

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En Vue De l'obtention Du Diplôme De Master En Génie Civil
Option : Construction Civile et Industrielle.

THEME



Etudié par :

M^{elle} BOUGUERROUMA Lynda.

M^r FEKID Aghiles.

M^r GHIAT Aghilass.

Dirigé par :

M^r IDDIR. A.

Promotion 2020/2021

Remerciements

Le travail présenté dans ce mémoire a été effectué dans le cadre de la préparation du diplôme du master en construction civile et industrielle, à **MOULOUD MAAMERI TIZI-OUZOU**.

Avant tous nous tenons à remercier le bon **DIEU** de nous avoir donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement **Mr IDDIR** notre promoteur pour la qualité de son encadrement, sa disponibilité qui a été pour beaucoup dans la réalisation de ce travail et l'enrichissement de nos connaissances et lors de la rédaction de ce manuscrit.

De la même façon nous voulons exprimer notre gratitude envers tous les enseignants qui ont contribué à notre formation depuis notre premier cycle d'étude jusqu'à la fin de notre cycle universitaire ainsi qu'aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Finalement nous remercions tous ceux qui n'ont épargné aucun effort, de près ou de loin, pour nous permettre d'accomplir notre travail et on espère qu'il sera un bon départ pour la vie professionnelle.

Dédicace :

C'est avec un grand plaisir que je dédie ce modeste travail :

A mon très cher père :

*Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager.
Que ce travail traduise mes gratitude et mon affection.*

A ma très chère mère :

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurais point te remercier comme il se doit.
Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été
ma source de force pour affronter les différents obstacles.*

A mes très chères sœurs: Dihia, kenza

*Vous êtes ce que la vie m'a donné de plus beau.
Merci d'être toujours à mes côtés.*

A mes très chers frères :Massi ,Youva

*Puisse Dieu vous donner santé, bonheur et réussite.
Et vous garder pour moi.*

Lynda Bgm.

LYNDA

Dédicace :

C'est avec un grand plaisir que je dédie ce modeste travail :

*A l'être le plus chers de ma vie **Ma Mère.***

*A celui qui ma fait de moi un homme, **Mon Père.***

*A mon très cher **frère.***

A tous les membres du comite :

CDGC

A tous mes amis.

Aghillas Ghiat.

Sommaire

Introduction générale.....	
Chapitre I : Présentation de l’ouvrage et caractéristiques des matériaux	
I.1.Introduction.....	1
I.2. Présentation de l’ouvrage.....	1
I.3. caractéristique géométrique.....	1
I.4. Eléments constitutifs de l’ouvrage.....	2
I.5 Règlements utilisés.....	4
I.5.Conclusion.....	11
Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge	
II.1. Pré dimensionnement des planchers.....	12
II.2. Pré dimensionnement des poutres.....	14
II.3. Pré dimensionnement des poteaux.....	16
II.4. Pré dimensionnement des voiles.....	23
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1.Les planchers.....	26
III.2.poutre de chaînage.....	41
III.3.La salle machine	49
III.4.La poutre palière	60
III.5.Plancher en dalle pleine (Balcon).....	68
III.6. Les escaliers	76
III.7.L’acrotère	92
Chapitre IV : Modélisation de la structure	100
Chapitre V : vérification de l’exigence de l’RPA	114
Chapitre VI : Ferrailage des éléments	
VI.1. Ferrailage des poutres.....	126
VI.2. Ferrailage des poteaux	131
VI.3. Ferrailage des voiles	139
Chapitre VII: Etude de murs plaque	
Chapitre VII...Etude de l’infrastructure	
Chapitre IX : Plans du ferrailage.	

Conclusion générale

Bibliographie.....

Liste des tableaux

Tableau I -1 : Caractéristiques d'acier .

Tableau II -1 Charges permanentes de la terrasse inaccessible. [1].

Tableau II - 2 Charges permanentes de l'étage courant. . [1].

Tableau II – 3 Charges permanentes des murs intérieurs. [1].

Tableau II – 4 Charges permanentes des murs extérieurs. [1].

Tableau II – 5 valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

Tableau II – 6 Sections des poteaux.

Tableau II – 7 Vérification du flambement des poteaux.

Tableau III.1. *Charges est surcharges revenant aux poutrelles .*

Tableau III.2. Calcul des moments en travées.

Tableau III.3. *Calcul des moments en travées.*

Tableau III.4. *Calcul des efforts tranchants A l'ELU.*

Tableau III.7. Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

Tableau III.8. Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.

Tableau V– 1 *Vérification de l'excentricité.*

Tableau V2 *Vérification de déplacements inter-étages suivant Ex.*

Tableau V –3 *Vérification de déplacements inter-étages suivant Ey.*

Tableau V– 4 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

Tableau V– 5 : *Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.*

Tableau V-6 :L'effort normal réduit dans les poteaux

Tableau VI-1armatures longitudinales.

Tableau VI-2 : Les valeurs extrêmes globales des efforts.

Tableau VI-3 Calcul de la section minimale.

Tableau. VI. : Vérification aux cisaillements.

Tableau VI-5 : Influence de l'effort tranchant surbéton.

Tableau VI-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle.

Tableau VI- 2 : Armatures longitudinales des poteaux exigées par leRPA.

Tableau VI- 4: Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Tableau VI- 6 : *Vérification au cisaillement dans les poteaux.*

Tableau VI- 7 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

Tableau VII.2: Ferrailage du mur.

Tableau VII.3 : vérifications de la condition de non fragilité.

Tableaux VII.4 : Vérification des contraintes à l'ELS.

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

Tableau VIII.2 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Tableau VIII –3 : Vérification de la section minimale.

Tableau VIII– 4 : *Calcul des charges de la nervure sens (X-X .*

Tableau VIII –5 :Calcul des charges de la nervure sens (Y-Y).

Tableau VIII.6 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier dans les deux sens.

Tableau VIII – 7:Vérification à l'ELS.

Chapitre I :

Figure I-1 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELU

Figure I-2 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELS

Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation

Chapitre II :

Figure II-1 : Vue d'un coup vertical Plancher en corps creux.

Figure II-2 : Coupe Sections des poutres.

Figure II-3 : Coupe verticale d'une poutre palière.

Figure II-4: Coupe verticale d'une Poutre Chainage.

Figure II-5 : surface d'influence du poteau F3

Figure II-6 : Coupe de voile en élévation

Figure II-7 : Coupe de voile en plan

Chapitre III :

I-plancher :

Figure III.1. Treillis soudé de 20x20 cm²

Figure III.2. Caractéristique géométrique de la section en T

Figure III.3. Méthode des trois moments

Figure III.4. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 6 appuis

Figure.III.4.: Diagrammes des efforts internes à ELU

Figure.III.5. Diagramme de l'effort tranchant

Figure.III.4.: Diagrammes des efforts internes à ELU

Figure III.5.: Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

Figure.III.6: Diagrammes des efforts internes

Figure III.8. : Ferrailage du plancher à corps creux

2-Poutre de chainage :

Figure.III.9. Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELU

Figure.III.10. Diagramme des Efforts internes

Figure.III.11. Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELS

Figure.III.12. Diagramme des Efforts internes

Figure.III.13. Schéma du ferrailage de la Poutre de chainage

3-Salle machine :

Figure III- 15Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

Figure III-16.: Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.

Figure III.17. : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS.

Figure III-18. Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

4-poutre palière :

Figure.III.19. Schéma de la poutre palière

Figure.III.20. section de la poutre palière

Figure III.21. : Diagrammes des efforts internes à l'ELU

Figure III.22. : Diagrammes des efforts internes à l'ELS

Figure.III.23. Schéma du ferrailage de la poutre palière

5-Plancher en dalle pleine(Balcon) :

*III.5.3*Sollicitations dans le panneau

6-Les Escaliers :

Figure III.24.Coupe verticale de l'escalier

Figure III.25 : schéma statique de l'escalier à l'ELU

Figure III.26 : Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU

Figure III.27.Schéma statique de l'escalier (ELS)

Figure III.28.Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELS

7-Acrotaire :

Figure. III.28: Coupe de l'acrotère.

