{cm}$ Condition vérifiée

3. Vérification de la contrainte de cisaillement : (art A.5.1/ BAEL91)

On doit vérifier :

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

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right\} \end{array} \right. \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$V_u^{\max} = 26.53\text{KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{26.53 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.20 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

4. Vérification de la condition d'adhérences et d'entraînement des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91).

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ Avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

$$\tau_{se} = \frac{26.53 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.20 \text{ MPa} \quad \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$\tau_{se} = 1.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

5. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancre dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande à la barre puisse mobiliser.

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

Avec :

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

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

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

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

Les règles de BAEL (BAEL 91 modifié 99 / Art A.6.1, 253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L est au moins égale **0,4L_s** pour les aciers HA.

$$L = 0,4L_s.$$

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

6. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 3 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 26.53 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 1000} = 0.45\text{MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.45\text{MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

7. Influence effort tranchant sur armatures :(Art 5.1.3 / BAEL91)

On doit vérifier

$$A_{st \text{ min a ancre}} \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{26.53 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.76\text{cm}^2$$

$$A_{st \text{ min a ancre}} = 5.65\text{cm}^2 \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.76\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

III.8.calcul à l'ELS :

1. Calcul des efforts internes

a. Réactions d'appui

$$q_{u1} = 10.39\text{KN/ml}$$

$$q_{u2} = 8.76\text{KN/ml}$$

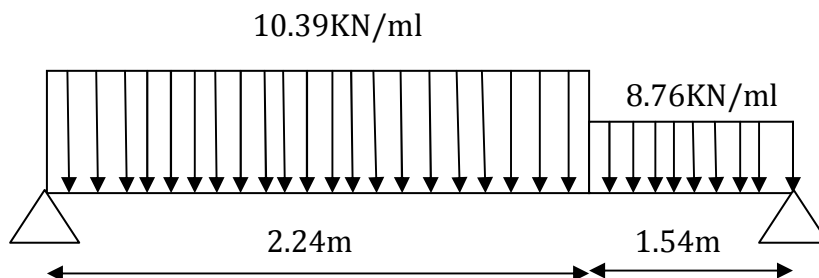


Figure III.10 : Schéma statique des volées à l'ELS.

D'après les formules de RDM :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2.36 + 10.39 \times 2.24 + 8.76 \times 1.54 = 39.12 \text{KN}$$

$$R_A + R_B = 39.12 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 3.78R_B - 8.76 \times 1.54 \left(\frac{1.54}{2} + 2.24 \right) - 23.27 \left(\frac{2.24}{2} \right) - 2.36 \times 3.78 = 0$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 3.78R_B - 75.59 = 0 \rightarrow R_B = \frac{75.59}{3.78} = 20 \text{KN}$$

$$R_A + R_B = 39.12 \text{KN} \rightarrow R_A = 39.12 - 20 = 19.12 \text{KN}$$

Vérification :

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 3.78R_A - 10.39 \times 2.24 \left(\frac{2.24}{2} + 1.54 \right) - 8.76 \times \left(\frac{1.54^2}{2} \right) = 0$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 3.78R_A - 72.29 = 0 \rightarrow R_A = \frac{72.29}{3.78} = 19.12 \text{KN}$$

$R_B = 20 \text{KN}$

$R_A = 19.12 \text{KN}$

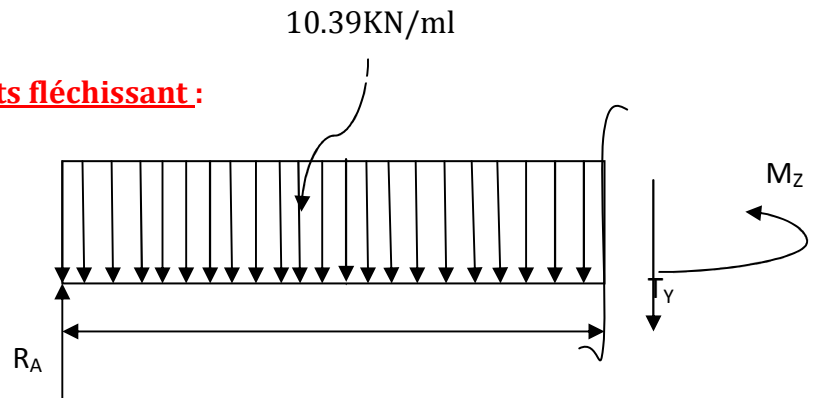
2. Efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.24$

$$T(x) = R_A - q_{u1}x$$

$$T(x) = 19.12 - 10.39x$$

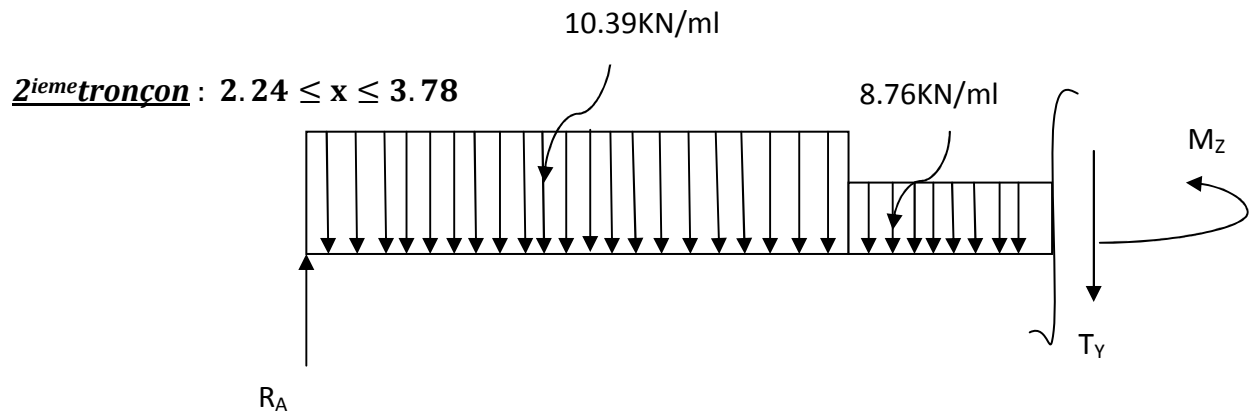
$$\begin{cases} T(x = 0) \rightarrow T_Y = 19.12 \text{KN} \\ T(x = 2.24) \rightarrow T_Y = -4.15 \text{KN} \end{cases}$$



$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 19.12x - 5.19x^2$$

$$\begin{cases} M(x = 0) \rightarrow M_Z = 0 \text{KN.m} \\ M(x = 2.24) \rightarrow M_Z = 16.79 \text{KN.m} \end{cases}$$



$$T(x) = R_A - 2.24q_{u1} - q_{u2}(x - 2.24)$$

$$T(x) = 19.12 - 2.24 \times 10.39 - 8.76(x - 2.24)$$

$$T(x) = -4.15 - 8.76(x - 2.24)$$

$$\begin{cases} T(x = 2.24) \rightarrow T_Y = -4.15 \text{ KN} \\ T(x = 3.78) \rightarrow T_Y = -17.64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 2.24(x - 1.12) - \frac{q_{u2}}{2}(x - 2.24)^2$$

$$M(x) = 19.12x - 23.27(x - 1.12) - 4.38(x - 2.24)^2$$

$$\begin{cases} M(x = 2.24) \rightarrow M_Z = 16.79 \text{ KN.m} \\ M(x = 3.78) \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.13: effort tranchants et les moments fléchissant

Tronçons	X(m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2.24	0	19.12	0
	2.24	-4.15	16.79
2.24 ≤ x ≤ 3.78	2.24	-4.15	16.79
	3.78	-17.64	0

Calcul du moment maximal(M_{max})

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow 19.12 - 10.39x = 0 \rightarrow x = 1.84 \text{ m}$$

D'où $M_{max} = 17.60 \text{KN.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on opte une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment au niveau des appuis et en travées.

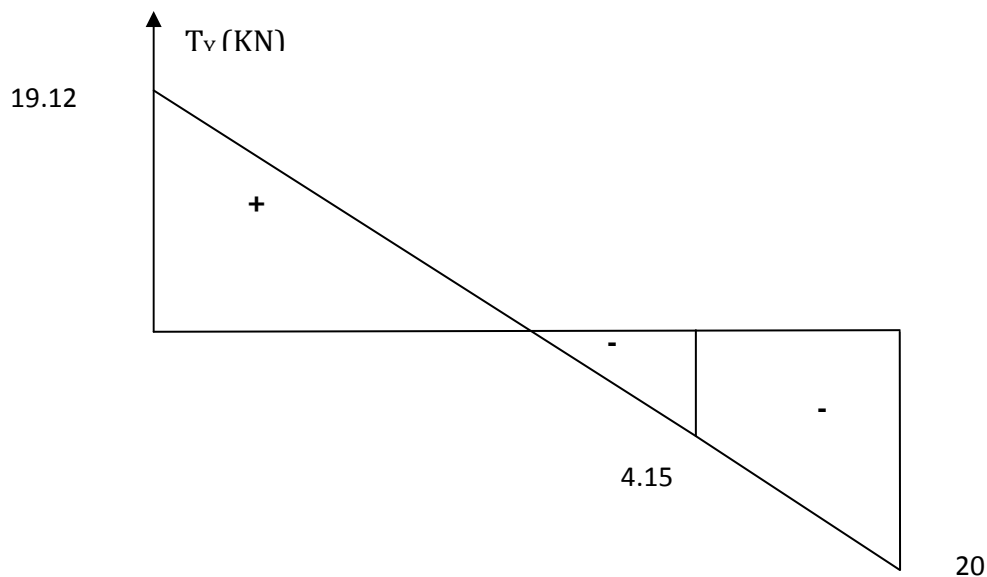
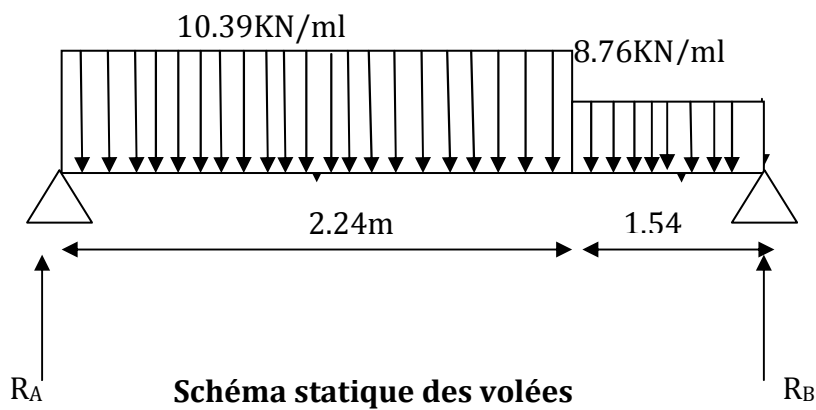
3. **Aux appuis :** $-0.3M_{max} = -0.3 \times 17.60 = -5.28 \text{KN.m}$.

$$M_a = -5.28 \text{KN.m}$$

4. **En travée :** $0.85M_{max} = 0.85 \times 17.60 = 14.96 \text{KN.m}$.

$$M_t = 14.96 \text{KN.m}$$

❖ **Diagramme des efforts interne :**



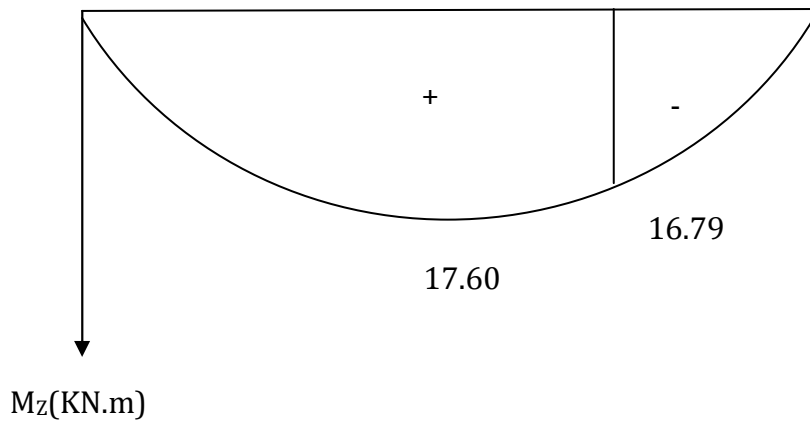


Diagramme moment fléchissant

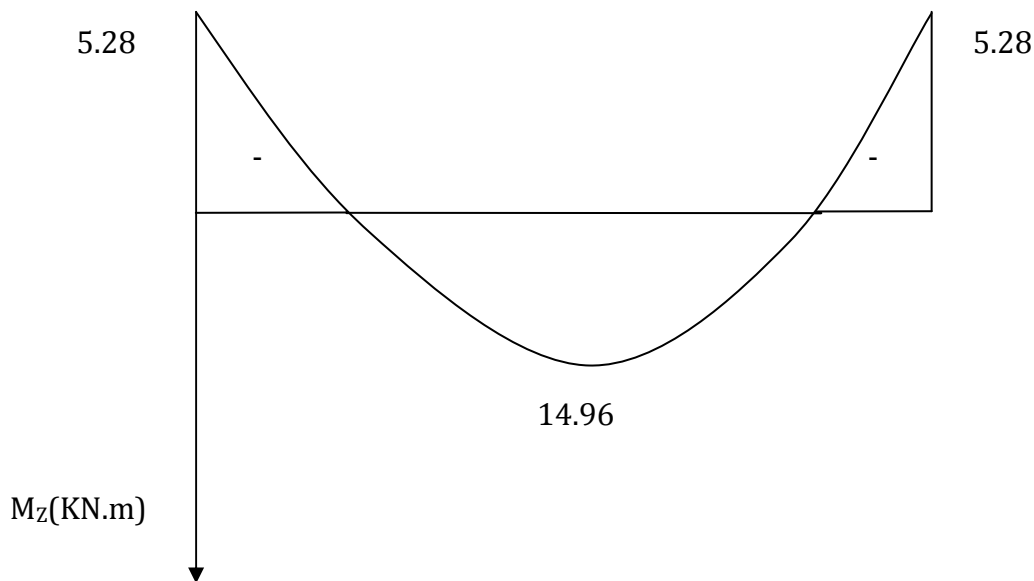


Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastrements

3. Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

a. Vérification des contraintes dans l'acier :

-En travée :

$$M_t = 14.96 \text{KN.m} \quad A_s = 5.65 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

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

$$\rho = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435 \rightarrow \beta = 0.8994 \rightarrow K = 34.7$$

$$\sigma_{st} = \frac{14.96 \times 10^6}{0.8994 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 226.46\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 226.46\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa} > \sigma_{st} = 226.46\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{226.46}{34.7} = 6.53\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.53\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

-En appuis :

$$M_t = 5.28\text{KN.m} \quad m A_s = 3.14\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

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

$$\rho = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \rightarrow \beta = 0.9216 \rightarrow K = 48.75$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.28 \times 10^6}{0.9216 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 140.35 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 140.35 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} > \sigma_{st} = 140.35 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{140.35}{48.75} = 2.88 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.88 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.9. Etat limite de déformation (Art B.6.5.2)

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

H=15 cm

L=3.78 m

M_t : moment max en travée

M₀ : moment isostatique max en travée.

❖ Vérification :

$$\frac{H}{L} = \frac{15}{378} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{15}{378} = 0.039 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{14.96}{10 \times 17.6} = 0.085 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Les deux conditions n'ont pas été vérifiées, donc on doit calculer la flèche :

1. Calcul de la flèche : [Art B.6.5.2 /BAEL91]:

On doit vérifier :
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3780}{500} = 7.56 \text{ mm}$$

$$q_s^{\max} = \max(q_s^p; q_s^v)$$

$$-q_s^{\max} = \max(8.75; 10.39) = 10.39 \text{ KN/ml}$$

- E_v module de déformation différée $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}$.

- I_0 Moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

- \bar{f} La flèche admissible

- V_1 position de l'axe neutre

a. Aire de section homogénéisée :

$$B_0 = bh + 15A$$

$$B_0 = 15 \times 100 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

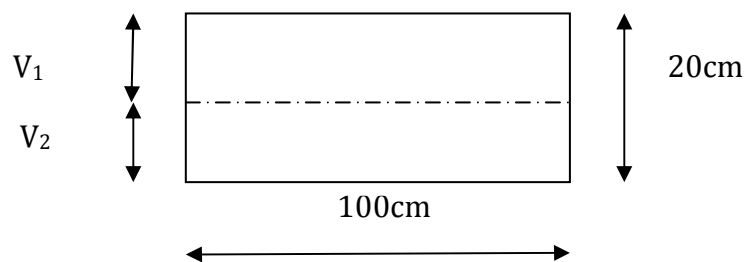
b. Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx' :

$$S_{/xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A \times d$$

$$S_{/xx'} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 12351.75 \text{ cm}^3$$

$$S_{/xx'} = 12351.75 \text{ cm}^3$$

c. Position du centre de gravité :



$$V_1 = \frac{S_{/xx'}}{B_0} \longrightarrow V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.8 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 \longrightarrow V_2 = 15 - 7.8 = 7.2 \text{ cm}$$

d. Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = (7.8^3 + 7.2^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5.65(7.2 - 2)^2 = 30551.64 \text{cm}^4$$

$$I_0 = 30551.64 \text{cm}^4$$

2. Calcul la flèche et vérification :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} L^4}{E_v \times I_0}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.39 \times 3.78^4 \times 10^8}{10819 \times 30551.64} = 5.02 \text{mm}$$

$$f = 5.02 \text{mm} \leq \bar{f} = 7.56 \text{mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

D.La poutre palière

La poutre palier est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2.90m.

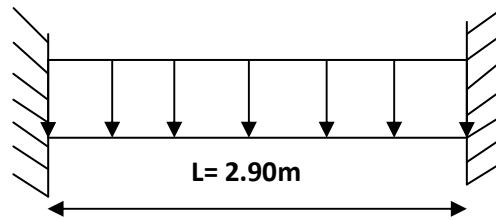


Figure III.11 : Schéma statique de la poutre palière.

III.1. Pré dimensionnement :**1. Hauteur de la poutre :**

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

$$\frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \rightarrow 19.33 \leq h \leq 29$$

Selon le RPA99(modifiée en 2003) : **h ≥ 30cm**

On opte pour **h = 30cm**

2. La largeur :

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

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Selon le RPA99(modifiée en 2003) : **b ≥ 20cm**

$$\frac{h}{b} < 4$$

On opte pour **b=25cm**

Donc la poutre aura pour dimension (25x30)

❖ Vérification des conditions du RPA :

h = 30cm ≥ 30cm.....condition vérifiée

b = 25cm ≥ 20cm.....condition vérifiée

$\frac{h}{b} = 1.2 < 4$condition vérifiée

III.2. Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.87KN/ml$

Poids du mur : $G_{\text{mur}} = 2.36 \times 2.54 = 6\text{KN/ml}$

La réaction du palier a l'ELU : $R_u = 24.52\text{KN}$

La réaction du palier a l'ELS : $R_s = 20\text{KN}$

III.3. Combinaison de charge :

A l'ELU: $q_u = 1,35G + R_u = 1,35 \times (1,87 + 6) + 24.52 = 34.14\text{KN/ml}$.

$$q_u = 34.14\text{KN/ml}$$

A l'ELS : $q_s = G + R_s = (1,87 + 6) + 20 = 27.87\text{KN/ml}$.

$$q_s = 27.87\text{KN/ml}$$

III.4. Calcul à L'ELU :

1. Calcul les efforts interne

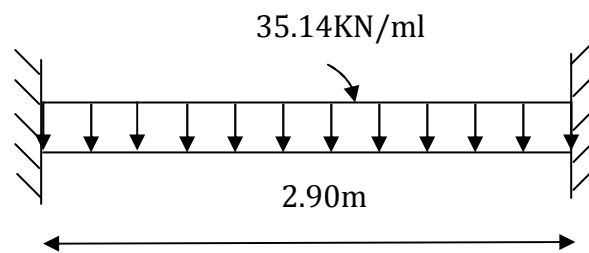


Figure III.12 : Schéma statique de la poutre palière

❖ Moment isostatique :

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

$$M_0 = \frac{35.14 \times 2.90^2}{8} = 36.94\text{KN.m}$$

$$M_0 = 36.94\text{KN.m}$$

❖ L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u L}{2}$$

$$T_u = R_A = R_B = \frac{35.14 \times 2.9}{2} = 50.95\text{KN}$$

$$T_u = 50.95\text{KN}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 36.94 = -11.08 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 36.94 = 31.40 \text{ KN.m}$$

* Diagramme des efforts interne :

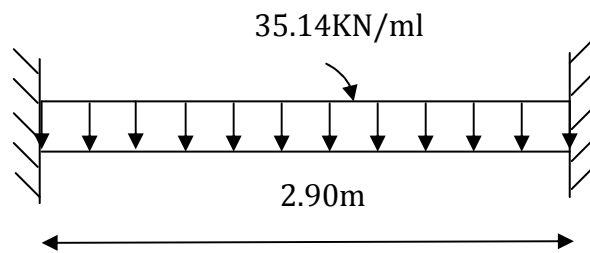


Schéma statique de la poutre palière

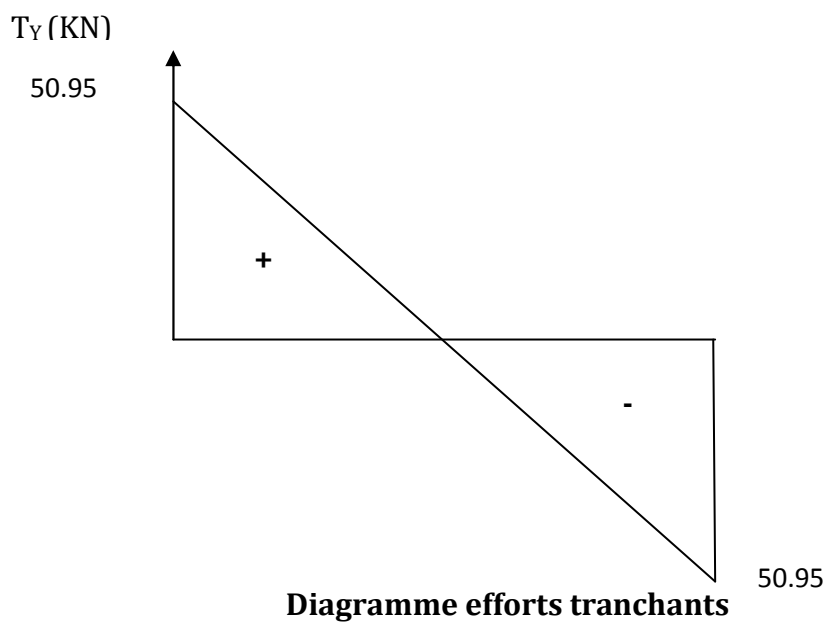


Diagramme efforts tranchants

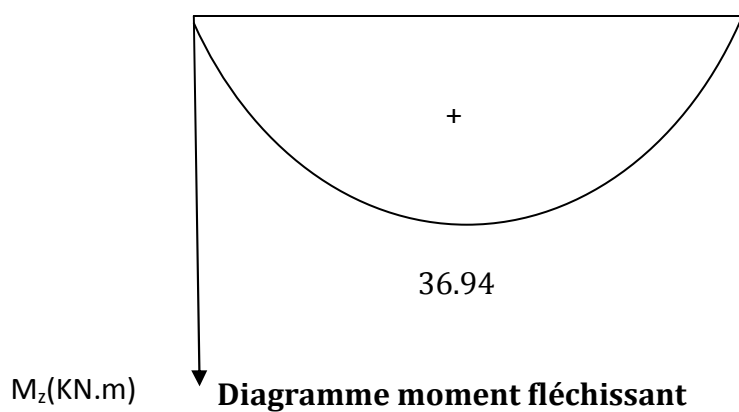


Diagramme moment fléchissant

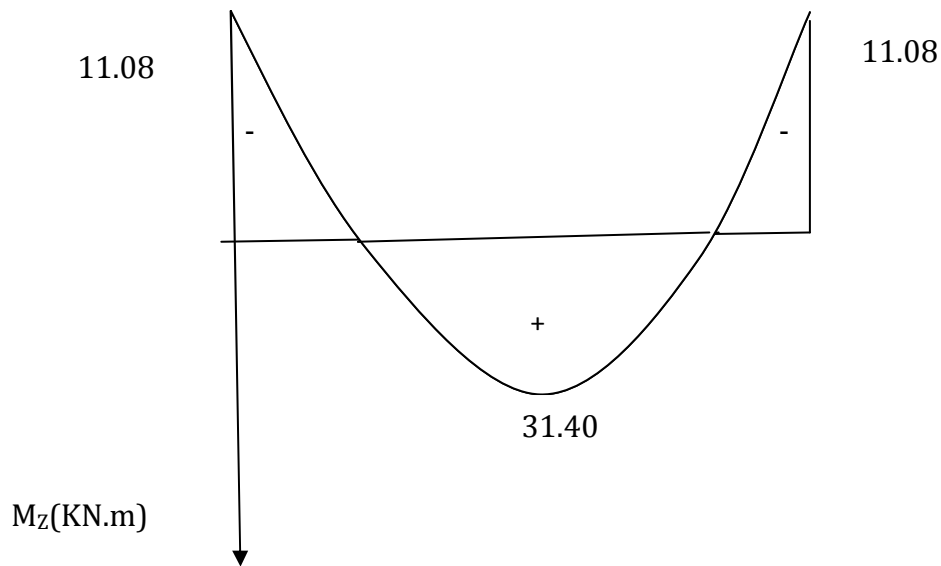


Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres

III.5. Calcul des armatures

- En travée :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{31.40 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 1.42} = 0.113$$

$0.098 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \longrightarrow \text{tableau} : \beta = 0.9395$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{31.40 \times 10^2}{0.9395 \times 28 \times 34.8} = 3.43 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3.43 \text{ cm}^2$ on opte pour 3HA14 = 4.62 cm^2

- Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 11.08 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_u = \frac{11.08 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 1.42} = 0.04$$

0.040 < 0.392 \Rightarrow SSA \longrightarrow tableau : $\beta = 0.980$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{11.08 \times 10^2}{0.980 \times 28 \times 34.8} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 1.16 \text{ cm}^2$ on opte pour 3HA12 = 3.32 cm^2

III.6. Vérifications à effectuer à l'ELU:

1. Condition de non fragilité : [Art A.4.2 / B.A.E.L91] :

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 3.32 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la contrainte de cisaillement : (art A.5.1 / BAEL91)

On doit vérifier :

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

Avec $\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \end{array} \right.$ (fissuration peu nuisible)

$$V_u^{\max} = 50.95 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{50.95 \times 10^3}{280 \times 250} = 0.73 \text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0.73 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u 3.33 \text{MPa}$ Condition vérifié.

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

a. Dans le béton (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 3)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 50.95 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 250} = 1.62 \text{MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.62 \text{MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

b. Dans les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

On doit vérifier

$$A_{st \text{ min a ancre}} \geq \frac{V_u^{\max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\frac{V_u^{\max}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{50.95 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 146 \text{cm}^2$$

$A_{st \text{ min a ancre}} = 3.32 \text{cm}^2 \geq \frac{V_u^{\max}}{\bar{\sigma}_{st}} = 1.27 \text{cm}^2$ condition vérifiée.

4. Vérification de la condition d'adhérences et d'entrainement des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91).

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

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

Avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

$$\begin{aligned} \tau_{se} &= \frac{50.95 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} \\ &= 1.79 \text{ MPa} \quad \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\tau_{se} = 1.79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

5. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancre dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande à la barre puisse mobiliser.

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

Avec :

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

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

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

Soit : **$L_s = 45 \text{ cm}$**

Les règles de BAEL (BAEL 91 modifié 99 / Art A.6.1, 253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L est au moins égale **0,4L_s** pour les aciers HA.

$$L = 0,4L_s.$$

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

6. Calcul des armatures transversales :

a. Diamètre armature transversales :(Art A.7.2/BAEL 91)

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{300}{35}; 14; \frac{250}{10} \right\} = \min \{8.57; 14; 25\} = 8 \text{ mm soit } \emptyset = 8 \text{ mm}$$

Nous adopterons un cadre et un étrier en HA8, soit la section d'armature transversales :

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

b. Espacement max des armatures transversales :(Art A.5.1.22/BAEL91) :

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

$$S_t \leq \min\{25.5; 40 \text{ cm}\} = 25.5 \text{ cm}$$

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

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right\}$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30\right\} = \min\{7.5; 14.4; 30\} = 7.5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

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

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

Selon le **RPA 99** la section d'armatures transversale doit vérifiée :

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = 1.12 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

III.7.Vérification à L'ELS :

1. Calcul les efforts interne

$$q_s = 27.87 \text{ KN/ml}$$

- **Moment isostatique :** $M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$

$$M_0 = \frac{27.87 \times 2.90^2}{8} = 29.30 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 29.30 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u L}{2}$$

$$T_u = R_A = R_B = \frac{27.87 \times 2.9}{2} = 40.41 \text{KN}$$

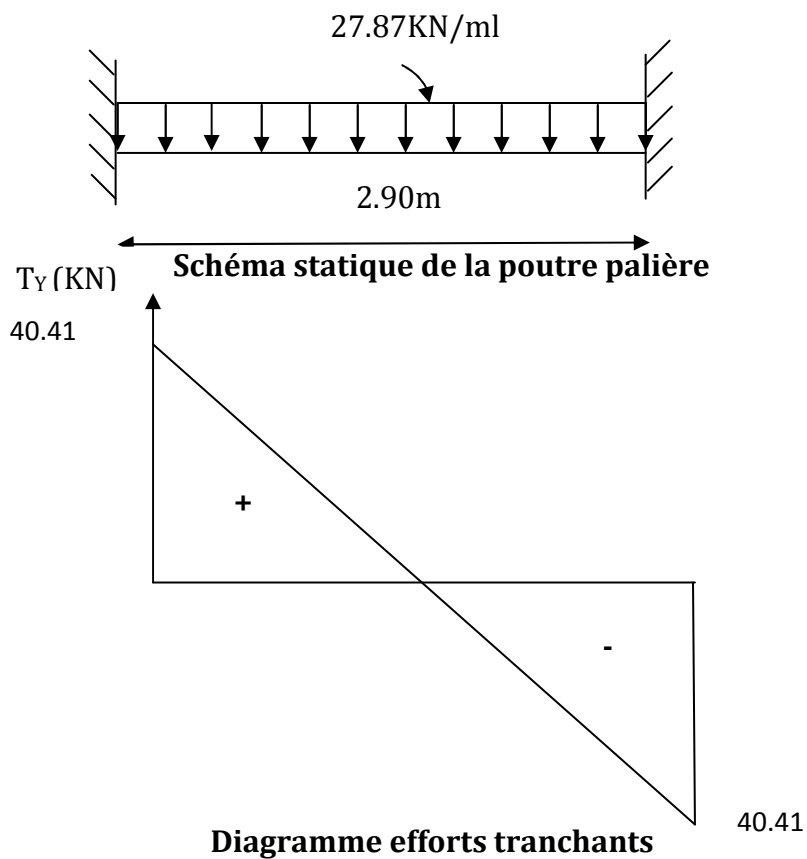
$$T_u = 40.41 \text{KN}$$

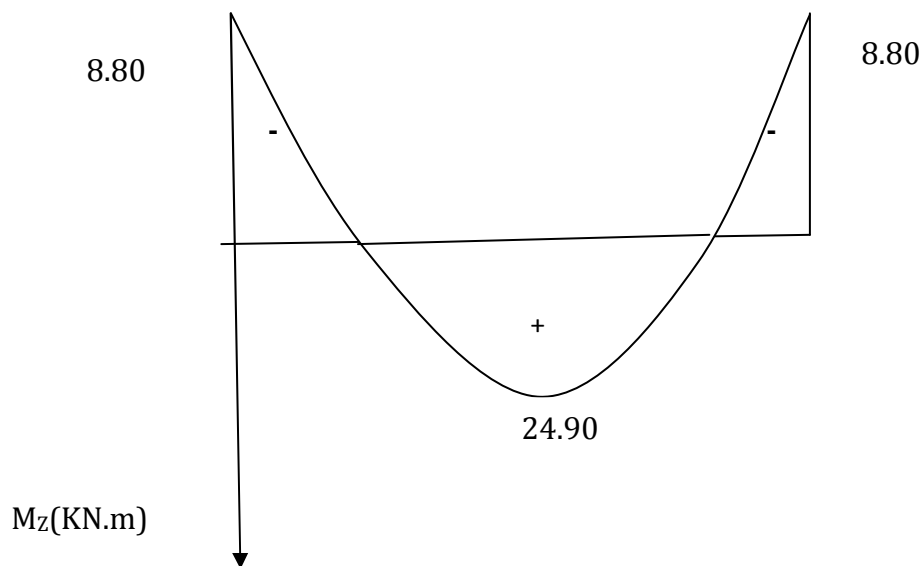
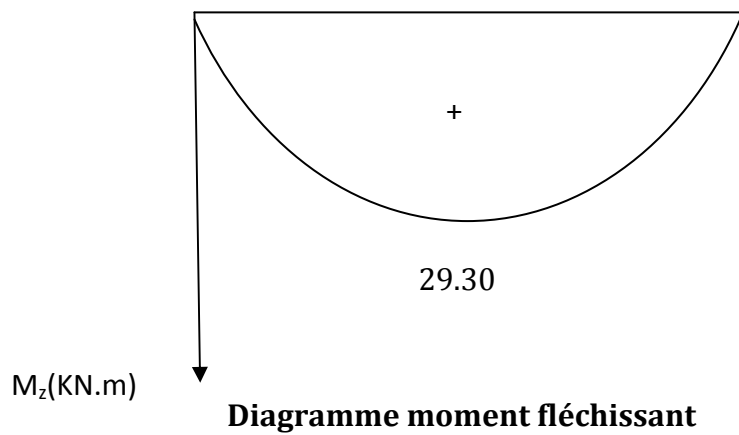
En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 29.30 = -8.80 \text{KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 29.30 = 24.90 \text{KN.m}$$

❖ **Diagramme des efforts interne :**





2. Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

a. Vérification des contraintes dans l'acier :

-En travée :

$$M_t = 24.90 \text{ KN.m} \quad A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

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

$$\rho = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.66 \rightarrow \beta = 0.88107 \rightarrow K = 27.04$$

$$\sigma_{st} = \frac{24.90 \times 10^6}{0.88107 \times 280 \times 4.62 \times 10^2} = 218.47 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 218.47 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} > \sigma_{st} = 218.47 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-En appuis :

$$M_t = 8.80 \text{KN.m} \quad m A_s = 3.32 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

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

$$\rho = \frac{100 \times 3.32}{25 \times 28} = 0.474 \rightarrow \beta = 0.8958 \rightarrow K = 32.99$$

$$\rho \sigma_{st} = \frac{8.80 \times 10^6}{0.8958 \times 280 \times 3.32 \times 10^2} = 105.67 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 105.67 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} > \sigma_{st} = 105.67 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

-En travée :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{265.63}{27.04} = 9.82\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.82\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

-En appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{105.67}{32.99} = 3.20\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.20\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

3. Etat limite de déformation (Art B.6.5.2) :

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

H=30cm

L=2.9 m

M_t : moment max en travée

M₀ : moment isostatique max en travée.

❖ Vérification :

$$\frac{H}{L} = \frac{30}{290} = 0.103 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{30}{290} = 0.103 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{24.90}{10 \times 29.30} = 0.085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

III.8.Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

- ❖ **Armature longitudinales**
 - 3HA14 en travée
 - 3HA12 en appuis
- ❖ **Armature transversales**
 - 1 cadre et un étrier en HA8

E. Les planchers :

III.1 .Les planchers à corps creux:

Le calcul se fera pour le plancher de l'étage courant, constitué en corps creux d'épaisseur (16+4) et d'une dalle de compression 4cm reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

- Nervures appelées poutrelles de section en Te
- Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 16 cm
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait
 - Résister aux effets des charges appliqués sur les surfaces réduites,
 - Résister aux effets de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux charges,

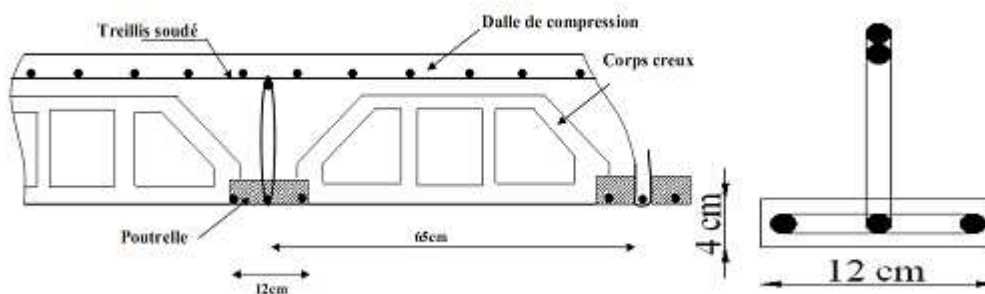


Figure III.13: Coupe verticale d'un plancher en corps creux. Figure III.14: poutrelle.

III.2. Dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423)**.

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

- ✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A ⊥) :

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

1. Calcul des armatures :

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles (Nervures) :

$$(A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}) \text{ si } L \leq 50 \text{ cm}$$

$$(A \perp \geq \frac{200}{f_e}) \text{ si } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

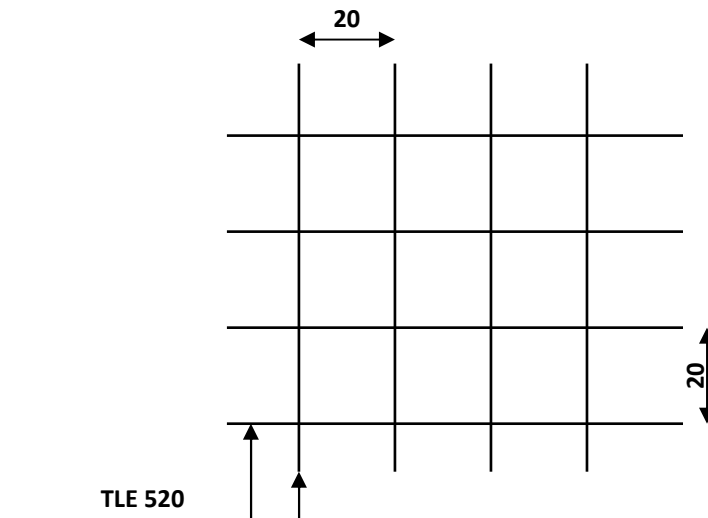


Figure III.15 : treillis soudé (200x200)

Dans notre cas $L=65$ [cm]

$$(A \perp \geq \frac{4L}{f_e})$$

Avec :

L : Entre axe des poutrelles en (cm)

$A \perp$: cm^2 par mètre linéaire

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

$$A \perp \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera 5 T5 ml = 0,98 cm^2/ml avec un espacement de 20 cm

b. Armatures parallèles aux poutrelles (Nervures) :

$$A // \geq \frac{A \perp}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera 5 T5 ml = 0,98 cm^2/ml avec un espacement de 20 cm

On adoptera pour un treillis soudé TLE 520 (5X200X5X200)

2. Calcul de la poutrelle :

Elles sont de section en T, distance entre axe est de 65cm ; le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

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

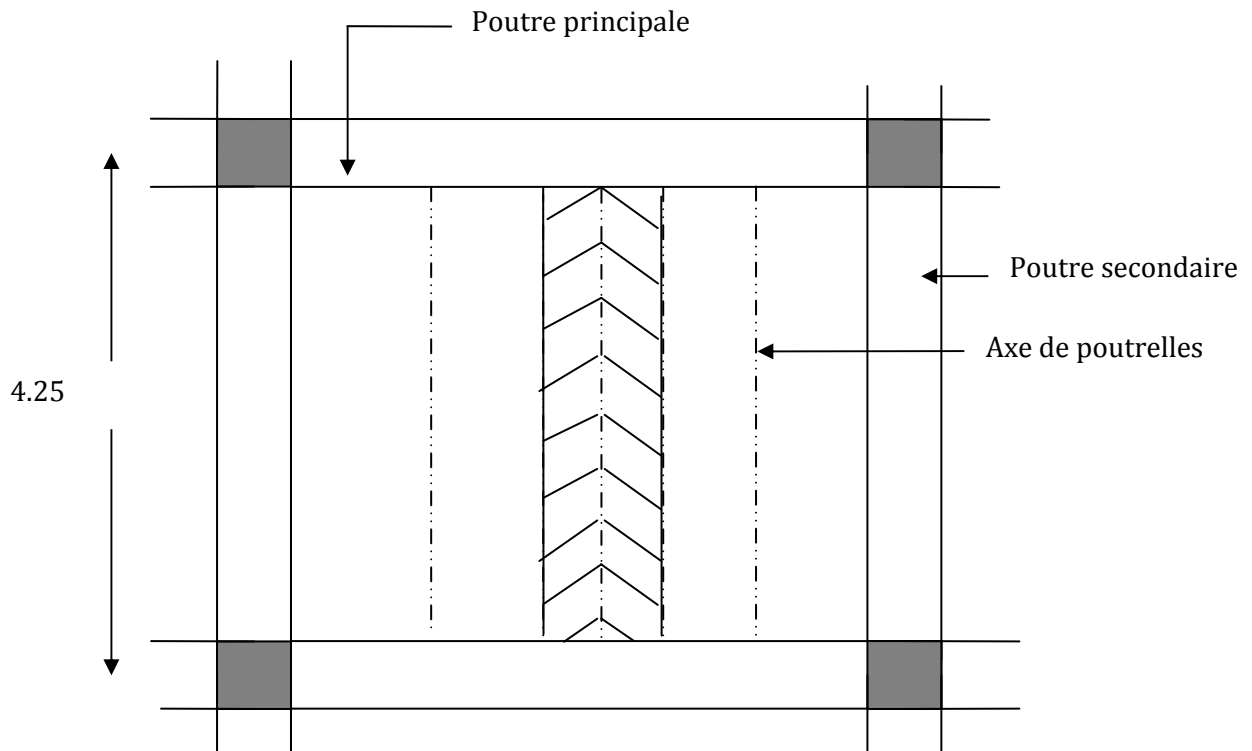


Figure III.16 : la disposition des poutrelles

a. Avant coulage de la dalle de compression :

Les poutrelles est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12X4) cm² reposant sur deux appuis, elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier :

✓ **Charges permanentes :**

-Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

-Poids propre du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

✓ **Charges d'exploitation (surcharge) :**

-poids due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

• **La combinaison des charges ELU:**

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

$$q_u = 1,35(0,74) + 1,5(1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

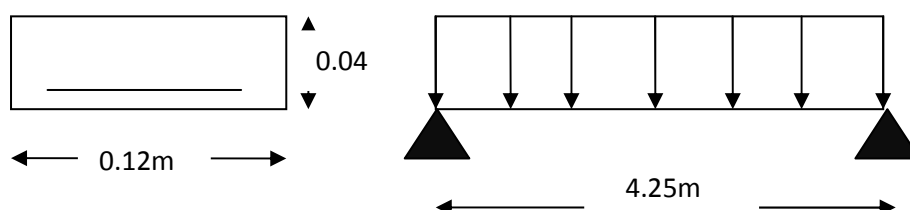


Figure III.17 : statique de la poutrelle

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable avec $L=4,25m$

- **Calcul des moments en travée :**

$$M_{\mu} = \frac{qul^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,25^2}{8} = 5,644 \text{KNm}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_u \frac{qul}{2} = \frac{2,5 \times 4,25}{2} = 5,312 \text{KN}$$

- **calcul des armatures:**

soit : $c=2cm$, $b=12cm$, $h=4cm$, $d = h - c = 4 - 2 = 2cm$

$$\mu_{\mu} = \frac{M_{\mu}}{bd^2 f_{bu}} \text{ , avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

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

$$\text{Alors } \mu_{\mu} = \frac{5,644 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 8,28 \gg \gg \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{Section Doublement Armée}$$

Sachant que les armatures des poutrelles est de 4cm il est impossible de disposer des armatures de compression, et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles elles sont soumises avant le coulage

- b. Calcul après le coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaire, partiellement encastrées à ses deux extrémités, Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher

- **Dimensions de la poutrelle (B,A,E,L/Art ,4,1,3) :**

- ✓ **La largeur de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

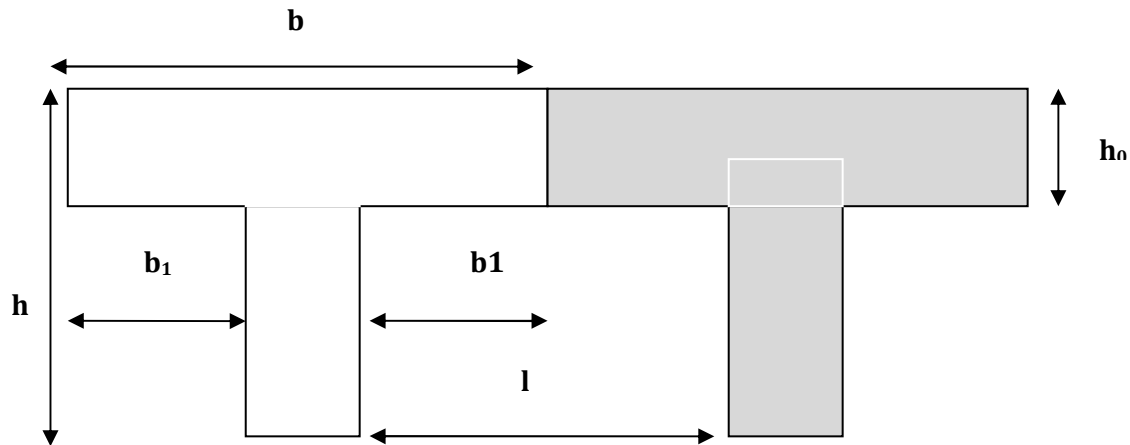


Figure III.18: la section en Té

Sachant que:

h : hauteur totale du plancher. ($h = 16+4$).

h_0 : Épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}; \frac{L_0}{2}; 8h_0 \right\}$$

L_0 : Distance entre axe des poutrelles (65cm)

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : Longueur libre entre nus d'appuis $l_0 = 4.00$ m (la travée la plus sollicitée).

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

D'où :

$$b_1 \leq \min \{ 26,5 ; 40 ; 32 \}$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

* Charges permanentes et les charges d'exploitation :

✓ Charges permanentes :

La terrasse	:	$G = 5,88 \times 0,65 = 3,822$ KN/ml
L'étage courant	:	$G = 5,55 \times 0,65 = 3,607$ KN/ml
Entre sol	:	$G = 5,55 \times 0,65 = 3,607$ KN/ml

✓ Surcharges d'exploitation :

La terrasse	:	$Q=1,00 \times 0,65=0,65 \text{ KN/ml}$
L'étage courant	:	$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ KN/ml}$
Entre sol	:	$Q=2,50 \times 0,65=1,625 \text{ KN/ml}$

*** Combinaison des charges :**

✓ **Plancher de l'Entre-sol :**

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35(3,607) + 1,5(1,625) = 7,307 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = G + Q = 3,607 + 1,625 = 5,232 \text{ KN/ml}$$

✓ **Plancher Etage courant :**

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35(3,607) + 1,5(0,975) = 6,332 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = G + Q = 3,607 + 0,975 = 4,582 \text{ KN/ml}$$

✓ **Plancher terrasse :**

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35(3,822) + 1,5(0,65) = 6,134 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = G + Q = 3,822 + 0,65 = 4,472 \text{ KN/ml}$$

Remarque:

Vu la différence des surcharges entre le Entre-sol et l'étage courant on effectuera le calcul pour le cas le plus défavorable (Entre-Sol)

III.3. Etude du plancher Entre-sol :

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

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

1. Choix de la méthode :

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m²

$$G=5,55 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=5,00 \text{ KN/m}^2$$

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

$$2G=2 \times 5,55=11,1 \text{ KN/ml}$$

$$Q \leq \{11,1, 5 \text{ KN/m}^2\} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes

travées $I = \frac{bh^3}{12} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

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

$$\frac{3,40}{3,20} = 1,062$$

$$\frac{3,20}{3,20} = 1$$

$$\frac{3,20}{3,40} = 0,941$$

$$\frac{3,40}{4,25} = 0,8$$

→ la condition est vérifiée

4°/ la fissuration est considérée comme non préjudiciable. → la condition est vérifiée.

➤ **Conclusion :**

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

2. Principe de la méthode : (BAEL91 modifié 99)

elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation pondéré

$$\alpha = \frac{q}{q+g} \text{ Avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée L que la travée considérée est soumise aux mêmes charges ($M_0 = \frac{qL^2}{8}$)

- M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite la travée considérée.

- M_w : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche la travée considérée.

- M_t : Moment maximal en travée prise en compte dans le calcul de la travée considérée.

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

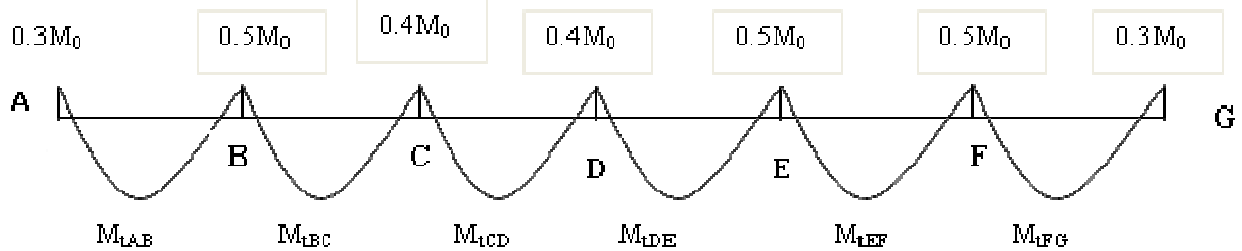
$$\checkmark M_t \geq \max[1,05 M_0, (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

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

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

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



3. Calcul des coefficients :

$$G=3,607 \text{ KN/ml}$$

$$Q=1,625 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul le rapport de charge :

$$\alpha = \frac{1,625}{1,625 + 3,607} = 0,3100 \leq 0,310 \leq 0,666$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,546$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,646$$

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

- Travée intermédiaire : $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$
- Travée rive : $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

4. Calcul des moments isostatiques :

- Calcul à l'ELU :

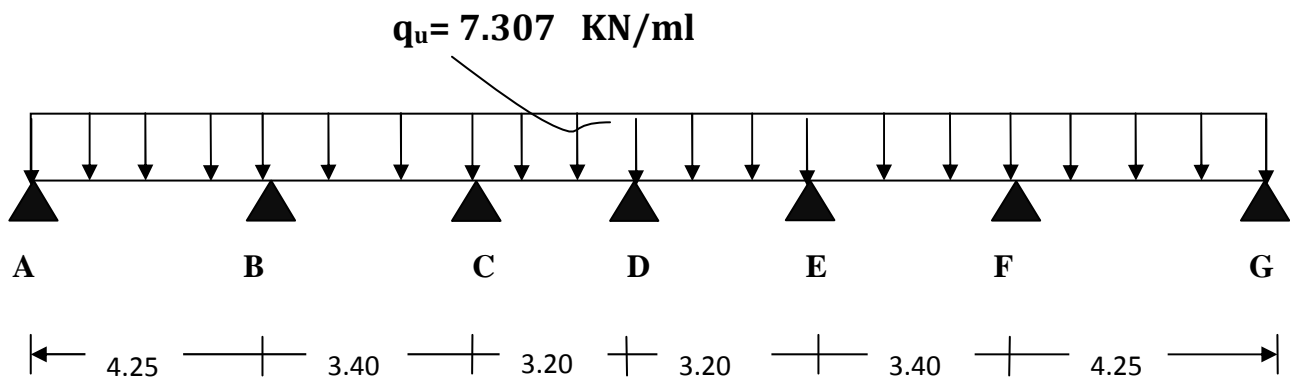


Figure III.19: schéma statique des poutrelles à E.L.U

Travée (la longueur de toutes les travées $L=4,25\text{m}$)

$$M_0 = \frac{q_u l_{AB}^2}{8}$$

$$M_{0A} = M_{0F} = \frac{7,307 \times 4,25^2}{8} = 16,497 \text{ KN.m}$$

$$M_{0B} = M_{0E} = \frac{7,307 \times 3,40^2}{8} = 10,558 \text{ KN.m}$$

$$M_{0C} = M_{0D} = \frac{7,307 \times 3,20^2}{8} = 9,352 \text{ KN.m}$$

5. Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{0A} = 0,3 \times 16,497 = 4,95 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_{0B} = 0,5 \times 10,558 = 5,279 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4M_{0C} = 0,4 \times 9,352 = 3,74 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4M_{0D} = 0,4 \times 9,352 = 3,74 \text{ Kn.m}$$

$$M_E = 0,4M_{0E} = 0,4 \times 10,558 = 4,223 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5M_{0F} = 0,5 \times 16,497 = 8,248 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3M_{0A} = 0,3 \times 16,497 = 4,95 \text{ KN.m}$$

6. Calcul des moments fléchissant en travée :

- Etude de la travée (AB) (Travée de rive) :

$$M_t^{AB} \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_{0A}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0A}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{AB} = (1 + 0,3\alpha)M_{0A} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,093(16,497) - \frac{4,95 + 5,279}{2} = 12,916 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0A} = 0,646 \times 16,497 = 10,657 \text{KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{AB} = 12,916 \text{KN.m}$$

• **Etude de la travée (BC) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{0B} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0B}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0B}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{BC} = (1 + 0,3\alpha)M_{0B} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,093(10,558) - \frac{5,279 + 3,74}{2} = 7,03 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0B} = 0,546 \times 10,558 = 5,764 \text{KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{BC} = 7,03 \text{KN.m}$$

• **Etude de la travée (CD) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{CD} \geq \max[1,05M_{0C} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0C}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0C}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093 > 1,05 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{CD} = (1 + 0,3\alpha)M_{0C} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,093(9,352) - \frac{3,74 + 3,74}{2} = 6,481 \text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0C} = 0,546 \times 9,352 = 5,106 \text{KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{CD} = 6,481 \text{KN.m}$$

• **Etude de la travée (DE) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{DE} \geq \max[1,05M_{0D} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0D}] - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0D}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093 > 1,05 \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{DE} = (1 + 0,3\alpha)M_{0D} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1,093(9,352) - \frac{3,74 + 4,223}{2} = 6,240 \text{KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0D} = 0,546 \times 9,352 = 5,106 \text{KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{DE} = 6,240 \text{KN.m}$$

• **Etude de la travée (EF) (Travée intermédiaire) :**

$$M_t^{EF} \geq \max[1,05M_{0E} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0E}] - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0E}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093 > 1,05 \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{EF} = (1 + 0,3\alpha)M_{0E} - \frac{M_E + M_F}{2} = 1,093(10,558) - \frac{4,223 + 8,248}{2} = 5,304 \text{KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0E} = 0,546 \times 10,558 = 5,764 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{EF} = 5,764 \text{ KN.m}$$

• **Etude de la travée (FG) (Travée de rive) :**

$$M_t^{FG} \geq \max[1,05M_{0F} ; (1 + 0,3\alpha)M_{0F}] - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$M_t^{FG} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0F}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093 > 1,05 \rightarrow \text{OK}$$

Donc :

$$M_t^{FG} = (1 + 0,3\alpha)M_{0F} - \frac{M_F + M_G}{2} = 1,093(16,497) - \frac{8,248 + 4,95}{2} = 11,432 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{FG} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0F} = 0,646 \times 16,497 = 10,657 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t^{FG} = 11,432 \text{ KN.m}$$

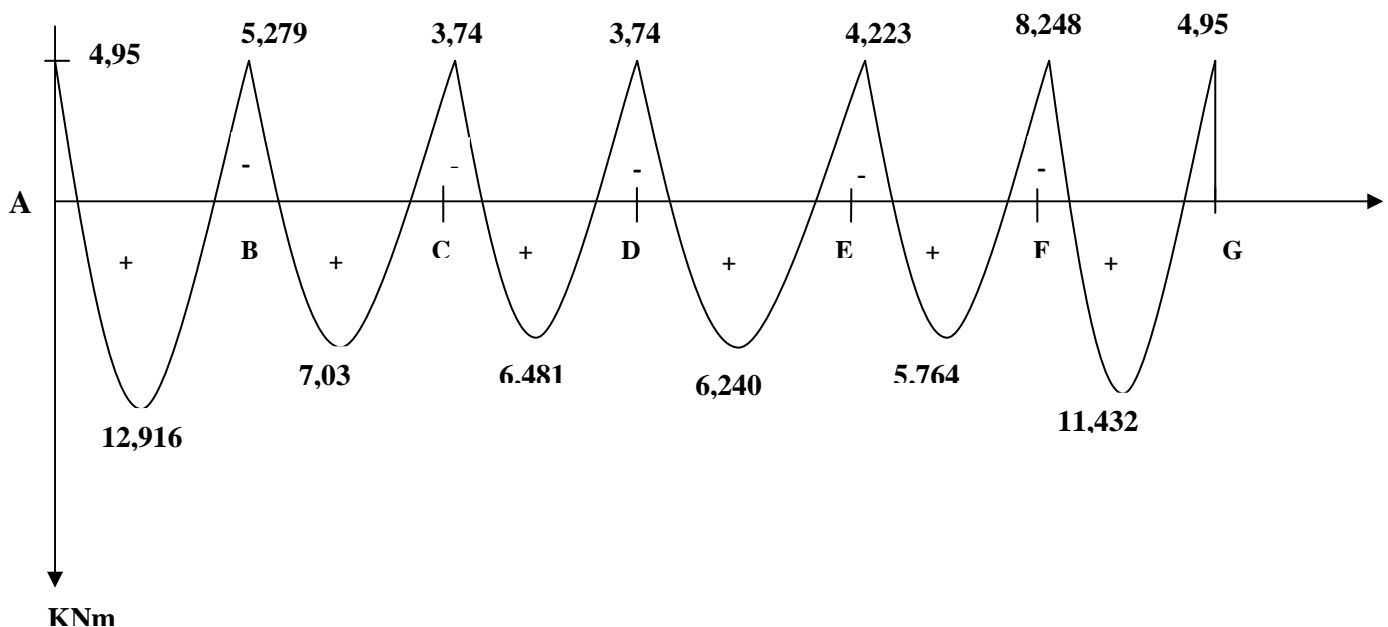


Diagramme des moments fléchissant E.L.U (KN)

7. Calcul des efforts tranchants :

- **la travée (AB) :**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{7,307 \times 4,25}{2} + \frac{-5,279 - (-4,95)}{4,25} = 15,45 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{7,307 \times 4,25}{2} + \frac{-5,279 - (-4,95)}{4,25} = -15,604 \text{KN}$$

- **la travée (BC) :**

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{7,307 \times 3,40}{2} + \frac{-3,74 - (-5,279)}{3,40} = 12,874 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{7,307 \times 3,40}{2} + \frac{-3,74 - (-5,279)}{3,40} = -11,969 \text{KN}$$

- **la travée (CD) :**

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{7,307 \times 3,20}{2} + \frac{-3,74 - (-3,74)}{3,20} = 11,69 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{7,307 \times 3,20}{2} + \frac{-3,74 - (-3,74)}{3,20} = -11,69 \text{KN}$$

- **la travée (DE) :**

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{7,307 \times 3,20}{2} + \frac{-4,223 - (-3,74)}{3,20} = 11,54 \text{KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -\frac{7,307 \times 3,20}{2} + \frac{-4,223 - (-3,74)}{3,20} = -11,842 \text{KN}$$

- **la travée (EF) :**

$$V_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{7,307 \times 3,40}{2} + \frac{-8,248 - (-4,223)}{3,40} = 11,238 \text{KN}$$

$$V_F = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = -\frac{7,307 \times 3,40}{2} + \frac{-8,248 - (-4,223)}{3,40} = -13,605 \text{KN}$$

- **la travée (FG) :**

$$V_F = \frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = \frac{7,307 \times 4,25}{2} + \frac{-4,95 - (-8,248)}{4,25} = 16,303 \text{KN}$$

$$V_G = -\frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = -\frac{7,307 \times 4,25}{2} + \frac{-4,95 - (-8,248)}{4,25} = -14,75 \text{KN}$$

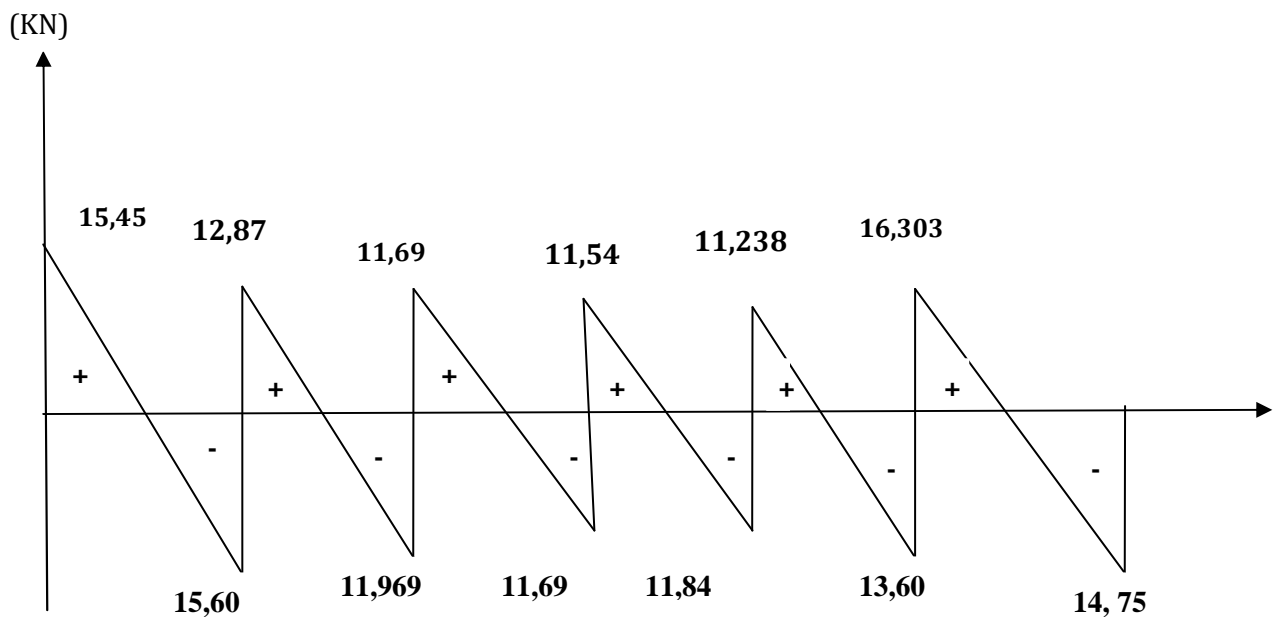


Diagramme des efforts tranchants E.L.U (KN)

III.4.Calcul des armatures à l'E L U :

$$T^{max} = 16,303\text{KN}$$

$$M_a^{max} = 8,248\text{KN.m}$$

$$M_t^{max} = 12,916\text{Kn.m}$$

❖ **Armatures longitudinal:**

✓ **En travée:**

le calcul en travée s'effectue pour une poutre en Té

Position de l'axe neutre :

Si : $M_t^{max} > M_{tab}$ → l'axe neutre est dans la nervure

Si : $M_t^{max} < M_{tab}$ → l'axe neutre est dans la table de compression

M_{tab} : Le moment équilibré par la table de compression

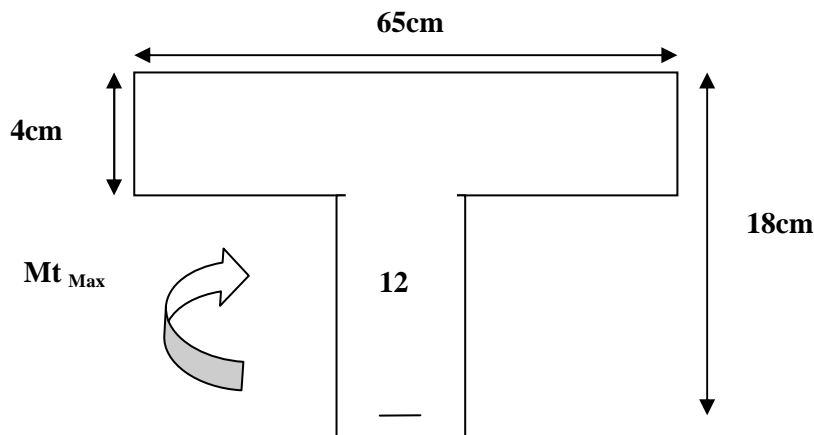


Figure III.20 : disposition des armatures en section Té.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tab} = f_{bc} b h_0(d - 0,5h_0)$$

Avec : $f_{bc} = 14,2 \text{ MPA}$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - 0,5(0,04)) = 59,07 \text{ Knm}$$

$$M_{tab} = 59,07 \text{ Knm} \gg \gg M_t^{max} = 12,916 \text{ Knm}$$

$M_t^{max} < M_{tab} \rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de (bxh)

Avec :

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

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

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

b : l'entre axe des poutrelles 65 cm

$$\mu = \frac{12,916 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,043$$

$\mu = 0,043 < \mu_r = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée (S S A)

$$\mu = 0,043 \quad \rightarrow \beta = 0,9785$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{12,916 \times 10^3}{0,9785 \times 18 \times 348} = 2,107 \text{ cm}^2$$

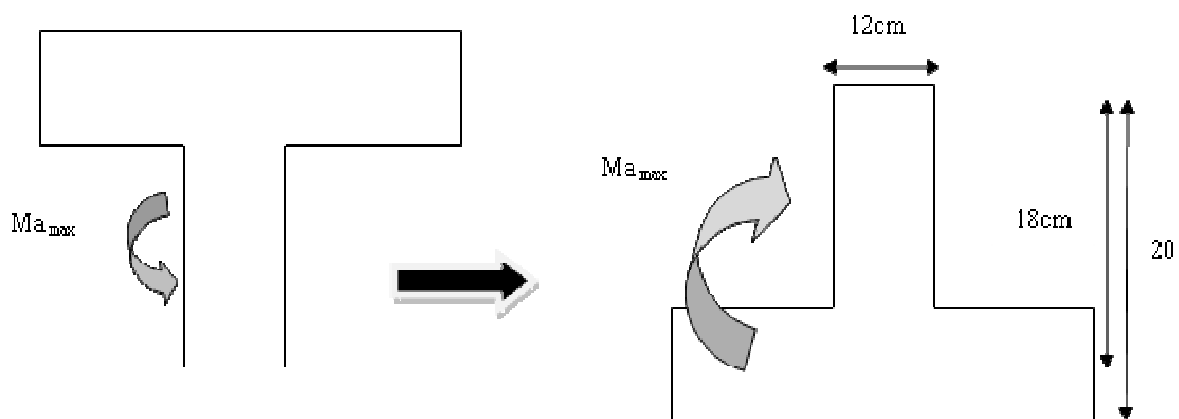
Soit :

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

✓ **Aux appuis :**

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

Pour nos calculs on renverse la section pour avoir des moments positifs



$$M_a^{max} = 8,248 \text{ Knm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,248 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,149$$

$\mu = 0,149 < \mu_r = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée (S S A)

$$\rightarrow \beta = 0,9185$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{8,248 \times 10^3}{0,9185 \times 18 \times 348} = 1,433 \text{ cm}^2$$

Soit :

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

Conclusion :

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

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

III-5 : Vérification à l'ELU :**1. Condition de non fragilité :(Art A- 4- 2 / BAEL 91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ Mpa}$

➤ **En travée :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifié}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\text{adopté}} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Condition tangentielle :(Art A- 5- 1-1 / BAEL 91):

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

-Calcul τ_u :

$$T_{\text{max}} = 16,303 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{16,303 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,754 \text{ Mpa} ; \text{ Donc } \tau_u = 0,754 \text{ Mpa}$$

-Calcul $\bar{\tau}_u$: Pour la fissuration non préjudiciable :

$$\text{Donc } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3,33; 5 \text{ Mpa} \}$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3. Condition d'adhérence et entrainement des barres : (Art A-6-1-3 / BAEL 91) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 x dx \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Calcul $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \text{ Avec } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers HA)}$$

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

Calcul τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = n \phi \pi$$

n : Nombre des barres

ϕ : Diamètres des barres

$$\sum U_i = 3 \times 1,2 \times 3,14 = 11,304 \text{ cm} = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,303 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,890 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,890 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entrainement des barres **Condition Vérifiée**

4. Longueur du scellement droit (ancrage) (Art A-6-1-22 / BAEL 91) :

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

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

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 (1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad , \quad \text{On prend} \quad L_s = 45 \text{ cm}$$

Les règlements de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4L_s** pour l'aciers H A, Donc $L_c = 18 \text{ cm}$

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

➤ Appuis de rive :(Art 5.1.1.312/BAEL91)

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{T_u^{max}}{f_{su}}$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{16,303 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,468 \text{ cm}^2 ; \quad A_{st \text{ adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

→ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

➤ Appuis intermédiaire :(Art 5.1.1.321/BAEL91)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à

$$T_u^{max} = \frac{M_{max}}{0,9d}$$

$$T_u^{max} = 16,303 \text{ KN} = 16,303 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_a^{max} = 8,248 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$0,9d T_u^{max} = 0,9 \times 180 \times 16,303 \times 10^3 = 2,641 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M^{max} > 0,9d T_u^{max} \quad \rightarrow \text{les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.}$$

6. Influence de l'effort tranchant sur le Béton : (Art A. 5.1.313 /BAEL 91) :

Il faut vérifier que :

$$T_u^{max} = 16,303 \text{ KN}$$

$$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0$$

Avec :

$$a = 0,9 d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \times 10^3 = 129,6 \text{ Kn.}$$

$$T_{\max} = 16,303 \text{ Kn} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0 = 129,6 \text{ Kn} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7. Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure : (Art A. 5. 3.2 /BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u (b - b_0)}{1,8 b d h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{16,303 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 1,025 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_u = 1,025 \text{ Mpa}$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,2 \frac{f_{28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\} ; \quad \bar{\tau}_u = \min\{3,33; 5 \text{ Mpa}\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,025 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL 91)

Avec :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_L^{\max}\right).$$

h : hauteur de la poutrelle (h= 20 cm)

b₀ : Longueur de l'âme

ϕ_L^{max} : Diamètre maximal des armatures

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = \min(0,57 ; 1,2 ; 1,2)$$

$$\phi_t = 0,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 2 \phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

8. Espacement des armatures : (Art A. 5.1.22 /BAEL 91)

$$S_{t1} = \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = \min(0,9 \times 18, 40 \text{ cm}) = \min(16,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

Soit :

$$S_{t1} = 16,5 \text{ cm}$$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{t2} \leq \frac{A_{ad} 0,9 f_e}{(\tau_u - 0,3f_{t28}) b_0 \gamma_s}$$

Application numérique :

$$S_{t2} \leq \frac{1,2 \times 0,9 \times 400}{(1,025 - 0,3 \times 2,1) 12 \times 1,15} = 79,25 \text{ cm}$$

Soit

$$S_t \leq \min \{S_{t1} S_{t2}\} = \min \{16,5 \text{ cm} ; 79,25 \text{ cm}\} = 16,5 \text{ cm}$$

On opte pour $S_{tmax} = 16,5 \text{ cm}$

Conclusion :

Nous adopterons **1 étrier en HA 8**

III.6. Vérification à l'ELS :

Les états limites sévices sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relative :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation

1. Combinaison de charge à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le (Art 6-5/BAEL 91) précise que la multiplication des résultats du calcul à L'ELU, Les coefficients $(\frac{q_s}{q_u})$ nous donne les valeurs efforts internes sont résumé dans les tableaux suivant :

$$\frac{5,232}{7,307} = 0,716$$

$$q_s = 5,232 \text{ KN/ml}$$

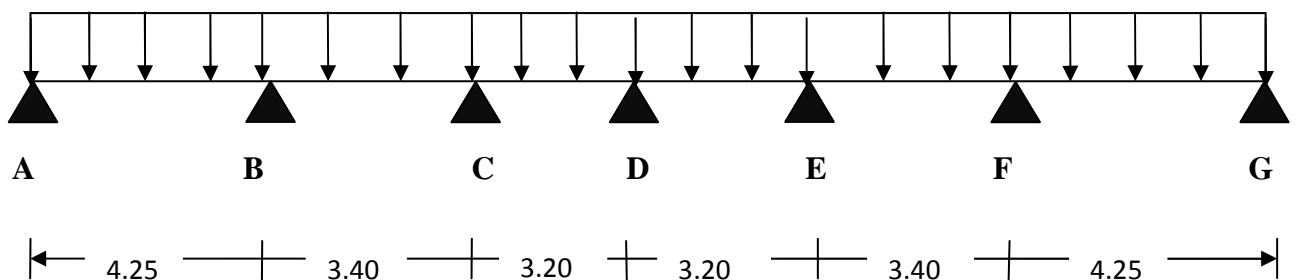


Figure III.21 : schéma statique des poutrelles à E.L.S

✓ Moment en travée à l'ELS :

$$M_{ts} = M_{tr} \times 0,716$$

Tableau III-14 : résumé les moments en travée a l'ELS

Travée	L (m)	M_{tr} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
1-2	4,25	12,916	9,247
2-3	3,40	7,03	5,033
3-4	3,20	6,481	4,64
4-5	3,20	6,240	4,467
5-6	3,40	5,764	4,127
6-7	4,25	11,432	8,185

✓ Moment aux appuis à l'ELS :

$$M_{as} = M_{ar} \times 0,716$$

Tableau III-15: résumé les moments en aux appuia l'ELS

Nœuds	M_{appui} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)
A	-4,95	-3,544
B	-5,279	-3,779
C	-3,74	-2,677
D	-3,74	-2,677
E	-4,223	-3,023
F	-8,248	-5,905
G	-4,95	-3,544

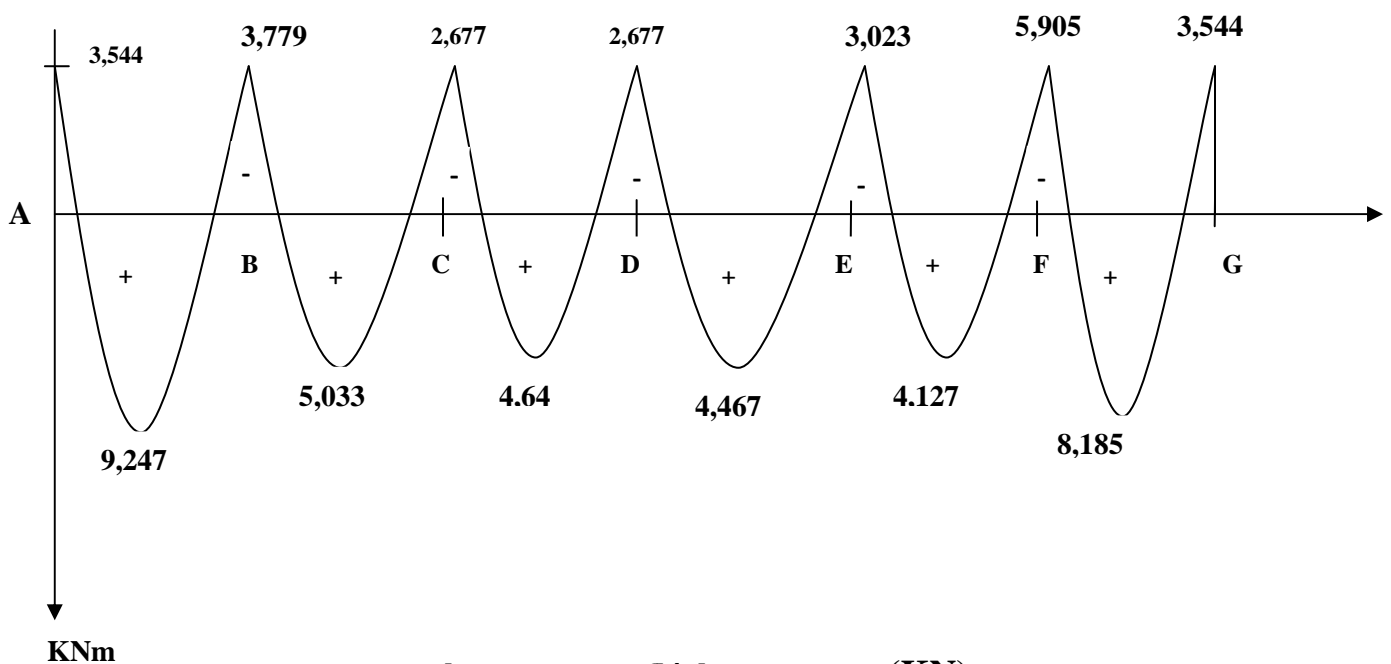


Diagramme des moments fléchissant E.L.S (KN)

✓ **Calcul l'effort tranchants :**

$$T_{Ws} = T_W \times 0,716$$

$$T_{es} = T_e \times 0,716$$

Tableau III-16 : résumé les efforts tranchants

Travée	T_W (KN)	T_{Ws} (KN)	T_e (KN)	T_{es} (KN)
A-B	15,45	11,062	-15,60	-11,169
B-C	12,87	9,214	-11,969	-8,569
C-D	11,69	8,370	-11,69	-8,370
D-E	11,54	8,262	-11,842	-8,478
E-F	11,238	8,046	-13,605	-9,741
F-G	16,303	11,672	-14,75	-10,561

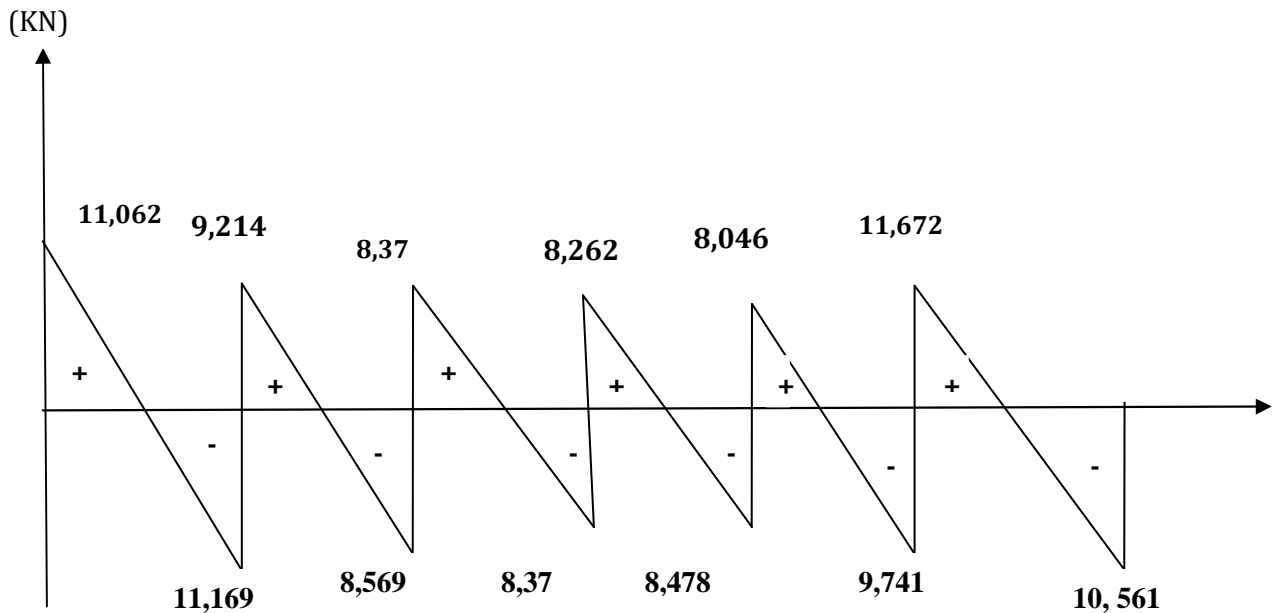


Diagramme des efforts tranchants E.L.S (KN)

2. Etat limite d'ouverture des fissures (Art . A.5.3.2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, On se dispense de vérifier l'Etat limite d'ouverture des fissures.

✓ **Etat limite de compression de béton :**

✓ **En travée :**

- **La contrainte dans l'acier : on doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,569 \Rightarrow \beta_1 = 0,8366$$

$$K_1 = 15,612$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A} \quad \text{Avec } M_{ts} = 12,852 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{9,247 \times 10^6}{0,8366 \times 180 \times 339} = 181,138 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Donc : $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$Condition vérifiée

✓ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{181,138}{15,612} = 11,602 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$Condition vérifiée

✓ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \Rightarrow \beta_1 = 0,8584$$

$$K_1 = 20,31$$

3. La contrainte dans l'acier :

on doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}^{max}}{\beta_1 d A} \quad M_{as}^{max} = 5,905 \text{ KN m}$$

$$\sigma_s = \frac{5,905 \times 10^6}{0,8584 \times 180 \times 226} = 169,102 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_s = 384 \text{ MPa} > \sigma_s = 169,102 \text{ MPa}$Condition vérifiée

4. La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{169,102}{20,31} = 8,326 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$Condition vérifiée

5. Etat limite de déformation (Art B. 6.8 .424 /BAEL 91) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^{max}}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur total de la section de nervure 20 cm

L : portée entre nus d'appuis (L=4,00 m)

M_t^{max} : Moment max en travée $M_t^{max} = 9,247 \text{ Knm}$

M_0 : Moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

Vérification :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} \quad \text{Avec : } q_s = G + Q = 3,607 + 1,625 = 5,232 \text{ Kn/ml}$$

$$M_0 = \frac{5,232 \times 4,00^2}{8} = 10,464 \text{ Knm}$$

$$9. \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$10. \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{9,247}{10 \times 10,464} = 0,088 \Rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

$$11. \frac{A}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

Vu que la deuxième condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

f : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ Mpa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1xI_0}{1 + \mu x\lambda_v}$$

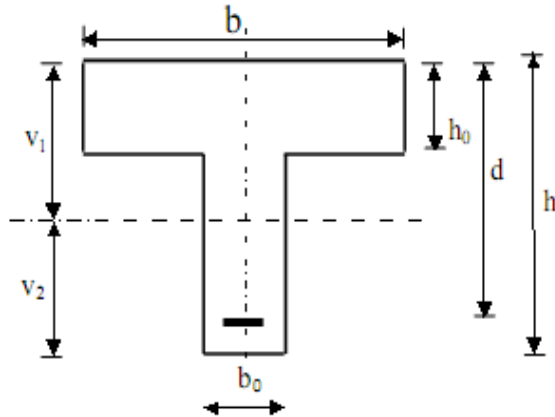
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section

a. Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0xh + (b - b_0)h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12x20 + (65 - 12)4 + 15x3,39 = 502,85cm^2$$

$$B_0 = 502,85 cm^2$$



b. Calcul de V1 et V2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0h^2}{2} + (b - b_0)x\frac{h_0^2}{2} + 15xA_txd$$

$$S/_{xx} = \frac{12x20^2}{2} + (65 - 12)x\frac{4^2}{2} + 15x3,39x18 = 3739,30cm^3$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739,30}{502,85} = 7,44cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,44 = 12,56 cm$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}x(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)xh_0x\left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15xA_sx(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}x(7,44^3 + 12,56^3) + (65 - 12)x4x\left[\frac{4^2}{12} + \left(7,44 - \frac{4}{2}\right)^2\right] + 15x3,39x(12,56 - 2)^2$$

$$= 21800,00cm^4$$

$$I_{0=} = 21800,00cm^4$$

c. Calcul des coefficients: ($\lambda_v ; \mu ; I_{fv}$)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 \quad \mapsto \quad \beta = 0,9782$$

$$\sigma_s = \frac{9,247x10^6}{0,9782x180x339} = 154,917MPa$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0156} = 1,054$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0156 \times 154,917 + 2,1}; 0 \right\} = \max \{0,687; 0\}$$

D'où la flèche :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 21800,00}{1 + 1,054 \times 0,687} = 13908,72 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{9,247 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 13908,72} = 9,83 \text{ mm}$$

La flèche n'est pas vérifiée donc on va augmenter la section de ferrailage En travée
3HA 14=4,62 cm²

Recalculer

❖ **Calcul de V1 et V2 :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 4,62 \times 18 = 4071,40 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{4071,40}{502,85} = 8,096 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 8,096 = 11,904 \text{ cm}$$

$$I_{0=} = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_{0=} = \frac{12}{3} \times (8,096^3 + 11,904^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(8,096 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 4,62 \times (11,904 - 2)^2 = 23828,48 \text{ cm}^4$$

$$I_{0=} = 23828,48 \text{ cm}^4$$

C) Calcul des coefficients: (λ_v ; μ ; I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021 \quad \mapsto \quad \beta = 0,9745$$

$$\sigma_s = \frac{9,247 \times 10^6}{0,9745 \times 180 \times 462} = 114,105 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,021} = 0,783$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,021 \times 114,105 + 2,1}; 0 \right\} = \max\{0,314; 0\}$$

D'où la flèche :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 23828,48}{1 + 0,783 \times 0,314} = 21038,71 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v I_{fv}}$$

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v I_{fv}} = \frac{9,247 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 21038,71} = 6,5 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée

III.6.Conclusion :

Puisque la condition de la fleche n'est pas verifiée avec les armatures calculer ;donc on a recalculer la la fleche et cela on a augmenté la section des armatures.

Armature longitudinales :

3HA 14 pour le lit inferieur

2HA 12 en chapeau au niveau des appuis

Armature transversales :

2 étriers en HA8 avec st= 20cm

F. La salle machine

III.1. Calcul de la dalle de la salle machine :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis.

Il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long de guide verticale .L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

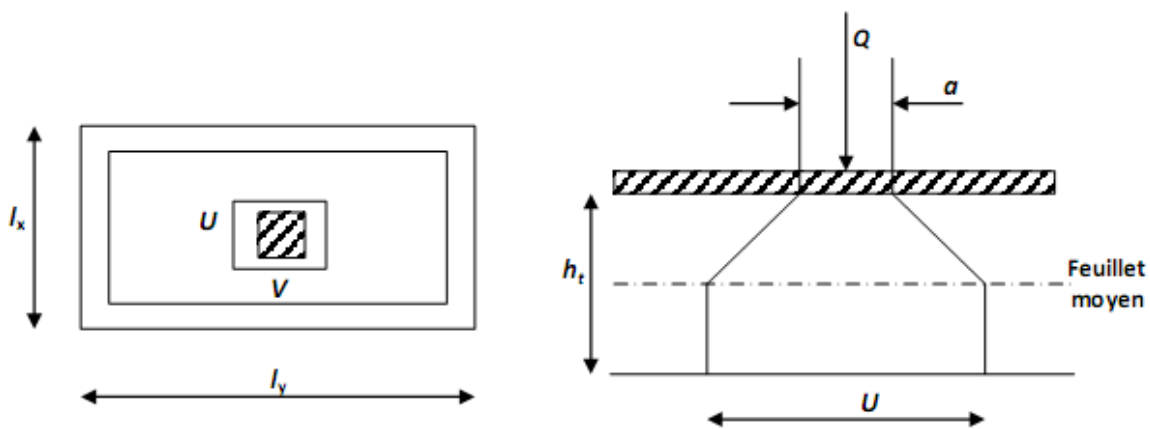
- ✓ Le treuil de levage et sa poulie
- ✓ La cabine ou la benne
- ✓ Le contre poids

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1,90 \times 2,1)$ m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8)$ m² transmise par le système de levage de l'ascenseur. L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (Voir chapitre II)



1. Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{210}{30} = 7cm$$

NB :

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_0 \geq 12cm$; on adopte une hauteur $h_0 = 15 cm$

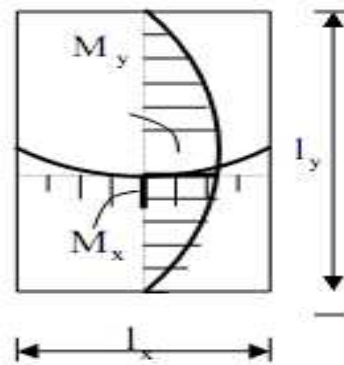


Figure III.22: répartition des moments

2. Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,90}{2,10} = 0,9$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

❖ Moment dus au poids propre :

$M_x = \mu_x \cdot ql_x^2 \rightarrow$ Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow$ 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 .

q : charge uniformément répartie sur toute la dalle.