Figure. III.29 : Schéma statique et diagramme des sollicitations

Figure .III.30 : Section rectangulaire soumise à la flexion

Chapitre V :

Figure V – 1 Résultats d'analyse dynamique ETABS

Figure V – 2 Centre de massed'excentricité

Figure V – 3 Efforts tranchants donnés ETABS

Figure V.3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EX

Figure V.4 : Charges horizontales reprises par les voiles

Figure V.5 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Figure V.6 : Charges horizontales reprises par les voiles

Figure V.7: Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Figure V.8:Charges horizontales reprises par les voiles

Chapitre VI :

Figure VI – 1 : Section en flexion composée

Figure VI – 2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec

Figure VI – 3zone nodale

Figure VI.-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Chapitre VII :

Figure VII.1 : Schéma statique de voiles périphérique

Figure VII.2: Diagramme des contraintes à l'ELU et à l'ELS

Figure VII.3 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X

Figure VII.5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU

Figure VII.6 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU/ELS

Figure VII.7 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS

Figure VII.8 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS

Chapitre VIII :

Fig. VIII.1. Diagramme des contraintes

Figure VIII- 2 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x

Figure VIII- 3 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x

Figure VIII- 4:Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x

Figure VIII- 5:Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y

Figure VIII- 6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y

Figure VIII- 7:Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens yy

I.1 Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec un moindre coût.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur ; à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99, CBA93, DTU et DTR.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+07+Sous-sol), qui sera implanté à Tizi n-TLATA wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa)

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : « ouvrage d'importance moyenne », et comme le rapport de sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur de 2 bars comme une contrainte de sol, cette contrainte correspond à un sol meuble « S3 »

Cet ouvrage est composé de :

- un Sous-sol à usage Commercial.
- Un RDC à usage Services.
- Étages courants à usage d'habitation.
- Cage d'escaliers.
- un Ascenseur.

I.3 Caractéristiques géométriques :

- Hauteur Total..... 25,78m
- Longueur Total..... 23,65m
- Largeur Total.....17,25m
- La hauteur du Sous-sol3,46m
- Hauteur du RDC.....3,06 m
- Hauteur de l'étage courant..... 3,06 m

I.4 Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

- **L'ossature** : Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99Version 2003), préconise, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone , une ossature faite en voiles et portiques.

-**Les portiques** : sont en béton armé, constitués de poutres et poteaux, capables de reprendre les charges et les surcharges verticales et horizontales.

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

-**Les planchers** : les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations dans notre cas on n'a deux type de planchers (planchers en corps creux ils sont constitués de corps creux et dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, destinés aux planchers du RDC, sous-sol et des étages courants. planchers en dalle pleine ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Ils sont prévus pour les balcons). Les planchers assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique: ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.

- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Les planchers des étages courants sont en corps creux.

Le plancher terrasse est inaccessible avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1,5 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- **Maçonnerie** : Murs extérieurs : ils seront en double cloison de briques creuses de 10 cm séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.

-**Murs intérieurs** : ils seront en simple cloison de briques creuses de 10 cm

Revêtements :

-Etanchéité : destiné à la protection de plancher terrasse, composé de : gravillon roulé, feuille multicouches, isolation et une forme de pente de 1,5 %.

-Enduit extérieur : c'est un mortier du ciment de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieur et les cages d'escaliers ;

-Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour les plafonds et pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et la cuisine qui sont revêtues par un mortier du ciment ;

-Granito : sera réalisé sur un mortier de pose en béton de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement de halle d'entrée et les locaux commerciaux ;

Carrelage reposant sur un mortier de pose pour le revêtement de toutes autres pièces et les escaliers ;

Carreaux céramiques pour les façades principales.

Céramique pour les salles d'eau et les cuisine

- **Escalier** : Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Bâtiment comporte un types d'escaliers ils sont réalisés en béton armé et coulés sur place ; escalier à deux volées et un palier de repos.

-Cage d'ascenseur : Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur.

-Fondations : La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est la partie de ce dernier qui repose sur un terrain ou sol d'assise et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charges et surcharges combinées) auxquelles ce bâtiment est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure.

On dit que les fondations font partie de l'infrastructure d'un ouvrage ou d'un bâtiment. Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations : superficielles, profondes et semi profondes.

- **Console ou porte -à- faux** : Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en dalle pleine ou en corps creux.

- **Acrotère**: Partie supérieure d'un mur réalisé dans le cas de toiture, terrasse ou à l'extrémité ; destinées à recevoir un relevé d'étanchéité.

Dans notre projet la terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.5 Règlements utilisés.

Les règles utilisées sont :

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).

- les règles parasismiques algériennes (RPA 99modifié 2003).
- les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-22).
- Code du béton armé (CBA 93).

I.6 Système de coffrage :

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques.

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton : Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage et des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage, des adjuvants et l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m³ de ciment portland (CPJ 325), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

I-1 : Résistance caractéristique du béton à la compression (**Art A-2-1-11 BAEL91 modifié 99**)

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge j , sa résistance à la compression est calculée comme suit :

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

$$f_{cj} = f_{c28} \quad f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Si } j < 60\text{jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 60\text{jours}$$

Pour des résistances $f_{c28} \geq 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} \quad \text{Si } j < 28\text{jours}$$

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

Pour ce projet on adoptera **$f_{c28}=25\text{MPa}$**

I.2-Resistance caractéristique du béton a la traction (Art A-2-1,12 BAEL91 modifie 99)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj}^{2/3} \quad \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa}$$

Pour ce projet on adoptera **$f_{tj}=2.1\text{Mpa}$**

I.3- Contraintes limites :

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

a-Etat limite ultime (E.L.U) :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = [\text{MPa}] \quad (\text{Art A 4-3-4, 1 BAEL91 modifie99})$$

Avec :

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures ;

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

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

A 28jours =14,2 MPa

=1,5 dans le cas d'une situation courante

=1,15 dans le cas d'une situation accidentelle.

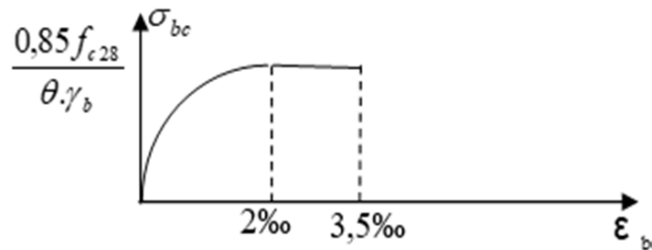


Figure I-1 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.[1]

b-état limite de service (ELS)

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites.

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

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art A 4-5-2 BAEL 91 modifié 99})$$

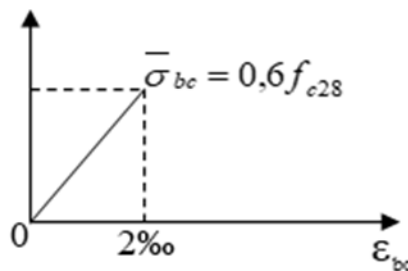


Figure I-2 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELS[1]

I.4- Contrainte limite de cisaillement : (Art A-5-1 BAEL91 modifiée99)

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

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

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

b_0 : La largeur de l'âme.

d : Valeur de la hauteur utile

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right)$$

.-Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right)$$

I.5- Module de déformation :**I.5.1 Module de déformation longitudinale :**

La connaissance de module d'élasticité est nécessaire pour le calcul des déformations d'un ouvrage Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

I.5.2 Module d'élasticité instantané : (ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99)

C'est une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas : $f_{(C28)} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(25)} = 32164,19 \text{ MPa}$$

I.5.3 Module d'élasticité différée :(Art A.2.1.2 BAEL91 modifiées 99).

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différée défini comme suit :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas : $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(25)} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I.5.4 Module de déformation transversale :(BAEL91 modifié99/ArtA.2.1.3) :

Le module de déformation transversale est donne par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Yong [Module d'élasticité]

ν : Coefficient de poisson

I.6- Coefficient de poisson : (Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99).

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale :

$$\frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

Il sera prise égal à :

$\nu = 0,2$à l'état limite de service [ELS].

$\nu = 0$à l'état limite ultime [ELU].

II- L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal .

Nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau I -1 : Caractéristiques d'acier :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	H A	400	1.6	1.5
Aciers en Treillis	Treillis soudés TL.520 ($\Phi < 6$)	TS	520	1.3	1.5

- Module d'élasticité longitudinal :(Art-2.2.1 BAEL91 modifiées 99).

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier. on admet généralement

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$$

- Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

Etat limite Ultime (Art A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99) :

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

Avec γ_s : Coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1$ Situation Accidentelle
- $\gamma_s = 1.15$ Situation courante (durable)
- f_e :..... Limite d'élasticité de l'acier.

- Etat limite de service (Art A.4.5.3 BAEL91 modifiée 99) :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire. $\sigma_s \leq f_e$

- Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :

C'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

- Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} = 0,8 \text{ Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

Avec : n : coefficient de sécurité

- n = 1 pour les aciers Ronds Lisses et treillis Soudés
- n = 1,3 pour les aciers Haute Adhérence $\varnothing < 6$ mm
- n = 1,6 pour les aciers moyens adhérence $\varnothing \geq 6$ mm

Diagramme contrainte-déformation

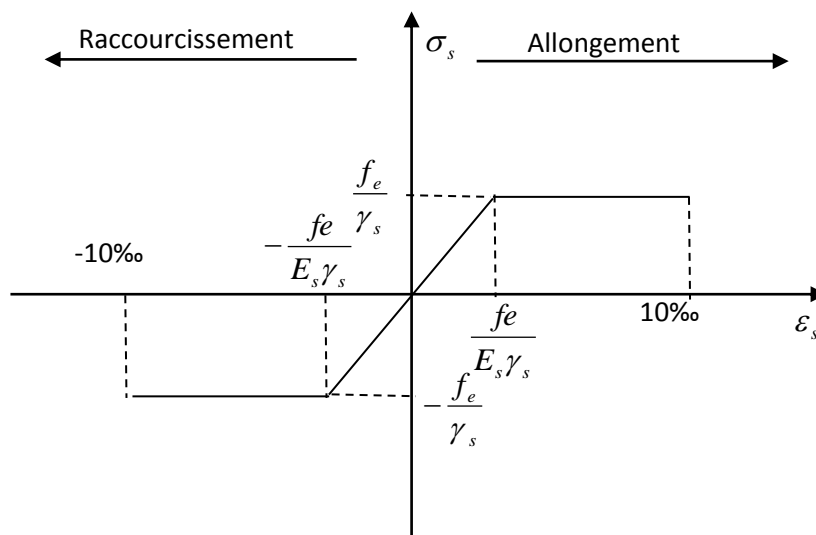


Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation[1]

Protection d'armatures : (art A.7.2.4 BAEL91)

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

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives, et pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $5 > C \geq 2\text{cm}$: pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- $2 > C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Conclusion :

Dans ce premier chapitre nous avons présenté la structure à étudier, défini les différents éléments qui la composent et nous avons choisi les matériaux à utiliser. Ceci est dans le but d'approfondir l'étude qui permettra ensuite une étude de pré-dimensionnement précise au chapitre suivant.

II.1.Introduction

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré-dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré-dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux). Cela en utilisant les règlements (**RPA99/ version2003**) et (**C.B.A 93**), **DTR ...** .

II.2.Pré-dimensionnement des éléments :

II.2.1 Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales:

- ❖ **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- ❖ **Fonction d'isolation** : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux - dalles pleines) :

- ✓ Les planchers de rez-de chaussée et les étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compressions reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- ✓ Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multi couches en forme pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- ✓ Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les consoles et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) la salle machine.

.2.1.1 En corps creux

Les plancher a corps creux sont constituées de :

- **Nervure appelées poutrelles** : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de **56cm à 65cm**.
- **Un remplissage en corps creux** : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- **Une dalle de compression en béton** : est une dalle en béton armée d'un cadrage d'armatures ayant comme but :
 - Limiter le risque de fissuration par retrait.
 - Résisté aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisine des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} (\text{Art B.6.8.423 BAEL 91})$$

L : portée maximale entre axe , dans le sens des poutrelles.

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

$$H_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{420}{22,5} = 18.66 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition suivante

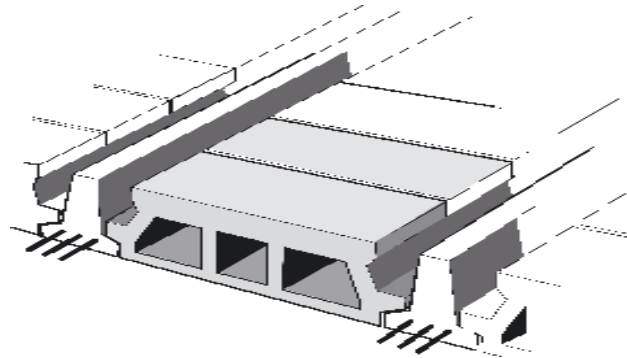


Figure II-1 : Vue d'un coup vertical Plancher en corps creux. [1]

On optera pour un plancher de $(16+4) = 20$ cm

- Epaisseur du corps creux est de 16 cm
- Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm.

II.2.1.2 En dalle pleine

Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour laçage d'ascenseur (salle machine) et les consoles.

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

➤ Condition de résistance à la flexion :

Avec L : largeur du balcon

- ❖ $e \geq \frac{lx}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui
- ❖ $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis
- ❖ $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ Pour une dalle sur trois ou quatre appuis

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$

$$3,43 \leq e \leq 4$$

On prend $e_p = 15$ cm.

Résistance au feu :(BAEL 91 révisé 993.1.33)

$e = 7$ cm : pour une heure de résistance au feu.

$e = 11$ cm : pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5$ cm : pour quatre-heures de résistance au feu.

e : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu, C'est-à-

dire :

$e_p = 15 \text{ cm}$.

➤ **Isolation acoustique :**(CBA93)

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de $\rho = 350 \text{ kg/m}^3$

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **15 cm**.

II.2.2 Les poutres

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

Selon les règles «**Art A.4.1.14 BAEL 91 modifier 99**», les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement (**Art 7.5.1 RPA99/version 2003**):

Les dimensions des poutres isostatiques sont définies en fonction de leurs portées L_x , telles que :

Règlement Art 7.5.1 RPA99/version 2003

- Largeur : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm}$
- Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$

Avec :

- **h** : Hauteur de la poutre,
- **b** : Largeur de la poutre,
- **b₁** : Largeur des poteaux.

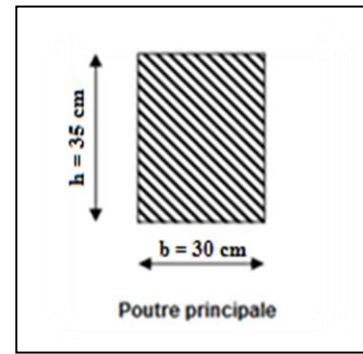
➤ **Poutres Principales : (poutre porteuse)**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$28 \leq h \leq 42 \text{ cm}$; Nous optons pour $h_t = 40 \text{ cm}$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Nous optons pour $b = 30$



➤ **Poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \leq h_t \leq 42 \text{ cm ;}$$

Nous optons pour $h_t = 35 \text{ cm}$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Nous optons pour $b = 25 \text{ cm}$

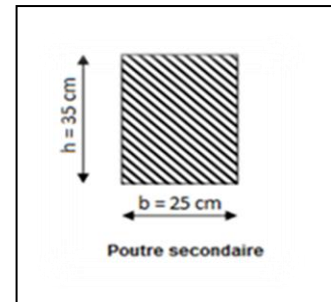


Figure II-2 : Coupe Sections des poutres.

Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 25 \geq 20 \text{ cm}$la Condition est Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 35 \geq 30 \text{ cm}$la Condition est Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ On a $\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \text{ cm}$ la Condition est Vérifiée.

II.2.3.La poutre palière :

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ($b \times h$), reposant sur deux appuis (partiellement encastrée dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse avec une portée max de **280 cm**. On choisit la poutre palière du **RDC** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

Pré-dimensionnement de la poutre palière :(Art 7.5.1 RPA99/version 2003):

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

La Hauteur h_t est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10}$$

$18,66 \leq h \leq 28 \text{ cm ;}$ Nous optons pour $h = 30 \text{ cm}$

La largeur b est donnée par la formule suivante :

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous optons pour $b = 25 \text{ cm}$

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.

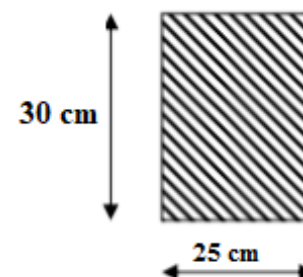


Figure II-3 : Coupe verticale d'une poutre palière.

- L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 25 \geq 20 \text{ cm}$la Condition est Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$la Condition est Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ On a $\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \text{ cm}$ la Condition est Vérifiée.

II.2.4. Etude de la poutre de chaînage :

Nous allons étudier une poutre qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids et le poids propre et le poids du plancher et le poids du mur en double cloisons.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

La Hauteur h_t est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

$28 \leq h \leq 42 \text{ cm}$; Nous optons pour $h = 30 \text{ cm}$

La largeur b est donnée par la formule suivante :

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous optons pour $b = 25 \text{ cm}$.