Etat limite ultime : $\nu = 0$

$$\rho_x = 0,90\mu_x = 0,0458\mu_y = 0,778$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1,35(3,75) + 1,5(1) = 6,562 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ux1} = 0,0458 \times (6,562) \times (1,90^2) = 1,084 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0,778 \times 1,048 = 0,84 \text{ KN.m}$$

Etat limite ultime : $\nu = 0.2$

$$\rho_x = 0,90\mu_x = 0,0529\mu_y = 0,846$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sx1} = 0,0529 \times (4,75) \times (1,90^2) = 0,907 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0,846 \times 0,907 = 0,767 \text{ KN.m}$$

❖ Moment dus à la charge localisée :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = P(M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P(\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

M_1, M_2 Coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ , et des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$.

U et **V** coté du rectangle sur lesquels la charge **P** s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. ils sont à terminer au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$\Rightarrow V = V_0 + 2 \left(\xi e_0 + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2\xi e_0 + h_0$$

$$U = U_0 + 2 \left(\xi e_0 + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2\xi e_0 + h_0$$

Avec ξ : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton $\rightarrow \xi = 1$

e_0 : Épaisseur du revêtement $e_0 = 5 \text{ cm}$

h_0 : Épaisseur de la dalle $h_0 = 15 \text{ cm}$

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$: Coté du rectangle sur lequel la charge P.

📌 Application numérique :

$$\Rightarrow V = 80 + 2 \cdot 1 \cdot 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

$$U = 80 + 2 \cdot 1 \cdot 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

✓ Évaluation du moment M_x et M_y dus au système le lavage :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = P(M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P(\nu M_1 + M_2) \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson}$$

M_1 et M_2 : coefficients déterminer à partir des rapports $(\frac{U}{L_x}; \frac{V}{L_y})$ dans les abaques de Pigeaud.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,90} = 0,55$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,10} = 0,5$$

A l'aide de tableau de PIGEAUD :

pour $\rho = 0,9$

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = 0,5 \\ \frac{V}{l_y} = 0,5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M'_1 = 0,100 \\ M'_2 = 0,080 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = 1 \\ \frac{V}{l_y} = 0,5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M''_1 = 0,060 \\ M''_2 = 0,051 \end{cases}$$

$$\Delta\left(\frac{U}{l_x}\right) = 1 - 0,5 = 0,5$$

$$\Delta M_1 = M_1'' - M'_1 = 0,060 - 0,1 = -0,04$$

$$\Delta M_2 = M_2'' - M'_2 = 0,051 - 0,080 = -0,029$$

$$\Delta\left(\frac{U}{l_x}\right) = 0,55 - 0,5 = 0,05$$

$$\Delta M_1 = \frac{0,05 \times (-0,04)}{0,5} = -0,004$$

$$\Delta M_2 = \frac{0,05 \times (-0,029)}{0,5} = -0,0029$$

D'où le résultat : $\Delta M_1 = M_1'' - M'_1 = 0,060 - 0,1 =$

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = 0,5 \\ \frac{V}{l_x} = 0,55 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = M'_1 + \Delta M_1 \\ M_2 = M'_2 + \Delta M_2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,100 - 0,004 = 0,096 \\ M_2 = 0,080 - 0,0029 = 0,077 \end{cases}$$

✓ **Etat limite ultime (ELU) : $v=0$**

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ Kn}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,096 = 11,664 \text{ Kn.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,077 = 9,355 \text{ Kn.m}$$

✓ **Etat limite ultime (ELS) : $v=0,2$**

$$P_u = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = P_s(M_1 + vM_2) = 90(0,096 + 0,2 \times 0,077) = 10,026 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s(vM_1 + M_2) = 90 (0,2 \times 0,096 + 0,077) = 8,658 \text{ KN.m}$$

✓ **Superposition des moments :**

➤ **ELU :**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1,084 + 11,664 = 12,748 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,84 + 9,355 = 10,195 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,907 + 10,026 = 10,933 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,767 + 8,658 = 9,425 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis et ce, afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles.

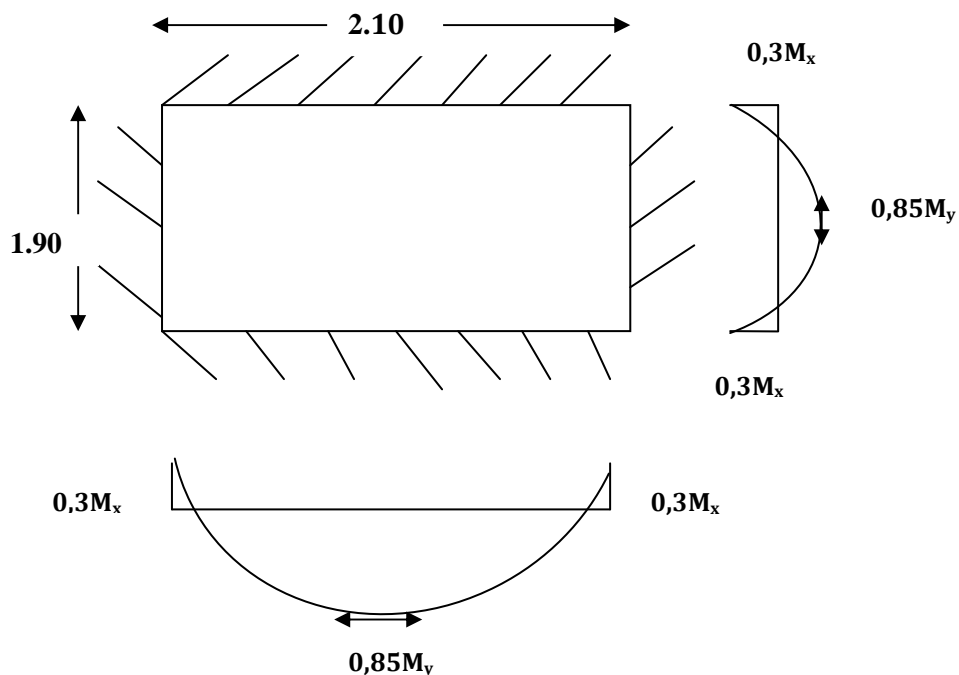


Figure III.23 : Distribution des moments sur le panneau.

➤ **Dans le sens x-x : (suivant la petite portée)**

Il se fera à l' ELU pour une bande de 1m de largeur :

-Aux appuis : $M_x^a = 0,3M_x = 0,3 \times 12,748 = 3,824 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 12,748 = 10,835 \text{ KN.m}$

Aux appuis :

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

$$\mu_a = \frac{3,824 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_r = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \mu_a = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{3,824 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,852 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 10 = 3,92cm² ; S_t = 20 cm

-En travée :

$$\mu_t = \frac{10,835 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,045 < \mu_r = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \mu_t = 0,045 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_t = \frac{10,835 \times 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2,456 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 12 = 5,65cm² ; S_t = 20 cm

➤ **Dans le sens y-y : (suivant la petite portée)**

-Aux appuis : M_y^a = 0,3M_y = 0,3x 10,195 = 3,058Kn. m

-En travée : M_y^t = 0,85M_y = 0,85x 10,195 = 8,665Kn. m

➤ **-Aux appuis :**

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

$$\mu_a = \frac{3,058 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_r = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \mu_a = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{3,058 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,68 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 10 = 3,92cm² ; S_t = 20 cm

➤ **-En travée :**

$$\mu_t = \frac{8,665 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_r = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \mu_t = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{8,665 \times 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 1,95 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 12 = 5,65 cm² ; S_t = 20 cm

Conclusion :

Tableau III.17 : Le ferrailage a l' E L U

Zone	Sens	M _u (Knm)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement
En travée	X-X	10,835	0,045	0,975	2,456	5 HA 12 = 5,65cm ²	20 cm
Appuis	X-X	3,824	0,016	0,992	0,852	5 HA 10 = 3,92cm ²	20 cm
En travée	Y-Y	8,665	0,036	0,982	1,95	5 HA 12 = 5,65cm ²	20 cm
Appuis	Y-Y	3,058	0,012	0,994	0,68	5 HA 10 = 3,92cm ²	20 cm

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

III.2.Vérifications :

1. Vérification à l'ELU :

a. Espacement des armatures :

La fissuration est non préjudiciable, l'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Direction la plus sollicitée :

$$S_t \leq \min\{2h ; 25 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min\{30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Direction perpendiculaire :

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

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min\{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b. Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que

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

$$\phi_{max} = 12 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

c. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.CBA 93)

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures suivants :

❖ **Armatures parallèles au petit côté : sens x-x**

$$A_{min\ x} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

avec ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ; $\rho_0 = 0,8 \%$

$$A_{min\ x} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{190}{210}\right) = 1,26\text{cm}^2$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_{st} = 3,92\text{cm}^2 > A_{min\ x} = 1,26\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

✓ **En travée :**

$$A_{st} = 5,65\text{cm}^2 > A_{min\ x} = 1,26\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

❖ **Armatures parallèles au grand côté : sens y-y**

$$A_{min\ y} \geq \rho_0 \times b \times h_t$$

$$A_{min\ y} \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20\text{ cm}^2$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_{st} = 3,92\text{cm}^2 > A_{min\ y} = 1,20\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

✓ **En travée :**

$$A_{st} = 5,65\text{cm}^2 > A_{min\ y} = 1,20\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

d. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{3 \times V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57\text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{121,5}{(2 \times 1,05 + 1,05)} = 38,57\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,296\text{ MPa}$$

$$0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,296\text{ MPa} \leq 1,16\text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

e. Condition de non poinçonnement :

à l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal.

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'E L U

h : épaisseur total de la dalle

U_c : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN/ml}$$

$$0,045 \times 4200 \times 150 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

→ 121,5 KN < 472,5 KN **Condition vérifiée**

2. Vérification à l'état limite de service :

• **les moments :**

Le sens x-x

-Aux appuis : $M_x^a = 0,3M_x = 0,3 \times 10,933 = 3,279 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 10,933 = 9,293 \text{ KN.m}$

Le sens y-y

-Aux appuis : $M_y^a = 0,3M_x = 0,3 \times 9,425 = 2,827 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_y^t = 0,85M_x = 0,85 \times 9,425 = 8,011 \text{ KN.m}$

a. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_x} \leq \overline{\sigma}_{st} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

❖ **Le sens x-x :**

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,92 \text{ cm}^2$$

Travée : $\rho_1 = \frac{100 A_x}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434 \beta_1 = 0,8995 K_1 = 34,75$

Appui : $\rho_1 = \frac{100 A_x}{bd} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,301 \beta_1 = 0,9137 K_1 = 42,939$

Travée : $\sigma_s = \frac{M_{xt}}{\beta_1 d A_x} = \frac{9,293 \times 10^3}{0,8995 \times 13 \times 5,65} = 140,657 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$

Appui : $\sigma_s = \frac{M_{xa}}{\beta_1 d A_x} = \frac{3,279 \times 10^3}{0,9137 \times 13 \times 3,92} = 70,422 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$

❖ **Le sens y-y :**

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,92 \text{ cm}^2$$

Travée : $\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434 \beta_1 = 0,8995 K_1 = 34,75$

Appui : $\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,301 \beta_1 = 0,9137 K_1 = 42,939$

Travée : $\sigma_s = \frac{M_{yt}}{\beta_1 d A_y} = \frac{8,011 \times 10^3}{0,8995 \times 13 \times 5,65} = 121,257 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$

Appui : $\sigma_s = \frac{M_{ya}}{\beta_1 d A_y} = \frac{2,827 \times 10^3}{0,9137 \times 13 \times 3,92} = 60,714 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$

b. Vérification des contraintes dans les aciers :

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$

❖ **Le sens x-x :**

Travée : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{140,65}{34,75} = 4,047 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Appui : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{70,422}{42,939} = 1,64 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$

❖ **Le sens y-y :**

Travée : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{121,257}{34,75} = 3,489 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Appui : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{60,714}{42,939} = 1,413 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$

c. Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côté, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \frac{15}{190} = 0,0789 > 0,0625 \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{190} = 0,0789 \geq \frac{10,835}{20(9,293)} = 0,0582 \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- $\frac{A_x}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \text{condition vérifiée}$

III.3. Conclusion :

Les conditions précédentes étant vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire
La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suite :

Sens x-x :

Travée : 5 HA 12 avec un espacement de 20cm

Appuis : 5 HA 10 avec un espacement de 20cm

Sens y-y :

Travée : 5 HA 12 avec un espacement de 20cm

Appuis : 5HA10 avec un espacement de 20cm

G. Dalle pleine :**III.1.Introduction :**

Ce sont des plaques minces qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. ce type d'élément travail essentiellement en flexion ; l'épaisseur de la dalle pleine est déterminée selon sa portée, ainsi que les conditions suivantes :

- a- La résistance au feu ;
- b - La résistance à la flexion ;
- c- L'isolation acoustique.

a. Résistance au feu :

e = 7 cm pour une heure de coup de feu ;
 e = 11 cm pour deux heures de coup de feu ;
 e = 17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

On opte pour une épaisseur e = 20 cm.

b. Isolation acoustique :

Selon les règles techniques (C.B.A.93) en vigueur en Algérie, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On opte pour une épaisseur e = 15 cm.

c. Résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle est donnée en fonction du nombre d'appuis sur lesquels repose celle-ci; pour une dalle reposant sur 03 ou 04 appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$L_x = 5\text{ m}$; Petit côté du panneau de dalle.

$L_y = 6.40\text{ m}$; Grand côté de panneau de dalle.

On a donc : **10 cm ≤ e ≤ 12.5 cm**

D'où : **e = max [20 ; 15 ; 12.5] cm** \longrightarrow **e = 20 cm**

III.2. Détermination des charges et des surcharges :**a. Charges permanentes:****Tableau III.18:** Poids des différents éléments constituant la dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	0.20	25	5.00
5	Mur intérieur	/	/	1.30
Total				7.5

Poids propre revenant a la dalle pleine : $G = 7.5 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 7.5 \text{ KN/ml}$.

b. Surcharge d'exploitation : (données par le DTR)

Surcharge revenant a la dalle pleine : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 3.5 \text{ KN/ml}$

c. Les combinaisons de charges :

- Les charges à l'ELU : $v = 0$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7,5 + 1,5 \times 3,5 = 15,37 \text{ KN / ml}$$

- Les charges à l'ELS : $v = 0.2$

$$q_s = G + Q = 7.5 + 3.5 = 11 \text{ KN / ml}$$

d. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

Nous distinguons deux cas :

1er Cas : $\rho < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_x = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_y = 0$$

2eme Cas : $0.4 \leq \rho \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

III.3. pré dimensionnement du panneau le plus sollicité :

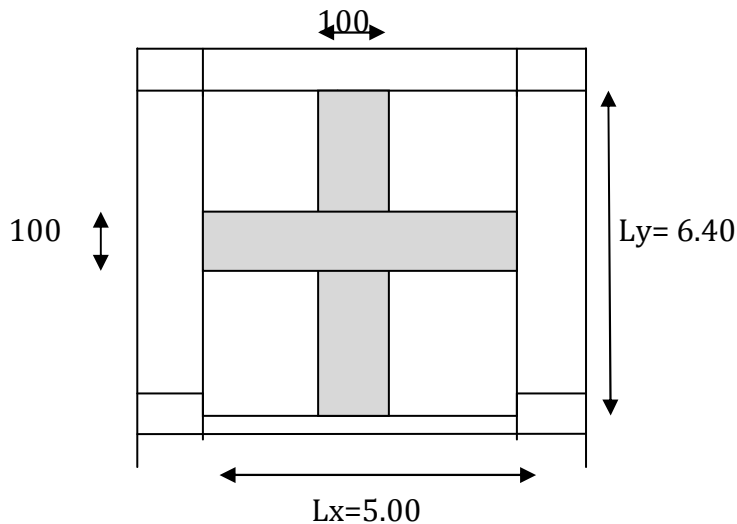


Figure III.24 : Dimensions du panneau de dalle.

$$v = 0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.00}{6.40} = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0587 \\ \mu_y = 0,559 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

III.4. Calcul des armatures à l'ELU :

a. Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0587 \times 15.37 \times 5^2 = 22.55 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.559 \times 22.55 = 12.60 \text{ KN.m}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de (0.5) aux appuis et (0.75) en travées.

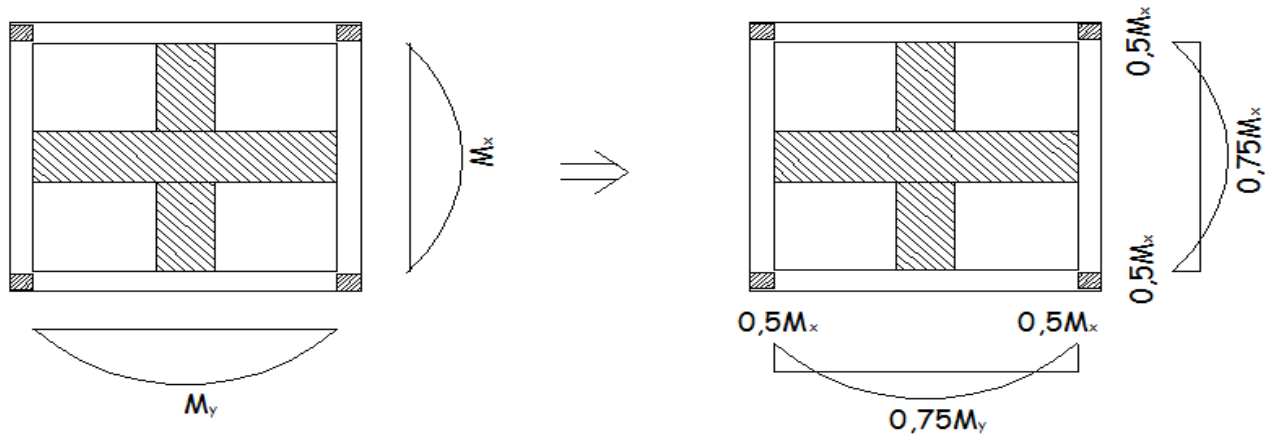


Figure III.25 : Moments isostatiques et moments après prise en compte de la continuité du panneau.

- En travée

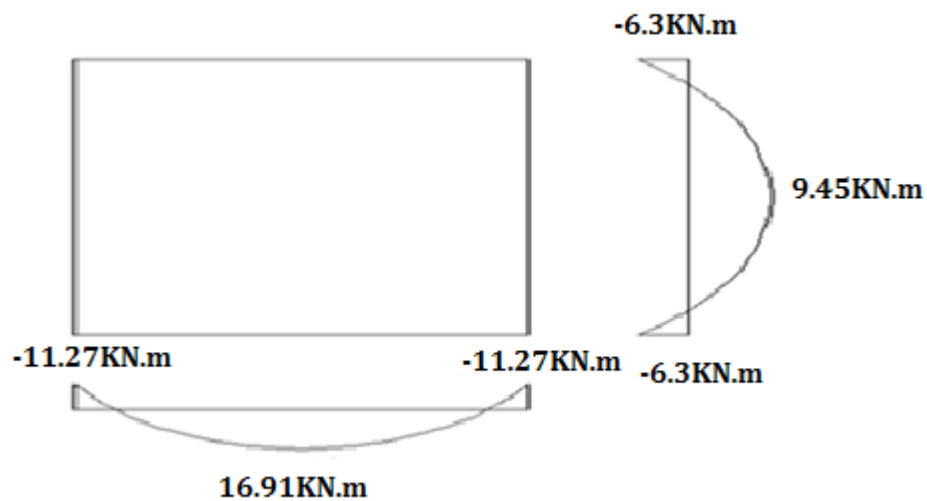
$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 22.55 = 16.91 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 12.60 = 9.45 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis

$$M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 22.55 = -11.27 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 12.60 = -6.3 \text{ KN.m}$$



Figure

III.26 : diagramme des moments a l'ELU

b. Détermination de la section d'armature :➤ **Armatures // à X-X :**• **En travée :**

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=100 \text{ cm ;} \\ d = h-c = 20 - 3 = 17 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16.91 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14,2} = 0.042 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,036 \text{ Tableau} \longrightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.91 \times 10^3}{0,979 \times 17 \times 348} = 2.92 \text{ cm}^2.$$

Soit 5 HA10 $\Rightarrow A_t = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.27 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14,2} = 0.027 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,027 \text{ Tableau} \longrightarrow \beta = 0,9865$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.27 \times 10^3}{0,9865 \times 17 \times 348} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA8 $\Rightarrow A_a = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures // à Y-Y :**• **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.45 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14,2} = 0,023 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,023 \text{ Après interpolation} \longrightarrow \beta = 0,9885$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.45 \times 10^3}{0,9885 \times 17 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2.$$

Soit 4 HA8 $\Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.3 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14,2} = 0,015 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,015 \text{ Tableau} \longrightarrow \beta = 0,9925$$

$$A_a = \frac{6.3 \times 10^3}{0,9925 \times 17 \times 348} = 1.07 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA8 $\Rightarrow A_a = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5. Vérification à L'ELU

a. Condition de non fragilité :

❖ Armatures parallèles à Lx :

$$W_x \geq W_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec: } W_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}, \quad \rho = \frac{I_x}{I_y}$$

Avec :

W_x : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armatures minimale dans une direction donnée à la section totale de béton.

W_0 : Taux d'aciers minimal.

$W_0 = 0.8 \text{ ‰}$ pour les HA de nuance feE400.

$$W_x = 0,0008 \times (3 - 0,78) / 2 = 0.00089$$

$$A_{\min} = 0,00089 \times (20 \times 100) = 1.78 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,78 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Armatures parallèles à Ly

$$W_y = \frac{A_{\min}}{b \cdot d} \geq W_0$$

$$A_{\min} = b \times d \times W_0 = 100 \times 17 \times 0.0008 = 1.36 \text{ cm}^2.$$

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.36 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée**

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens

b. Espacement (Art A8.2 242 BAEL91) :

Direction la plus sollicitée: $St = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Direction la moins sollicitée : $St = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Conclusion : la condition est vérifiée dans les deux sens.

c. Vérification de la contrainte de cisaillement (B.A.E.L.91.article :A.5.1,211)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{15.37 \times 5}{2} = 38.42 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{38.42 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \}.$$

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

$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

III.6.Vérification à l'ELS :

a. Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v = 0.2, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.00}{6.40} = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0652 \\ \mu_y = 0,683 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0652 \times 11 \times 5^2 = 17.93 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.683 \times 17.93 = 12.25 \text{ KNm}$$

- **En travée**

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 17.93 = 13.44 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 12.25 = 9.19 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis**

$$M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 17.93 = -8.96 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 12.25 = -6.12 \text{ KN.m}$$

b. Contrainte de compression dans le béton :

➤ **Sens x-x :**

- **Aux appuis :**

On a $M_a = 8.96 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 17} = 0.118 \longrightarrow \text{Après interpolation } K_1 = 72.72 \text{ et}$$

$$\beta_1 = 0.943$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{8.96 \times 10^6}{0.943 \times 170 \times 2.01 \times 10^2} = 278.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{278.07}{72.72} = 3.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$M_t = 13.44 \text{ KN.m}$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 17} = 0.231 \longrightarrow K_1 = 57.46 \text{ et } \beta_1 = 0.931$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d A_t} = \frac{13.44 \times 10^6}{0.931 \times 170 \times 3.92 \times 10^2} = 216.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{216.63}{57.46} = 3.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y :**

- **Aux appuis :**

On a $M_a = 6.12 \text{ KN.m}$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 17} = 0.118 \longrightarrow \text{Après interpolation } K = 72.72$$

et $\beta_1 = 0.943$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A a} = \frac{6.12 \times 10^6}{0.943 \times 170 \times 2.01 \times 10^2} = 189.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{189.93}{72.72} = 2.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$M_t = 9.19 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 17} = 0.118 \longrightarrow k_1 = 72.72 \text{ et } \beta_1 = 0.943$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A t} = \frac{9.19 \times 10^6}{0.943 \times 170 \times 2.01 \times 10^2} = 285.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{285.21}{72.72} = 3.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{20}{500} = 0.04 < 0.0625 \longrightarrow \text{condition n'est pas vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.075 \Rightarrow \frac{20}{500} = 0.04 < 0.075 \longrightarrow \text{condition n'est pas vérifiée}$
- $\frac{A}{b_0 d} = \frac{3.92}{100 \times 17} = 0.0023 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{q_s L^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec:

E_0 : module de déformation différée.

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

I : Moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité

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

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

S_{xx} : moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \times A \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + (15 \times 3.92 \times 17) = 20999.6 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 3.92) = 2058.8 \text{ cm}^2.$$

$$v_1 = \frac{20999.6}{2058.8} = 10.20 \text{ cm} \quad ; \quad v_2 = h - v_1 = 20 - 10.20 = 9.8 \text{ cm}.$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène:

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

$$I_0 = \frac{100}{3} [(10.2)^3 + (9.8)^3] + 15 \times 3.92 (9.8 - 3)^2 = 69465.58 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5}{348} \times \frac{11 \times 10^3 (5)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 69465.58 \times 10^{-8}} = 0.0013 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm} \geq f = 0.13 \text{ cm}$$

$f \leq \bar{f} \Rightarrow$ condition vérifiée .

III.7.CONCLUSION :

Le ferrailage de la dalle pleine comme suit :

- **En travées :**

5HA10 (sens x-x) , $S_t=20\text{cm}$

4HA8 (sens y-y) , $S_t=25\text{cm}$

- **En appuis :**

4HA 8 (sens x-x) , $S_t=25\text{cm}$

4HA8 (sens y-y) , $S_t=25\text{cm}$



CHAPITRE IV :
Vérification des exigences du RPA

NO	DESCRIPTION	DATE	REVISION
01	PRELIMINAIRE	2018-10-01	01
02	REVUE	2018-10-01	02
03	REVUE	2018-10-01	03
04	REVUE	2018-10-01	04

A.Choix la méthode de calcul

IV.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003):

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a) la méthode statique équivalente (Art 4.1.2 RPA99/mod2003) :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 32.64 m).

b) La méthode d'analyse modale spectrale(Art 4.1.3 RPA99/mod2003) :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Conclusion :

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode dynamique modale spectre permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour notre étude nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) version 9.6.0

B.Vérification des exigences du RPA

IV.1. Introduction :

Le **RPA** exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V et ce, pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

IV.2 vérification de la période :

IV.2.1. Estimation de la période fondamentale de la structure(Art 4.2.4.RPA99/mod 2003) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_n^{3/4}, 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

Dans cette étude :

$$C_T = 0.05$$

$$h_n = 32.64 \text{ m}$$

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 32.64^{3/4} = 0.682 \text{ s}$$

$$T = 0.682 \text{ s}$$

Tableau IV.1 des périodes (calculées avec logiciel)

Mode	Période	Mode	Période
1	0.850303	7	0.09371
2	0.831914	8	0.090403
3	0.788679	9	0.087104
4	0.210524	10	0.053883
5	0.209459	11	0.051918
6	0.204267	12	0.049426

$$T_{etabs} = 0.85 < 1.3T = 0.886 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

IV.2.2. 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).

Tableau IV.2 : la période fondamentale et le taux de participation massique.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.850303	68.3678	0.0034	0.0000	68.3678	0.0034	0.0000
2	0.831914	0.0035	68.9708	0.0000	68.3713	68.9743	0.0000
3	0.788679	0.8273	0.0000	0.0000	69.1986	68.9743	0.0000
4	0.210524	15.9674	0.0000	0.0000	85.1659	68.9744	0.0000
5	0.209459	1.1470	0.0000	0.0000	86.3130	68.9744	0.0000
6	0.204267	0.0000	17.0226	0.0000	86.3130	85.9969	0.0000
7	0.093710	0.0057	0.0000	0.0000	86.3187	85.9969	0.0000
8	0.090403	6.7276	0.0000	0.0000	93.0463	85.9969	0.0000
9	0.087104	0.0000	6.7694	0.0000	93.0463	92.7663	0.0000
10	0.053883	0.0012	0.0000	0.0000	93.0475	92.7663	0.0000
11	0.051918	3.3787	0.0000	0.0000	96.4261	92.7663	0.0000
12	0.049426	0.0000	3.4345	0.0000	96.4261	96.2008	0.0000

La somme des masses dans le 9^{eme} modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

IV.2.3.vérification de la torsion :

- Mode -1 : $U_x=68.367\%$ —————> translation, condition vérifier
- Mode-2 : $U_y=68.970\%$ —————> translation, condition vérifier

Tableau IV.3 : le pourcentage de rotation selon z -z

RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
0.0049	97.4777	0.7664	0.0049	97.4777	0.7664
98.5697	0.0050	0.0000	98.5747	97.4827	0.7664
0.0000	1.1536	70.5036	98.5747	98.6363	71.2700
0.0000	0.9234	1.0770	98.5747	99.5597	72.3469
0.0000	0.0566	14.1879	98.5747	99.6163	86.5349
1.0185	0.0000	0.0000	99.5932	99.6163	86.5349
0.0000	0.0003	6.3496	99.5932	99.6166	92.8845
0.0000	0.2949	0.0109	99.5932	99.9114	92.8954
0.3097	0.0000	0.0000	99.9029	99.9114	92.8954
0.0000	0.0000	3.3477	99.9029	99.9115	96.2430
0.0000	0.0548	0.0066	99.9029	99.9663	96.2496
0.0594	0.0000	0.0000	99.9623	99.9663	96.2496

- Mode-3 : $R_z=97.477\%$ —————> rotation, condition vérifier

IV.3.Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7RPA99/mod2003) :

Quand on procède à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales. Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte (Art 4.2.7.RPA99/2003).

$$e_x = XCM - XCR \leq 5\%L_x$$

$$e_y = YCM - YCR \leq 5\%L_y$$

Avec: **CM** : Le centre de masse.

CR : Le centre de torsion.

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que :

Tableau IV .4: l'excentricité selon x-x

Story	XCM	XCR	EX	0.05LX	Condition
Entre sol	12.3	12.3	0	1.23	Vérifier
RDC	12.3	12.3	0	1.23	Vérifier
1 ^{er} étage	12.3	12.3	0	1.23	Vérifier
2 ^{eme} étage	12.3	12.3	0	1.23	Vérifier
3 ^{eme} étage	12.3	12.3	0	1.23	Vérifier
4 ^{eme} étage	12.3	12.3	0	1.23	Vérifier
5 ^{eme} étage	12.3	12.3	0	1.23	Vérifier
6 ^{eme} étage	12.3	12.3	0	1.23	Vérifier
7 ^{eme} étage	12.3	12.3	0	1.23	Vérifier
8 ^{eme} étage	12.3	12.3	0	1.23	Vérifier
9 ^{eme} étage	12.3	12.3	0	1.23	Vérifier

Suivant le sens y-y: On doit vérifier que :

Tableau IV.5: l'excentricité selon y-y

Story	YCM	YCR	EY	0.05LY	Condition
Entre sol	10.127	9.902	0.225	0.97	Vérifier
RDC	9.796	9.884	-0.088	0.97	Vérifier
1 ^{er} étage	9.835	9.851	-0.016	0.97	Vérifier
2 ^{eme} étage	9.832	9.819	0.013	0.97	Vérifier
3 ^{eme} étage	9.832	9.788	0.044	0.97	Vérifier
4 ^{eme} étage	9.83	9.758	0.072	0.97	Vérifier
5 ^{eme} étage	9.827	9.729	0.098	0.97	Vérifier
6 ^{eme} étage	9.832	9.703	0.129	0.97	Vérifier
7 ^{eme} étage	9.83	9.678	0.152	0.97	Vérifier
8 ^{eme} étage	9.828	9.659	0.169	0.97	Vérifier
9 ^{eme} étage	9.886	9.646	0.24	0.97	Vérifier

IV.4. Justification de la l'interaction « portiques-voiles » :

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. (R coefficient de comportement)

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

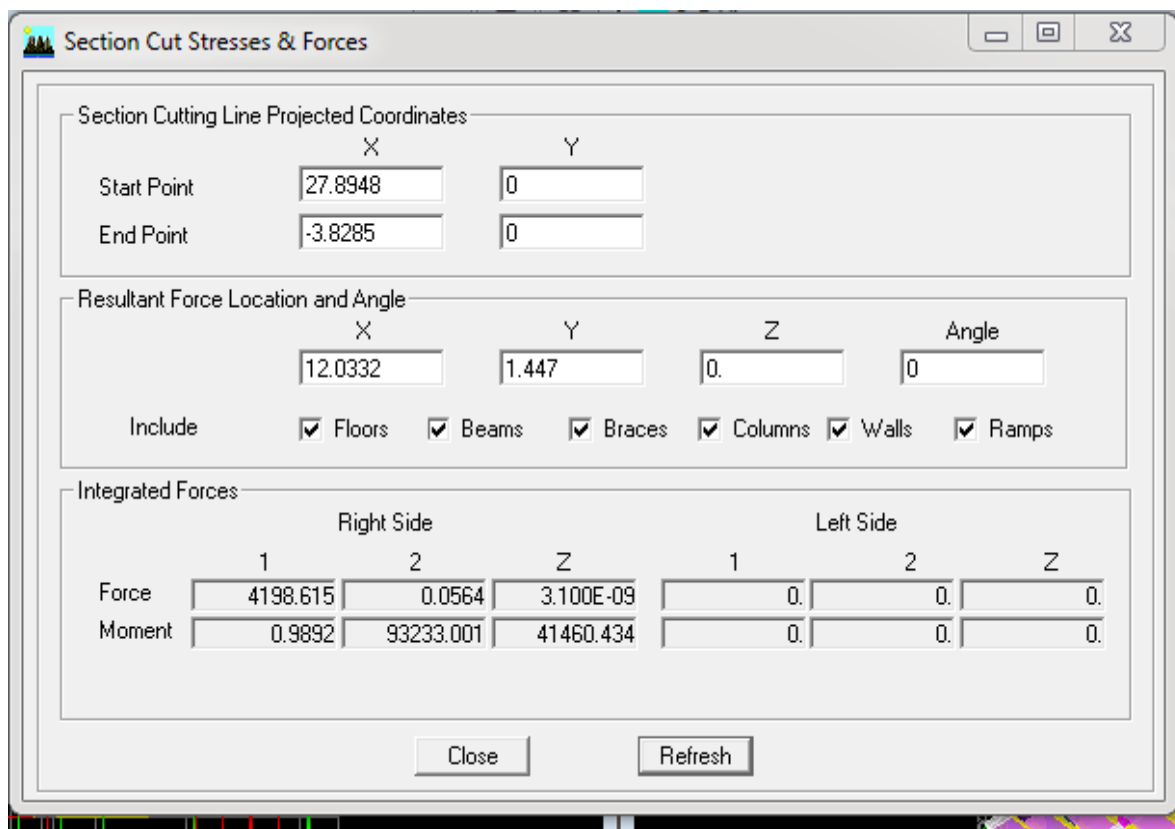
- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display → **show Deformed shape** → **Load: Ex spectra**

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

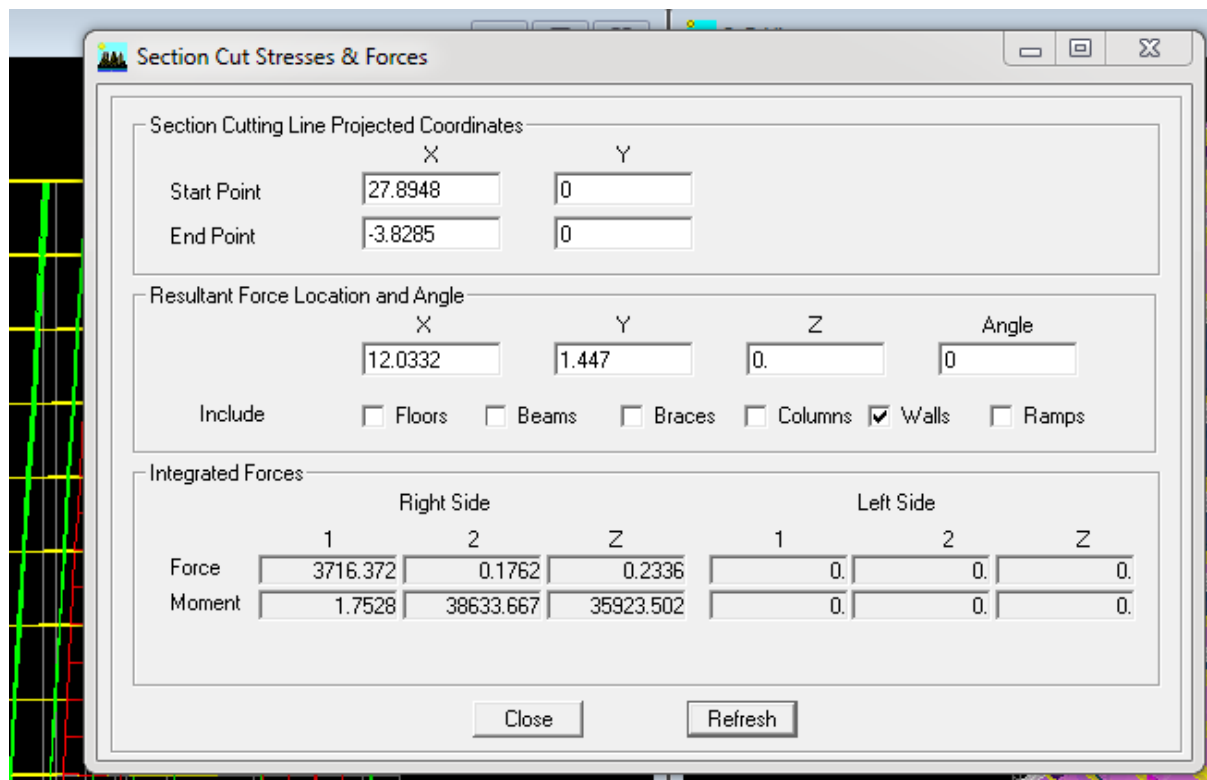
Draw → **Draw Section Cut**

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **Refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELS" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

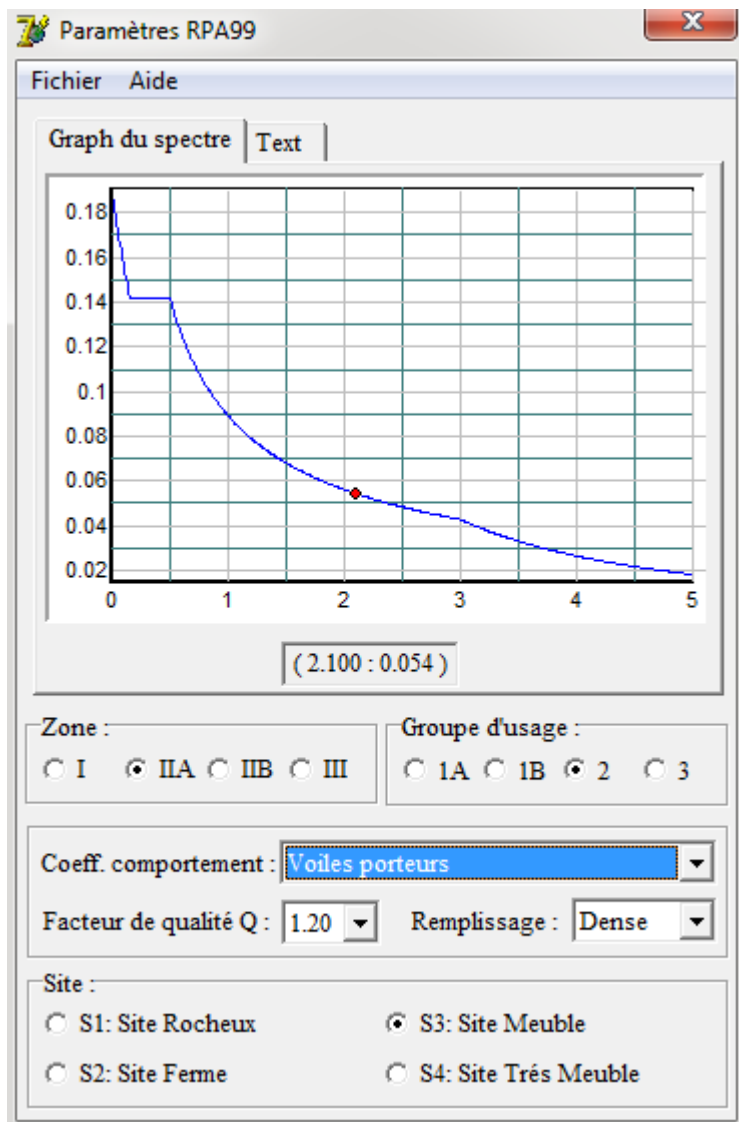
- **Récapitulatif des résultats :**

Tableau IV.6 : Justification du système de contreventement

Unités	Force reprise par les voiles et poteaux		Force reprise par les voiles uniquement	
	[KN]	[%]	[KN]	[%]
ELS	63192.33	100	31182.75	49.34
Sens EX	4198.61	100	3716.37	88.51
Sens EY	4222.89	100	3807.74	90.17

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

D’après l’article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement $R=3,5$ ce qui nous a amène à changer le spectre et l’introduire dans ETABS , puis refaire l’analyse.



IV.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux(Art 7.4.3.1 RPA99/mod 2003) :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton tiré du logiciel, sous la combinaison accidentelle.

B_c : section du poteau considéré.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 : Résumé de calcul de du paramètre v

Etage considère	N _d (KN)	B _c (m ²)	f _{c28} (KN/m ²)	v	condition
Du S-sol au 1 ^{ere} étage	1830.52	0.25	25000	0.29	Vérifier
Du 2 ^{eme} au 4 ^{eme} étage	1213.83	0.2025	25000	0.24	Vérifier
Du 5 ^{eme} au 7 ^{eme} étage	707.75	0.16	25000	0.17	Vérifier
Du 8 ^{eme} au 9 ^{eme} étage	272.25	0.1225	25000	0.088	Vérifier

IV.6. Déplacement maximal :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

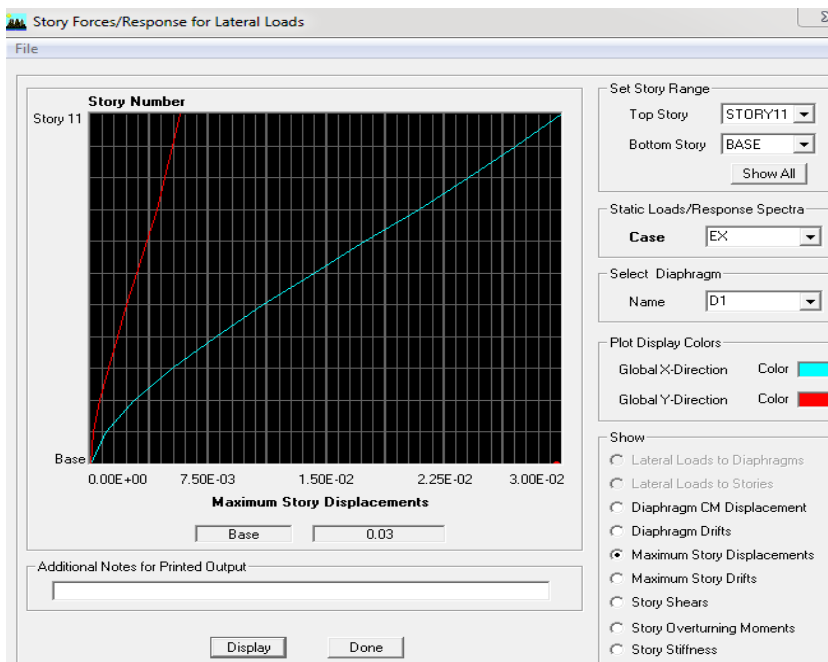
Avec :

H_t: la hauteur de bâtiment.

f : la flèche admissible.