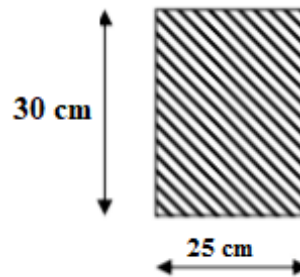


Figure II-4: Coupe verticale d'une Poutre Chaînage.

- h : hauteur de la poutre
- b : largeur de la poutre.
- L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 25 \geq 20 \text{ cm}$la Condition est Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$la Condition est Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ On a $\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \text{ cm}$ la Condition est Vérifiée.

II.2.3. Les poteaux :

Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à ELS ; en compression simple ; avec un effort normal de compression $N_s = (G+Q)$.

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal; on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{[Art 7.4.3.1 RPA 99/2003]}$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Remarque :

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge, elle consiste à sommer toutes les charges et surcharges de tous les niveaux revenant au poteau le plus sollicité. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment

Localisation du poteau le plus sollicité.

La surface revenant au poteau est :

$$S_1 = 2.175 \times 2.00 = 4.35 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.175 \times 2.00 = 4.35 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.725 \times 2.00 = 3.45 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.175 \times 2.00 = 4.35 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 16.5 \text{ m}^2$$

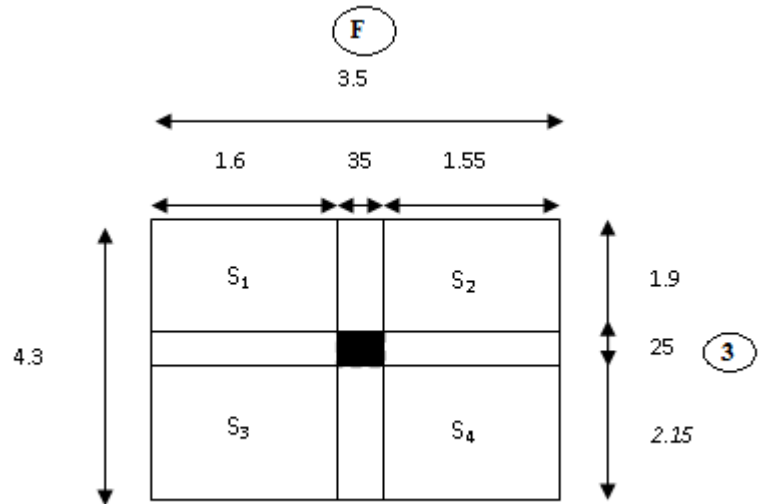


Figure II-5 : surface d'influence du poteau F3.

Détermination des charges et des surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m^2); et les surcharges d'exploitation Q (KN/m^2); nous allons nous référer au document technique règlementaire **DTR B.C.2.2**

« charges et surcharges d'exploitation »

Charges permanentes G :

Plancher terrasse :

Tableau II -1 Charges permanentes de la terrasse inaccessible. [1].

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	étanchéité de type multiple	0.02	6	0,12
3	béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4	pare vapeur	1 feuille	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher corps creux (16+4)	(16+4)	/	3,30
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL			G =	4.64

Figure II-7 Plancher étage la terrasse inaccessible

Plancher étage courant

Tableau II - 2 Charges permanentes de l'étage courant. . [1]

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	maçonnerie en briques creuse	0.10	9	0.9
2	revêtement en carrelage	0.02	22	0,44
3	mortier de pose	0.02	22	0.44
4	couche de sable	0.02	18	0.36
5	plancher en corps creux	(16+4)	/	3,3
6	enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL			G =	4,32

Figure II- 8 Plancher étage courant.

Murs intérieurs :**Tableau II – 3** Charges permanentes des murs intérieurs. [1]

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
2	Briques creuses	0.1	9	0,9
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL			G =	1,3

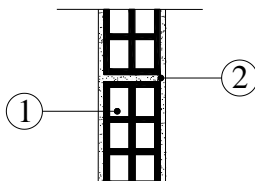


Figure II-9 Coupe verticale du mur intérieur

Murs extérieurs**Tableau II – 4** Charges permanentes des murs extérieurs. [1]

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
	Lame d'air	0.05	0	0
2	Maçonnerie en briques creuses	0.1	9	0,9
3	enduit de plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL			G =	2.44

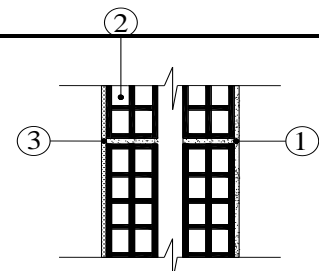


Figure II-10 Coupe verticale du mur extérieur

Poids propre des éléments :

C'est le poids des éléments s'appuyant sur la surface d'influence délimitée précédemment.

Plancher terrasse :

$$G_t = 16,5 \times 4,64 = 76,56 \text{ KN}$$

Plancher courant :

$$G_c = 16,5 \times 4,32 = 71,28 \text{ KN}$$

Poutres principales :

$$G_{pp} = (0,40 \times 0,30) \times (4,6) \times 25 = 13,8 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$G_{ps} = (0,35 \times 0,25) \times (4,20 \times 25) = 9,19 \text{ KN}$$

$$G_{total} = 9,19 + 13,8 = 22,99 \text{ KN}$$

Poteaux :

Selon le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ En zone I et Ia.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ En zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ Avec h_e : hauteur libre des étages
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure $b= 25 \text{ cm}$, $h=25\text{cm}$:

$$G_{\text{Etage}}=0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = (0,25 \times 0,25) \times (3,06) \times 25 = 4,78 \text{KN}$$

$G_{\text{sous-sol et RDC}}=0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = (0,25 \times 0,25) \times (3,46) \times 25 = 5,40 \text{ KN}$ la hauteur du s/sol d'après le 1^{er} chapitre est de

Surcharge d'exploitation Q :

Plancher étage courant à usage d'habitation..... $1,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Plancher terrasse inaccessible $1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Les Surcharge d'exploitation seront multipliées par la surface d'influence du plancher.

Etages courants

$$Q \times S = 1,5 \times 16,5 = 24,75 \text{KN}$$

Plancher terrasse inaccessible

$$Q \times S = 1 \times 16,5 = 16,5 \text{ KN}$$

Loi de dégression des charges d'exploitation

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le D.T.R B.C 2.2, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux

$n \geq 5$ niveau où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable D.T.R B.C 2.2 Art 6.3

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

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

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

Coefficients de dégression des surcharges :

Tableau II – 5 valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68

➤ **Les surcharges cumulées :**

8^{ème} niveau : $Q_0=16,5$ KN

7^{ème} niveau : $Q_0 + Q_1= 41,25$ KN

6^{ème} niveau : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)=63,525$ KN

5^{ème} niveau : $Q_0 + 0.9 (Q_1+Q_2+Q_3) =83,325$ KN

4^{ème} niveau : $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=100,65$ KN

3^{ème} niveau : $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =115,5$ KN

2^{ème} niveau : $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =127,875$ KN

1^{er} niveau : $Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) =139,51$ KN

Sous-sol : $Q_0+0.68 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) =151,14$ KN

Dimensionnement des sections des poteaux :

Tableau II – 6 Sections des poteaux.

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges D'exploitation (KN)		Effort normal (KN) $N = G_c + Q_c$	Section des Poteaux (cm ²)	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	G_{tot}	G_{cum}	Q_i	Q_{cumu}		Section trouvée $\frac{N}{0,3f_{c28}}$	Section Adopté
7	76,56	4,78	22,99	104,33	104,33	16,5	16,5	120,83	161.1	35×35
6	71,28	4,78	22,99	99,05	203,38	24,75	41,25	244,63	326.1	35×35
5	71,28	4,78	22,99	99,05	302,43	24,75	63,525	365,95	484.94	35×35
4	71,28	4,78	22,99	99,05	401,48	24,75	83,325	484,80	646.4	40×40
3	71,28	4,78	22,99	99,05	500,53	24,75	100,65	601,18	801.58	40×40
2	71,28	4,78	22,99	99,05	599,58	24,75	115,5	715,08	953.44	40×40
1	71,28	4,78	22,99	99,05	698,63	24,75	127,87	826,50	1102	45×45
RDC	71,28	5,4	22,99	99,67	798,3	24,75	139,5075	937,80	1250.42	45×45
Sous-sol	71,28	5,4	22,99	99,67	897,97	24,75	151,14	1049,11	1398.82	45×45

Remarque :

- ✓ Le tableau ci-dessous résume les sections adoptées pour les poteaux sur les différents niveaux.

Le choix des sections des poteaux s'effectue en tenant compte :

- des valeurs trouvées dans le tableau II-1.
- pour des raisons pratiques et une bonne répartition des armatures.
- afin d'avoir des sections qui résistent à d'éventuelles efforts dynamiques.
- éviter la rotule plastique dans les poteaux.

➤ **sections adoptées suivant les étages :**

Pour le Sous-sol, Le RDC, et le 1^{er} étage : **S= (45× 45)**

Pour le 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages : **S= (40× 40)**

Pour le 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étages : **S= (35 ×35)**

- ✓ Pour donner aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections de même dimensions à celles des poteaux centraux. Rappelant que les poteaux doivent être coulés une seule fois suivant toute leur longueur, les dés de calages sont interdits. **(Art.7.4.1.RPA)**

➤ **Vérification des conditions du RPA 99/Art.7.4.1 :**

Selon le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ En zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ En zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ Avec h_e : hauteur libre des étages
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Du Sous-sol au 1^{er} niveau :

$\text{Min}(b, h) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\text{Min}(b, h) = 45 \text{ cm} > \frac{346}{20} = 17,3 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$Condition vérifiée.

Du 2^{ème} au 4^{ème} niveau :

$\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$Condition vérifiée.

Du 5^{ème} au 7^{ème} niveau :

$\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ Donc $\frac{1}{4} < 1 < 4$Condition vérifiée.

Vérification au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 5$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 l_0$)

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

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

l_0 : longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{S}}}$$

Tableau II – 7 Vérification du flambement des poteaux.

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	S (cm ²)	i (cm)	l ₀ (cm)	L _f (cm)	λ	Condition
7	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,20	Condition vérifié
6	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,20	Condition vérifié
5	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,20	Condition vérifié
4	40	40	213333,33	1600	11,55	306	214,2	18,55	Condition vérifié
3	40	40	213333,33	1600	11,55	306	214,2	18,55	Condition vérifié
2	40	40	213333,33	1600	11,55	306	214,2	18,55	Condition vérifié
1	45	45	341718,75	2025	12,99	306	214,2	16,49	Condition vérifié
RDC	45	45	341718,75	2025	12,99	346	242,2	18,64	Condition vérifié
Sous-sol	45	45	341718,75	2025	12,99	346	242,2	18,64	Condition vérifié

II.2.4 Pré dimensionnement des voiles :

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

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à le **RPA 99 /version 2003**
Art 7.7.1.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4a$.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15 cm.

Pour notre cas :

Le pré dimensionnement se fera conformément selon le RPA99 (modifié 2003) à l'Article 7.7.1, Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4e$.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des Conditions de rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

Avec e : épaisseur des voiles.

L / largeur minimale des voiles.

$$e \geq h_e \div 20$$

pour les étages courant :

$$h_e = h_{\max} - 0,20 = 3,06 - 0,20 = 2,86 \text{ m}$$

$$\text{donc } : h_e \div 20 = 286 \div 20 = 14,3 \text{ cm}$$

en prend : **$e = 20 \text{ cm}$**

$$4e = 60 \text{ cm soit } l_{\min} = 330 \text{ cm} \geq$$

Pour le RDC et sous-sol :

$$h_e = h_{\max} - 0,20 = 3,46 - 0,20 = 3,26$$

$$\text{Donc } : h_e \div 20 = 326 \div 20 = 16,3 \text{ cm}$$

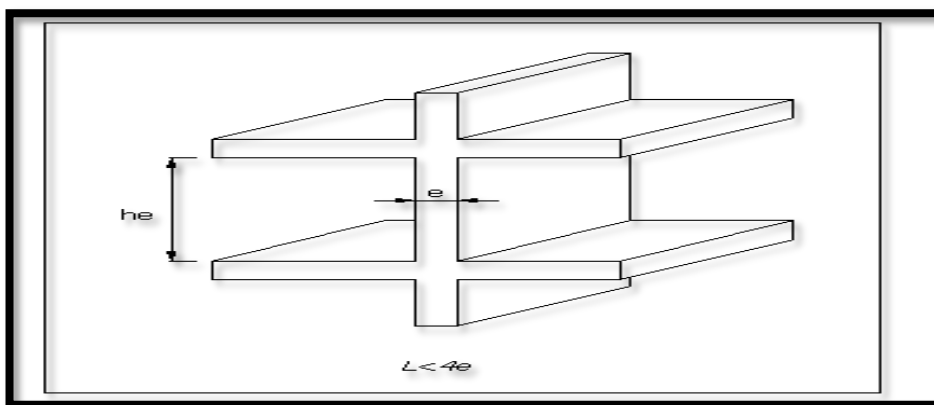


Figure II-6 : Coupe de voile en élévation [1].

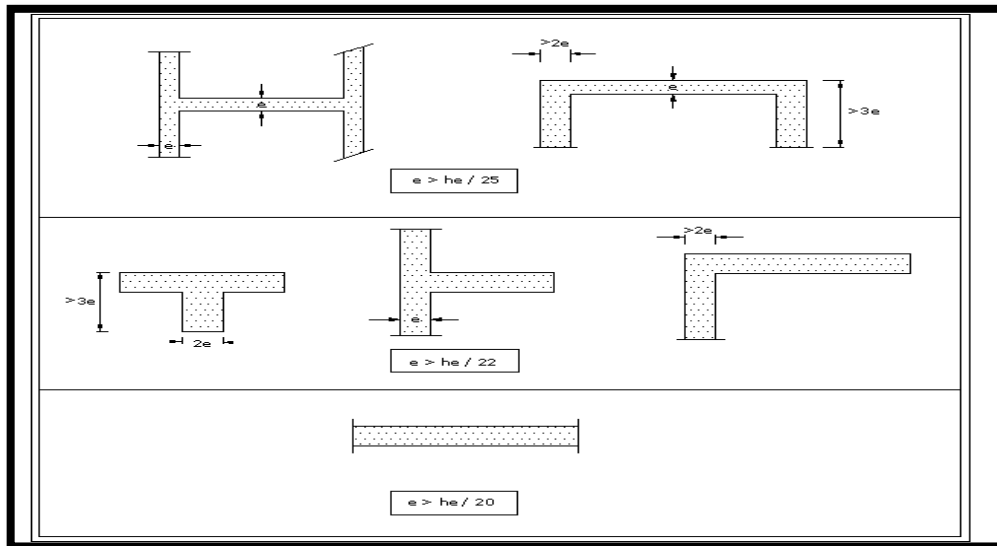


Figure II-7 : Coupe de voile en plan [1].

a : épaisseur du voile,

h_e : hauteur libre d'un étage $h_e = h - e_p$

h : hauteur d'étage,

e_p : épaisseur du plancher

Et ils doivent vérifier la condition

$$e_{p\min} \geq 15 \text{ cm}$$

$$L_{\min} \geq 4e_p$$

$$h_e = 346 - 20 = 326 \text{ cm}$$

$$e_p = \frac{h_e}{20} = \frac{326}{20} = 16,3 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 20 \text{ cm}$

✓ **Vérification selon le RPA 99 /version 2003**

a_{min} = 20 cm > 15 cm..... Condition vérifiée.

Conclusion :

- Poutres principales : 30 × 40
- Poutres secondaires : 25 × 35
- Poutres palière: 25 × 30
- Poutres chainage : 25 × 30
- Epaisseur des voiles : 25 cm
- Epaisseur planché en corps creux : 16 + 4 = 20 cm
- Epaisseur de la dalle pleine : 15
- Sections adoptées pour les poteaux
 - Sous-sol au 1^{ème} niveau : 45 × 45.
 - 2^{ème} au 4^{ème} niveau : 40 × 40.
 - 5^{ème} au 7^{ème} niveau : 35 × 35.

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, mais pas définitivement, puisqu'ils peuvent changés après l'étude dynamique de la structure.

Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au Dimensionnement des éléments non structuraux à savoir :

- l'acrotère.
- les planchers.
- l'escaliers.
- les balcons.
- poutre chaînage.
- poutre palière.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99) et le RPA 99/2003.

III-1) Étude de plancher.

1-1) Introduction

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

1-2) Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par : l'Article B.6.8.423 BAEL 91 modifiée 99.

❖ 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

❖ 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

1-2-1) Calcul des armatures

Calcul des Armatures :

a) Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

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

Avec : $l = 65 \text{ cm}$: distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow A_{\perp} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Pour les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\parallel} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL520) de dimension (6 × 6 × 200 × 200).