Suivant Ex :

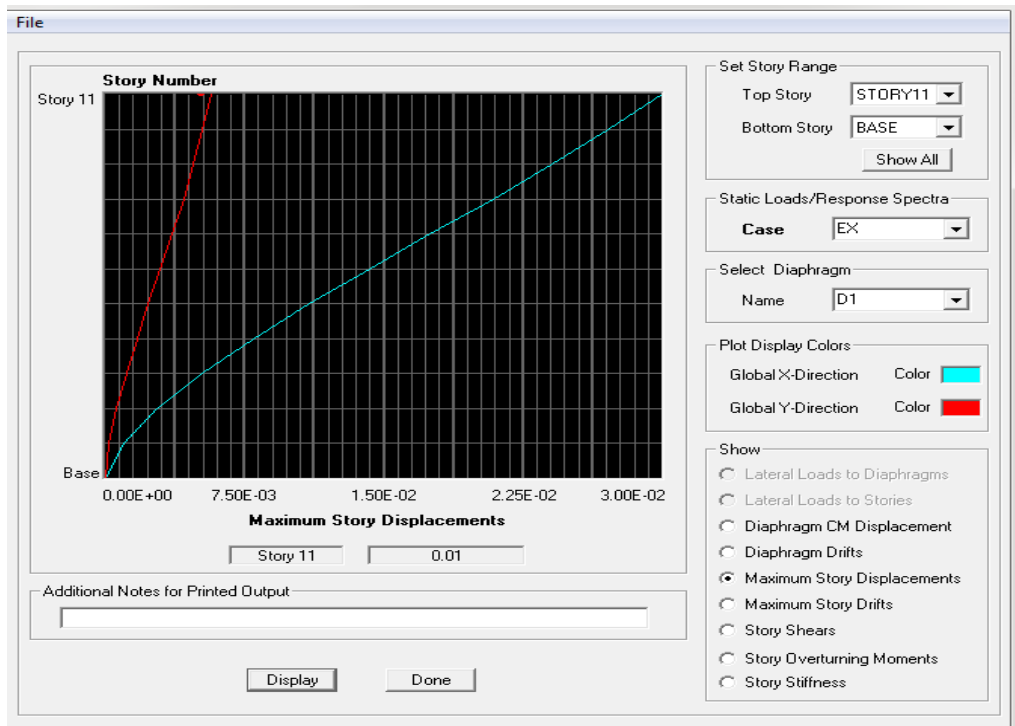
- **Déplacement maximal dans le sens x-x**



$$\delta_{max} = 0.03 \leq f = \frac{32.64}{500} = 0,065m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Suivant E_y :

• Déplacement maximal dans le sens y-y



$$\delta_{max} = 0.01 \leq f = \frac{32.64}{500} = 0.065m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

IV.7. Vérification des déplacements inter-étages (Art 5.10 RPA99/mod2003):

L'une des vérifications préconisées par le RPA 99, concerne les déplacements latéraux inter-étages.

En effet, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e$$

h_e : représente la hauteur d'étage.

$$\Delta_x^k = \delta_{kx} - \delta_{kx-1}$$

$$\Delta_y^k = \delta_{ky} - \delta_{ky-1}$$

$$\delta_{kx} = \delta_{ek}^x \times R$$

$$\delta_{ky} = \delta_{ek}^y \times R$$

Δ_x^k , Δ_y^k : déplacements relatifs au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens X et dans le sens Y.

δ_{kx} , δ_{ky} : déplacements horizontaux dus aux forces sismiques au niveau k dans le sens X et dans le sens Y.

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV-8 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon x-x

Les etages	δ_{ek}^x	R	δ_{kx}	Δ_x^k	0.01he	condition
9 ^{eme} etage	0.026	3.5	0.091	0.0091	0.0289	Vérifier
8 ^{eme} etage	0.0234	3.5	0.0819	0.0091	0.0289	Vérifier
7 ^{eme} etage	0.0208	3.5	0.0728	0.0098	0.0289	Vérifier
6 ^{eme} etage	0.018	3.5	0.063	0.0098	0.0289	Vérifier
5 ^{eme} etage	0.0152	3.5	0.0532	0.0098	0.0289	Vérifier
4 ^{eme} etage	0.0124	3.5	0.0434	0.0098	0.0289	Vérifier
3 ^{eme} etage	0.0096	3.5	0.0336	0.00945	0.0289	Vérifier
2 ^{eme} etage	0.0069	3.5	0.02415	0.0084	0.0289	Vérifier
1 ^{ere} etage	0.0045	3.5	0.01575	0.00735	0.0289	Vérifier
RDC	0.0024	3.5	0.0084	0.00525	0.0289	Vérifier
E.SOL	0.0009	3.5	0.00315	0.00315	0.0374	Vérifier

Tableau IV-9 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon y-y

Les étages	δ_{ek}^y	R	δ_{ky}	Δ_y^k	0.01he	condition
9 ^{eme} etage	0.0249	3.5	0.08715	0.0084	0.0289	Vérifier
8 ^{eme} etage	0.0225	3.5	0.07875	0.0091	0.0289	Vérifier
7 ^{eme} etage	0.0199	3.5	0.06965	0.0091	0.0289	Vérifier
6 ^{eme} etage	0.0173	3.5	0.06055	0.0098	0.0289	Vérifier
5 ^{eme} etage	0.0145	3.5	0.05075	0.00945	0.0289	Vérifier
4 ^{eme} etage	0.0118	3.5	0.0413	0.00945	0.0289	Vérifier
3 ^{eme} etage	0.0091	3.5	0.03185	0.0091	0.0289	Vérifier
2 ^{eme} etage	0.0065	3.5	0.02275	0.00805	0.0289	Vérifier
1 ^{ere} etage	0.0042	3.5	0.0147	0.00665	0.0289	Vérifier
RDC	0.0023	3.5	0.00805	0.00525	0.0289	Vérifier
E.SOL	0.0008	3.5	0.0028	0.0028	0.0374	Vérifier

IV.8. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA99/mod2003) :

Les effets du 2^o ordre (ou l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la Condition suivantes est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

P_k : poids de chaque étage $w_I = w_{GI} + \beta w_{QI}$

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-10 : Résumé de calcul de l'effet P-Δ.

Les étages	P _K	Δ _x ^k	Δ _y ^k	V _x	V _y	h _e	θ _{kx}	θ _{ky}	Condition
9 ^{eme} étage	5403.83	0.0091	0.0084	872.94	876.46	2.89	0.0194	0.0179	Vérifiée
8 ^{eme} étage	10521.57	0.0091	0.0091	1552.02	1553.93	2.89	0.0213	0.0213	Vérifiée
7 ^{eme} étage	15736.85	0.0098	0.0091	2085.27	2086.59	2.89	0.0255	0.0237	Vérifiée
6 ^{eme} étage	20943.64	0.0098	0.0098	2539.72	2541.28	2.89	0.0279	0.0279	Vérifiée
5 ^{eme} étage	26032.62	0.0098	0.00945	2918.75	2920.05	2.89	0.0302	0.0291	Vérifiée
4 ^{eme} étage	31232.14	0.0098	0.00945	3248.65	3249.67	2.89	0.0326	0.0314	Vérifiée
3 ^{eme} étage	36431.66	0.00945	0.0091	3540.14	3540.3	2.89	0.0336	0.0324	Vérifiée
2 ^{eme} étage	41631.19	0.0084	0.00805	3784.13	3782.64	2.89	0.0319	0.0306	Vérifiée
1 ^{ere} étage	46954.26	0.00735	0.00665	3984.11	3981.03	2.89	0.0299	0.0271	Vérifiée
RDC	52244.8	0.00525	0.00525	4138.58	4133.6	2.89	0.0229	0.0229	Vérifiée
E.SOL	58483.7	0.00315	0.0028	4232.53	4224.59	3.74	0.0116	0.0103	Vérifiée

IV.9. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.2.3RPA99/mod2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_i obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE.

La force sismique totale VMSE, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$0.8V_{RPA} < V_{ETABS}$$

W : poids de la structure.

A : coefficient d'accélération de zone,

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T: Période fondamentale de la structure. **T2**: Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7. Art 4.3.3RPA99/version 2003.

La nature du sol : meuble (site S3) **T2=0,50s**

η: facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$$

Où **ξ(%)** est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 10\eta = \sqrt{7/2 + 10} = 0.76 \geq 0.7$$

$T_2 = 0.5 \leq T = 0.85 \leq 3.0s$ \longrightarrow Application de la 2^{ème} equation pour calculer D.

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.76(0.5/0.85)^{2/3} = 1.33$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et W_T sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et W_T :

Paramètre	Valeur	Article RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Facteur de qualité Q	1.20	Tableau 4.4
Période caractéristique T	0.50	Tableau 4.7
Poids total de la structure W_T	30331.77	/
Facteur d'amplification D	1.33	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	3.5	Tableau 4.3

Méthode statique équivalente :

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.33 \times 1.2}{3.5} \times 30331.77$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.33 \times 1.2}{3.5} \times 30331.77$$

$$V_{XRPA} = 2074.69 \text{ KN} \quad 0.8V_{XRPA} = 1659.75 \text{ KN}$$

$$V_{YRPA} = 2074.69 \text{ KN} \quad 0.8V_{YRPA} = 1659.75 \text{ KN}$$

Méthode spectrale modale :

$$V_{XETABS} = 4232.52 \text{ KN}$$

$$V_{YETABS} = 4224.59 \text{ KN}$$

• **Comparaison des résultats :**

$$V_{XETABS} = 4232.52 \text{ KN} > 0.8V_{XRPA} = 1659.75 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$V_{YETABS} = 4224.59 \text{ KN} > 0.8V_{YRPA} = 1659.75 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

IV.10. Conclusion :

Toutes les exigences recommandées par le RPA99/2003 sont vérifiées. Dans le prochain chapitre, nous allons extraire les efforts internes afin de ferrailer les éléments structuraux.



CHAPITRE V: Ferrailage des éléments

NO	DESCRIPTION	QUANTITE	UNITE	REMARQUES
010
020
030
040
050

V.1. Introduction :

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tout genre de sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants doit être calculé conformément aux règles en vigueur, en l'occurrence : le BAEL91, le CBA93, RPA99v2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

V.2. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

1. Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- Action variable notée Q
- Action accidentelle notée E

2. Les sollicitations :

- Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.
- Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

▪ Selon BAEL 91 : **Situation durable :**

- ◆ E.L.U : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)
- ◆ E.L.S : $G + Q$ (2)

▪ Selon le R.P.A : **Situation accidentelle :**

$$G + Q \pm E \dots \dots \dots (3)$$

$$0.8G \pm E \dots \dots \dots (4).$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations citées dans le tableau suivant :

Tableau V.1: caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	γ_s	γ_b	$f_{c28}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1		18.5		400

V.3.Ferrailage des poteaux :

1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

2. Recommandation du RPA 2003 :

a. Armatures longitudinales :

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droit sans crochet.

-Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0.8% (b×h)** en zone IIa.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de **4%(b×h)** en zone courante.

Le pourcentage maximal d'armatures sera de **6% (b×h)** en zone de recouvrement.

Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% \times b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% \times b \times h$
(50X50)	20	150	100
(45X45)	16.2	121.5	81
(40X40)	12.8	96	64
(35X35)	9.8	73.5	49

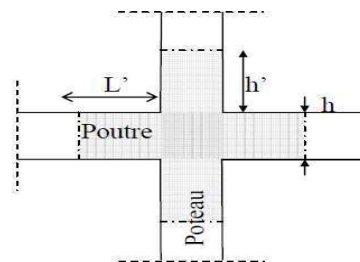
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

$$L' = 2h$$

b_1, h_1 : les dimensions de la section transversale du Poteau.

h_e : la hauteur du poteau.



« Délimitation de la zone nodale »

Figure.VI.1. La zone nodale des poteaux.

b. Les armatures transversales :

- Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

S_t : Espacement des armatures transversales.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur (rupture prise en compte).

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad L_f = 0.7h_e$$

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm}) \rightarrow$ **En zone nodal.**

$S'_t \leq (15\phi_1^{\min}) \rightarrow$ **En zone courante.**

Avec :

ϕ_1^{\min} : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée par :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\% b \times S_t$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\% b \times S_t$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limite du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\varnothing > 12\text{mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 1350 ayant une longueur droite de $(10\varnothing_{\min})$.

3. Calcul du ferrailage :

a. L'armature longitudinale :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calculs centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

• Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si le centre de pression se situe à l'extérieur du segment délimité par les armatures (l'effort normal est un effort de traction ou de compression).

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \times (d - c') - M_f \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc}$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow \text{moment fictif}$$

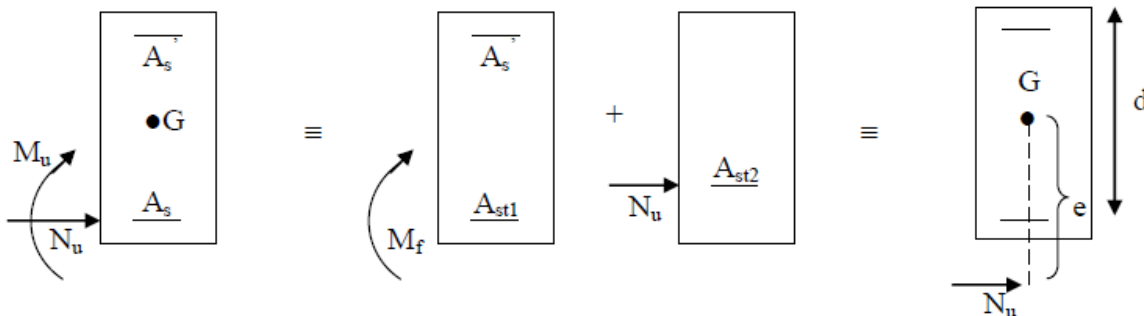
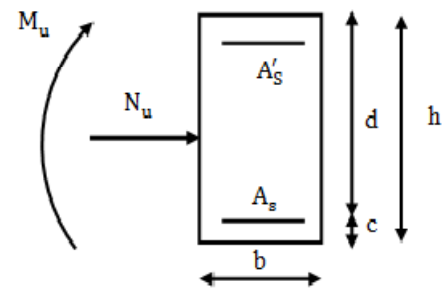


Figure V.2 : Schéma de calcul en flexion composée.

- ✓ Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. (**SSA**)

$\mu \rightarrow$ tableau $\rightarrow \beta$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. (**SDA**)

On calcul :

$$- \Delta M = M_f - M_r$$

$$- M_r = \mu bd^2 f_{bu}$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature ; $A'_s = A'$; $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \times (d - c') - M_f > (0.337 \times h - 0.81 \times c) bh^2 f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

- ✓ Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armature inférieure comprimées
càd :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c) bh^2 f_{bc} < N_u \times (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N - 100\Psi bhf_{bc}}{100\sigma_s} ; A_s = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

✓ Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0.5h)bhf_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Remarque : Si A_s est négative

$$A_s \geq \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

• **Section entièrement tendue (SET) :**

La section est entièrement tendue c'est-à-dire l'effort normale est un effort de traction.

Efforts normaux :

$N > 0$: traction ; $N < 0$: compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A'_s = \frac{N_u a}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u}{\sigma_s} - A'_s$$

4. ferrailage :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC» les résultats de calcul à l'état limite ultime sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x) avec M2

ferrailage des poteaux								
Niv	N (KN)	M (KN.m)	Situation	Sect (cm ²)	obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
E-sol au 1 ^{ere} étage	N _{max} =-2198.07	M _{cor} =-9.05	Durable	50x50	SEC	0	0	20
	N _{min} =24.45	M _{cor} =27.23	Acc		SPC	0	1.78	
	N _{cor} =-845.95	M _{max} =80.08	Acc		SEC	0	0	
2au 4 ^{eme} étage	N _{max} =-1487.92	M _{cor} =-25.59	Durable	45x45	SEC	0	0	16.2
	N _{min} =19.41	M _{cor} =27.70	Acc		SPC	0	1.92	
	N _{cor} =-735.07	M _{max} =86.42	Acc		SEC	0	0	
5au 7 ^{eme} étage	N _{max} =-890.69	M _{cor} =-25.17	Durable	40x40	SEC	0	0	12.8
	N _{min} =-17.92	M _{cor} =28.23	Acc		SPC	0	1.7	
	N _{cor} =-357.62	M _{max} =74.24	Acc		SPC	0	0.87	
8au 9 ^{eme} étage	N _{max} =-349.14	M _{cor} =-21.23	Durable	35x35	SEC	0	0	9.8
	N _{min} =-12.49	M _{cor} =-23.18	Acc		SPC	0	1.68	
	N _{cor} =-118.91	M _{max} =59.82	Acc		SPC	0	3.44	

Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux dans le sens (Y-Y) avec M3

ferrailage des poteaux								
Niv	N (KN)	M (KN.m)	Situation	Sect (cm ²)	obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
E-sol au 1 ^{ere} étage	N _{max} =-2198.07	M _{cor} =7.66	Durable	50x50	SEC	0	0	20
	N _{min} =24.45	M _{cor} =7.135	Acc		SPC	0	0.7	
	N _{cor} =-832.24	M _{max} =91.3	Acc		SEC	0	0	
2au 4 ^{eme} étage	N _{max} =-1487.92	M _{cor} =22.61	Durable	45x45	SEC	0	0	16.2
	N _{min} =19.41	M _{cor} =7.058	Acc		SPC	0	0.68	
	N _{cor} =-524.31	M _{max} =111.54	Acc		SPC	0	0.68	
5au 7 ^{eme} étage	N _{max} =-890.69	M _{cor} =25.41	Durable	40x40	SEC	0	0	12.8
	N _{min} =-17.92	M _{cor} =6.90	Acc		SPC	0	0.36	
	N _{cor} =-266.4	M _{max} =99.22	Acc		SPC	0	3.9	
8au 9 ^{eme} étage	N _{max} =-349.14	M _{cor} =-24.05	Durable	35x35	SEC	0	0	9.8
	N _{min} =-12.49	M _{cor} =6.8	Acc		SPC	0	0.36	
	N _{cor} =-97.68	M _{max} =82.92	Acc		SPC	0	5.78	

Puisque les section trouvées sont inférieure a celle exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailles avec la section minimale réglementaire

Tableau V.5 : ferrailage des poteaux

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{s adop} (cm ²)	Ferrailage	Vérification
50x50	20	24.13	12Ø16	A _{min} < A _{s adop}
45x45	16.2	18.47	12Ø14	
40x40	12.8	13.57	12Ø12	
35x35	9.8	13.57	12Ø12	

5. Vérifications à l'ELU :

❖ Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales.

a. Le Diamètre des barres (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiée 99) :

D'après le BAEL91 Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_1 = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \quad \text{soit } \phi_1 = 8\text{mm}$$

ϕ_1 : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour 4HA8=2.01cm²

b. Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

L'espacement des armatures transversales des poteaux est calculé à l'aide de la formule suivante :

En zone nodal :

$$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10\text{ cm}$

En zone courante :

$$S'_t \leq (15\phi_1^{\min})$$

$$S'_t \leq (15 \times 1.2) = 18\text{cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 15\text{ cm}$

Avec :

ϕ_1^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

c. Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003) :

Pour les HA16 :

$$L_r = 40\varnothing = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$$

Pour les HA14 :

$$L_r = 40\varnothing = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

Pour les HA12 :

$$L_r = 40\varnothing = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$$

d. La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers a haute adherence.}$$

Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.43\text{cm}$$

On prend : $L_s = 60 \text{ cm}$

Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38\text{cm}$$

On prend : $L_s = 50\text{cm}$

Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.33\text{cm}$$

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

e. Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec:

$$L_f = 0.7h_e$$

❖ **Poteaux 50x50:**

$$\text{Pour l'Entre sol: } \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 374}{50} = 5.24 > 5$$

En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{t\min} = 0, 3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{cv}$$

En zone courante (St = 15cm) :

$$A_{t\min} = 0, 3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{cv}$$

$$\text{Pour le RDC et 1}^{\text{er}} \text{etage : } \lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 289}{50} = 4.046 \rightarrow 3 < 4.05 < 5$$

$$\text{Par interpolation : } \frac{A_t}{S_t b_1} = 0.54\%$$

En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{t\min} = 0, 54\% \times S_t \times b = 0,0054 \times 10 \times 50 = 2.7 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{cv}$$

En zone courante (St = 15cm)

$$A_{t\min} = 0, 54\% \times S_t \times b = 0,0054 \times 15 \times 50 = 3.05 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{cv}$$

❖ **Poteaux 45x45 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 289}{45} = 4.5 \rightarrow 3 < 4.5 < 5$$

Par interpolation : $\frac{A_t}{S_t b_1} = 0.43\%$

En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0,43\% \times S_t \times b = 0,0043 \times 10 \times 45 = 1.94 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

En zone courante (St = 15cm)

$$A_{tmin} = 0,43\% \times S_t \times b = 0,0043 \times 15 \times 45 = 2.71 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

❖ **Poteaux 40x40 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 289}{40} = 5.06 > 5$$

En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

En zone courante (St = 15cm)

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

❖ **Poteaux 35x35 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 289}{35} = 5.78 > 5$$

En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

En zone courante (St = 15cm) :

$$A_{tmin} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

On adopter **4HA10 = 3.14 cm² ≥ A_t min**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de 10∅_t = 100mm = 10cm.

f. Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

b₁, h₁: les dimensions de la section transversale du Poteau.

h_e: la hauteur du poteau

h : hauteur de la poutre

On aura : h = 45cm

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h = \max \{ 62.33, 50, 50, 60 \text{ cm} \}$$

Donc : h = 62.33cm.

g. Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003)

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_b \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau V.6 : Vérification de l'effort tranchant

Niveau	V_u (KN)	b (cm)	h (cm)	λ_g	ρ_b	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Vérification
Entre sol	62.09	50	50	5.24	0.075	0.264	1.875	$\tau_b < \bar{\tau}_{bu}$
RDC-1 ^{er} étage	62.09	50	50	4.05	0.04	0.264	1	
2 ^{au} 4 ^{eme} étage	79.58	45	45	4.50	0.04	0.421	1	
5 ^{au} 7 ^{eme} étage	71.17	40	40	5.06	0.075	0.481	1.875	
8 ^{au} 9 ^{eme} étage	61.15	35	35	5.78	0.075	0.546	1.875	

6. Vérification à L'ELS :**a. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91 Modifiée 99) :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

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

Tableau V.7 : vérification non fragilité dans le sens (x-x) avec M2

Niv	N (KN)	M (KN.m)	e_s	Sect (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A (cm ²)	vérification
E-sol au 1 ^{ere} étage	$N_{max}=-1640.43$	$M_{cor}=-6.538$	0.0039	50x50	7.17	24.13	Vérifier
	$N_{min}=-88.3$	$M_{cor}=-0.591$	0.0066		7.31		
	$N_{cor}=-1410.99$	$M_{max}=-24.012$	0.0170		7.99		
2 ^{au} 4 ^{eme} étage	$N_{max}=-1087.16$	$M_{cor}=-18.656$	0.0171	45x45	6.55	18.47	
	$N_{min}=-322.03$	$M_{cor}=10.004$	-0.031		4.66		
	$N_{cor}=-792.21$	$M_{max}=-23.5$	0.0296		7.66		
5 ^{au} 7 ^{eme} étage	$N_{max}=-651.01$	$M_{cor}=-18.352$	0.0281	40x40	6.21	13.57	
	$N_{min}=-154.26$	$M_{cor}=11.41$	-0.073		3.04		
	$N_{cor}=-245.44$	$M_{max}=-24.874$	0.1013		3.65		
8 ^{au} 9 ^{eme} étage	$N_{max}=-255.63$	$M_{cor}=-15.478$	0.0605	35x35	0.885	13.57	
	$N_{min}=-46.29$	$M_{cor}=14.442$	-0.311		1.66		
	$N_{cor}=-85.62$	$M_{max}=-23.269$	0.2717		0.82		

Tableau V.8 : vérification non fragilité dans le sens (y-y) avec M3

Niv	N (KN)	M (KN.m)	e_s	Sect (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A (cm ²)	vérification
E-sol au 1 ^{ere} étage	$N_{max}=-1640.43$	$M_{cor}=-5.52$	0.0033	50x50	7.14	24.13	Vérifier
	$N_{min}=-88.3$	$M_{cor}=0.526$	-0.005		7.28		
	$N_{cor}=-1410.99$	$M_{max}=19.357$	-0.013		7.75		
2au 4 ^{eme} étage	$N_{max}=-1087.16$	$M_{cor}=-16.455$	0.0151	45x45	6.41	18.47	
	$N_{min}=-322.03$	$M_{cor}=-1.159$	0.0035		5.77		
	$N_{cor}=-792.21$	$M_{max}=22.428$	-0.028		7.52		
5au 7 ^{eme} étage	$N_{max}=-651.01$	$M_{cor}=-18.505$	0.0284	40x40	6.24	13.57	
	$N_{min}=-154.26$	$M_{cor}=-1.359$	0.0088		4.78		
	$N_{cor}=-385.46$	$M_{max}=23.964$	-0.0621		3.15		
8au 9 ^{eme} étage	$N_{max}=-255.63$	$M_{cor}=-17.518$	0.0685	35x35	0.11	13.57	
	$N_{min}=-46.29$	$M_{cor}=-3.13$	0.0676		0.12		
	$N_{cor}=-129.42$	$M_{max}=22.838$	0.1764		0.35		

b. Vérification des contraintes à L'ELS :

Les section adoptées seront vérifiées a l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contrainte admissible.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348MPa$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

• Vérification d'une section partiellement comprimée :

Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ la section partiellemnet comprimée.

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c \quad l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

y_1 : la distance entre axe neutre a l'ELS est la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression Cp

l_c : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90A'_s \frac{l_c - c'}{b} + 90A'_s \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90A'_s \frac{(l_c - c'^2)}{b} + 90A'_s \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) \quad ; u = \sqrt[3]{t} \quad ; y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

Si $\Delta < 0 \rightarrow$ l'équation admet trois racines:

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{a}{3}\right) \quad y_2^2 = a \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad y_2^3 = a \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positif ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + 1 < h$
donc $y_1 = y_2 + l_c$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I_{x-x} = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I_{x-x}} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut $\sigma_s = 15\sigma_{bc}$

• **Section entièrement comprimée :**

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section entièrement comprimée

La section homogène est : $B_0 = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times C' + A'_s \times d) \right] \quad V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15[A_s(V_1 - C)^2 + A'_s(V_2 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \sigma_{b2} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right]$$

N_s : effort de compression a l'ELS

M_s : moment fléchissant a l'ELS

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et 2-2

A l'aide de logiciel SOCOTEC la vérification a l'ELS nous donne les résultats présentes dans le tableau suivant :

Tableau V.9: vérification ELS dans le sens x-x

Section	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e (m)	h/6	obs	béton				Acier			
						σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Ob s	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_s$	Ob s
50x50	-1640.43	-6.538	0.0039	0.083	SEC	5.28	4.9	15	ok	78.8	73.8	348	Ok
	-88.3	-0.591	0.0066	0.083	SEC	0.29	0.26	15	ok	4.33	3.88	348	Ok
	-1410.99	-24.01	0.0170	0.083	SEC	5.07	3.69	15	ok	74.7	56.6	348	Ok
45x45	-1087.16	-18.65	0.0171	0.075	SEC	4.97	3.46	15	ok	73.1	53.4	348	Ok
	-322.03	10.004	-0.031	0.075	SEC	1.66	0.84	15	ok	24	13.4	348	Ok
	-792.21	-23.5	0.0296	0.075	SEC	4.03	2.11	15	ok	58.5	33.6	348	Ok
40x40	-651.01	-18.35	0.0281	0.066	SEC	4.35	2.13	15	ok	62.8	34.5	348	Ok
	-154.26	11.41	-0.073	0.066	SEC	1.46	0.08	15	ok	20.3	2.74	348	Ok
	-245.44	-24.87	0.1013	0.066	SPC	2.74	0	15	ok	37.7	-1.4	348	Ok
35x35	-255.63	-15.47	0.0605	0.058	SPC	2.85	0.28	15	ok	39.5	7.52	348	Ok
	-46.29	14.44	-0.3119	0.058	SPC	1.68	0	15	ok	20.7	-22.9	348	Ok
	-85.62	-23.26	0.2717	0.058	SPC	2.75	0	15	ok	34.3	-33.8	348	Ok

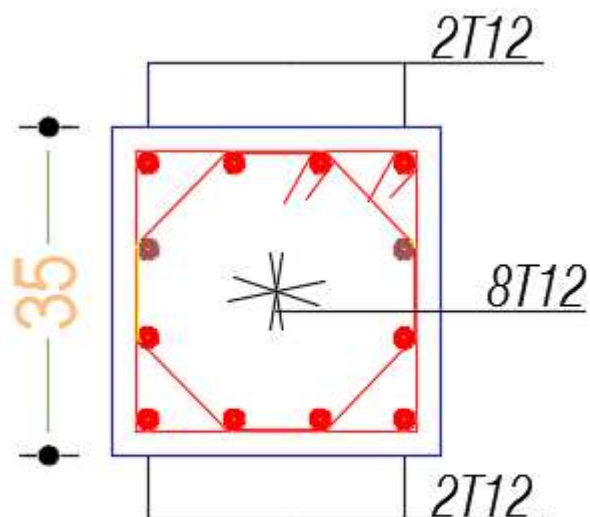
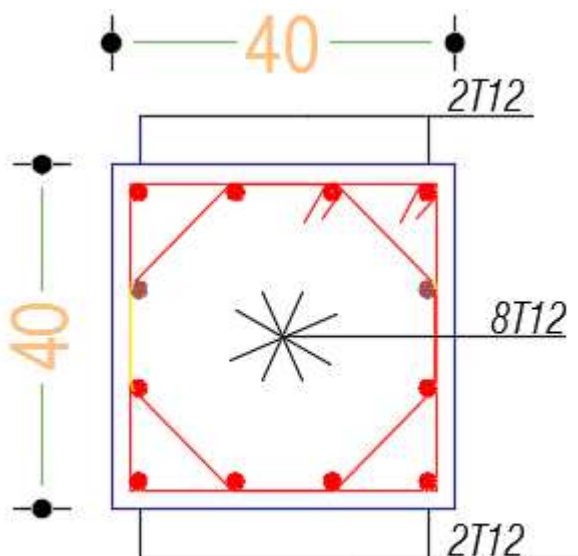
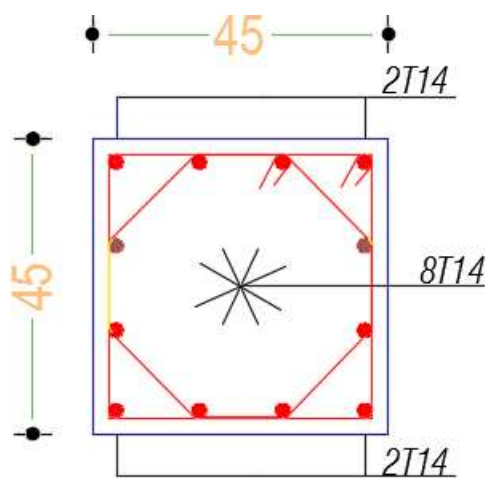
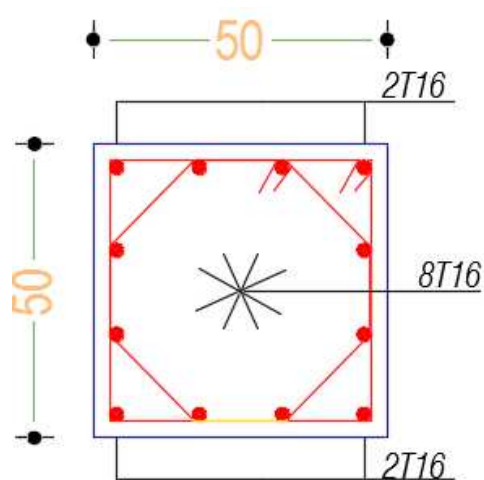
Tableau V.10 : vérification ELS dans le sens y-y

Section	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e (m)	h/6	obs	béton				Acier			
						σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Ob s	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_s$	Ob s
50x50	-1640.43	-5.52	0.0033	0.083	SEC	5.25	4.93	15	ok	78.4	74.2	348	Ok
	-88.3	0.526	-0.005	0.083	SEC	0.29	0.26	15	ok	4.31	3.91	348	Ok
	-1410.99	19.357	-0.013	0.083	SEC	4.93	3.82	15	ok	73	58.3	348	Ok
45x45	-1087.16	-16.45	0.0151	0.075	SEC	4.89	3.55	15	ok	71.9	54.5	348	Ok
	-322.03	-1.159	0.0035	0.075	SEC	1.3	1.2	15	ok	19.3	18.1	348	Ok
	-792.21	22.428	-0.028	0.075	SEC	3.99	2.16	15	ok	58	34.2	348	Ok
40x40	-651.01	-18.50	0.0284	0.066	SEC	4.36	2.13	15	ok	62.9	34.4	348	Ok
	-154.26	-1.359	0.0088	0.066	SEC	0.85	0.69	15	ok	12.6	10.5	348	Ok
	-385.46	23.964	-0.062	0.066	SEC	3.37	0.47	15	ok	47.3	10.3	348	Ok
35x35	-255.63	-17.51	0.0685	0.058	SPC	3.02	0.11	15	ok	41.6	5.41	348	Ok
	-46.29	-3.13	0.0676	0.058	SPC	0.54	0.02	15	ok	7.49	1.02	348	Ok
	-129.42	22.838	0.1764	0.058	SPC	2.9	0	15	ok	37.3	-21.7	348	Ok

Le ferrailage final des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau V.11: Ferrailage des poteaux.

Niveaux	section	Armature longitudinale
Entre sol-1 ^{er} étage	50x50	12HA16
2 -4 ^{eme} étages	45x45	12HA14
5-7 ^{eme} étages	40x40	12HA12
8-9 ^{eme} étage	35x35	12HA12



V.4. Ferrailage des poutres :

1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchant, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

2. Recommandation du RPA :

• Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
-4 % en zone courante;
-6 % en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Section des armatures longitudinales

	0,5 %	4 %	6 %
Poutre principale (30x45)	6.75	54	81
Poutre secondaire (25x40)	5	40	60

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

• Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec : ϕ_{\min} le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. Etape de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

On calcule le moment réduit :

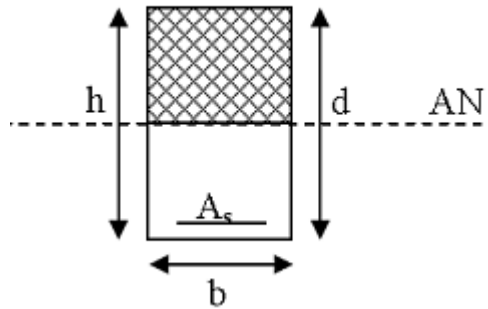
$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

✚ Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée (SSA) c à d la section ne contiendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$



FigureV.3 : disposition des armatures tendues SSA

✚ Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée (SDA) c à d la section contiendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés :

On calcul $M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \sigma_s}$$

Armatures comprimées :

$$A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \sigma_s}$$

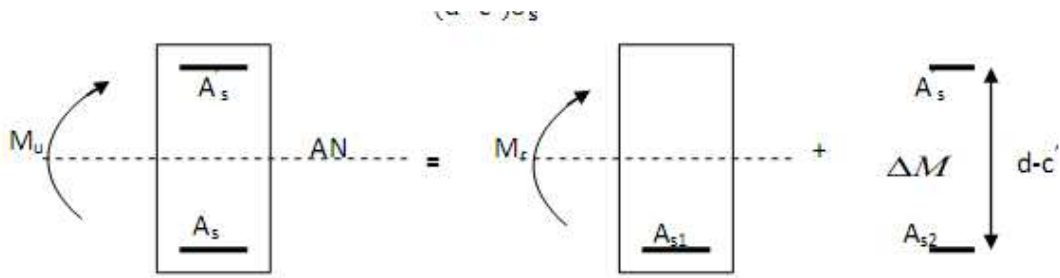


Figure V.4 : Disposition des armatures SDA

Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total $c \ à \ d \ \Delta M \leq 0,4 \ M_u$ (art BAEL 6.6.1)

4. Calcul Des Armatures :• **Poutre principale:****- En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{116.03 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14.2} = 0.016 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{116.03 \times 10^3}{0.992 \times 42 \times 348} = 8.00 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{143.47 \times 10^3}{30 \times 42^2 \times 14.2} = 0.190 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.894$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{143.47 \times 10^3}{0.894 \times 42 \times 348} = 10.98 \text{ cm}^2$$

• **Poutre secondaire :****- En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{84.66 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14.2} = 0.170 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.906$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{84.66 \times 10^3}{0.992 \times 37 \times 348} = 6.62 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{109.58 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14.2} = 0.225 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.871$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

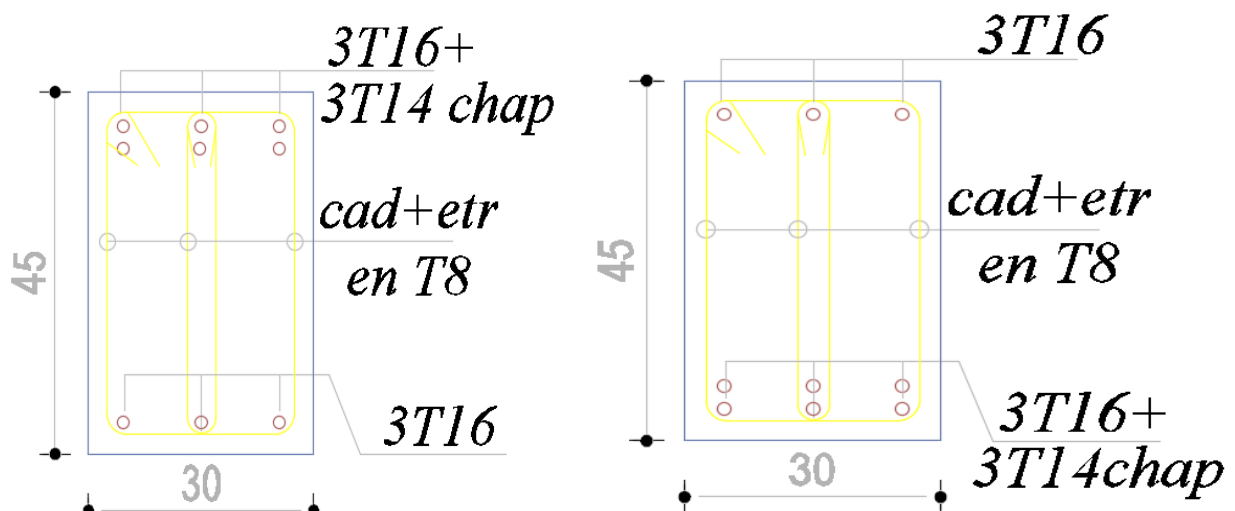
$$A_{st} = \frac{109.58 \times 10^3}{0.871 \times 37 \times 348} = 9.77 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

a. Ferrailage des poutres principales (30×45):

Tableau V.13: ferrailage des poutres principales

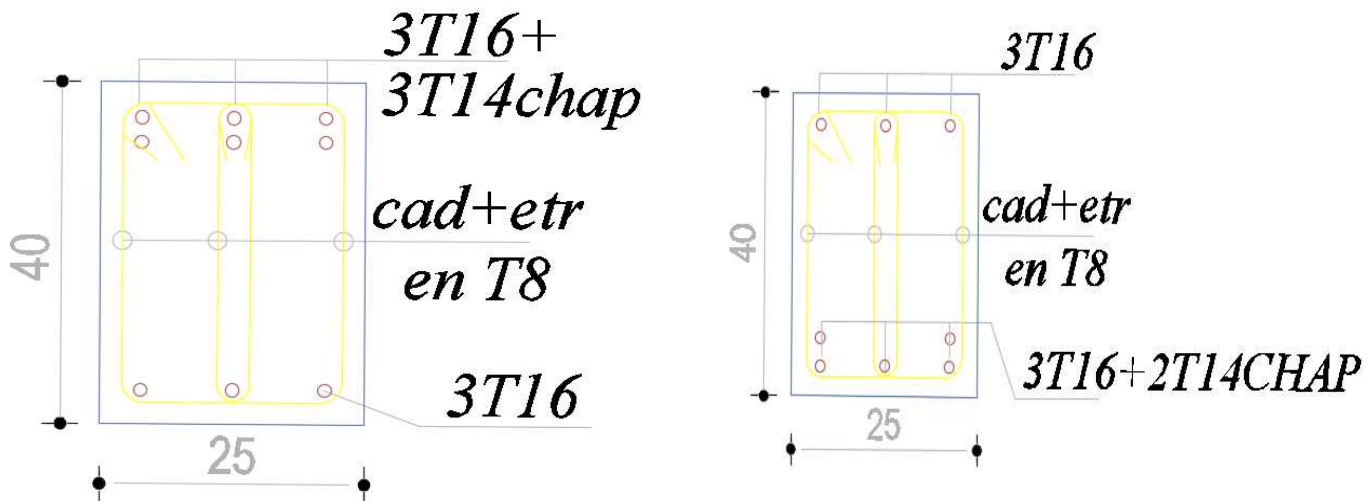
	M_{\max} (KN.m)	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	Ferrailage	A_{adopte} (cm ²)
Travée	116.03	0.016	SSA	0.992	8	3HA16 fil+3HA14 chap	10.65
Appuis	210.75	0.028	SSA	0.986	10.98	3HA16 fil+3HA16 chap	12.06



b. Ferrailage des poutres secondaire (25×40) :

Tableau V.14 : ferrailage des poutres secondaires

	M_{\max} (KN.m)	μ	obs	β	A_{st} (cm^2)	Ferrailage	A_{adopte} (cm^2)
Travée	84.66	0.170	SSA	0.906	6.62	3HA16fil+2HA14chap	9.11
Appuis	172.85	0.355	SSA	0.769	9.77	3HA16fil+3HA14 chap	10.65



5. Vérification à l'ELU :

a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

Tableau V.15 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

		A_{st}	A_{min}	Vérification
Poutre principale	En travée	10.65	6.75	CV
	Aux appuis	12.06		CV
Poutre secondaire	En travée	9.11	5	CV
	Aux appuis	10.65		CV

b. Calcul des armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t :

Tableau V.16: Vérifications armatures transversale à l'ELU.

	Calcul de S_t (cm)			$A_t=0.003 \times S_t \times b$	Ferrailage (cm^2)
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$	$\min(11.25 ; 14.4)$	$S_t = 10$	0.9	4HA8=2.01 cm^2
	Zone courante $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S'_t \leq 22.5$	$S_t = 15$	1.35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$	$\min(10 ; 14.4)$	$S_t = 10$	0.75	4HA8=2.01 cm^2
	Zone courante $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S'_t \leq 20$	$S_t = 15$	1.12	

c. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

 V_u^{max} : Effort tranchant maximal à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right) = (3.33; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = (3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau V.17: Vérification au cisaillement

Poutre	Effort tranchant (KN)		b	d	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observe
Principale	V_u^{max}	148.84	30	42	1.181	3.33	Condition vérifiée
Secondaire	V_u^{max}	115.37	25	37	1.247	3.33	Condition vérifiée

d. Influence de l'effort tranchant :✓ Influence sur le Béton (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.1.3) :

Il faut vérifier que :

$$V_u \leq \bar{V}_u = \frac{0.4 \times 0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau V.18: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutre	Effort tranchant (KN)		b	d	f_{c28}	\bar{V}_u	Observe
Principale	V_u^{max}	148.84	30	42	25	756	Condition vérifiée
Secondaire	V_u^{max}	115.37	25	37	25	555	Condition vérifiée

✓ Influence sur les armatures (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.2) :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Avec : M_u en valeur algébrique

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

-Pour les poutres principales : $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 148,84 - \frac{116,031}{0,9 \times 0,42} = -158,12 < 0$

-Pour les poutres secondaires : $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 115,37 - \frac{84,661}{0,9 \times 0,37} = -138,86 < 0$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

e. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

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

Avec :

τ_{se} étant que la contrainte d'adhérence d'entraînement : $\tau_{se} = \frac{v_u^{max}}{0,9 d \Sigma U_i}$

ΣU_i : somme des périmètres utiles des barres.

✓ **Poutres principales :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 14 = 26,37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{148,84 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times 263,7} = 1,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 14 = 26,37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{115,37 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 263,7} = 1,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

d. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

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

Avec

τ_{su} : la contrainte d'adhérence à l'ancrage :

$$\tau_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5^2)2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les barres que nous avons utilisé sont de diamètres ($\phi 12$; $\phi 14$; $\phi 16$ et $\phi 20$) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$l_s = \frac{2,00 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,54 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à « $0,4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

- Pour les HA 12 : $l_c = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm}$
- Pour les HA 14 : $l_c = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les HA 16 : $l_c = 0,4 \times 56,43 = 22,57 \text{ cm}$
- Pour les HA 20 : $l_c = 0,4 \times 70,54 = 28,21 \text{ cm}$

6. Vérification à l'ELS :

a. Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A.4.2) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec:

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Et

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

Tableau V.19: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

		A_{st}	A_{min}	Condition
Poutre Principale	En travée	10.65	1.52	Vérifiée
	Aux appuis	12.06		Vérifiée
Poutre secondaire	En travée	09.11	1.12	Vérifiée
	Aux appuis	10.65		Vérifiée

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c. Vérification des contraintes :**❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right. \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS}$$

❖ 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.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.20: Moments à l'ELS.

Poutre		Moments (KN.m)		Combinaison
Poutre principale	Travée	M _{st}	83.790	ELS
	Appui	M _{st}	-84.178	ELS
Poutre secondaire	Travée	M _{st}	58.348	ELS
	Appui	M _{st}	-61.776	ELS

Résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.21: Vérifications des contraintes à L'ELS

Poutre		Moments (KN.m)	ρ_1	β_1	K_1	A_{st1}	d	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
P.P	Travée	83,79	0.848	0.869	23.46	10.65	42	215.56	348	C.V	9.18	15	C.V
	Appuis	-84,178	0.975	0.861	20.97	12.32	42	188.94	348	C.V	9.01	15	C.V
P.S	Travée	58.348	0,865	0.868	22.88	8.01	37	226.81	348	C.V	9.91	15	C.V
	Appuis	-61,776	1.160	0.853	19.01	10.65	37	183.78	348	C.V	9.66	15	C.V

d. Vérification de la flèche : (Art .B.6.5.2/BAEL modifiées 99) :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite f .

❖ **Poutres principales :**

- $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{500} = 0,09 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{10,56}{30 \times 42} = 0,008 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

$$q_s = 18,56 + 9,75 = 28,31 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{28,31 \times 5,5^2}{8} = 107,04 \text{ KN.m}$$

$$\frac{45}{550} = 0,08 \geq \frac{84,178}{10 \times 107,04} = 0,07 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Poutres Secondaires :**

- $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{375} = 0,106 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{8,01}{25 \times 37} = 0,009 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

$$q_s = 10,62 + 10,75 = 21,37 \text{ Kn/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{21,37 \times 4,25^2}{8} = 48,24 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{40}{425} = 0,09 \geq \frac{42,08}{10 \times 107,04} = 0,08 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

V.5.Ferrailage des voiles :

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 surcharges 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 transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

- **Zone I** : Entre-sol ,RDC , 1ère étage.
- **Zone II** : Niveaux 2,3 et 4eme étage.
- **Zone III** : Niveaux 5, 6 et 7eme étage.
- **Zone IV** : Niveaux 8 et 9eme étage.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

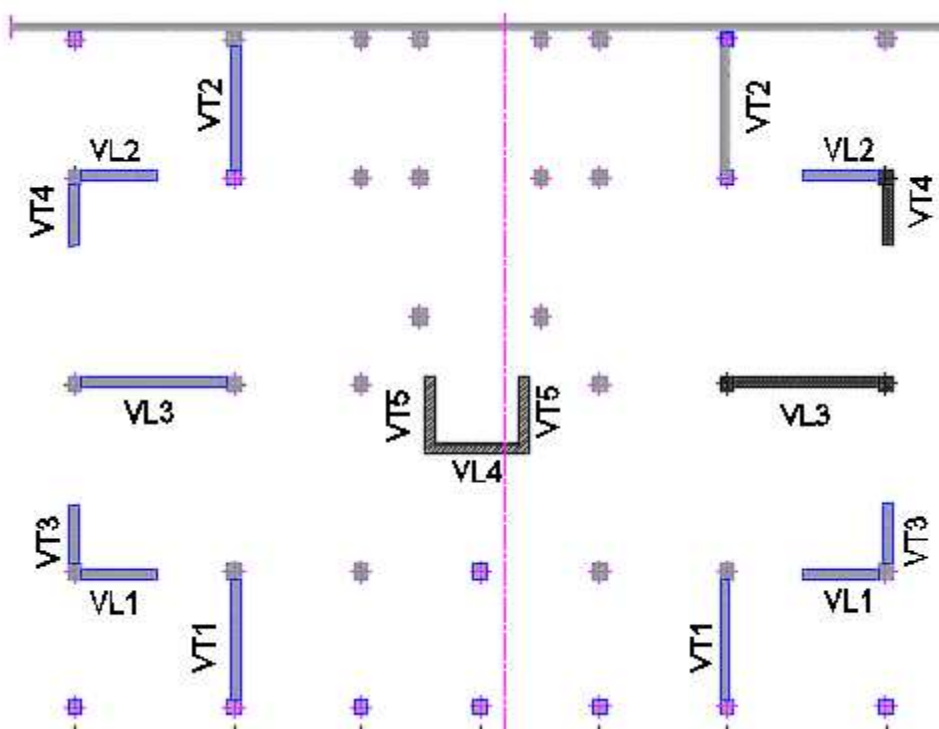


Figure V.5: Disposition des voiles

2. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{RPA. 99/modifiée 2003} \begin{cases} 0,8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$\text{BAEL.91/modifiée 99} \begin{cases} \text{ELU: } 1,35 G + 1,5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

3. Exposé de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle 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) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \text{ [Art 7.7.4 RPA99/mod2003]}$$

Avec:

he: La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

Lc: La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L : longueur du voile.

Lt: La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

4. 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 partiellement comprimé (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Tableau V.22 : des efforts normaux

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

5. Calcul des armatures :

a. Armatures verticales :

Situation accidentelle = 400 MPa

Situation courante = 348 MPa

Tableau VI.23 : Tableau des armatures verticales

section	Armatures verticales :
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

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.

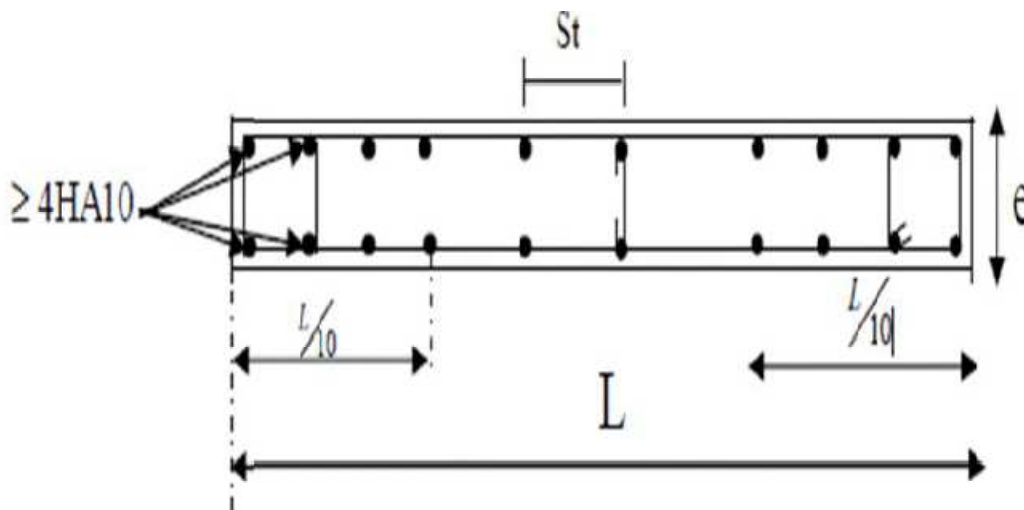


Figure V.6: Disposition des armatures verticales dans les voiles

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 :

Section entièrement comprimée (Art .8.1, 21 BAEL 91). :

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesurée perpendiculaire a ces a la direction des armature

$$0,20\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99):

$$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

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**).

$$A_{min} \geq 0,002B$$

c. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de 10Ø. (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

A_v: Section des armatures verticales.

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**e. Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5a \quad \text{Avec : } a=25\text{cm : épaisseur du voile.}$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{37,5\text{cm} , 30 \text{cm}\} \rightarrow S_t = 30\text{cm}$$

f. Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g. Diamètre maximale :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.
 $\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 250 = 25\text{mm}$.

h. 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.

i. 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.

6. Les vérifications:

a. Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible.

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

- 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 $\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa})$

- D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V}_u = 1,4V_u$$

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.

7. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal $L = 4,25\text{m}$ sur la zone IV.

❖ Caractéristiques géométriques :

Tableau V.24 : Caractéristiques géométriques

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
4,25	0,25	1,06	1,599

❖ 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 et 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 :

$$\sigma_{\max} = 5789,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -5031,9 \text{ KN/m}^2$$

❖ Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \times L = \frac{5789,2}{5789,2 + 5031,9} \times 4,25 = 2,27\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 4,25 - 2,27 = 1,98\text{m}$$

❖ Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1,22; 0,988) = 0,98\text{m}.$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 2,89 - 0,45 = 2,44\text{m}$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{l_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-5031.9(1.98 - 0.98)}{1.98} = -2515.95 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-5031.9 - 2515.95}{2} \times 0.98 \times 0,25 = -932.29 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-2515.95}{2} \times 0.98 \times 0,25 = -310.76 \text{KN}.$$

❖ **Calcul des armatures verticales :**

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{932.29}{400 \times 10^{-1}} = 23.30 \text{cm}^2$$

$$2^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{310.76}{400 \times 10^{-1}} = 7.77 \text{cm}^2$$

❖ **Les armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{300.1 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 11.55 \text{cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right) \quad \text{Avec } B = d \times e$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{0.98 \times 0,25 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0.98 \times 0,25\right) = \max(12.97; 4.9) = 12.97 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 12.97 \text{cm}^2$$

Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 23.30 + \frac{11.55}{4} = 26.20 \text{cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 7.77 + \frac{11.55}{4} = 10.66 \text{cm}^2$$

❖ **Ferrailage adopté :**

Tableau V.25 : Ferrailage adopté.

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1er bande	$A_1 = 26.20 \text{cm}^2$	2×10HA14=40.22cm ²	St=12cm
2 eme bande	$A_2 = 10.66 \text{cm}^2$	2×10HA12=22.62cm ²	St=20cm

❖ Armatures horizontales :

$$\text{-D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{40.22}{4} = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0.15 \% B = 0.0015 \times 0.25 \times 4.25 = 15.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_H = 15.93 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA16 = 16.09 cm² / 1m de hauteur ; avec S_H = 15 cm.

❖ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8)

❖ Les vérifications :

-Vérification des espacements:

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t = \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) = S_t = \min(37.5 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm et } 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$S_H = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{449.5 \times 10^3}{1.06 \times 10^6 + 15 \times 40.21 \times 10^2} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \times d} = \frac{1.4 \times 300.1 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2890} = 0.439 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.439 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

D'après le BAEL 91 :

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

$$\tau_u = \frac{300.1 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2890} = 0.314 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 2,5 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0.314 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}$condition vérifiée

8. Ferrailage des Voiles :

- **Voile longitudinal**

Tableau V.26 : ferrailage des voiles longitudinale (VL1 , VL2)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.2	2.2	2.2	2.2	
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m)	0.55	0.55	0.55	0.55	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4878.72	1101.37	1280.28	1492.74	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5540.37	-4492.89	-2857.49	-2092.69	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	293	268.8	245.7	165.8	
	L _t (m)	1.17	1.77	1.52	1.28	
	L _c (m)	1.03	0.43	0.68	0.94	
	d (m)	0.585	0.883	0.760	0.642	
	σ_1 [KN/m ²]	2770.185	2246.445	1428.745	1046.345	
	N (kN)	N ₁	607.63	744.22	407.00	251.92
		N ₂	202.544	248.074	135.667	83.973
	A _v (cm ²)	A _{v1}	15.19	18.61	10.18	6.30
		A _{v2}	5.06	6.20	3.39	2.10
	A _{vj} (cm ²)		33.64	10.35	9.46	6.38
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	23.60	21.19	12.54	7.89
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	13.47	8.79	5.76	3.70
	A _{min} (cm ²)		8.38	11.60	9.97	8.43
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	24.13	24.13	18.47	13.57
Bonde 2		24.13	24.13	18.47	13.57	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2x6HA16	2x 6HA16	2x 6HA14	2x 6HA12
		Bonde 2	2x 6HA16	2x 6HA16	2 x 6HA14	2 x 6HA12
	S _t (cm)	Bonde 1	9 cm	9cm	9 cm	9 cm
		Bonde 2	18cm	18 cm	18 cm	18 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		8.25	8.25	8.25	8.25
	A _H /nappe (cm ²)		6.03	6.03	4.62	3.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nappe	8HA12/nappe	8HA12/nappe	8HA12/nappe
ep =15cm		(A=9.05cm ²)	(A=9.05cm ²)	(A=9.05cm ²)	(A=9.05cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	1.765	0.543	0.496	0.335
		τ_b (MPa)	2.471	0.760	0.695	0.469
	ELS	N _s (kN)	847.9	561.9	426.2	66.5
σ_b (MPa)		1.83	0.94	0.71	0.11	

Tableau V.27: ferrailage des voiles longitudinale (VL3)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.25	4.25	4.25	4.25	
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m)	1.0625	1.0625	1.0625	1.0625	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5534.27	4743.6	3333.1	5789.2	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6053.3	-4957	-4630.5	-5031.9	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	873.8	718.2	512.2	300.1	
	L _t (m)	2.22	2.17	2.47	1.98	
	L _c (m)	2.03	2.08	1.78	2.27	
	d (m)	1.110	1.086	1.236	0.988	
	σ_1 [KN/m ²]	3026.650	2478.500	2315.250	2515.950	
	N (kN)	N ₁	1259.95	1009.25	1072.77	932.29
		N ₂	419.982	336.417	357.590	310.765
	A _v (cm ²)	A _{v1}	31.50	25.23	26.82	23.31
		A _{v2}	10.50	8.41	8.94	7.77
	A _{vj} (cm ²)		33.64	27.65	19.72	11.55
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	39.91	32.14	31.75	26.20
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	18.91	15.32	13.87	10.66
	A _{min} (cm ²)		14.57	14.25	16.22	12.97
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	40.22	40.22	40.22	30.79
Bonde 2		28.14	20.11	21.54	21.54	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x10HA16	2x 10HA16	2x 10HA16	2x 10HA14
		Bonde 2	2x 7HA16	2x 7HA16	2 x 7HA16	2 x 7HA14
	S _t (cm)	Bonde1	12 cm	12 cm	12 cm	12 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		15.94	15.94	15.94	15.94
	A _H /nappe (cm ²)		10.05	10.05	10.05	7.69
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA16/nappe	8HA16/nappe	8HA16/nappe	8HA16/nappe
ep =15cm		(A=16.09cm ²)	(A=16.09cm ²)	(A=16.09cm ²)	(A=16.09cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.914	0.751	0.536	0.314
		τ_b (MPa)	1.279	1.051	0.750	0.439
	ELS	N _s (kN)	1233.5	1216.2	854.4	449.5
σ_b (MPa)		1.04	1.05	0.75	0.39	

Tableau V.28 : ferrailage des voiles longitudinale (VL4)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.3	2.3	2.3	2.3	
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m)	0.575	0.575	0.575	0.575	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4934.3	3860.1	2996	4337.3	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7969.9	-5874.5	-3914.6	-4714.9	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	283	258.8	235.7	155.8	
	L _t (m)	1.42	1.39	1.30	1.20	
	L _c (m)	0.88	0.91	1.00	1.10	
	d (m)	0.710	0.694	0.651	0.599	
	σ_1 [KN/m ²]	3984.950	2937.250	1957.300	2357.450	
	N (kN)	N ₁	1061.39	764.40	478.14	529.53
		N ₂	353.796	254.801	159.381	176.510
	A _v (cm ²)	A _{v1}	26.53	19.11	11.95	13.24
		A _{v2}	8.84	6.37	3.98	4.41
	A _{vj} (cm ²)		10.90	9.96	9.07	6.00
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	29.26	21.60	14.22	14.74
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11.56	8.86	6.25	5.91
	A _{min} (cm ²)		9.32	9.11	8.55	7.86
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32.18	24.62	18.01	18.01
Bonde 2		24.12	18.46	13.56	13.56	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x8HA16	2x 8HA14	2x 8HA12	2x 8HA12
		Bonde 2	2x6HA16	2x 6HA14	2x6HA12	2x6HA12
	S _t (cm)	Bonde1	9 cm	9 cm	9 cm	9 cm
		Bonde 2	18 cm	18 cm	18 cm	18 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		8.62	8.62	8.62	8.62
	A _H /nappe (cm ²)		8.04	6.15	2.13	2.13
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nappe	8HA12/nappe	8HA12/nappe	8HA12/nappe
ep =15cm		(A=9.05cm ²)	(A=9.05cm ²)	(A=9.05cm ²)	(A=9.05cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.547	0.500	0.455	0.301
		τ_b (MPa)	0.766	0.700	0.638	0.421
	ELS	N _s (kN)	533.3	396.7	235.1	39.9
σ_b (MPa)		0.84	0.63	0.38	0.07	

c. Voile transversal :

Tableau V.29 : ferrailage des voiles transversal (VT1)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.6	3.6	3.6	3.6		
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25		
	B (m)	0.9	0.9	0.9	0.9		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3177.6	362.9	1055.5	2690.6		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5814.7	-4190.6	-3941.4	-3642.3		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	873.8	718.2	512.2	300.1		
	L _t (m)	2.33	3.31	2.84	2.07		
	L _c (m)	1.27	0.29	0.76	1.53		
	d (m)	1.164	1.657	1.42	1.035		
	σ_1 [KN/m ²]	2907.35	2095.3	1970.7	1821.15		
	N (kN)	N ₁	1268.99	1301.61	1049.24	707.01	
		N ₂	422.996	433.87	349.746	235.668	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	31.72	32.54	26.23	17.68	
		A _{v2}	10.57	10.85	8.74	5.89	
	A _{vj} (cm ²)		33.64	27.65	19.72	11.55	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj/4}	40.14	39.45	31.16	20.56	
		A2=A _{v2} +A _{vj/4}	18.98	17.76	13.67	8.78	
	A _{min} (cm ²)		15.28	21.74	18.63	13.59	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	40.22	40.22	30.78	30.78	
		Bonde 2	24.12	24.12	18.46	18.46	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2x10HA16	2x 10HA16	2x 10HA14	2x 10HA14
			Bonde 2	2x 6HA16	2x 6HA16	2 x 6HA14	2 x 6HA14
		S _t (cm)	Bonde 1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
			Bonde 2	20 cm	20 cm	20cm	20cm
		A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		13.5	13.5	13.5	13.5
A _H /nappe (cm ²)			10.05	10.05	7.695	7.695	
Choix des barres/nappe (cm ²)			10HA14/nappe	10HA14/nappe	10HA14/nappe	10HA14/nappe	
ep =15cm			(A=15.39cm ²)	(A=15.39cm ²)	(A=15.39cm ²)	(A=15.39cm ²)	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²					
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	1.079	0.887	0.632	0.37	
		τ_b (MPa)	1.51	1.241	0.885	0.519	
	ELS	N _s (kN)	1233.5	1216.2	854.4	449.5	
		σ_b (MPa)	1.2	1.23	0.87	0.46	

Tableau V.30 : ferrailage des voiles transversal (VT2)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.7	3.7	3.7	3.7	
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m)	0.925	0.925	0.925	0.925	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3221.7	1402.8	1270.6	2950.3	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5711.7	-4589.2	-4263.8	-4236.5	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	873.8	718.2	512.2	300.1	
	L _t (m)	2.37	2.83	2.85	2.18	
	L _c (m)	1.33	0.87	0.85	1.52	
	d (m)	1.183	1.417	1.425	1.091	
	σ_1 [KN/m ²]	2855.850	2294.600	2131.900	2118.250	
	N (kN)	N ₁	1266.74	1219.20	1139.45	866.27
		N ₂	422.246	406.400	379.817	288.756
	A _v (cm ²)	A _{v1}	31.67	30.48	28.49	21.66
		A _{v2}	10.56	10.16	9.50	7.22
	A _{vj} (cm ²)		33.64	27.65	19.72	11.55
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	40.08	37.39	33.42	24.55
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	18.97	17.07	14.43	10.11
	A _{min} (cm ²)		15.48	18.60	18.71	14.31
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	40.22	40.22	40.22	30.78
Bonde 2		24.12	24.12	24.12	18.46	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x10HA16	2x 10HA16	2x 10HA16	2x 10HA14
		Bonde 2	2x 6HA16	2x 6HA16	2 x 6HA16	2 x 6HA14
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20cm	20 cm	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		13.87	13.87	13.87	13.87
	A _H /nappe (cm ²)		10.06	10.06	10.06	7.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA14/nappe	10HA14/nappe	10HA14/nappe	10HA14/nappe
ep =15cm		(A=15.39cm ²)	(A=15.39cm ²)	(A=15.39cm ²)	(A=15.39cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	1.050	0.863	0.615	0.360
		τ_b (MPa)	1.469	1.208	0.861	0.505
	ELS	N _s (kN)	1233.5	1216.2	854.4	449.5
σ_b (MPa)		1.21	1.19	0.84	0.45	

Tableau V.31 : ferrailage des voiles transversal (VT3,VT4,VT5)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.8	1.8	1.8	1.8	
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m)	0.45	0.45	0.45	0.45	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1018	865.4	1326.5	3362.9	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4529	-4123.1	-3827.7	-3378.2	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Vu (kN)	106.2	69.6	59.9	41.1	
	Lt(m)	1.47	1.49	1.34	0.90	
	Lc(m)	0.33	0.31	0.46	0.90	
	d (m)	0.735	0.744	0.668	0.451	
	σ_1 [KN/m ²]	2264.500	2061.550	1913.850	1689.100	
	N (kN)	N1	624.01	575.07	479.69	285.68
		N2	208.003	191.690	159.896	95.228
	Av (cm ²)	AV1	15.60	14.38	11.99	7.14
		AV2	5.20	4.79	4.00	2.38
	Avj (cm ²)		4.09	2.68	2.31	1.58
	A (cm ²)	A1=Av1+Avj/4	16.62	15.05	12.57	7.54
		A2=Av2+Avj/4	6.22	5.46	4.57	2.78
	Amin (cm ²)		9.64	9.76	8.77	5.92
	Av adopté (cm ²)	Bonde1	24.13	24.13	18.47	13.57
Bonde 2		20.11	20.11	15.40	11.31	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x6HA16	2x 6HA16	2x 6HA14	2x 6HA12
		Bonde 2	2x5HA16	2x 5HA16	2x5HA14	2x5HA12
	St (cm)	Bonde1	12 cm	12 cm	12 cm	12 cm
		Bonde 2	20cm	20 cm	20 cm	20cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		6.75	6.75	6.75	6.75
	A_H /nappe (cm ²)		6.03	6.03	4.61	4.61
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nappe	8HA12/nappe	8HA12/nappe	8HA12/nappe
ep =15cm		(A=9.05cm ²)	(A=9.05cm ²)	(A=9.05cm ²)	(A=9.05cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0.262	0.172	0.148	0.101
		τ_b (MPa)	0.367	0.241	0.207	0.142
	ELS	Ns (kN)	533.3	396.7	235.1	39.9
σ_b (MPa)		1.09	0.81	0.49	0.08	



CHAPITRE VI : **Etude de l'infrastructure**

NO	PROFONDEUR	PROFONDEUR	PROFONDEUR	PROFONDEUR
1	100	100	100	100
2	200	200	200	200
3	300	300	300	300
4	400	400	400	400
5	500	500	500	500

VI.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction. Elles ont pour objectif la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (semelles reposant sur le sol ; radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (semelles sur pieux et puits).

Dans un cas général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : dû aux charges et surcharges verticales.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** ; qui peut être exercé sur différents plans.

VI.2. Type de fondation :

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures :

➤ Fondation superficielle :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (profondeur d'ancrage relativement petite). Les principaux types de fondations superficielles rencontrées dans la pratique sont :

- les semelles isolées
- les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- les radiers

➤ Fondation profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante. Les principaux types de fondation profonde sont :

- Les semelles sur pieux
- Les semelles sur puits

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VI.3. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Le résultat de cette étude est :

- ✓ Contrainte admissible du sol ; $\sigma_{\text{sol}} = 5 \text{ bars} = 500 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ absence de nappe phréatique ; pas de risque de remonté des eaux.

VI.4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ Caractéristiques du sol.
- ✓ Nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ Charge totale transmise au sol.
- ✓ Raison économique.

Dans notre cas on choisit entre les semelles isolée, les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

VI.5.Dimensionnement des semelles :

1. Etude de semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol

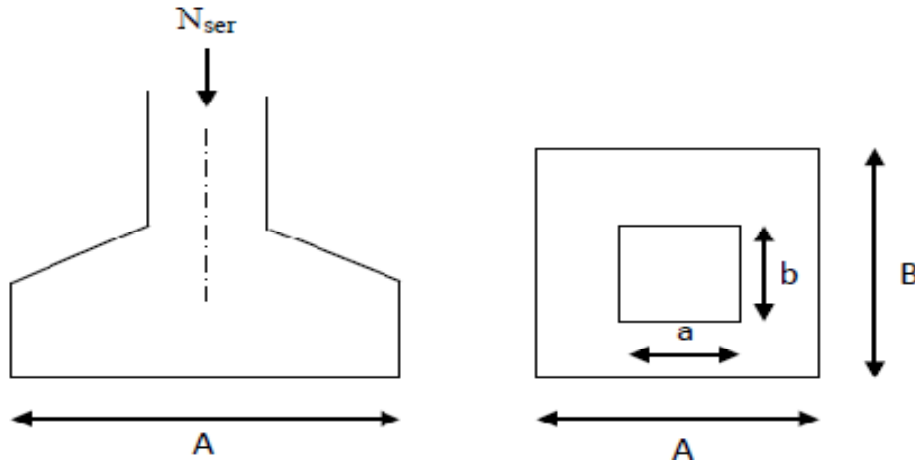


Figure VI.1 : Dimensionnement d'une fondation

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Poteau rectangulaire :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \frac{50}{50} = 1 \rightarrow A = B$$

D ou $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

Remarque : Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$N_{ser} = 1630.43 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 500 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2 \text{ m}$$

- **Conclusion :**

Dimensions des semelles trop importantes \Rightarrow Chevauchement \Rightarrow Opter pour des semelles filantes.

2. Etude de semelle filante :

a. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voiles 'sens longitudinal

Voile	N _s [KN]	L[m]	B [m]	L*B [m ²]
VL1	1510.34	2.2	1.37	3.02
VL2	1299.48	4.25	0.61	2.59
VL3	1630.38	2.2	1.48	3.26
VL4	1630.43	2.2	1.48	3.26
VL5	1299.45	4.25	0.61	2.59
VL6	1510.37	2.2	1.37	3.02
VL7	978.02	2.3	0.85	1.95
Somme				19.69

Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voiles sens transversal

Voile	N _s [KN]	L[m]	B [m]	L*B [m ²]
VL1	1510.34	1.5	2.01	3.02
VL2	1630.38	1.8	1.81	3.26
VL3	1214.2	3.7	0.65	2.42
VL4	1215.37	3.7	0.65	2.43
VL5	1630.43	1.8	1.81	3.26
VL6	1510.37	1.5	2.01	3.02
VL7	1239.88	3.6	0.68	2.47
VL8	1238.21	3.6	0.68	2.47
VL9	977.99	1.8	1.08	1.95
VL10	978.02	1.8	1.08	1.95
			Somme	26.25

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 19.69 + 26.25 \rightarrow S_v = 46.13 \text{ m}^2$$

b. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

- **Hypothèse de calcul :**

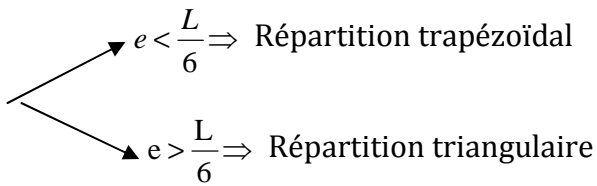
Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

✓ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

✓ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

✓ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$\begin{cases} q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) & \text{Et} & q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \\ q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) \end{cases}$$

On fait le calcul suivant le sens longitudinal pour le portique le plus défavorable.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3: Surface des semelles filantes sous poteaux

Poteaux	N_s	e_i	$N_s e_i$	M_s
1	1098.86	-8.9	-9779.854	-0.014
2	1239.88	-5.3	-6571.364	-0.156
3	1299.48	-0.3	-389.844	-0.143
4	1116.12	5.2	5803.824	0.096
5	1214.2	8.9	10806.38	0.006
Σ	5968.54		-130.85	-0.211

Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{-131.061}{5968.54} = -0.022$

$e = -0.022\text{m} < \frac{L}{6} = 3.03\text{m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + 6 \frac{e}{L}\right) = \frac{5968.54}{18.2} \left(1 + 6 \times \frac{(-0.022)}{18.2}\right) = 325.56\text{KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - 6 \frac{e}{L}\right) = \frac{5968.54}{18.2} \left(1 - 6 \times \frac{(-0.022)}{18.2}\right) = 330.32\text{KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + 3 \frac{e}{L}\right) = \frac{5968.54}{18.2} \left(1 + 3 \times \frac{(-0.022)}{18.2}\right) = 326.75\text{KN/ml}$$

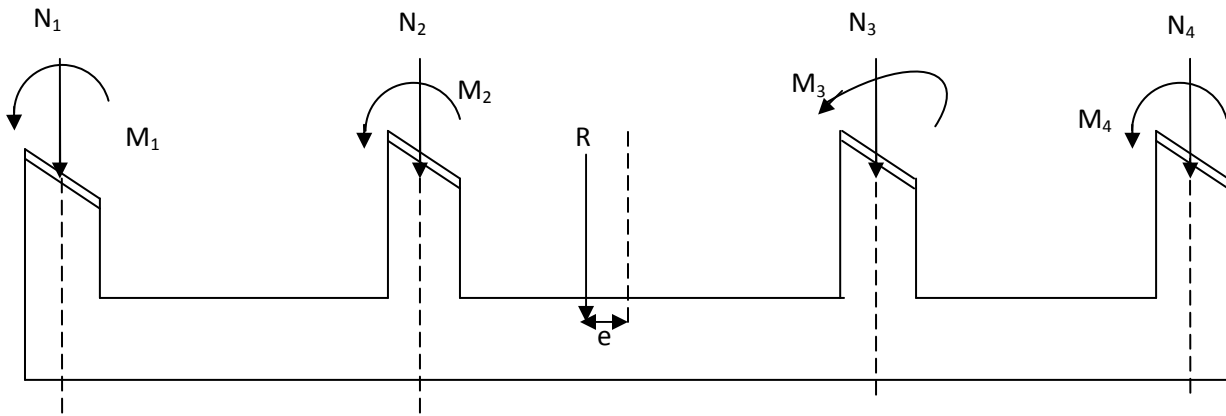


Figure VI.2: Distribution des sollicitations

- **Calcul de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{326.75}{500} = 0.65m$$

On prend : $B=1.50m$.

On a donc : $S = 1.5 \times 18.2 = 27.3m^2$

Nous avons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 27.3 \times 9 = 245.7m^2.$$

$$S_t = S_p + S_v = 245.7 + 46.13 = 291.83m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 448.63m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{291.83}{448.63} = 0.65$$

La surface totale des semelles représente 65% de la surface de bâtiment.

- **Conclusion :**

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale du bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

VI.6. Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- ✓ Grande rigidité en son plan horizontal.
- ✓ Bonne répartition des charges.
- ✓ Evite les tassements différentiels importants.
- ✓ Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton.
- ✓ Rapidité d'exécution.

1. Pré-dimensionnement du radier :**a. Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm).

b. Selon la condition forfaitaire :

- **sous voile :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$68.75 \leq h \leq 110$$

h : épaisseur du radier.

D'après ces conditions, l'épaisseur du radier doit être supérieure à $h_{\text{radier}} = 90$ cm.

- **Sous poteaux :**

La dalle: La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

$$h_d \geq \frac{550}{20} = 27.5 \text{ cm ; On prend } h_d = 35 \text{ cm}$$

La nervure : elle doit vérifier :

$$h_{\text{nervure}} \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_{\text{nervure}} \geq \frac{550}{10} = 54 \text{ cm} \rightarrow h_{\text{nervure}} = 80 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b_{\text{nervure}} \leq 0.7h \rightarrow 32 \leq b_{\text{nervure}} \leq 56 \text{ cm on prend } b_{\text{nervure}} = 50 \text{ cm}$$

c. Condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_{\max} : distance maximale entre nus de nervure

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ [MPa] pour un sol moyen

I : Inertie de la section du radier ($b = 1$ m).

E : module de déformation longitudinale différée $E = 10818.86$ [MPa]

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa. Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

B : Largeur de la bande ($B = 1$ m).

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{10818.86} \left(\frac{2 \times 5.5}{3.14}\right)^4} = 1.19 \text{ m}$$

D'après ces conditions, l'épaisseur du radier doit être supérieure à $h_{\text{nervure}} = 119\text{cm}$
On prend : $h_{\text{nervure}} = 120\text{cm}$.

❖ **La largeur de la nervure :**

$$0.4h \leq b_{\text{nervure}} \leq 0.7h \rightarrow 47.6 \leq b_{\text{nervure}} \leq 84 \text{ on prend } b_{\text{nervure}} = 50\text{cm}$$

• **Conclusion :**

D'après les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

$h_{\text{nervure}} = 120\text{cm}$ hauteur de la nervure.

$h_d = 35\text{cm}$ hauteur de la dalle.

$b_{\text{nervure}} = 50\text{cm}$ hauteur de la nervure.

2. détermination de la surface nécessaire du radier :

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitations qui sont obtenu à partir du logiciel ETABS.

a. Poids de la superstructure :

Charge permanentes $G_{\text{bat}} = 30331.77\text{KN}$.

Charge d'exploitation $Q_{\text{bat}} = 7335.06\text{KN}$.

b. Combinaison d'action :

$$\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow N_u = 1.35G_{\text{bat}} + 1.5Q_{\text{bat}} = 1.35 \times 30331.77 + 1.5 \times 7335.06 = 51950.48\text{KN} \\ \text{ELS} \rightarrow N_s = G_{\text{bat}} + Q_{\text{bat}} = 30331.77 + 7335.06 = 37666.83\text{KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{51950.48}{1.33 \times 500} = 78.12\text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{37666.83}{500} = 75.33\text{m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}}; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}}) = 78.12\text{m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 448.63\text{m}^2 > S_{\text{radier}} = 78.12\text{m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas, on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{\text{déb}}$), comme nous l'impose le BAEL91 modifiée 99. La largeur du débord est calculée comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(60\text{cm}; 30\text{cm}) = 60\text{cm}$$

Soit un débord de largeur $L_{\text{déb}} = 60\text{cm}$

$$S_{\text{déb}} = L_{\text{déb}}(L_x + L_y) \times 2 = 0.6(24.65 + 18.2) \times 2 = 51.42\text{m}^2$$

La surface totale du radier devient :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 448.63 + 51.42 = 500.05\text{m}^2$$

3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a. Poids total du radier :

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \varphi_b = 500.05 \times 0.35 \times 25 = 4375.44 \text{KN}$$

- **Poids de la nervure:**

$$P_{\text{ner}} = b_{\text{ner}}(h_{\text{ner}} - h_d) \times L \times n \times \varphi_b = 0.5(1.2 - 0.35) \times (18.2 \times 9 + 24.65 \times 6) \times 25$$

$$P_{\text{ner}} = 3311.81 \text{KN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{ner}} - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{On a: } S_{\text{ner}} = b_n \times L \times n = (0.5 \times 18.2 \times 9) + (0.5 \times 24.65 \times 6) = 155.85 \text{m}^2$$

$$\text{Donc: } P_{\text{TVO}} = (500.05 - 155.85) \times (1.2 - 0.35) \times 17 = 4973.69 \text{KN}$$

$$\text{Avec: } \rho_{\text{TVO}} = 17 \text{KN/m}^3$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \varphi_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (500.05 - 155.85) \times 0.1 \times 25 = 860.5 \text{KN}$$

Donc le poids total du radier est :

$$P_{\text{rad}} = G_{\text{rad tot}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$P_{\text{rad}} = G_{\text{rad tot}} = 13521.44 \text{KN}$$

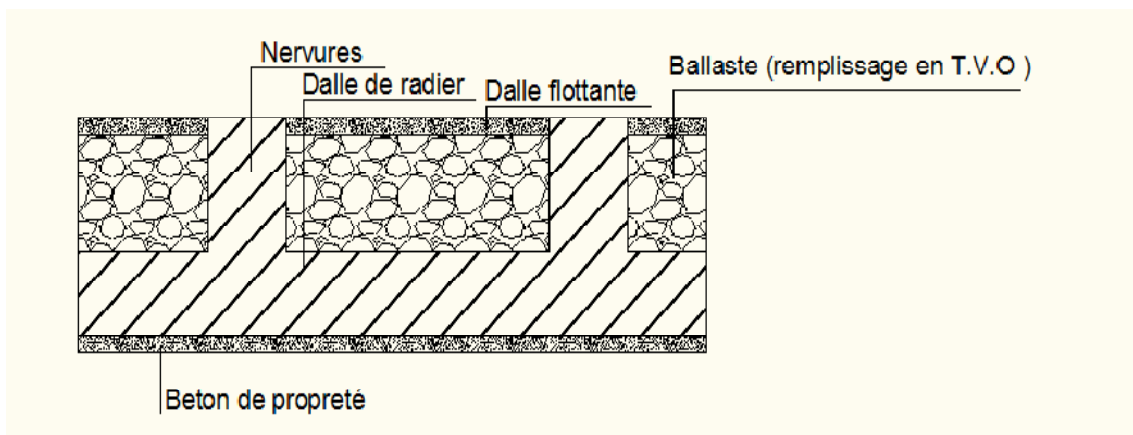


Figure VI.3 : Coupe verticale d'un radier

b. Surcharge de l'exploitation :Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 7335.06KN$ Surcharge du radier : $Q_{rad} = 5 \times 500.05 = 2500.25KN$ **c. Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{radier\ tot} + G_{bat} = 13521.44 + 30331.77 = 43853.21KN$$

$$Q_{tot} = Q_{radier\ tot} + Q_{bat} = 2500.25 + 7335.06 = 9835.31KN$$

d. Combinaison d'action :

$$ELU \rightarrow N_u = 1.35G_{bat} + 1.5Q_{tot} = 1.35 \times 43853.21 + 1.5 \times 9835.31 = 73954.8KN$$

$$ELS \rightarrow N_s = G_{bat} + Q_{tot} = 43853.21 + 9835.31 = 53688.52KN$$

VIII.7. vérifications a L'ELU:**1. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 /Art A.5.1.211) :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

Avec :

$$b=100cm ; \quad d=0.9h_d=0.9 \times 35=31.5cm.$$

$$T_u^{max} = \frac{q \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{73954.8 \times 1}{500.05} \times \frac{5.5}{2} = 406.71KN$$

$$\tau_u = \frac{406.71 \times 10^3}{1000 \times 315} = 1.3MPa$$

$$\tau_u = 1.3MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la stabilité du radier :**a. Calcul du centre de gravité du radier :** Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

 S_i : Aire du panneau considéré ; X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Notre radier présente une symétrie parfaite dans le sens XX.

$$X_G = \frac{(24.65 \times 18.2) \times 24.65/2}{24.65 \times 18.2} = 12.32m ; \quad Y_G = \frac{(24.65 \times 18.2) \times 18.2/2}{24.65 \times 18.2} = 9.1m$$

$$X_G = 12.32 \text{ m et } Y_G = 9,10 \text{ m}$$

b. Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{24.65 \times 18,2^3}{12} = 12383.68\text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{18.2 \times 24.65^3}{12} = 22716.47 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à faire une vérification des contraintes du sol sous le radier, qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

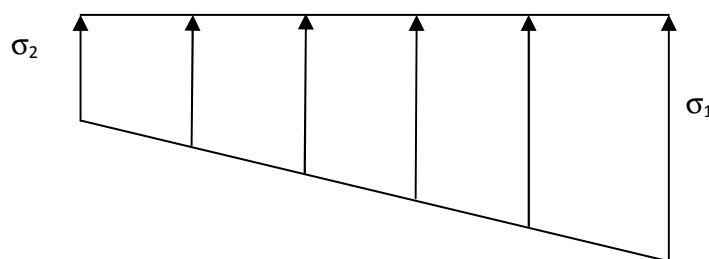


Figure VI.4 : Diagramme des contraintes

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

❖ **Calcul des moments :**

$$\begin{cases} M_{xx} = 93233.004 + (4198.61 \times 1.20) = 98271.33 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = 94028.39 + (4224.59 \times 1.20) = 99097.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Sens longitudinal :**

ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{73954.8}{500.05} + \frac{98271.33}{22716.47} \times 12.32 = \mathbf{201.20KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{73954.8}{500.05} - \frac{98271.33}{22716.47} \times 12.32 = \mathbf{94.61KN/m^2}$$

ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{53688.52}{500.05} + \frac{98271.33}{22716.47} \times 12.32 = \mathbf{160.66KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{53688.52}{500.05} - \frac{98271.33}{22716.47} \times 12.32 = \mathbf{54.07KN/m^2}$$

• **Sens transversal:****ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{73954.8}{500.05} + \frac{99097.90}{12383.68} \times 9.10 = \mathbf{220.71KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{73954.8}{500.05} - \frac{99097.90}{12383.68} \times 9.10 = \mathbf{75.07KN/m^2}$$

ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{53688.52}{500.05} + \frac{99097.90}{12383.68} \times 9.10 = \mathbf{180.20KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{53688.52}{500.05} - \frac{99097.90}{12383.68} \times 9.10 = \mathbf{34.54KN/m^2}$$

3. Vérification de la condition de résistance :

$$\text{ELU: } \sigma_m \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 665 \text{KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } \sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} = 500 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \overline{\sigma_{sol}} = 5 \text{bars} = 500 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{cases}$$

Tableau VI.4 : vérification condition de résistance

	ELU					ELS				
	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_m KN/m ²	$1.33\overline{\sigma}_{sol}$ KN/m ²	OBS	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_m KN/m ²	$\overline{\sigma}_{sol}$ KN/m ²	OBS
Sens longitudinal	201.20	94.61	174.55	665	CV	160.66	54.07	134.01	500	CV
Sens transversal	220.71	75.07	184.3	665	CV	180.20	34.54	143.78	500	CV

4. Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu_c = 2(a' + b')$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 90cm.

a' : Epaisseur du voile ou du poteau

b' : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

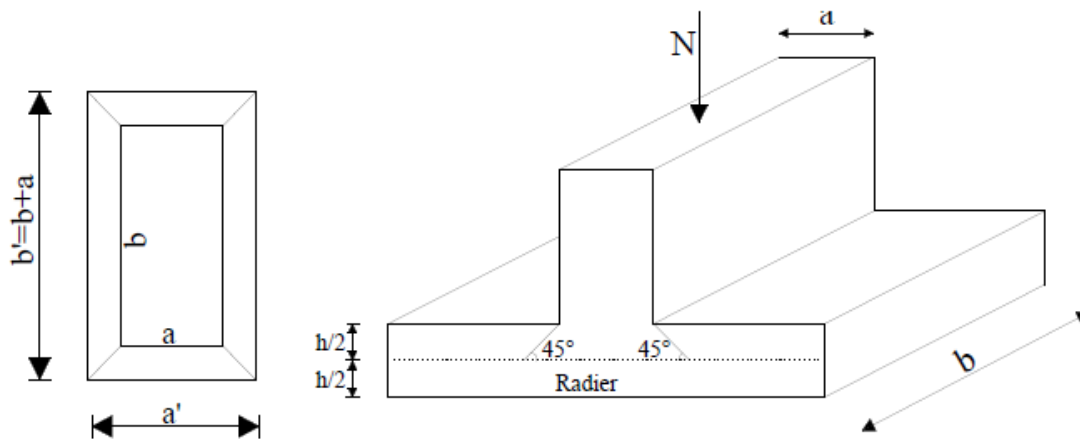


Figure VI.5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile :

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a' + b' + 2 \times h) = 2(0.5 + 0.5 + 2 \times 1) = 6m$$

- **Vérification pour les poteaux:**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u = 1191.43 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 6 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4500 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification pour les Voiles:**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$e=0.25\text{m}; b=1\text{m}; N_u=1233.25\text{KN.}$$

$$\mu_c = 2 \times (a+b+2h) = 2 \times (0.25+1+2 \times 1) = 6.5\text{m.}$$

$$N_u = 1233.25 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 6.5 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4875 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.8.Ferraillage du radier :

1. Ferraillage de la dalle :

Pour le ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91(modifié 99).Le radier est calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

❖ Ferraillage des panneaux encastés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

1^{er}Cas:

Si $\alpha < 0,4$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8} M_{0y} = 0$$

2^{ème}Cas :

Si $0.4 < \alpha \leq 1$: Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = q_u \times \mu_x \times l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{0y} = \mu_x \times M_{0x}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ Avec } (l_x < l_y)$$

❖ Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins. Afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

2. Identification du panneau le plus sollicité:

On distingue 23panneaux de dalle appuyée sur 4 cotés. On y choisit le panneau le plus défavorable.