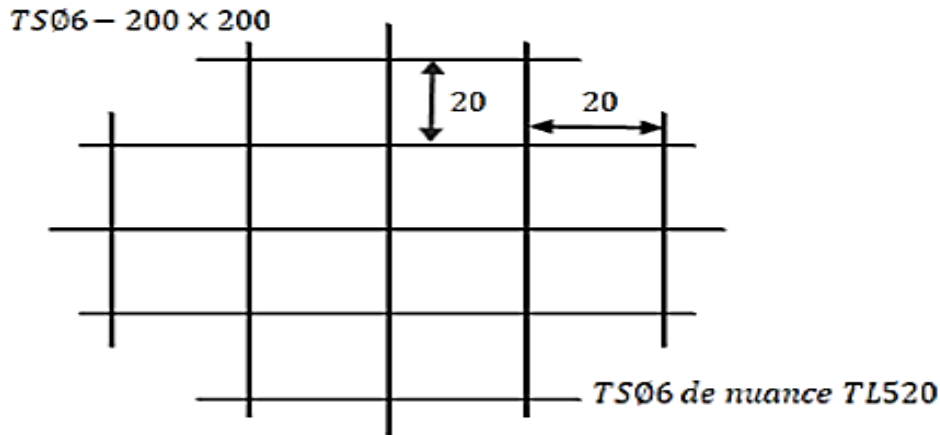


Schéma statique du treillis soudé.

Figure III.1. Treillis soudé de 20x20 cm²[1]

1-2-2) Calcul de la poutrelle.

Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles successives ($l' = 65\text{cm}$).

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \right)$$

b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12\text{ cm}$.

- b : Distance entre axes des poutrelles.
- L : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53\text{ cm}$.
- L_1 : Longueur de la plus grande travée $L_1 = 3,5\text{m}$.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4\text{ cm}$.
- h : hauteur totale de plancher.

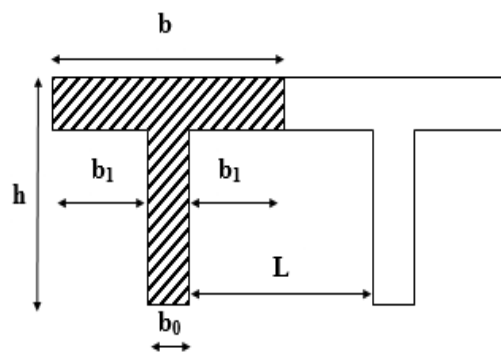


Figure III.2. Caractéristique géométrique de la section en T.

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{355}{10} = 35,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2 \times 355}{3 \times 2} = 118,33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Calcul de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminées par l'entre axe de deux poutrelles successives ($b = 65\text{cm}$).

1^{er} Etape : avant le coulage :

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier. Mais ce n'est pas la panne de faire le calcul parce que les poutrelles sont maintenues par des pieds droit.

2^{eme} étape : après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et supportant son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher.

1) Chargement :

-Terrasse inaccessible :

$$G = 4,64 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

-Etage courant :

$$G = 4,32 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}$$

❖ Calcul des charges est surcharges revenant aux poutrelles :

$$ELU : q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = q_u \times l'$$

$$ELS : q_s = G + Q$$

$$P_s = q_s \times l'$$

$$\text{avec } l' = 0,65 \text{ m}$$

Tableau III.1. Charges est surcharges revenant aux poutrelles :

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	q _u (KN/m)	P _u (KN/m)	q _s (KN/m)	P _s (KN/m)
Terrasse	4,64	1	7,764	5,05	5,64	3,67
Etage courant	4,32	1,5	8,082	5,26	5,82	3,78

❖ Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminés, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

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

a) **Méthode forfaitaire :**

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode : (Art B.6.210 BAEL 91 modifiée99).**

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.
- La surcharge d'exploitation doit vérifier la relation :

$$Q \leq \max\left(2G ; 5 \frac{KN}{ml}\right)$$

$$Q = 2,5 \frac{KN}{ml} \leq \max\left(2G ; 5 \frac{KN}{ml}\right) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées Condition vérifiée.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable Condition vérifiée.
- Le rapport des portées successives doit être compris entre :

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

$$0,8 < \frac{4,55}{4,05} = 1,12 < 1,25$$

$$0,8 < \frac{4,05}{4,1} = 0,987 < 1,25$$

} ⇒ Condition Non vérifiée.

Les conditions sont pastoutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est n'est pas applicable.

a) **Exposé de la méthode des 3 moments :**

➤ **Exposition de la méthode :**

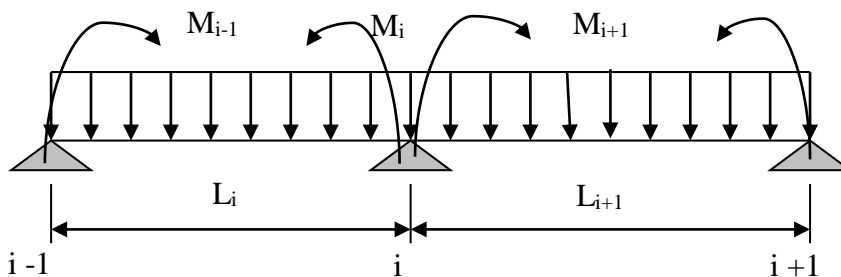


Figure III.3. Méthode des trois moments

1- Rappel :

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

➤ **Aux appuis :**

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

Avec M_{i-1} , M_i , M_{i+1} : sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i », et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i »

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui « i »

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui « i »

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui « i »

Dans notre structure ont à 2 cas à étudier :

1^{er} cas :

Cas a étudier : une poutre repose sur 06 appuis comme elle est représentée dans le schéma suivant :

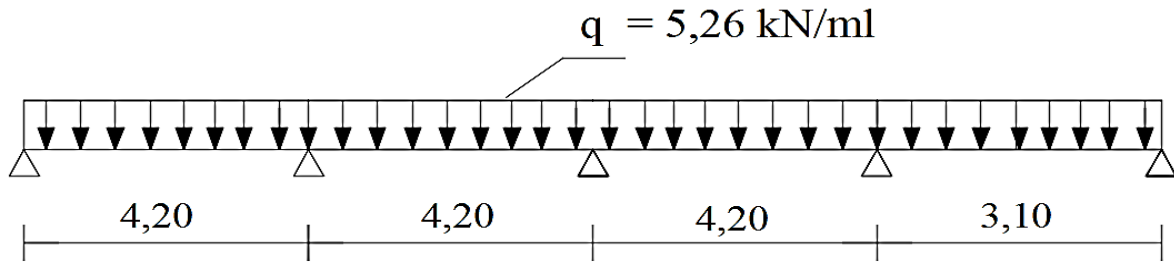


Figure III.4. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 6 appuis

Application de la méthode des trois moments

Calcul des moments aux appuis :

1^{er} Type

- L'appui 1 $8,4M_1 + 4,2M_2 = -97,43$ (1)
- L'appui 2: $4,2M_1 + 16,8 M_2 + 4,20 M_3 = -194,85$ (2)
- L'appui 3: $4,20M_2 + 16,80M_3 + 4,20 M_4 = -194,85$ (3)
- L'appui 4: $4,20 M_3 + 14,60 M_4 + 3,10M_5 = -136,60$ (4)
- L'appui 5: $3,1 M_4 + 6,20 M_5 = -39,18$ (5)

➤ **Moments aux appuis**

- $M_1 = -5,20 \text{ KN.m}$
- $M_2 = -5,07 \text{ KN.m}$
- $M_3 = -5,47 \text{ KN.m}$
- $M_4 = -3,99 \text{ KN.m}$
- $M_5 = -3,17 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments en travées**

Le moment en travée à distance x de l'appui "i" est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Calcul des moments aux travées

Tableau III.2. Calcul des moments en travées.