➤ Ferraillage du panneau :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.25}{5.5} = 0,77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0598 \\ \mu_y = 0.542 \end{cases}$$

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens.}$$

Pour le calcul du ferrailage ,on a besoin de q_u et q_s :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'ELU : } q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(184.3 - \frac{13521.44}{500.05}\right) \times 1 = 157.26 \text{KN/m}^2 \\ \text{L'ELS : } q_s = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(143.78 - \frac{13521.44}{500.05}\right) \times 1 = 116.74 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

❖ Calcul à l'ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.25}{5.5} = 0,77 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0598 \\ \mu_y = 0.542 \end{array} \right.$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens .

On a donc : $\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$

$$M_{0x} = 0.0598 \times 157.26 \times 4.25^2 = \mathbf{169.86 \text{KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0.542 \times 169.86 = \mathbf{92.06 \text{KN.m}}$$

Remarque :

✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

✓ Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

-0.75 : pour les moments en travée.

-0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

-0.3 : pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis intermédiaire :**

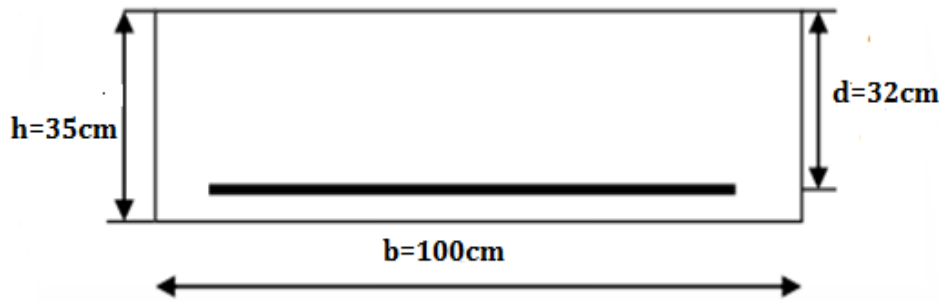
$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 169.86 = 84.93 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 92.06 = 46.03 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments sur appuis de rive :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 169.86 = 50.96 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.3 \times 92.06 = 27.62 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times 169.86 = 127.4 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times 92.06 = 69.04 \text{KN.m} \end{cases}$$



3. Ferrailage longitudinal suivant x-x :

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{84.93 \times 10^6}{1000 \times 320^2 \times 14.2} = 0.06 < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.06 \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{84.93 \times 10^3}{0.969 \times 32 \times 348} = 7.87 \text{cm}^2$$

$$A_{ax} = 7.87 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA16=8.04cm²** avec un espacement de **25cm**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{127.4 \times 10^6}{1000 \times 320^2 \times 14.2} = 0.088 < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.088 \rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{127.4 \times 10^3}{0.954 \times 32 \times 348} = 12 \text{cm}^2$$

$$A_{tx} = 12 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA20=12.57cm²** avec un espacement de **25cm**

4. Ferrailage longitudinal suivant y-y :

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46.03 \times 10^6}{1000 \times 320^2 \times 14.2} = 0.03 < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.03 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{46.03 \times 10^3}{0.985 \times 32 \times 348} = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 4.2 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16=8.04cm²** avec un espacement de **25cm**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{69.04 \times 10^6}{1000 \times 320^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{69.04 \times 10^3}{0.975 \times 32 \times 348} = 6.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 6.36 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA20=12.57cm²** avec un espacement de **25cm**

Tableau VI.5 : ferrailage de radier

Sens		M (KN.m)	OBS	A (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)	Espacement
Selon (xx)	En travée	127.40	SSA	12	4HA20	12.57	25
	En appui	84.93	SSA	7.87	4HA16	8.04	
Selon (yy)	En travée	69.04	SSA	6.36	4HA20	12.57	25
	En appui	46.04	SSA	4.2	4HA16	8.04	

VI.9.Vérification à l'E.L.U :

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 32 = 3.86 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.5 : Vérification de la condition de non fragilité :

		A _{adopté} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Sens x-x	ELU	12.57	3.86	Condition vérifiée
		8.04		Condition vérifiée
Sens y-y	ELU	12.57	3.86	Condition vérifiée
		8.04		Condition vérifiée

2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Sens x-x:**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 35 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y:**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 35 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.10. Calcul et vérification à l'ELS :

1.Calcul à l'ELS :

Evaluation des moments M_x et M_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.25}{5.5} = 0,77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0663 \\ \mu_y = 0,670 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

On aura donc : $\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$

$$M_{0x} = 0.0663 \times 116.74 \times 4.25^2 = \mathbf{139.80 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0.670 \times 139.80 = \mathbf{93.66 \text{ KN.m}}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{ax} = 139.80 \times 0,5 = 69.9 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{tx} = 139.80 \times 0,85 = 118.83 \text{ kN.m.}$

Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{ay} = 93.66 \times 0,5 = 46.83 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{ty} = 93.66 \times 0,85 = 79.61 \text{ kN.m.}$

2.Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$b=100 \text{ cm}$ $d= 32 \text{ cm}$

- $\rho_1 = \frac{100A}{b \times d}$
- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$ en (MPa)

Tableau VI.6 : vérification des contraintes dans le béton

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm ²) (ELU)	ρ_1	K ₁	β_1	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X-X	Appuis	69.9	8.04	0.251	47.69	0.9202	295.25	348	6.19	15	Vérifié
	Travée	118.8 3	12.57	0.393	36.81	0.9035	326.98	348	8.88	15	Vérifié
Y-Y	Appuis	46.83	8.04	0.251	47.69	0.9202	197.80	348	4.15	15	Vérifié
	Travée	79.61	12.57	0.393	36.81	0.9035	219.05	348	5.95	15	Vérifié

VI.11. Ferrailage du débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

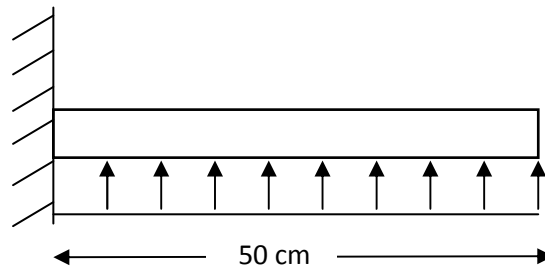


Figure VI.6 : Schéma statique du débord

1. Sollicitations de calcul :

• A l'ELU :

$$q_u = 157.26 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-157.26 \times (0.50)^2}{2} = -19.65 \text{ KN.m}$$

• A l'ELS :

$$q_s = 116.74 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-116.74 \times 0.50^2}{2} = -14.59 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

• Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 32 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.65 \times 10^6}{1000 \times 320^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \dots \dots SSA$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19.65 \times 10^3}{0.993 \times 32 \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.77 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELU:**

- **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 32 = 3.86 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

- **Armatures de répartition :**

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

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

❖ **Vérification à l'ELS**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 32} = 0.142$$

$$\rho_1 = 0.142 \rightarrow \beta = 0.938 ; K = 65.64$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{14.59 \times 10^6}{0.938 \times 320 \times 4.52 \times 10^2} = 107.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \sigma_{bc} = \frac{107.54}{65.64} = 1.64 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition verifiée}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 56,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle sont prolongées et constituent ainsi le ferrailage du débord.

VI.12.Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure est assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque

nervure sont déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

1. Chargement simplifié admis :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié. Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

- **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho x}{4}\right)$

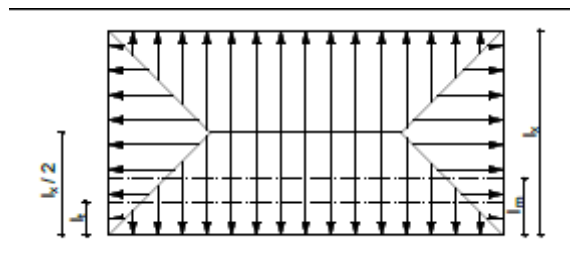


Figure VI.7 : Répartition trapézoïdale

- **Le Chargement simplifié :**

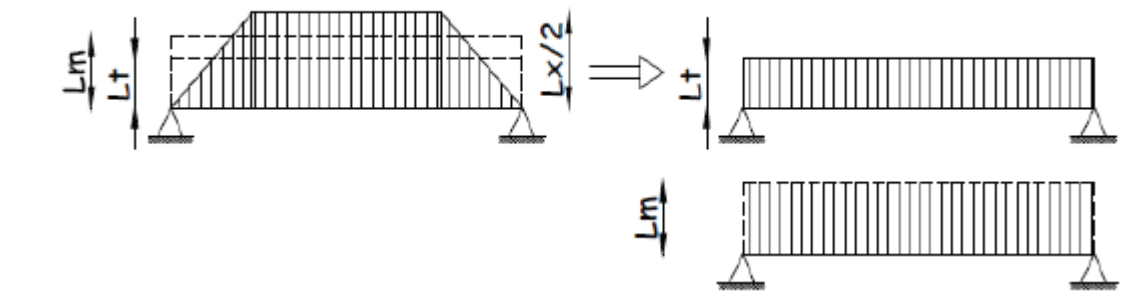


Figure VI.8: Présentation du chargement simplifié

- Charge triangulaire :

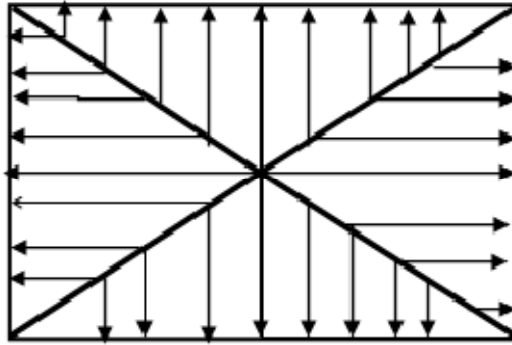


Figure VI.9: Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times l_x$

3. Charges à considérer :

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u \times L_m$$

$$Q_S = q_s \times L_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u \times L_t$$

$$Q_S = q_s \times L_t$$

4. Détermination des charges :

A L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{nerv}} \right) = \left(184.3 - \frac{13521.44}{500.05} - \frac{3311.81}{155.85} \right) = 136.01 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{nerv}} \right) = \left(143.78 - \frac{13521.44}{500.05} - \frac{3311.81}{155.85} \right) = 95.49 \text{ KN/m}^2$$

Remarque : Pour calculer ces poutres, on choisit la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- Sens transversal :

Tableau VI.7 Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

Travée	Panneaux	L_x	L_y	P	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A-B	1	3.7	4.25	0.87	trapézoïdale	1.38	1.15	136.01	95.49	187.69	353.62	131.77	248.27	156.41	289.70	109.81	203.39
	2	3.4	3.7	0.92	trapézoïdale	1.22	0.98	136.01	95.49	165.93		116.49		133.28		93.58	
B-C	1	4.25	5.5	0.77	trapézoïdale	1.7	1.49	136.01	95.49	231.21	432.51	162.33	303.65	202.65	388.98	142.28	273.10
	2	3.4	5.5	0.62	trapézoïdale	1.48	1.37	136.01	95.49	201.29		141.32		186.33		130.82	
C-D	1	4.25	5	0.85	trapézoïdale	1.61	1.36	136.01	95.49	218.97	413.47	153.73	290.28	184.97	361.78	129.86	254.00
	2	3.4	5	0.68	trapézoïdale	1.43	1.3	136.01	95.49	194.49		136.55		176.81		124.13	
D-E	1	3.6	4.25	0.85	trapézoïdale	1.36	1.15	136.01	95.49	184.97	348.18	129.86	244.45	156.41	285.62	109.81	200.52
	2	3.4	3.6	0.94	trapézoïdale	1.2	0.95	136.01	95.49	163.21		114.58		129.20		90.71	

- Sens Longitudinal :

Tableau VI.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneaux	L _x	L _y	P	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _{um}	ΣQ _{um}	Q _{sm}	ΣQ _{sm}	Q _{ut}	ΣQ _{ut}	Q _{st}	ΣQ _{st}
1-2	1	4.25	5	0.85	trapézoïdale	1.61	1.36	136.01	95.49	218.97	450.19	153.73	316.07	184.97	387.62	129.86	272.14
	2	4.25	5.5	0.77	trapézoïdale	1.7	1.49	136.01	95.49	231.21		162.33		202.65		142.28	
2-3	1	3.4	5	0.68	trapézoïdale	1.44	1.31	136.01	95.49	195.85	397.14	137.50	278.83	178.17	364.50	125.09	255.91
	2	3.4	5.5	0.62	trapézoïdale	1.48	1.37	136.01	95.49	201.29		141.32		186.33		130.82	
3-7	1	5	6.4	0.78	trapézoïdale	1.99	1.74	136.01	95.49	270.65	552.20	190.02	387.68	236.65	471.95	166.15	331.35
	2	5.5	6.4	0.86	trapézoïdale	2.07	1.73	136.01	95.49	281.54		197.66		235.29		165.19	
7-8	1	3.4	5	0.68	trapézoïdale	1.44	1.31	136.01	95.49	195.85	397.14	137.50	278.83	178.17	364.50	125.09	255.91
	2	3.4	5.5	0.62	trapézoïdale	1.48	1.37	136.01	95.49	201.29		141.32		186.33		130.82	
	1	4.25	5	0.85	trapézoïdale	1.61	1.36	136.01	95.49	218.97	450.19	153.73	316.07	184.97	387.62	129.86	272.14
	2	4.25	5.5	0.77	trapézoïdale	1.7	1.49	136.01	95.49	231.21		162.33		202.65		142.28	

- **Sens transversal :**
Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

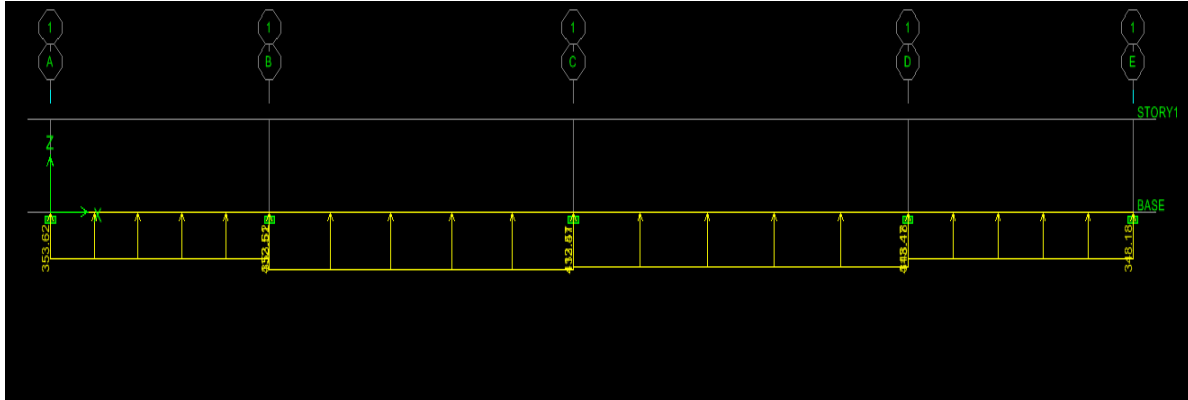


Figure VI.10 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

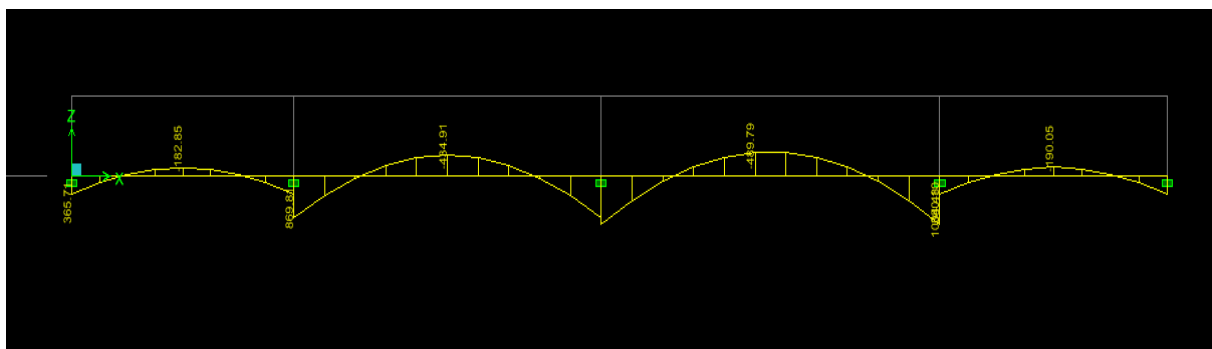


Figure VI.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

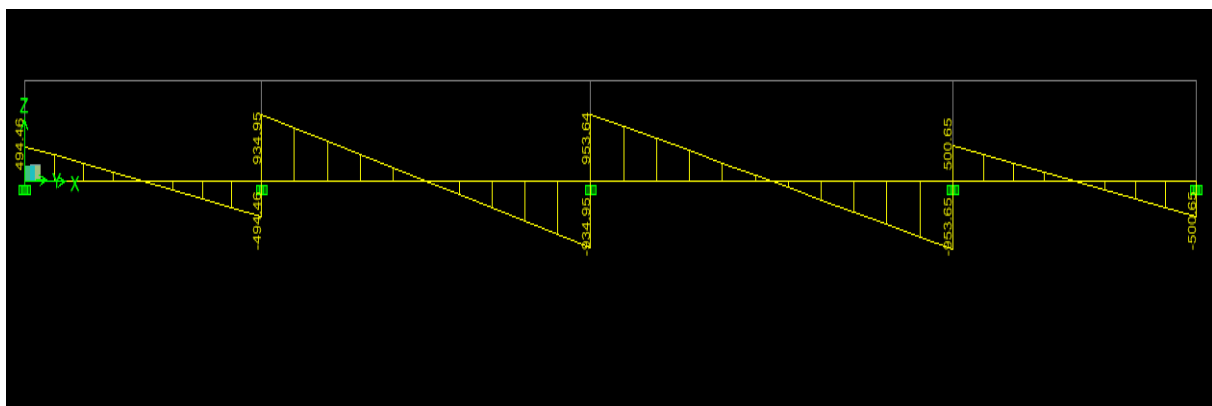


Figure VI.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

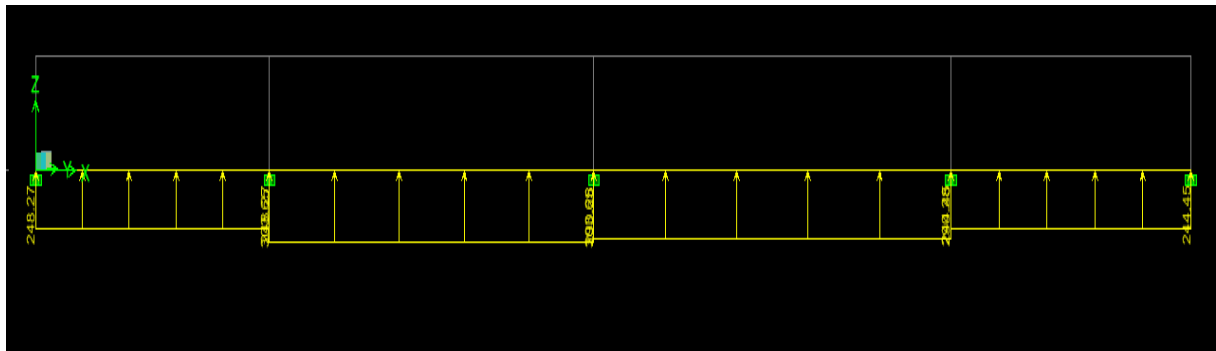


Figure VI.13: Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

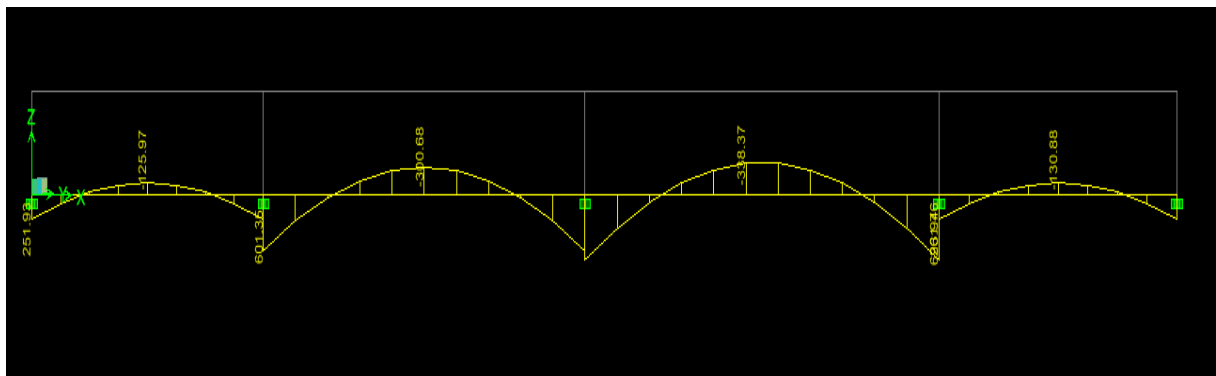


Figure VI.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

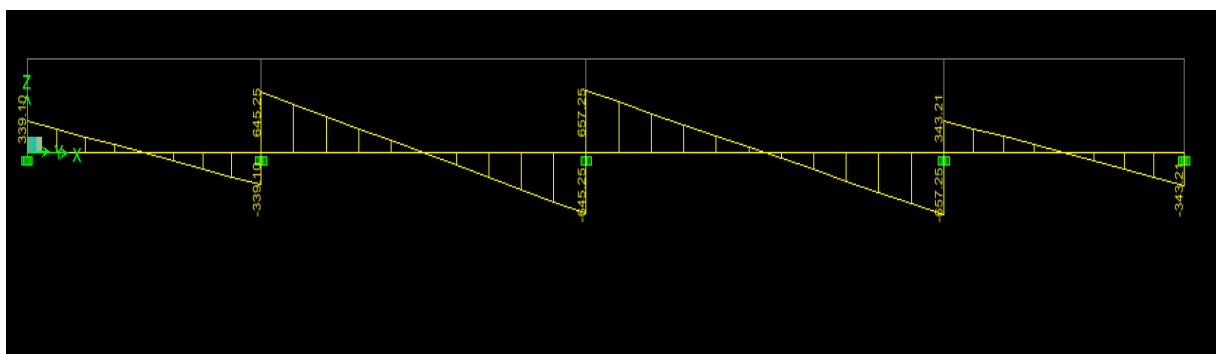


Figure VI.15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- Sens longitudinal :

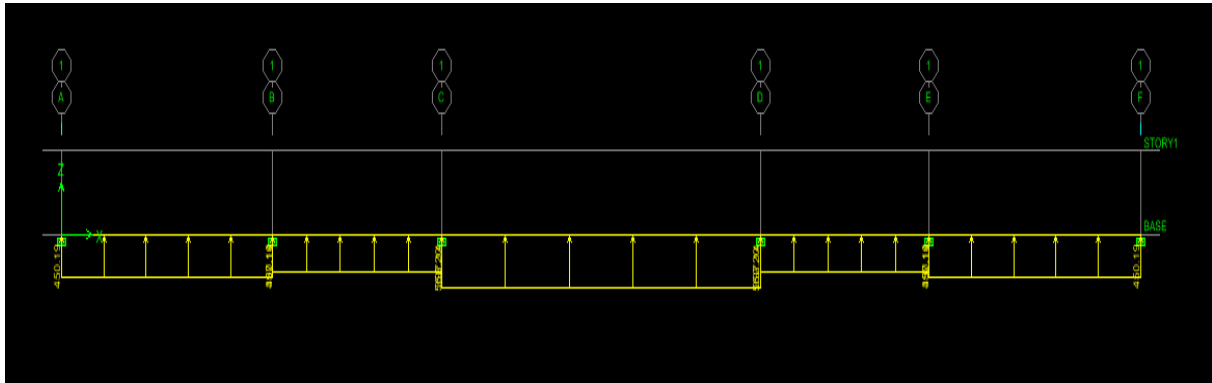


Figure VI.16 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

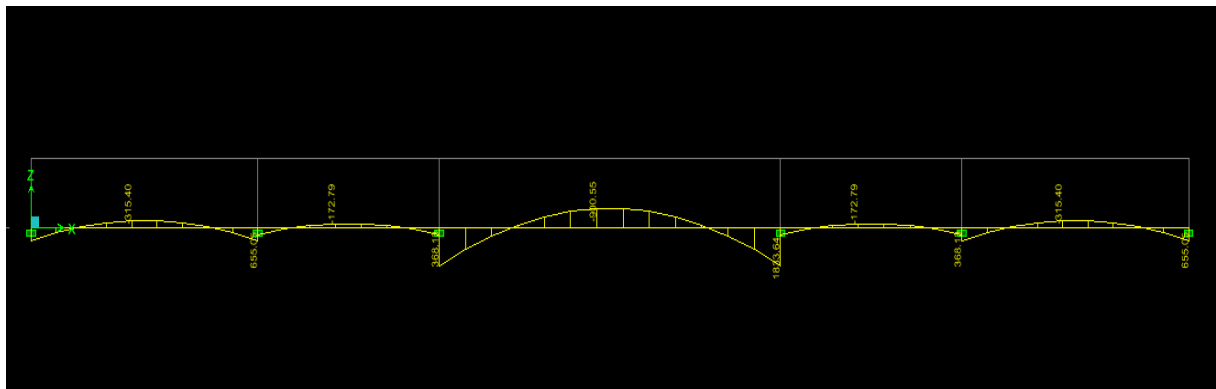


Figure VI.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

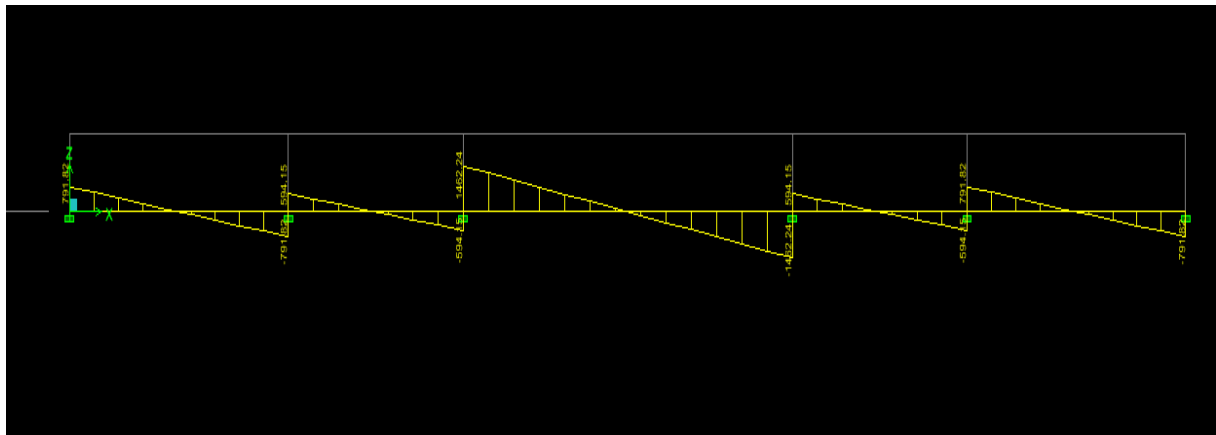
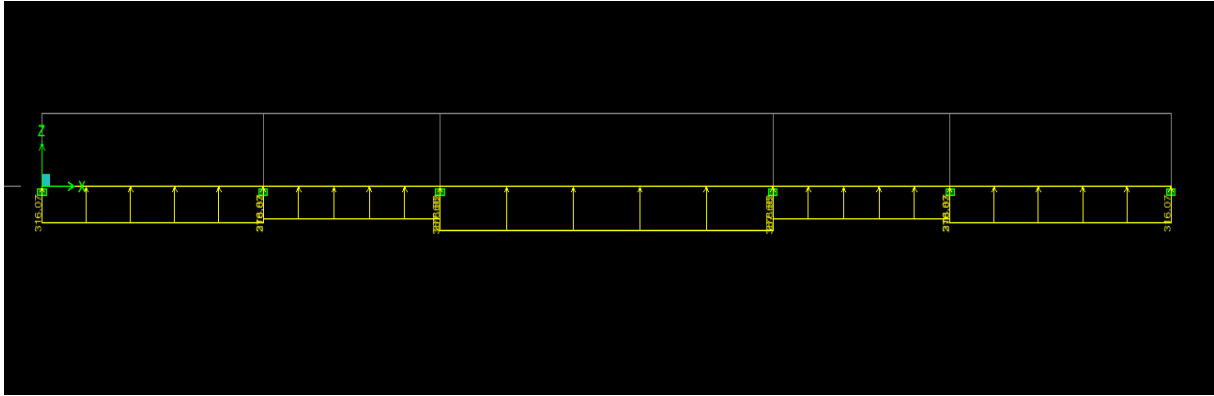


Figure VI.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.



FigureVI.19: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

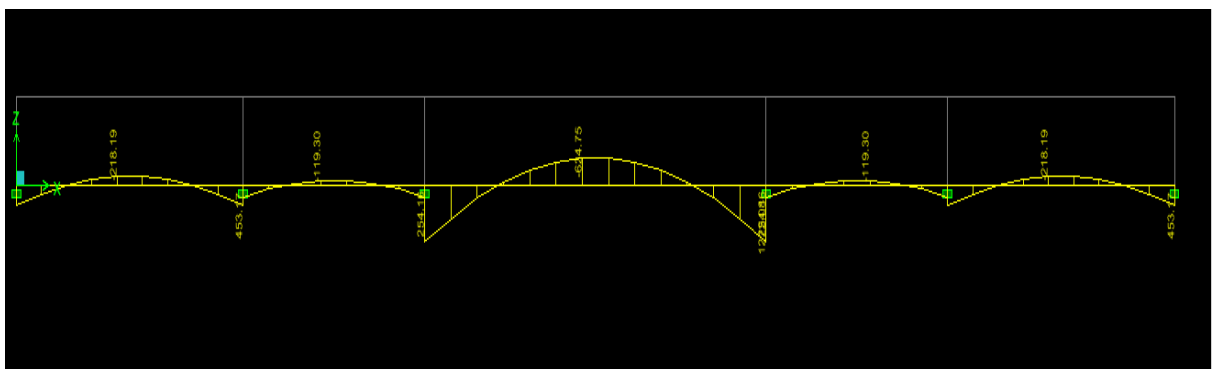


Figure VI.20 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

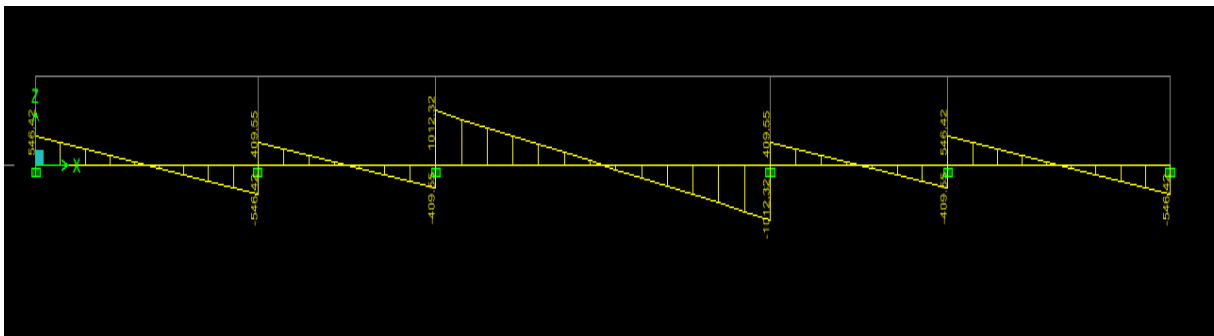


Figure VI.21 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

5. **Ferraillage :**

Tableau VI.9 : Efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{max} (KN. m)	950.75	772.08	661.61	493.94
M_t^{max} (KN. m)	770.32	524.75	546.51	338.37
T_{max} (KN)	962.24	612.32	553.64	457.25

- **Armatures longitudinales :**

$b = 50 \text{ cm}$, $h = 120 \text{ cm}$, $d = 108 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	section	A_{st} (cm^2)	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
X-X	appuis	950.75	0.114	0.939	SSA	26.94	4HA20 Fil+ (4HA16+4HA16 chap)=28.65 cm^2
	Travée	770.32	0.092	0.952	SSA	21.53	4HA20 Fil+(4HA20 chap)=25.13 cm^2
Y-Y	appuis	661.61	0.080	0.958	SSA	18.37	4HA20 Fil+(4HA16 chap)=20.61 cm^2
	Travée	546.51	0.066	0.966	SSA	15.05	4HA20 Fil+(2HA16 chap)=16.59 cm^2

• **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.6 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm}$.

-Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{120}{4} ; 12 \times 2 \right\} = \min \{30, 24\} = 24 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm.}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

• **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Des armatures nommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à

leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.
 Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 120 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_s = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1.2 = 3.6 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA12 = 4,52 cm².

VI.13. Vérification à l'ELU:

1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 108 \times 2.1}{348} = 7.49 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$A_a = 28.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.49 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

$A_a = 20.61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.49 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

En travées :

$A_t = 25.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.49 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

$A_t = 16.59 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.49 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

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

Avec :

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

➤ Sens longitudinal « X-X » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{962.24 \times 10^3}{500 \times 1080} = 1,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{553.64 \times 10^3}{500 \times 1080} = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.14. Vérifications à l'ELS :

1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On détermine $\rho_1 = \frac{100A}{bd}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \\ \bullet \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \end{array} \right.$$

2. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm ²) (ELU)	ρ_1	K ₁	β_1	σ_s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	772.08	28.65	0.530	30.87	0.891	280.05	348	9.07	15	vérifié
	Travée	524.75	25.13	0.461	33.54	0.897	215.54	348	6.43	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	493.94	20,61	0.382	37.44	0.9046	245.31	348	6.55	15	Vérifié
	Travée	338.37	16.59	0.310	42.25	0.9126	206.94	348	4.90	15	vérifié



CHAPITRE VII: Etude de mur plaque

NO	PROPOSE	PROPOSE	PROPOSE
1	1	200 x 200	100 x 100
2	2	300 x 300	150 x 150
3	3	400 x 400	200 x 200
4	4	500 x 500	250 x 250
5	5	600 x 600	300 x 300
6	6	700 x 700	350 x 350
7	7	800 x 800	400 x 400
8	8	900 x 900	450 x 450
9	9	1000 x 1000	500 x 500

VII. 1 Introduction :

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place. Dans ce travail un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres ainsi que la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les rôles suivants :

- réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

VII. 2 Pré dimensionnement du mur plaque :

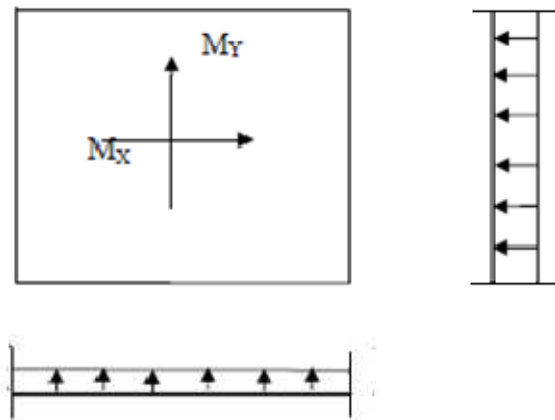
L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm.

Un joint de 1 cm d'épaisseur contenant une feuille de polystyrène est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

❖ Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$



K_a : Coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

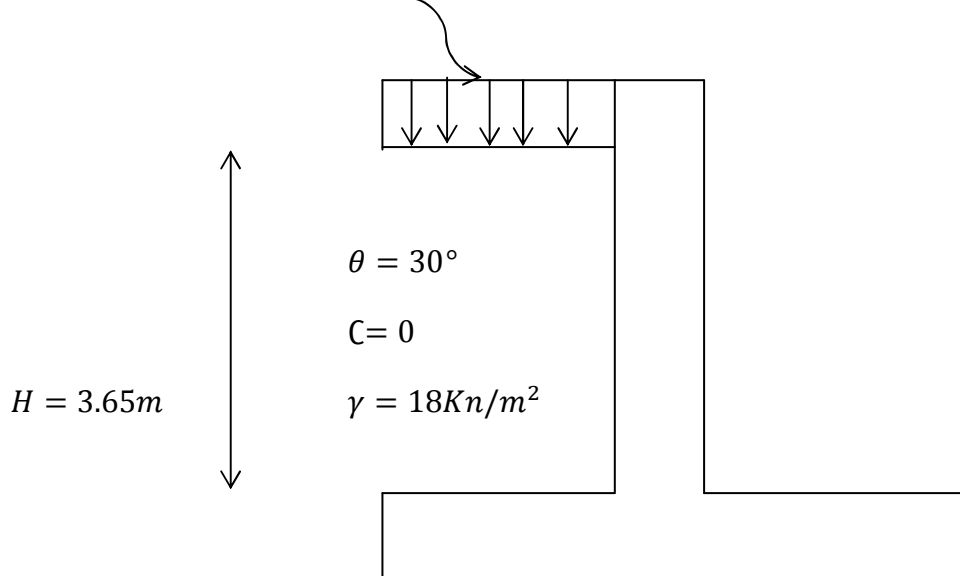


Fig VI. 1: Coupe verticale du mur plaque

VII. 3. 1 Détermination des sollicitations :

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Poids volumique du sol $\gamma = 18\text{Kn}/\text{m}^2$

Angle de frottement interne $\theta = 30^\circ$

Cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

Surcharge éventuelle $q = 10\text{Kn}/\text{m}^2$

Contrainte du sol $\sigma_{sol} = 5\text{bars}$

VII. 3. 2 Contrainte s'exerçant sur la face du mur:

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont les suivantes:

σ_h : Contrainte horizontale

σ_v : Contrainte verticale

Avec : $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$

$\sigma_v = q + \gamma h$ Avec $0 < h < H$

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos tel que :

$$K_0 = \frac{(1 - \sin\theta)}{\cos\theta}$$

θ : Angle de frottement interne

$$K_0 = \frac{(1 - \sin 30)}{\cos 30} = 0.57$$

• A l'ELU :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (1,35 \times \gamma \times h + 1,5q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.57(1,5 \times 10) = 8,55\text{kn}/\text{m}^2$$

$$h = 3,65\text{m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0,57(1,35 \times 18 \times 3,65 + 1,5 \times 10) = 59,10\text{kn/m}^2$$

- **A'ELS :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0,57(10) = 5,70\text{kn/m}^2$$

$$h = 3,65\text{m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0,57(18 \times 3,65 + 10) = 43,15\text{kn/m}^2$$

a. diagrammes des contraintes :

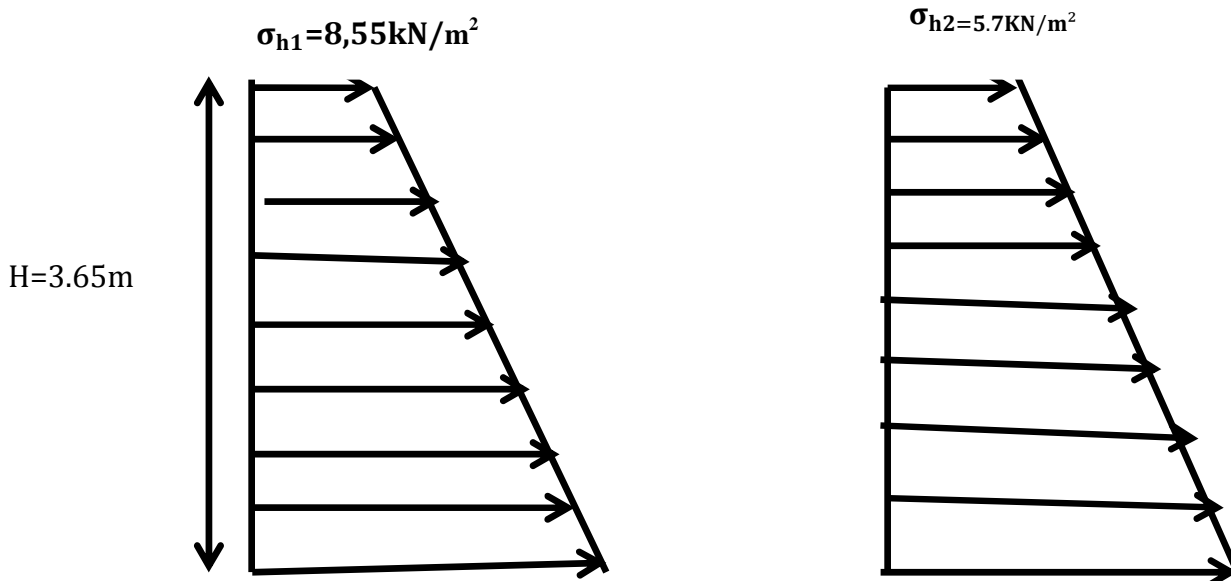


Figure VII.2. diagrammes des contraintes

b. Détermination des moments :

Charge moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m

c. Identification des panneaux :

$$L_x = 3,40\text{m}$$

$$L_y = 3,65\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{3,65} = 0,93 > 0,4$$

⇒ Le panneau travail dans les deux sens

$$\mu_x = 0,0428$$

$$\mu_y = 0,841$$

La détermination des moments de flexion se fait à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 côtés. Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel. Pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments sont affectés des coefficients suivants :

Moment en travée : **0,85**

Moment d'encastrement sur les côtés : **0,5 (appuis intermédiaire)**

: **0,3 (appuis de rive)**

d. charge moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1m est :

• **ELU :**

$$q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 59,10 + 8,55}{4} = 46,46 \text{ kn/ml}$$

• **ELS :**

$$q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 43,15 + 5,70}{4} = 33,78 \text{ kn/ml}$$

❖ **Calcul des moments****ELU :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0428 \times 46,46 \times 3,40^2 = 22,98 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,841 \times 22,98 = 19,32 \text{ kn.m}$$

ELS :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0428 \times 33,78 \times 3,40^2 = 16,71 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,841 \times 16,71 = 14,05 \text{ kn.m}$$

❖ **Correction des moments :****ELU :****Sens xx :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 22,98 = 11,49 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 22,98 = 19,53 \text{ kn.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 19,32 = 9,66 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 19,32 = 16,42 \text{ kn.m}$$

ELS :**Sens xx :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 16,71 = 8,35 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 16,71 = 14,20 \text{ kn.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 14,05 = 7,02 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 14,05 = 11,94 \text{ kn.m}$$

VII.4. ferrailage du mur plaque : Calcul des sections d'armatures.