Appuis	L (m)	qu(KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	X (m)	$M_i(x)$ (KN.m)
1	4,20	5,26	-5,20	-5,07	11,60	5,20
2	4,20	5,26	-5,07	-5,47	11,60	4,93
3	4,20	5,26	-5,47	-3,99	11,57	6,04
4	3,10	5,26	-3,99	-3,17	6,30	1,29
5			-3,17			

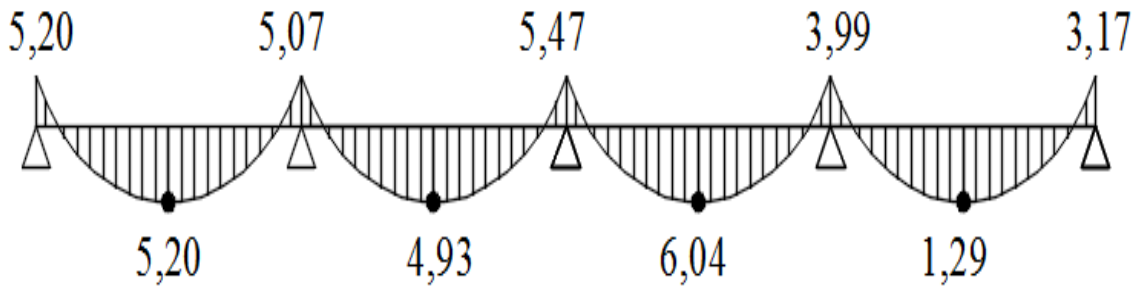


Figure.III.4.:Diagrammes des efforts internes à ELU.

- Diagramme des efforts tranchants

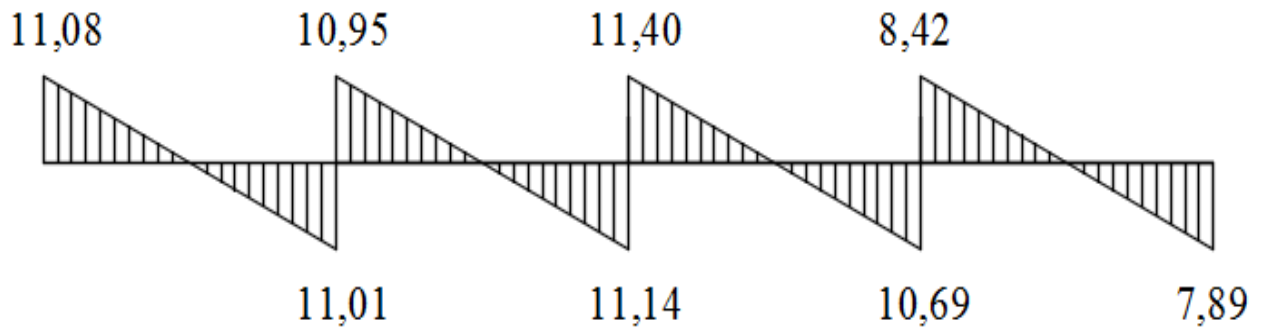
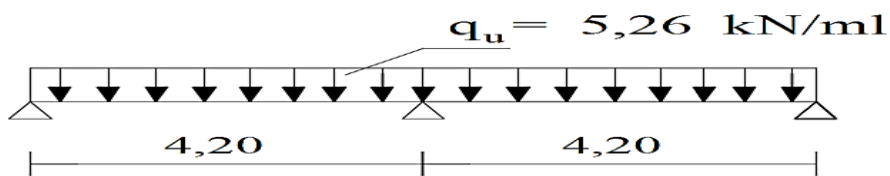


Figure.III.5.Diagramme de l'effort tranchant.

2^{ème} Type :



- L'appui 1 : $8,4M_1 + 4,2M_2 = -97,43$ (1)
- L'appui 2 : $4,2M_1 + 16,8 M_2 + 4,20 M_3 = -194,85$ (2)
- L'appui 3 : $4,20M_2 + 16,80M_3 + 4,20 M_4 = -194,85$ (3)

Moments aux appuis

- $M_1 = -4,639$ KN.m
- $M_2 = -5,176$ KN.m
- $M_3 = -4,639$ KN.m

Calcul des moments en travées

Le moment en travée à distance x de l'appui "i" est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Tableau III.3. Calcul des moments en travées.

Appuis	L (m)	qu(KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X (m)	M _i (x) (KN.m)
1	4,20	5,26	-4,63	-5,17	1,890	4,755
2	4,20	5,26	-5,17	-4,63	4,200	4,755
3			-4,63			

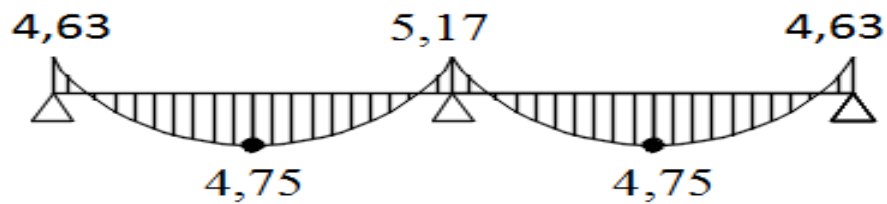


Figure.III.4.: Diagrammes des efforts internes à ELU.

Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.4. Calcul des efforts tranchants Al 'ELU.

Travées	L (m)	qu(KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	4,20	5,26	-4,63	-5,17	10,92	10,92
2-3	4,20	5,26	-5,17	-4,63	11,17	11,17
			-4,63			

3) Ferrailage à l'ELU

Les poutrelles seront calculées comme une section en T :

$$b = 65 \text{ cm} ,$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} ,$$

$$h = 20 \text{ cm} ,$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} ,$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} .$$

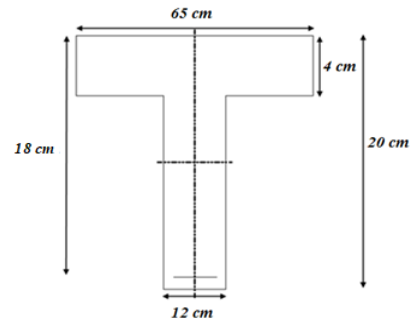


Figure III.5. : Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

Position de l'axe neutre :

Si : $M_T > M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

$M_T < M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

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

$$M_T = 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) 14,2 \times 10^2 = 59,072 \text{ KN m} .$$

Remarque :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées et les appuis en utilisant les moments maximums.

$$\begin{cases} M_{max}^t = 5,20 \text{ KN m} . \\ M_{max}^a = 5,20 \text{ KN m} . \end{cases}$$

$M_{max}^t = 5,20 \text{ KN m} < M_T = 59,072 \text{ KN m} \Rightarrow$ Donc, l'axe neutre tombe dans la table de compression (seule une partie de la table est comprimée) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (65 \times 20 \text{ cm}^2)$.

✓ Calcul des Armatures longitudinales :

• En travées :

$$M_{max}^T = 5,20 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,20 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0,018 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,991$$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,20 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0,84 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : 2HA10 $\Rightarrow A_{Ap} = 1,57 \text{ cm}^2$.

• **Aux appuis :**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{M_{max}^A}{12 \times 18^2 \times 14.2} = \frac{5,20 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,018 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0,018 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,991$$

$$A_A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,20 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature: 1HA10 + 1HA10 chap $\Rightarrow A_{Ap} = 0,79 \text{ cm}^2 + 0,79$.

✓ **Calcul des Armatures Transversales :**

Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99).

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

$$\phi_t = \min\left(\frac{200}{35}; 8; \frac{120}{10}\right) = \min(5,71; 8; 12) \Rightarrow \phi = 5,71 \text{ mm}.$$

On opte pour une section d'armature 2HA8 $\Rightarrow A_{Ap} = 1,01 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en Ø8.

✓ **Espacement des Armatures (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$S_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

✓ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée99).**

○ **Calcul de la section minimale :**

• **En travée :**

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1,57 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 11,40 \text{ KN.}$$

• **Calcul la contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

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

• **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{11,40 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,53 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99).**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

• **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,40 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,12 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,40 \times 10^3}{0,9 \times 62,8 \times 180} = 1,12 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

✓ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent la largeur de la poutre auxquelles les barres seront ancrées. Cela nous oblige à mettre des crochets aux

extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant :**

- **Sur le béton :**

$$V_u^{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9db_0$$

$$V_u^{max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = 11,40 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9db_0 = 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a = \frac{1,15}{40} \times \left(11,40 + \frac{-9,28}{0,9 \times 0,180} \right) = - 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_a = - 1,32 \text{ cm}^2 < 0$$

Aucune vérification a effectué .