1. les armatures longitudinales :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de largeur b de Un mètre linéaire (b=1 m) et d'épaisseur de 20 cm (e_p=20cm).

$$\mu = \frac{M_\mu}{f_{bu} \times b \times d^2} A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau VII. 1 : Ferrailage de mur plaque.

sens	zone	M_μ [n.m]	μ	μ_l	section	β	A [cm ²]	A_{min} [cm ²]	A_{adop} [cm ²]	Ferrailage
xx	appui	11,49	0,028	0,392	SSA	0,986	1,97	2,05	5,65	5HA12
	travée	19,53	0,048	0,392	SSA	0,975	3,38	2,05	5,65	5HA12
yy	appui	9,66	0,024	0,392	SSA	0,988	1,65	2,05	5,65	5HA12
	travée	16,42	0,040	0,392	SSA	0,980	2,83	2,05	5,65	5HA12

2. les armatures transversales :

• Travée :

$$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5HA12 = 3,93 \text{ cm}^2$$

• appuis :

$$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5HA12 = 3,93 \text{ cm}^2$$

VII.5.Vérification à l'ELU :

- Espacement des armatures :** L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
Armatures principales $S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\}$

Dans le sens xx $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Dans le sens yy $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée

- Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL 91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Dans le sens xx = 5HA12 = 5,65 cm² > 2,05 cm² → condition vérifiée

Dans le sens yy = 5HA12 = 5,65 cm² > 2,05 cm² → condition vérifiée

- Calcul de la longueur de scellement des barres : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1.23)**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{f_e}{4\tau_u} \text{ et } \tau_u = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour Ø12 : $L_s = 42,32\text{cm}$ on prend $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour Ø10 : $L_s = 35,27\text{cm}$ on prend $L_s = 40 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0,4 l_s » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1.21.

Pour Ø12 : $L_s = 16,93\text{cm}$ on prend $L_s = 18 \text{ cm}$

Pour Ø10 : $L_s = 14,10\text{cm}$ on prend $L_s = 16 \text{ cm}$

VII.6. Vérification à l'ELS :

- Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.3.2 /BAEL 91 modifiées 99)**

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on considère les fissurations comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2f_e}{3}; \max \left(0,5f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right]$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa.

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

η : Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration

Dans ces formules est un coefficient qui dépend du type d'acier $\eta = 1,6$ pour des HA > 6mm, $\eta = 1$ pour des ronds lisses et $\eta = 1,3$ pour des HA < 6mm.

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2 \times 400}{3}; \max(0,5 \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right]$$

$$\bar{\sigma} = \min[266,66; \max(200; 201,63)] = 201,63 \text{ MPa.}$$

2. Etat limite de compression de béton : (Art A.4.5.2 /BAEL 91modifiées 99)

a. Sens xx :

✓ Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Appuis :

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

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,333$$

$$k_1 = 40,56$$

$$\beta_1 = 0,910$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,35 \times 10^6}{0,910 \times 170 \times 565} = 95,53 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{95,53}{40,56} = 2,35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Travées :

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

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,333$$

$$k_1 = 40,56$$

$$\beta_1 = 0,910$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14,20 \times 10^6}{0,910 \times 170 \times 565} = 162,46 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{162,46}{40,56} = 4,00 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Sens yy :

✓ **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

Appuis :

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

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,333$$

$$k_1 = 40,56$$

$$\beta_1 = 0,910$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7,02 \times 10^6}{0,910 \times 170 \times 565} = 80,31 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{80,31}{40,56} = 1,98 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Travées :

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

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,333$$

$$k_1 = 40,56$$

$$\beta_1 = 0,910$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11,94 \times 10^6}{0,910 \times 170 \times 565} = 136,60 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{136,60}{40,56} = 3,36 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3. Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de la flèche

Avec : h : hauteur totale (20cm)

l : Portée entre nus d'appuis

M_t : Moment max en travée

M_0 : Moment isostatique max de la travée

A_s : Section des armatures

b : Largeur de la section

d : Hauteur utile de la section droite

Sens xx :

$$M_t = 14,20 \text{ kn.m}$$

$$q_s = 33,78 \text{ kn/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{33,78 \times 2,90^2}{8} = 35,51 \text{ kn.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{14,20}{10 \times 35,51} = 0,04 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Sens yy :

$$M_t = 11,94 \text{ kn.m}$$

$$q_s = 33,78 \text{ kn/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{33,78 \times 2,90^2}{8} = 35,51 \text{ kn.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0,2 \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{11,94}{10 \times 35,51} = 0,03 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

4. Contrainte tangentielle : (Art A.5.1.1/BAEL91) :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau}_u \text{ Avec } \overline{\tau}_u = \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_d}$$

Pour les fissurations préjudiciables $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

$$T_x = q_s \times l_x = 33,78 \times 3,40 = 114,85 \text{ kn.}$$

$$T_y = q_s \times l_y = 33,78 \times 3,65 = 123,29 \text{ kn.}$$

$$\tau_u = \frac{123,29 \times 10^3}{10^3 \times 170} = 0,72 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1.313/BAEL91) :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

Sens xx :

$$\bullet \quad \sigma_{bc} = \frac{2 \times 114,85 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 170} = 1,50 \text{ MPa} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MP} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens yy :

$$\bullet \quad \sigma_{bc} = \frac{2 \times 123,29 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 170} = 1,61 \text{ MPa} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MP} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Recommandations du RPA : Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,20%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre épingle /m² de HA 8.

Choix la méthode de calcul

I. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

II. Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a) la méthode statique équivalente (Art 4.1.2 RPA99/mod2003) :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 32.64 m).

b) La méthode d'analyse modale spectrale(Art 4.1.3 RPA99/mod2003) :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Conclusion :

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

III. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode dynamique modale spectre permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour notre étude nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) version 9.6.0

IV. Description du logiciel ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc. Le logiciel ETABS est basé sur la méthode des éléments finis pour la modélisation de la structure et le calcul des éléments.

Tableaux V.1 : Rappel (terminologie)

Mots clefs	Traduction	Mots clefs	Traduction
Grid line	Ligne de grille	Load	Charge
Element	Élément	Height	Hauteur
Material	Matériau	Column	Poteau
Frame	Portique	Beam	Poutre
Frame section	Coffrage	Wall	Voile
Restraints	Degrés de liberté (DDL)	Slab	Dalle
Thickness	Epaisseur	Steel	Acier
Story	Etage	Concrete	Béton

3. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

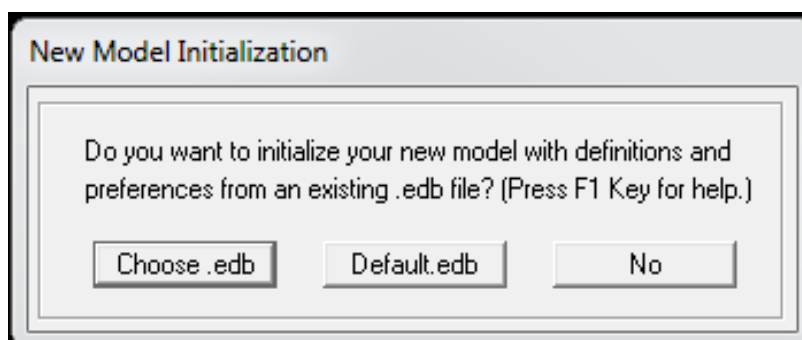
- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4- Définition des charges (G, Q).
- 5- Affectation des charges revenant aux limites.
- 6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 7- Définition du séisme.
- 8- Introduction des combinaisons d'actions.
- 9- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques.
- 10- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 11- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats

1. Introduction de la géométrie du modèle :**a) Choix des unités :**

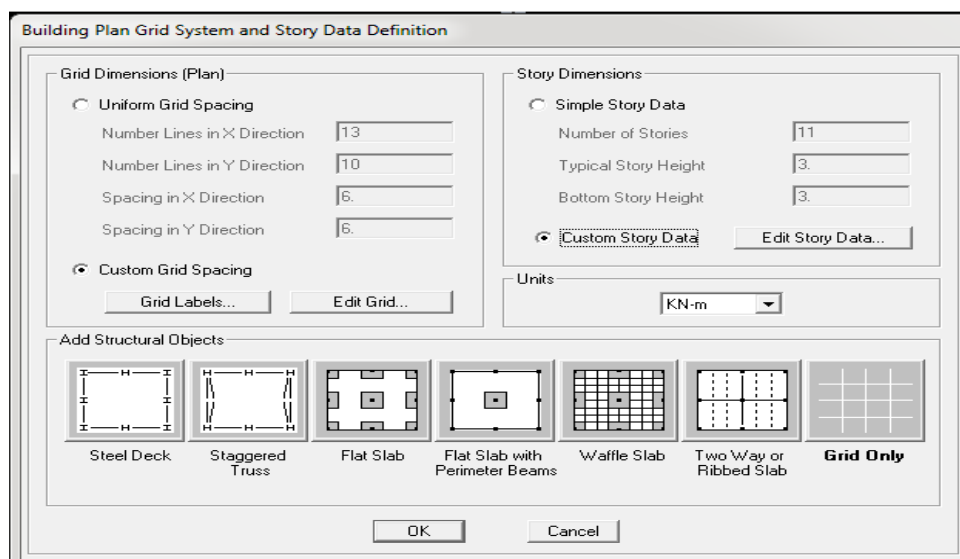
C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **kN.m**

**b) Géométrie de base :**

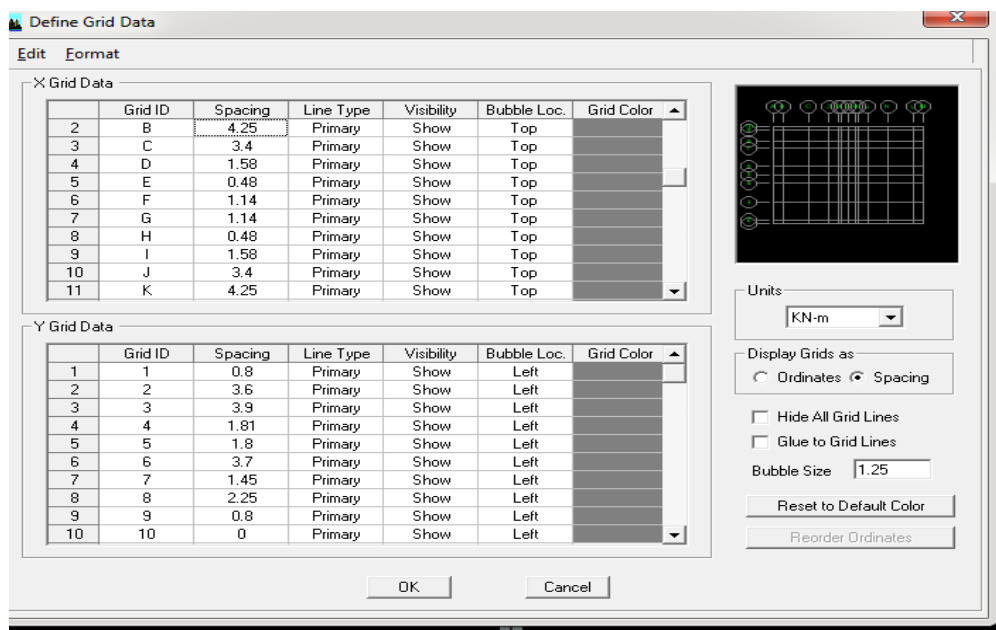
Ouvrir un nouveau modèle avec **File > New model** et choisir **Default.edb**



La boîte de dialogue suivante apparaît :



Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custom Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.



De même manière si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custom Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment comme l'interface suivante le montre :

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	STORY11	2.89	32.75	Yes		No	0.
11	STORY10	2.89	29.75	No	STORY11	No	0.
10	STORY9	2.89	26.86	No	STORY11	No	0.
9	STORY8	2.89	23.97	No	STORY11	No	0.
8	STORY7	2.89	21.08	No	STORY11	No	0.
7	STORY6	2.89	18.19	No	STORY11	No	0.
6	STORY5	2.89	15.3	No	STORY11	No	0.
5	STORY4	2.89	12.41	No	STORY11	No	0.
4	STORY3	2.89	9.52	No	STORY11	No	0.
3	STORY2	2.89	6.63	No	STORY11	No	0.
2	STORY1	3.74	3.74	No	STORY11	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 3. [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Units: KN-m [Change Units]

OK Cancel

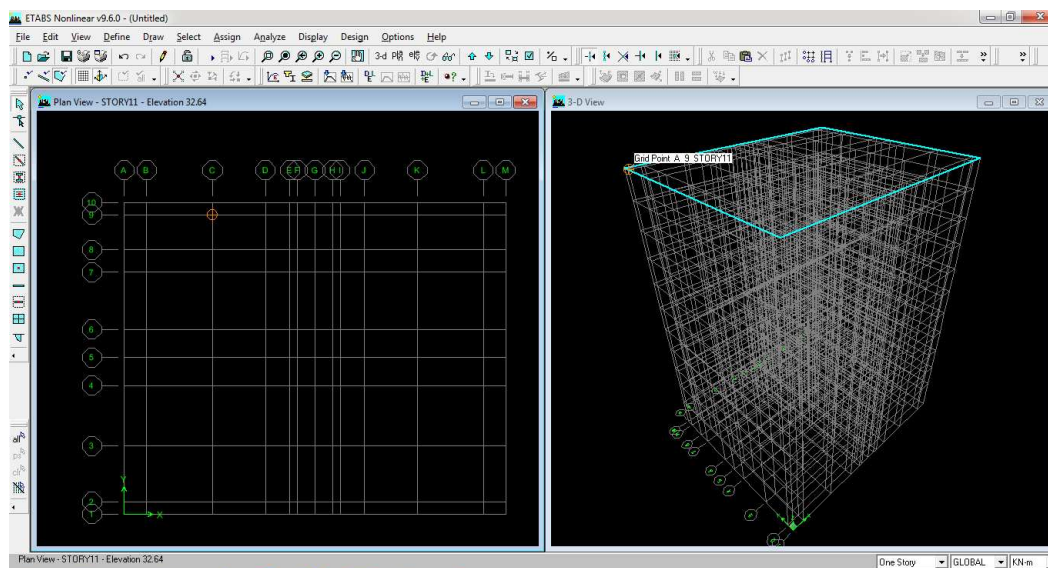
Cette opération permet d'introduire:

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- les hauteurs des différents étages
- le nombre d'étages
- les longueurs des travées


NB :

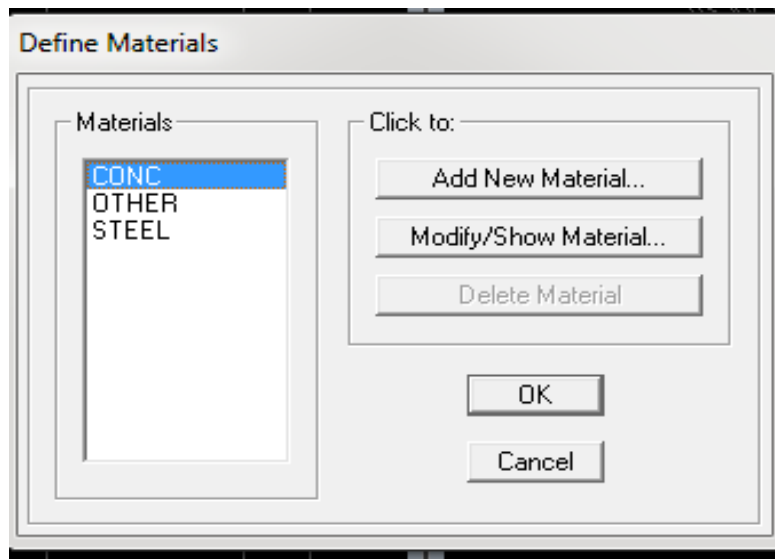
Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

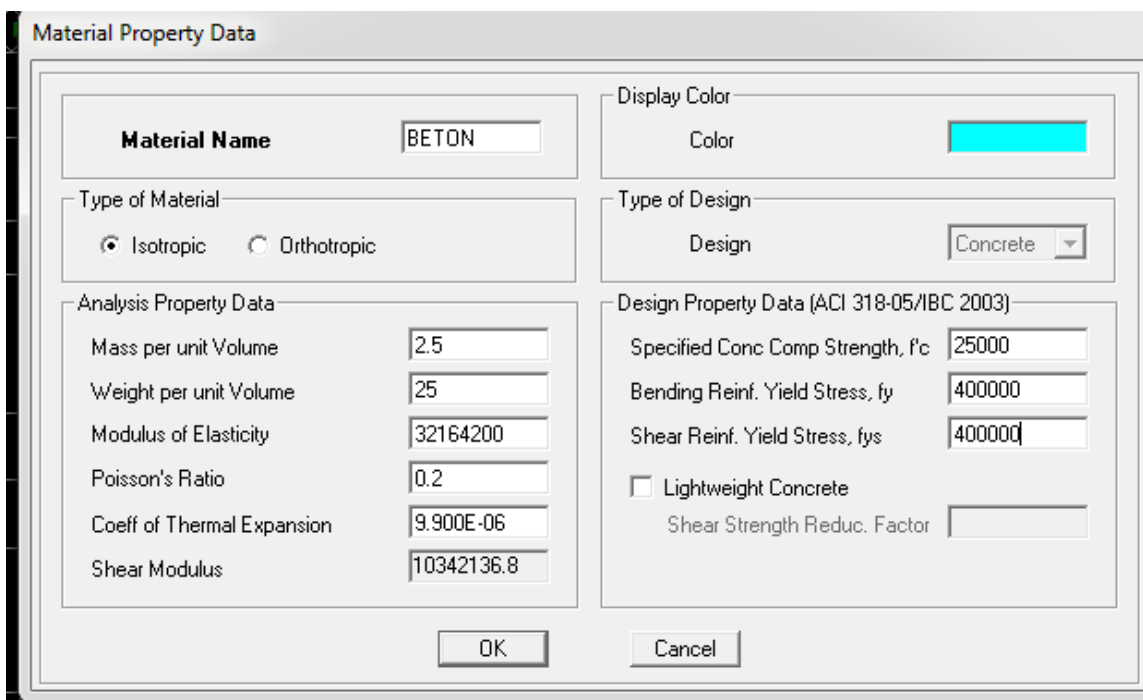


2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :


La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :  ou bien

Define >Material properties > CONC>Modify/Show Material

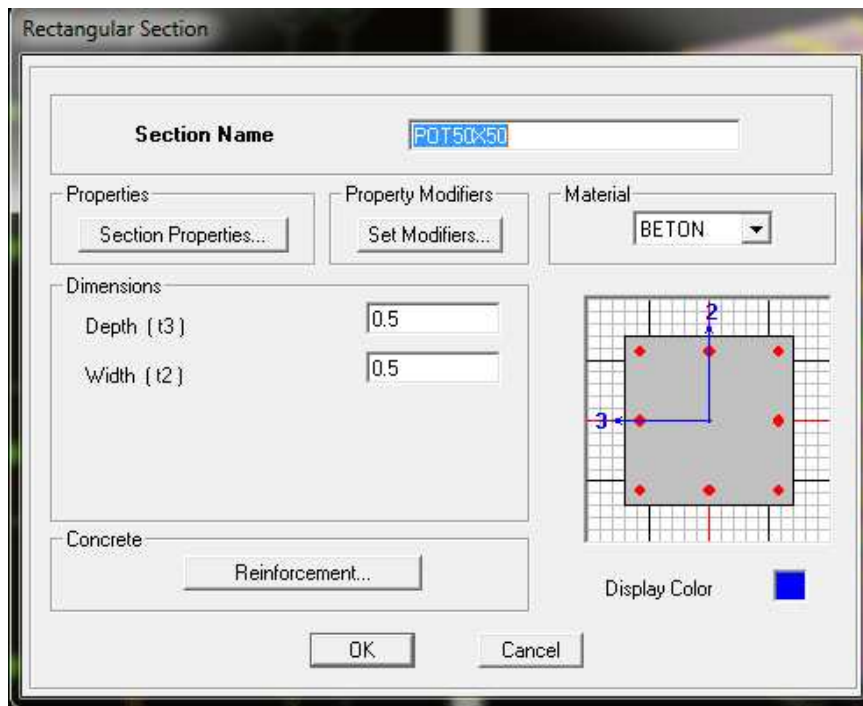
Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

**3. Spécification des propriétés géométriques des éléments :**

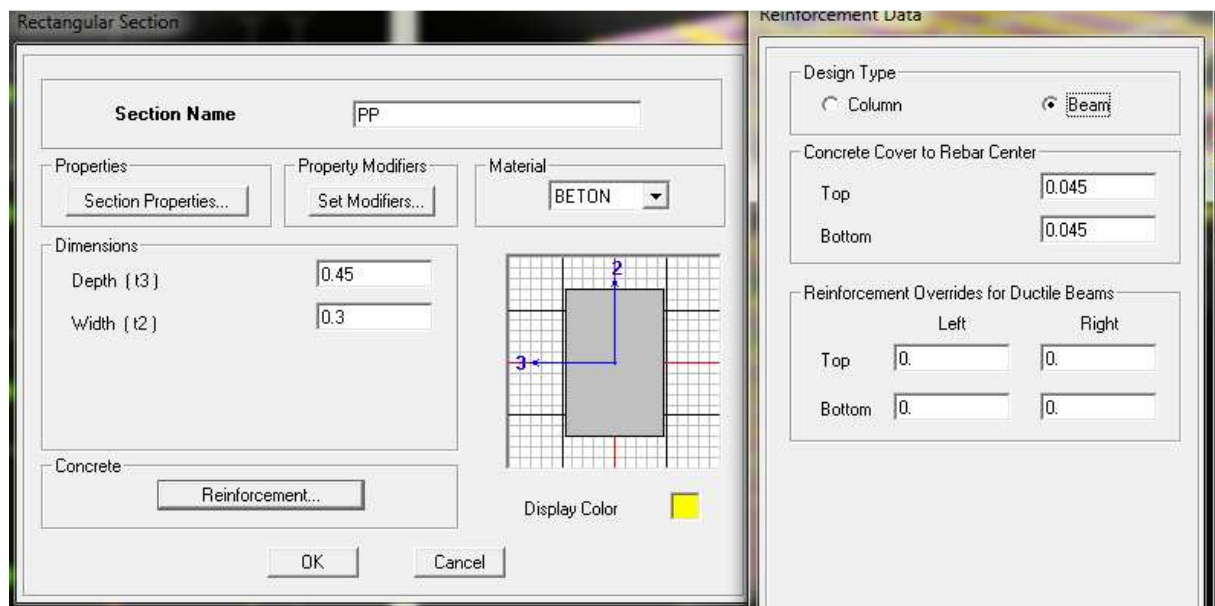
La troisième étape consiste affecter les propriétés géométriques des éléments.


On clique sur :  ou bien

Define >Frame sections > Add rectangular



Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments, en affectant Beam pour les poutres .



Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines(DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :  ou bien

Define >Area sections> Add New Section

Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on définit leur propriétés

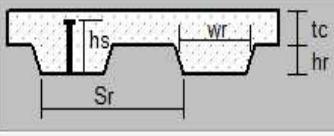
Plancher

Deck Section

Section Name:

Type

- Filled Deck
- Unfilled Deck
- Solid Slab



Geometry

Slab Depth (tc):

Deck Depth (hr):

Rib Width (wr):

Rib Spacing (Sr):

Composite Deck Studs

Diameter:

Height (hs):

Tensile Strength, Fu:

Material

Slab Material:

Deck Material:

Deck Shear Thick:

Metal Deck Unit Weight

Unit Weight/Area:

Set Modifiers... Display Color

OK Cancel

voile

Wall/Slab Section

Section Name:

Material:

Thickness

Membrane:

Bending:

Type

- Shell
- Membrane
- Plate
- Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color

OK Cancel

Dalle pleine

Wall/Slab Section

Section Name:

Material:

Thickness

Membrane:

Bending:

Type

- Shell
- Membrane
- Plate
- Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution


Set Modifiers... Display Color

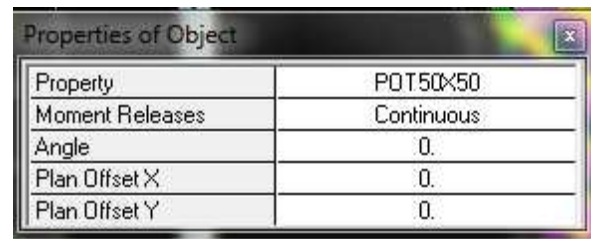
OK Cancel

➤ **Dessin des éléments de la structure :**


Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après :

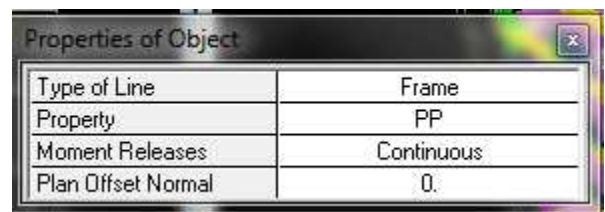
Pour les poteaux :

on clique sur  on aura une boîte dialogue qui s'affiche (**properties of object**) on choisit le nom de la section.
(pot50x50par exemple) on valide.




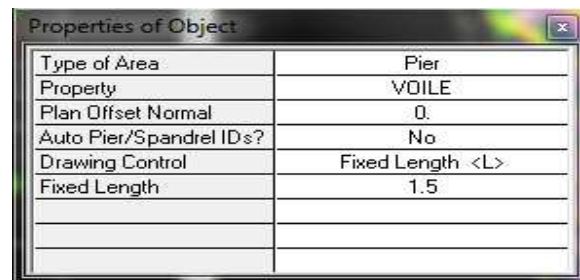
Pour les poutres :

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur  on aura une boîte dialogue qui s'affiche (**properties of object**) on choisit le nom de la section.
(PP par exemple) on valide.




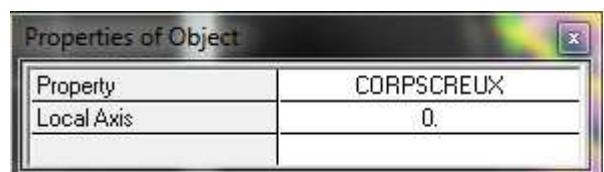
Pour les voiles:

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique  pour les voiles ; on aura une boîte dialogue qui s'affiche (**properties of object**), pour définir sa longueur l et on active puis on dessine.

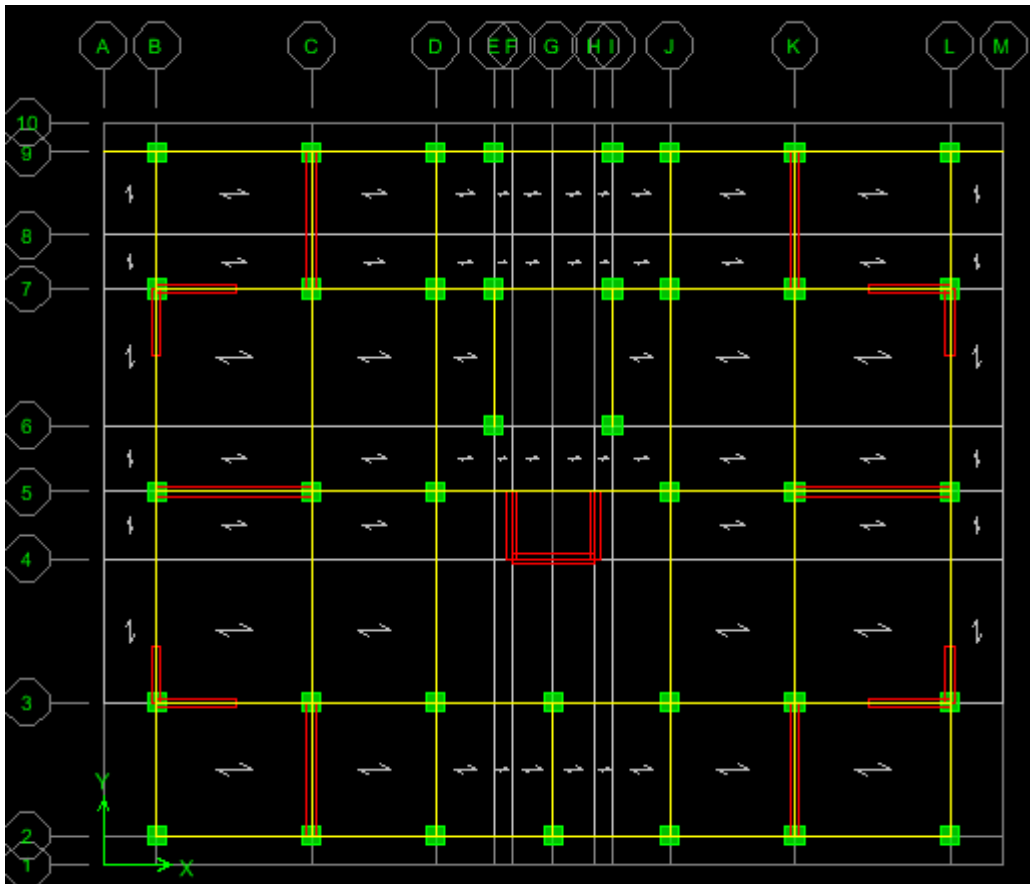


Pour les dalles:


De même que pour les poteaux sauf qu'on clique  pour les dalles ; on aura une boîte dialogue qui s'affiche (**properties of object**), on choisit le nom de la section .
(corps creux par exemple) on valide.

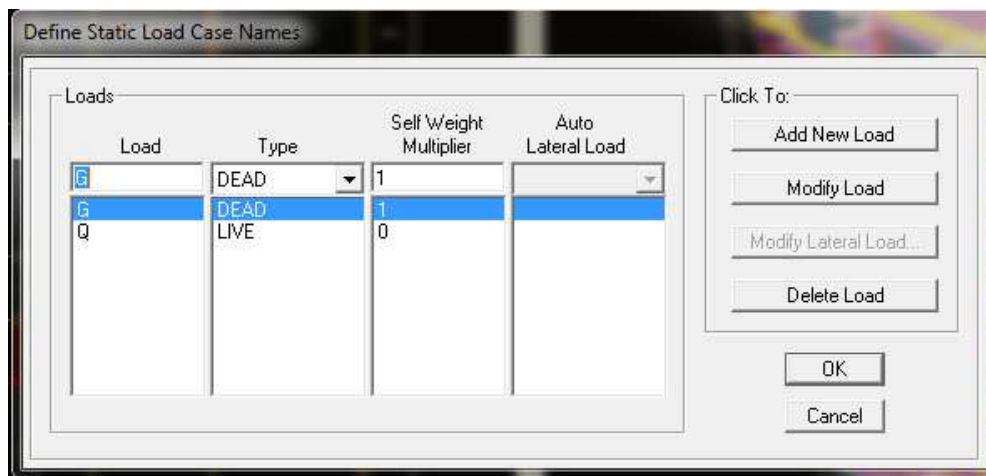


La structure obtenue est :




4. Définition des charges statiques (G, Q)

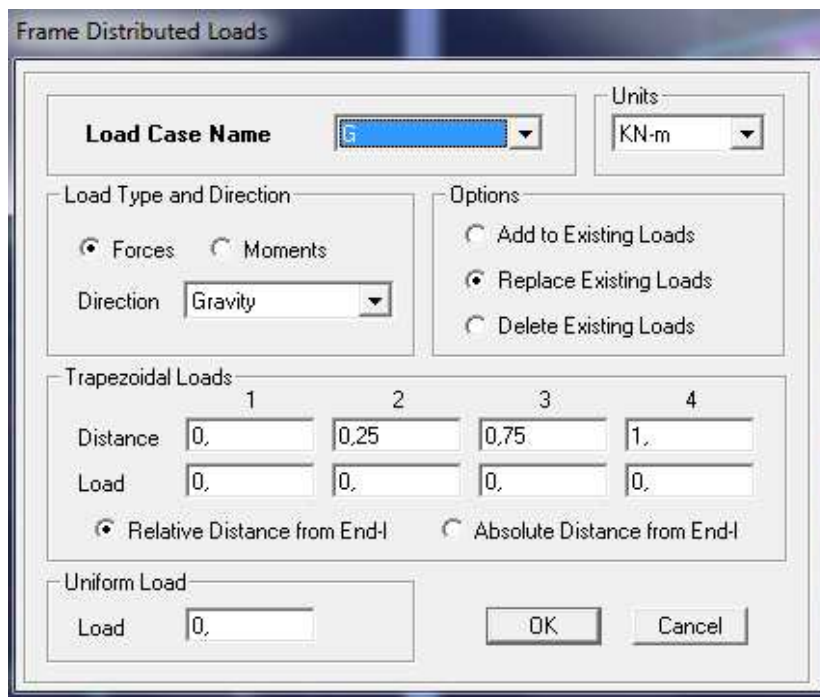
La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q), pour les définir on clique sur:  ou bien *Define > Static Load Cases*.



5. Affectation des charges revenant aux limites :


➤ Chargement linéaire :

Les charges statique tant définies on sélectionne chaque élément linéaire et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur 

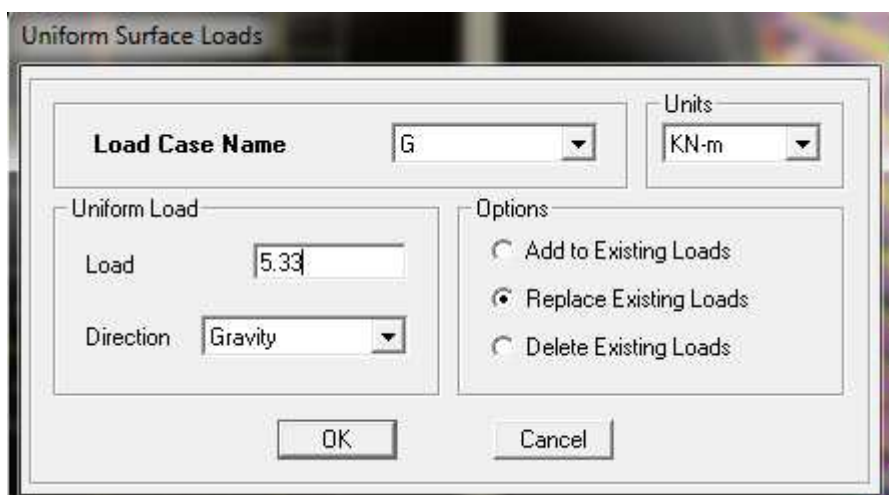


Assign > Frame>Loads Distributed

➤ **chargement surfacique :**

les chargements surfaciques étant définies, on selectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur : 

Assign > Areas Loads >uniform



6- Introduction du spectre de réponse (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T. Données à introduire dans le logiciel :

- Zone sismique : **IIa**
- Groupe d'usage : **2**
- Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de Contreventement donné par le tableau(4.3 RPA99/V2003) on prend **R=3.5; Mais on doit le justifier par la suite dans l'étude de contreventement avec ETABS.**
- Remplissage : **Dense** (cloisons en maçonnerie)
- Site : meuble **S3**
- Facteur de qualité : **Q** donné par le RPA99/V2003 par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Avec : P_q c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q .

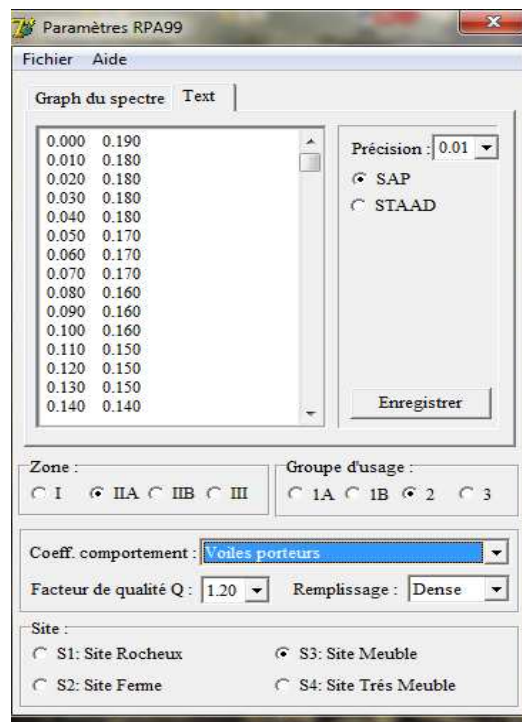
Tableaux V.2. Valeur des pénalités.

	Observe	Non observe	P_q
1.conditions minimales sur les files de contreventements	Oui	/	0
2.redondance en plan	Oui	/	0
3.régularité en plan	Oui	/	0
4.régularité en elevation	/	Oui	0.05
5.contrôle de qualité des matériaux	/	Oui	0.05
6.contrôle de la qualité de l'exécution	/	Oui	0.1

$$Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.1)$$

$$Q = 1.20$$

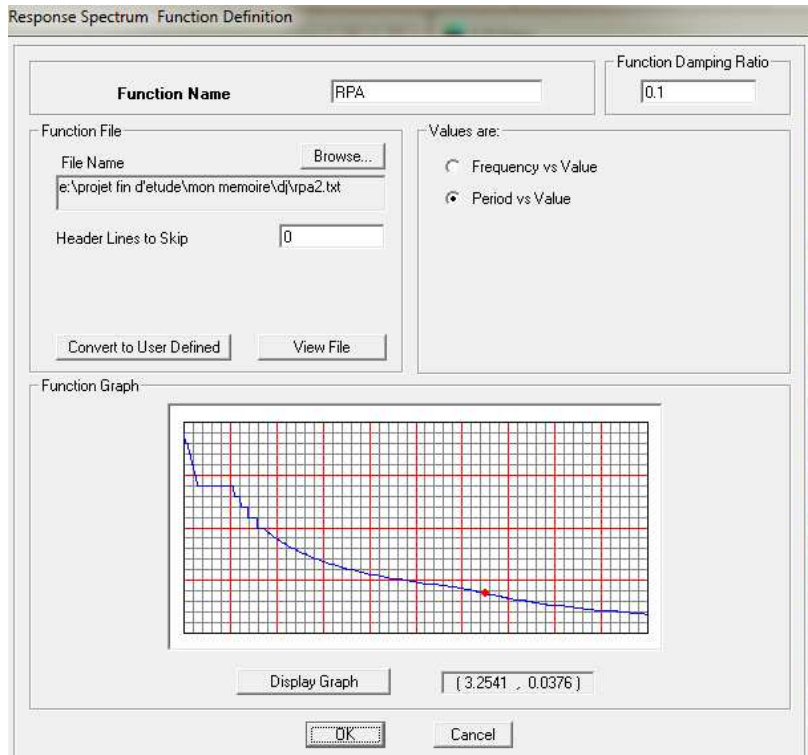
On ouvre le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text**



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :



Define > Response SpectrumFunction > Spectrum from file > add new function



Function Name :**RPA** on clique **ok**

7- Définition du séisme :

Une fois que le spectre est définie, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :



Define >Response Spectrum cases > Add New Spectrum

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1 f2

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.)
 Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1 f2

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPA	9.81
UZ		

Excitation angle

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.)
 Override Diaph. Eccen.

8. Introduction des combinaisons d'actions :

Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelle du RPA :

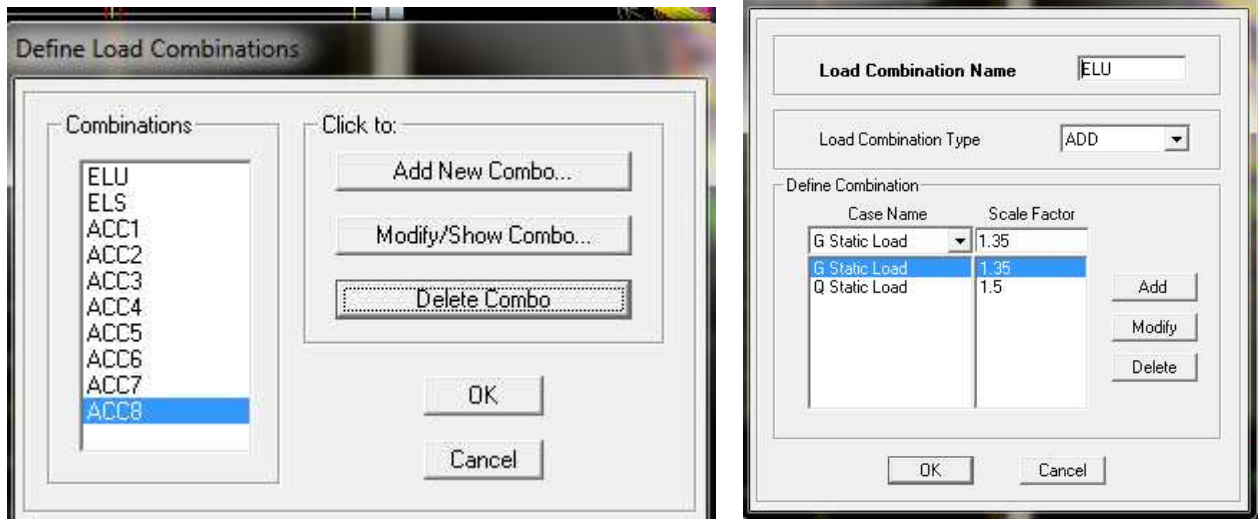
Acc1 jusqu'à 4 : $G + Q \pm E$

Acc5 jusqu'à 8 : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :



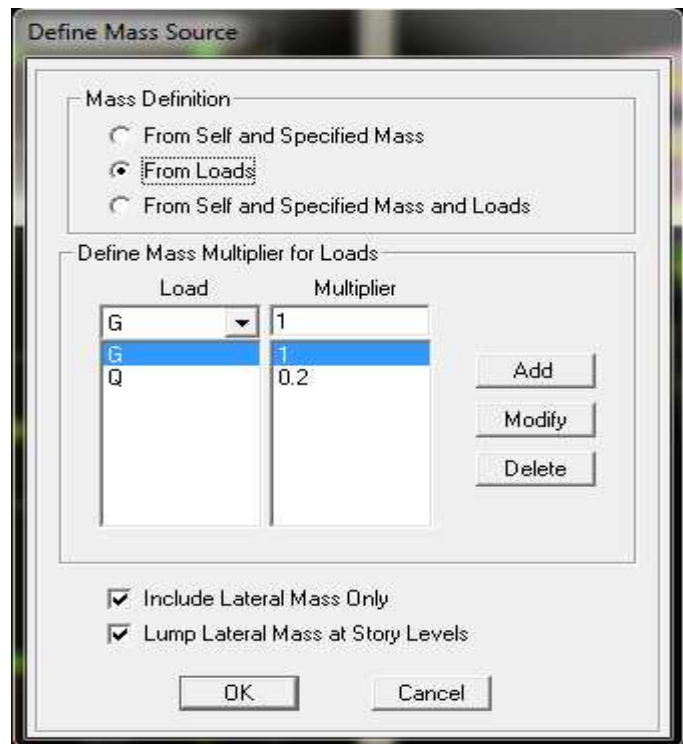
Define > Load Combinations > Add New Combo



9- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques :


L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par logiciel ETABS

Define> masse source >from loads



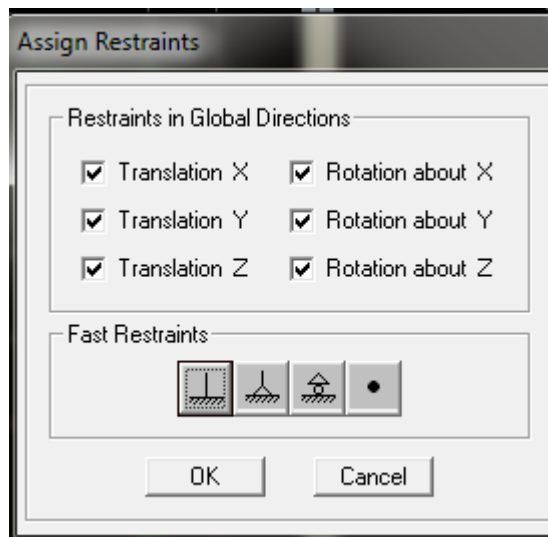
10- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

a. Appuis :

Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur 

Assign> Joint> Restraints


La fenêtre ci-après s'affichera



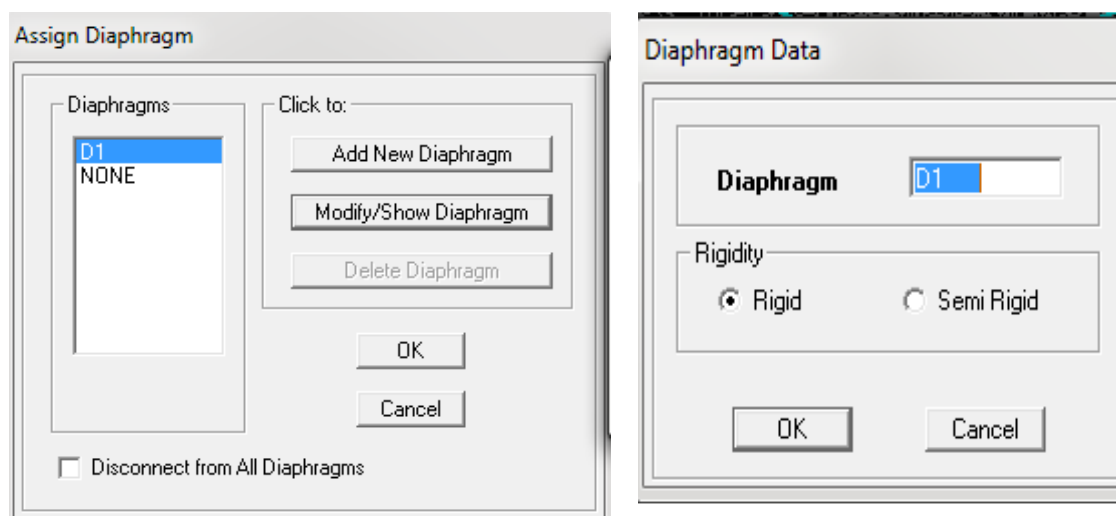
On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

b.Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS

On sélectionne le premier étage on clique : 

Assign >Joint/Point >Diaphragms> D1 >OK



Le deuxième étage : **Assign >Joint/Point> Diaphragms> Add New Diaphragm> D2>OK**
On suit la même procédure pour les autres étages.

11- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats :

*** Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur : **Analyze> Run Analysis f5**

*** Visualisation des résultats :**

-Déformée de la structure :

on clique sur l'icône : **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

-Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display**, et on sélectionne : **Show Member forces/Stresses Diagram**

-Déplacements : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **Show tables** puis on coche **Displacement**.

-Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base :

Pour extraire les efforts a la base on clique sur **Show tables** on coche **Base Reactions** en suite dans **Select Cases/comb** on choisit **E**

* **Efforts interne dans las éléments :**

-les poutre :

Pour extraire les efforts max,on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

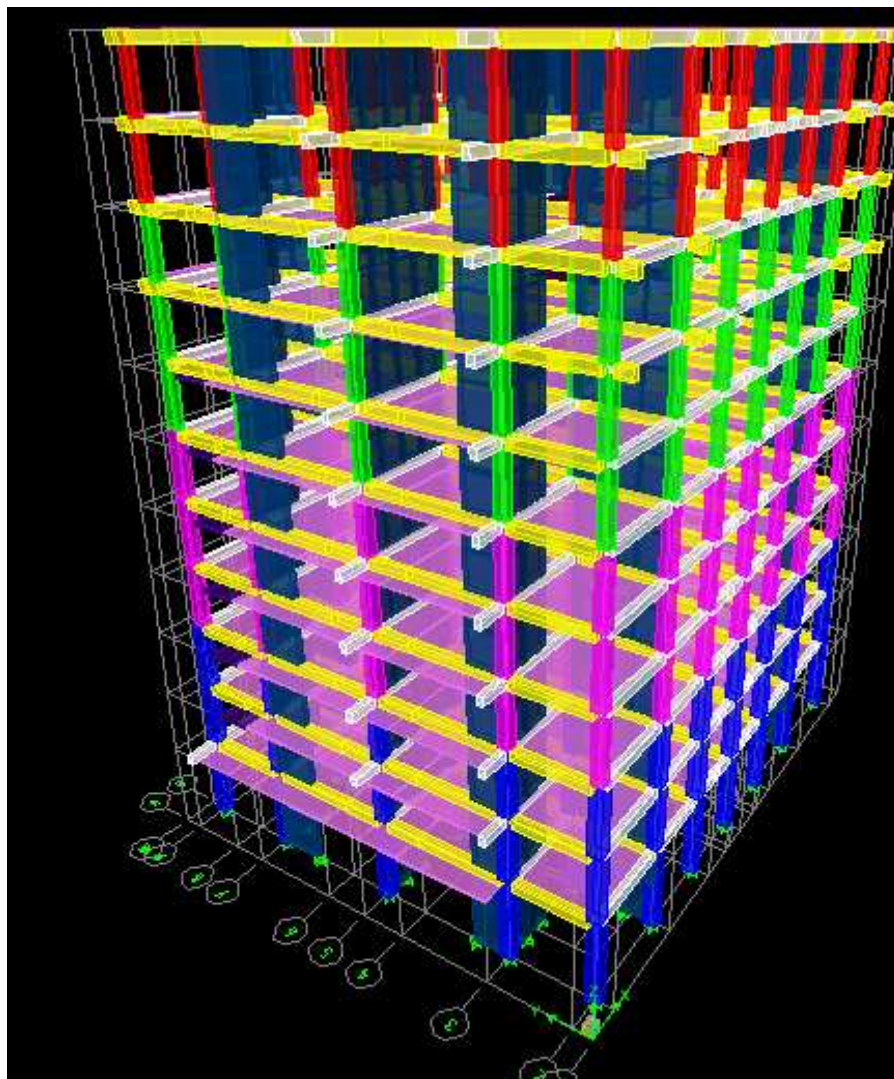
Display >show tables dans **Element output** on sélectionne **Frame Force>table beam forces** on clique sur **select case /comb** pour choisir la combinaison d'action puis on clique sur **OK**.

-les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux on clique sur :

Display >show tables dans **Element output** on sélectionne **Frame Force>table colum forces** on clique sur **select case /comb** pour choisir la combinaison d'action puis on clique sur **OK**.

La structure obtenue en 3D



conclusion générale

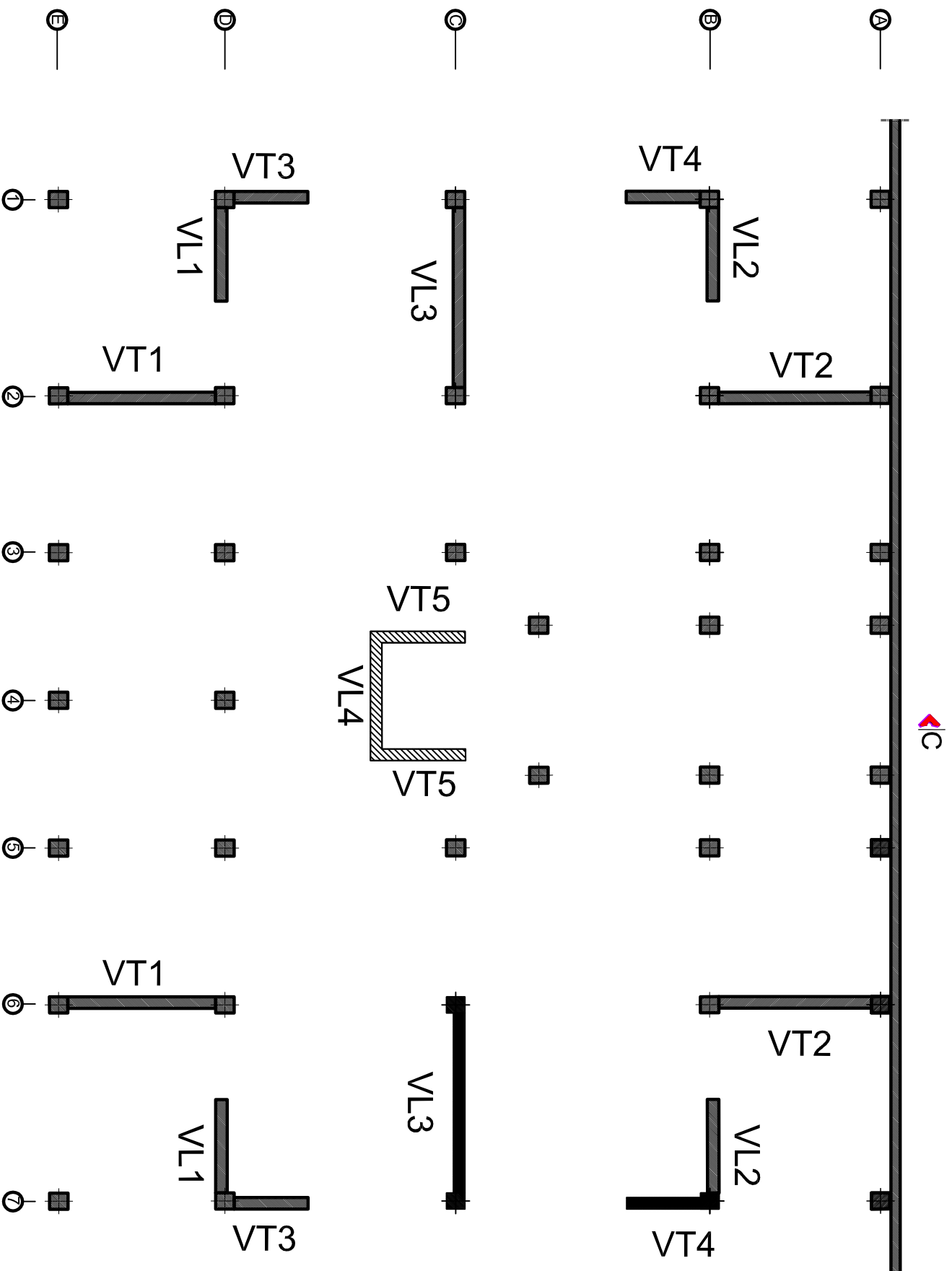
Ce projet de fin d'étude a été pour nous la première expérience qui nous a permis de mettre en évidence les connaissances acquises de notre cursus universitaire. En l'occurrence ; dimensionner, calculer, modéliser et vérifier les éléments de la structure, tout en respectant les différents règlements à savoir, DTR,BAEL et RPA.

Ce travail est le dernier relais entre la vie étudiante et la vie professionnelle. Il nous a permis de travailler en équipe et en collaborations avec nos camarades, chacun apportant un plus dans l'élaboration de ce projet. Grâce à ce travail, on a appris la rigueur, mais surtout les responsabilités d'un ingénieur en Génie-Civil dans la sécurité d'un ouvrage.

Nous espérons que ce modeste travail, ayant été réalisé avec cœur et de notre mieux servira de référence pour les promotions à venir.

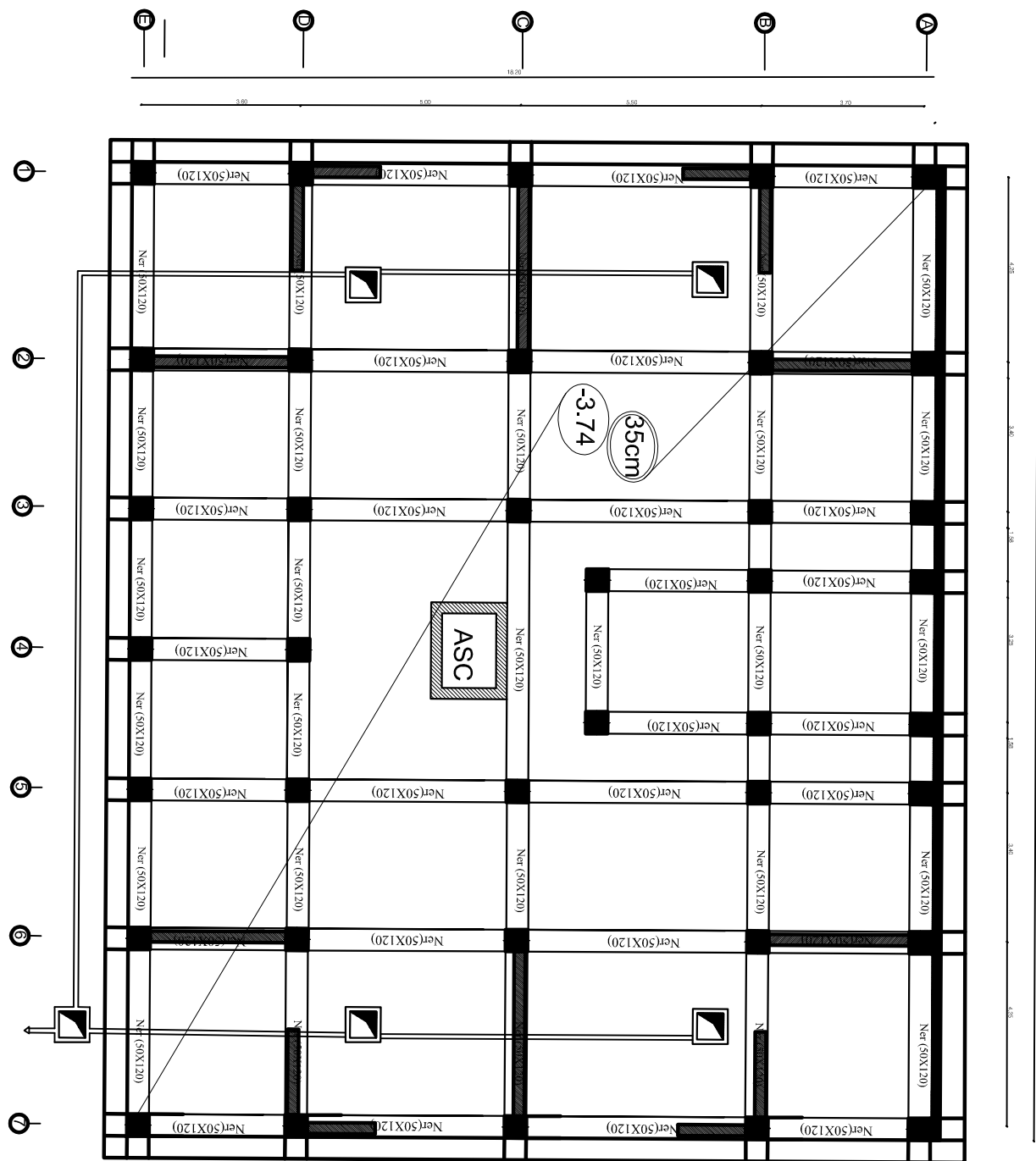
BIBLIOGRAPHIE

- ✓ **BAEL91** : Béton armé aux états limites.
- ✓ **RPA99VERSION2003** : Règlement parasismique algériennes.
- ✓ **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé93.
- ✓ **DTR** : Document technique réglementaire.
- ✓ Béton arme BAE91 modifie et DTU associes(Jean-pierre MOUNGIN).
- ✓ Calcul des ouvrages en béton arme suivant le BAE91 (Pierre CHARON).
- ✓ Resistance des matériaux (S.P.TIMOCHEKO).
- ✓ Le béton arme aux états limites (M.BELAZOUGUI).



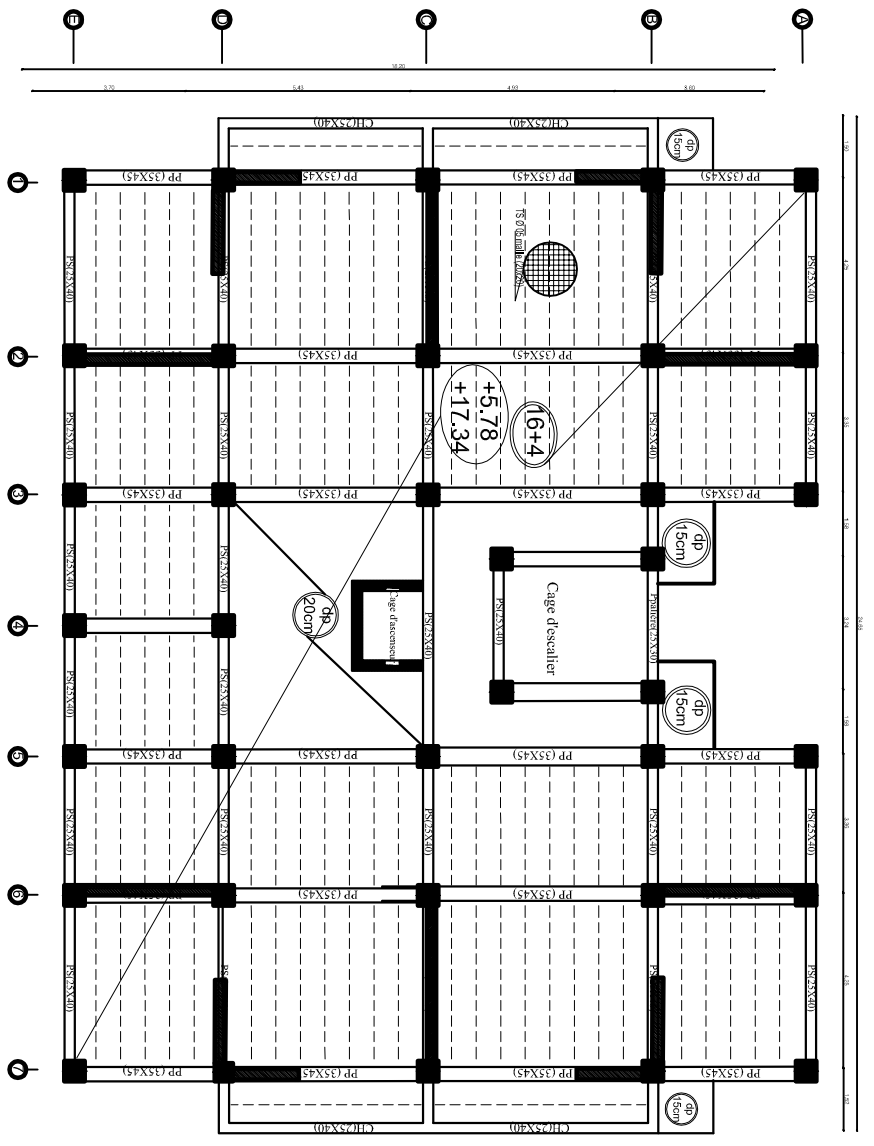
DISPOSITION DES VOILES

Université Mouloud Mammeri de TIZI -Ouzou Faculté de génie de la construction	
ETUDE D'UN PROJET A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+9+ENTREE SOL CONTREVENTE PAR VOILE	
DISPOSITION DES VOILES	Echelle 1/25
Dessiner par : BOUBAKOUR Djedjiga BOURABAH KATIA	Date Septembre 2018

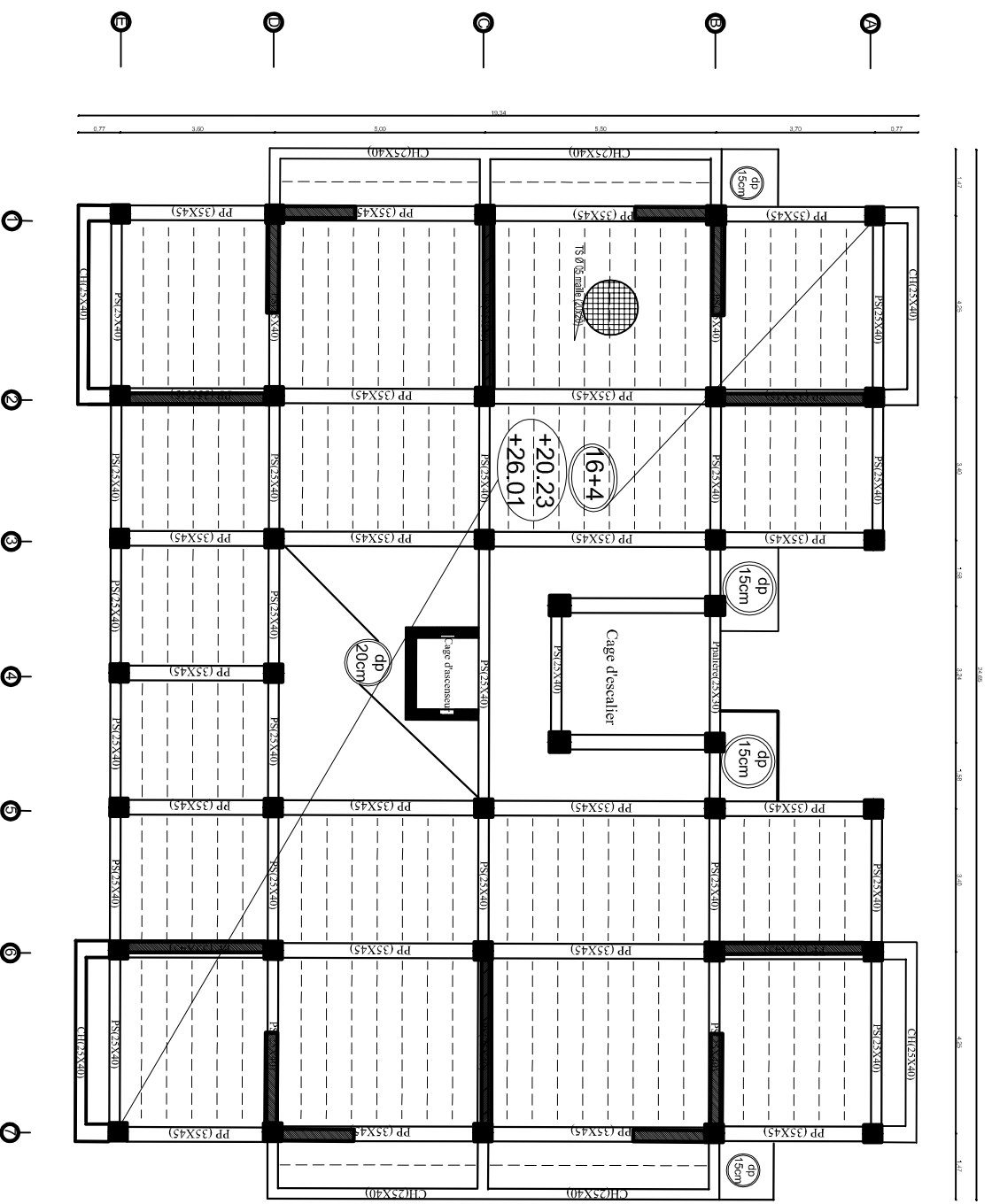


PLAN DE FONDATION

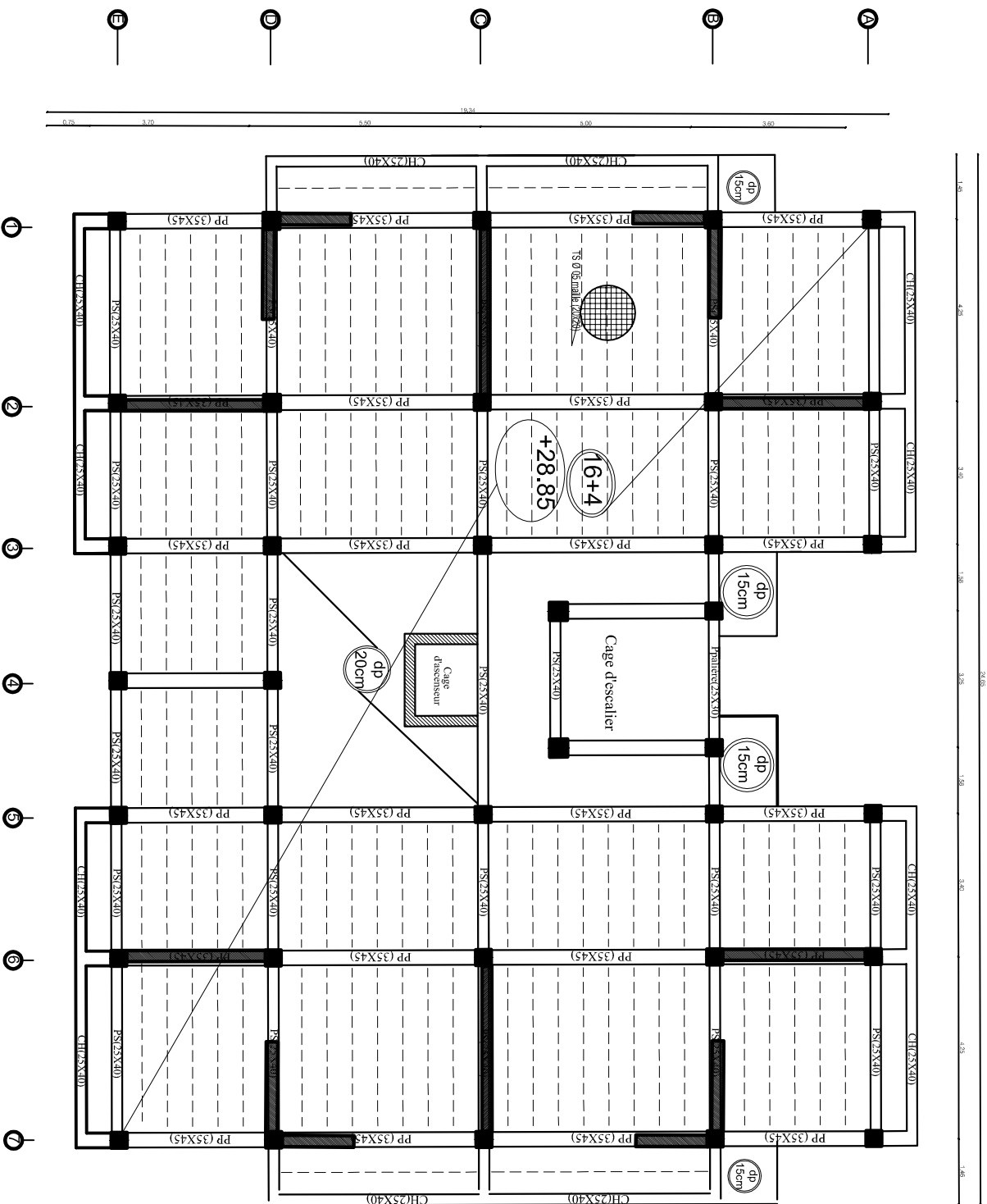
PLAN DE COFFRAGE 1ème ,5èmeETAGE

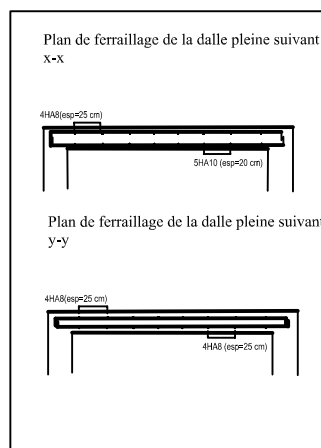
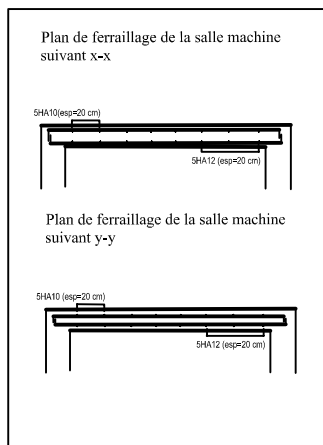
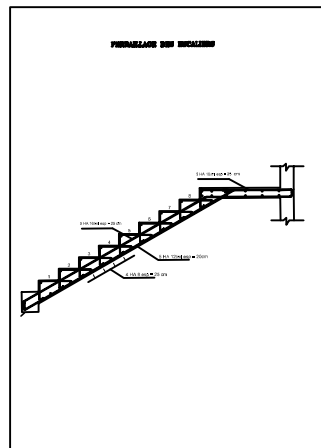
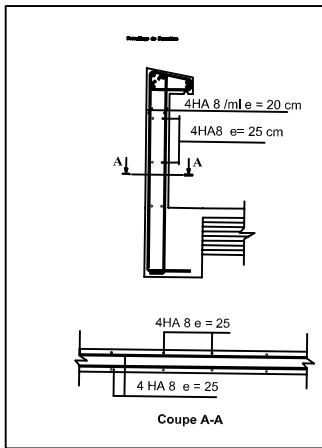
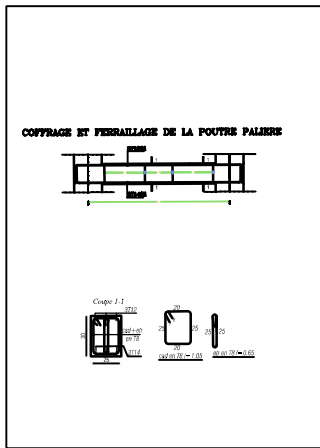
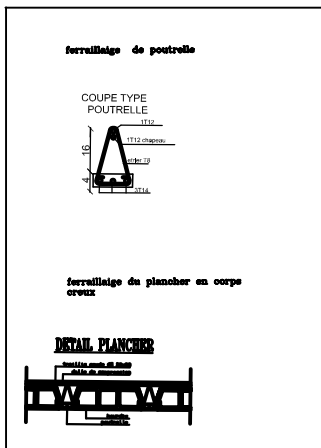


PLAN DE COFFRAGE 6eme, 8eme ETAGE

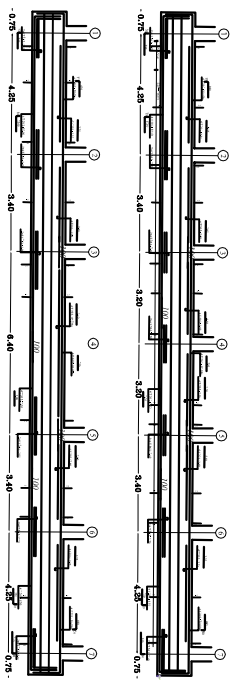


PLAN DE COFFRAGE 9ème ETAGE



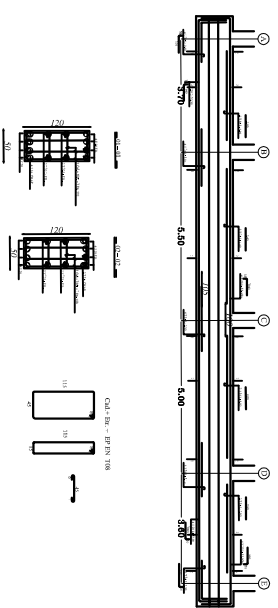


ferrailage des nervures selon x-x'



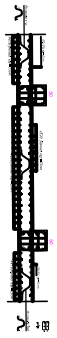
Universitè Mouloud Mamouridji de Tizi-Ouzou	
Faculté de génie de la construction	
ETUDE DE PROJET D'ASSIGNATION DE COURS EN MATIÈRE DE CONSTRUCTION EN BÂTIMENT	
FERRAILAGE DES NERVURES SELON X-X'	
Génératrice et Prof. Dr. Bouabdellah Bendoulati	
Date: / /	

ferrailage des nervures selon y-y'



Universitè Mouloud Mamouridji de Tizi-Ouzou	
Faculté de génie de la construction	
ETUDE DE PROJET D'ASSIGNATION DE COURS EN MATIÈRE DE CONSTRUCTION EN BÂTIMENT	
FERRAILAGE DES NERVURES SELON Y-Y'	
Génératrice et Prof. Dr. Bouabdellah Bendoulati	
Date: / /	

FERRAILAGE DE RADIER (SENS X-X')

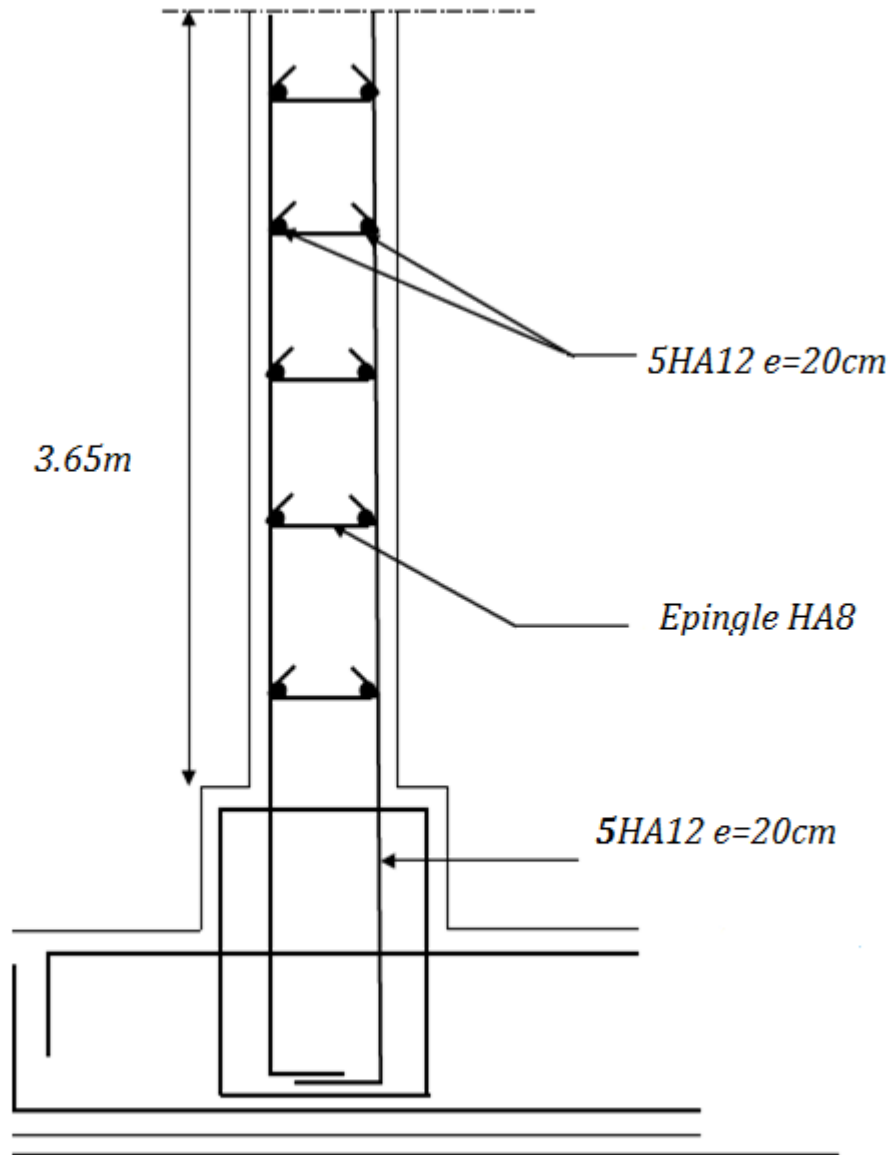


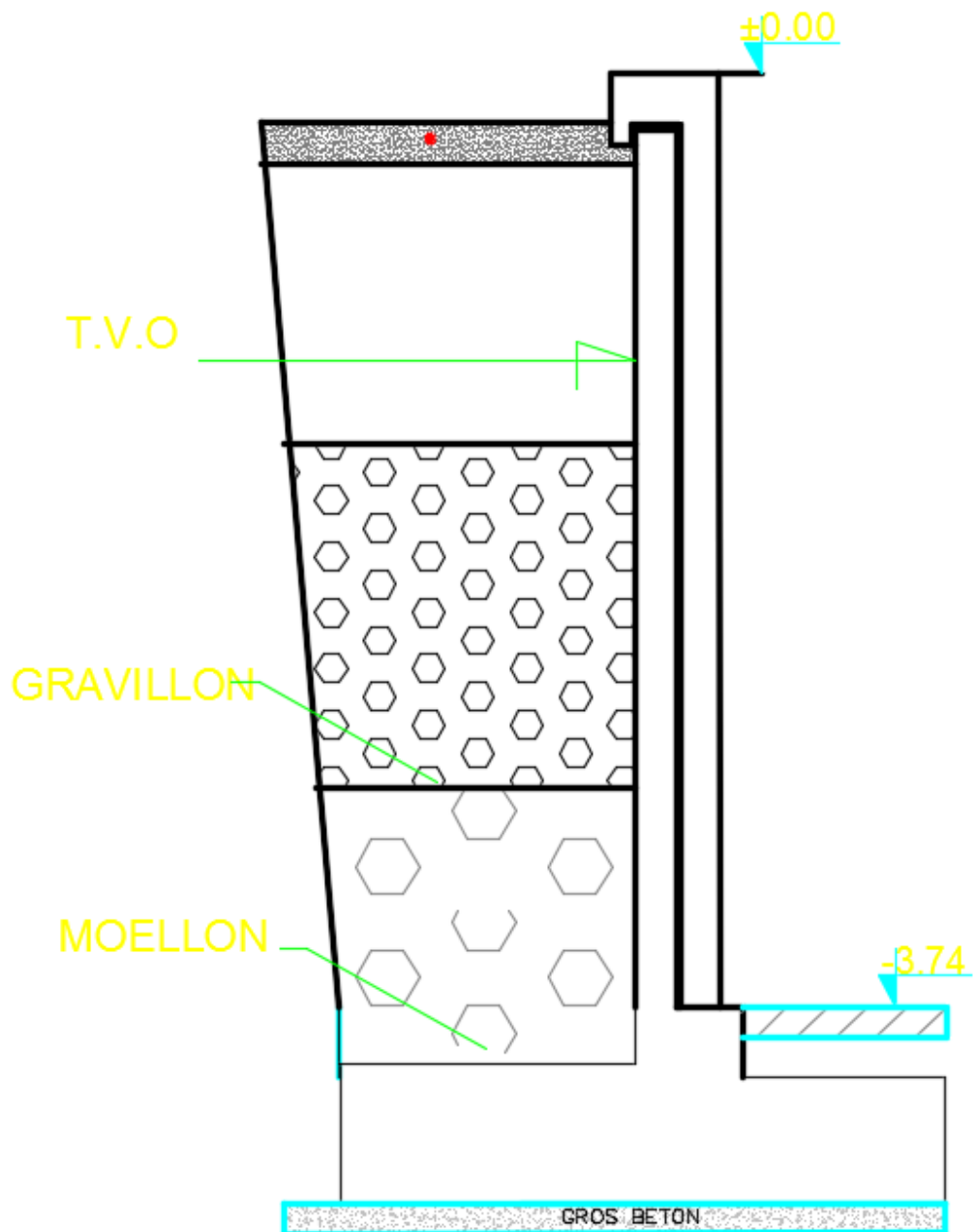
FERRAILAGE DE RADIER (SENS Y-Y')



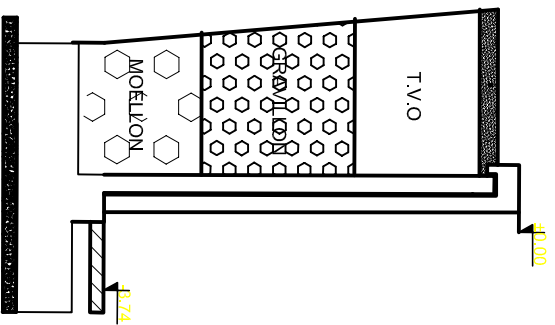
Universitè Mouloud Mamouridji de Tizi-Ouzou	
Faculté de génie de la construction	
ETUDE DE PROJET D'ASSIGNATION DE COURS EN MATIÈRE DE CONSTRUCTION EN BÂTIMENT	
FERRAILAGE DE RADIER	
Génératrice et Prof. Dr. Bouabdellah Bendoulati	
Date: / /	

Ferrailage du mur plaque y-y



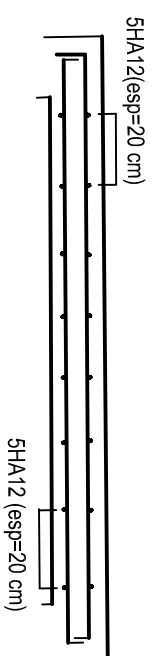


Coffrage de mur plaque

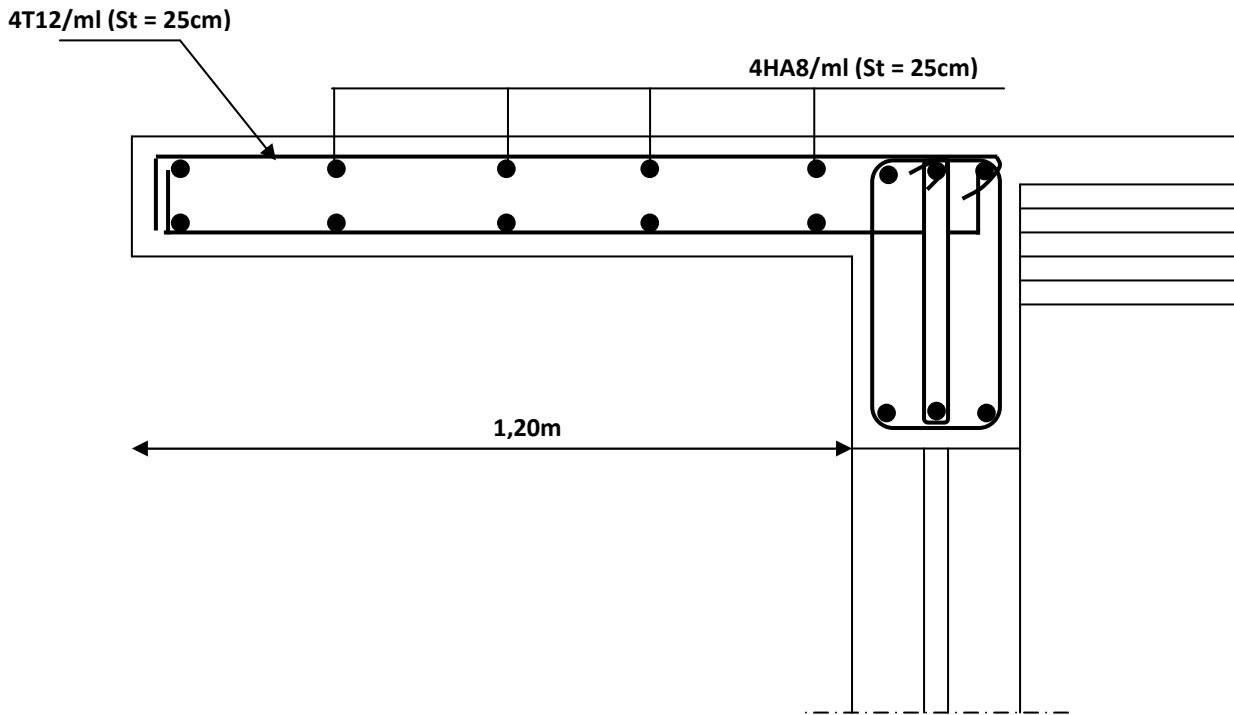


COTTEPAGE MUR PLAQUE

Plan de ferrailage de mur plaque x-x



Ferrailage du balcon



coupe A-A