Calcul a L'ELS

Calcul des moments aux appuis :

1^{er} Type

- L'appui 1 : $8,4M_1 + 4,2M_2 = -70,01$ (1)
- L'appui 2 : $4,2M_1 + 16,8 M_2 + 4,20 M_3 = -140,03$ (2)
- L'appui 3 : $4,20M_2 + 16,80M_3 + 4,20 M_4 = -140,03$ (3)
- L'appui 4 : $4,20 M_3 + 14,60 M_4 + 3,10M_5 = -98,17$ (4)
- L'appui 5 : $3,1 M_4 + 6,20 M_5 = -28,15$ (5)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

- $M_1 = -5,60 \text{ KN.m}$
- $M_2 = -5,46 \text{ KN.m}$
- $M_3 = -5,89 \text{ KN.m}$
- $M_4 = -4,30 \text{ KN.m}$
- $M_5 = -3,41 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments en travées**

Le moment en travée à distance x de l'appui "i" est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Tableau.III.5.Calcul des moments aux travées.

Appuis	L (m)	qu(KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X (m)	μ(x)	M _i (x) (KN.m)
1	4,20	3,78	-5,60	-5,46	2,11	8,33	2,80
2	4,20	3,78	-5,46	-5,89	2,07	8,33	2,66
3	4,20	3,78	-5,89	-4,30	2,20	8,32	3,26
4	3,10	3,78	-4,30	-3,41	1,63	4,53	0,69
5			-3,41	0			

Remarque

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis au détriment des moments en travées (l'inconvénient de la méthode des 3 moments), on diminue ces derniers de 1/3 et on augmente les moments en travées de 1/3

➤ **Moments en travées**

- M₍₁₋₂₎ = 3,74 [KN.m]
- M₍₂₋₃₎ = 3,55 [KN.m]
- M₍₃₋₄₎ = 4,34 [KN.m]
- M₍₄₋₅₎ = 0,92 [KN.m]

➤ **Moments aux appuis**

- M₁ = -3,74[KN.m]
- M₂ = -3,64[KN.m]
- M₃ = -3,93[KN.m]
- M₄ = -2,87[KN.m]
- M₅ = -2,28[KN.m]

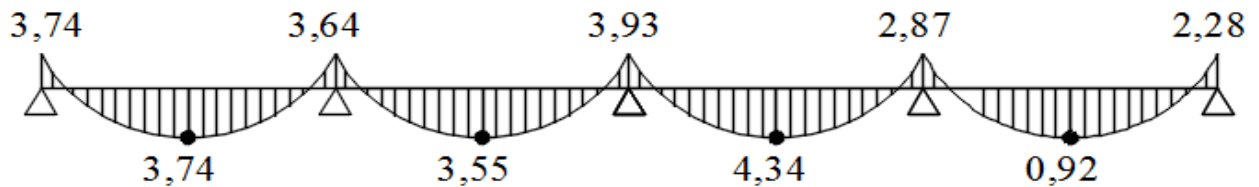


Figure.III.6:Diagrammes des efforts internes à ELS.

Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau.III.6.Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

Travées	L (m)	qu(KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
1-2	4,20	3,78	-3,74	-3,64	7,96	-7,92
2-3	4,20	3,78	-3,64	-3,93	7,87	-8,01
3-4	4,20	3,78	-3,93	-2,87	8,19	-7,69
4-5	3,10	3,78	-2,87	-2,28	6,05	-5,67
			-2,28	0,00		

- Diagramme de l'effort tranchant

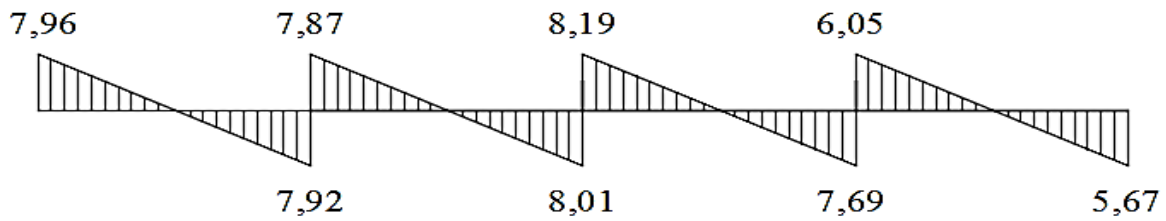


Figure.III.7. Diagramme de l'effort tranchant.

➤ **Vérification à l'ELS :**

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$: Dans le béton

- **Aux appuis :**

• **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$; $M_{max}^a = 3,93 \text{ KN.m}$; $d = 18 \text{ cm}$.

β_1 est en fonction de : $\rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,719$

$\{K_1 = 25,65\}$
 $\{\beta_1 = 0,877\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$\sigma_{st} = \frac{3,93 \times 10^3}{0,877 \times 18 \times 1,57} = 158,57 \text{ MPa}$ Avec : $\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 158,57 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ La Condition est vérifiée.

• **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25,49} = 0,0392$

$\sigma_{bc} = 0,0392 \times 158,57 = 6,22 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 6,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

- **En travée :**

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$; $M_t = 4,34 \text{ KN.m}$; $d = 18 \text{ cm}$.

β_1 est en fonction de : $\rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,7268$

$\{K_1 = 25,49\}$
 $\{\beta_1 = 0,876\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$\sigma_{st} = \frac{4,34 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 175,11 \text{ MPa}$ Avec : $\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 175,11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ La Condition est vérifiée.

• **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25,49} = 0,0392$$

$$\sigma_{bc} = 0,0392 \times 175,11 = 6,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,86 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

• **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration étant peu nuisible (non préjudiciable) donc aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'il est prévu de mettre des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \text{Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 3,78 \times \frac{4,20^2}{8} = 8,33 \text{ KN m.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{4,20} = 0,047 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0072 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots \text{la condition est vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0,047 > \frac{3,43}{15 \times 8,33} = 0,027 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

Conclusion :

❖ **Armatures longitudinales :**

- En travée : 2HA10
1HA10
- Aux appuis : 2HA10
1HA10 + 1HA10 Chap.

❖ **Armatures transversales :**

- Etrier HA8

❖ **Treillis soudé : TS Ø6 – 200 * 200**

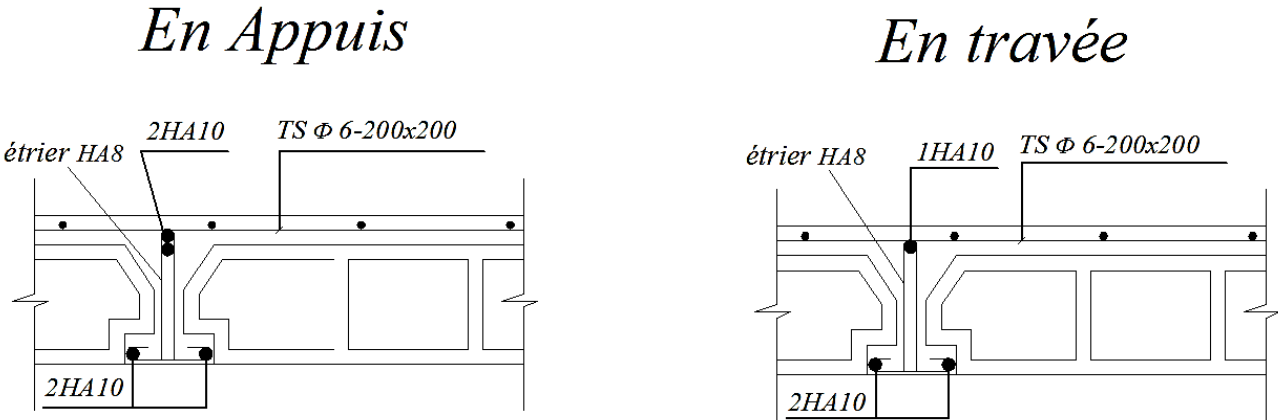


Figure III.8. : Ferrailage du plancher à corps creux .

III- 2-Etude de la poutre de chaînage

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons. Le premier type est en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage semi- encastree à ses extrémités

Evaluation des charges et surcharges :

❖ Les charges permanentes :

Le poids propre de la poutre : $0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,50$ KN/ml.

Le poids propre du garde-corps $(2+0,28) = 2,28$ KN/ml.

Le poids propre du plancher..... $4,46 \times (0,65/2) = 1.4495$ KN/ml.

$$\underline{\underline{G = 5,23 \text{ KN/ml}}}$$

❖ La surcharge d'exploitation :

$$Q = 4.60 \times (0,65/2) = 1,50 \text{ KN/ml.}$$

Combinaisons de charges :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5q = 1,35 \times 5,23 + 1,5 \times 1,5 = 9,31$ KN/ml.
- ELS : $q_s = G + Q = 5,23 + 1,50 = 6,73$ KN/ml.

Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis

9,31kN/ml

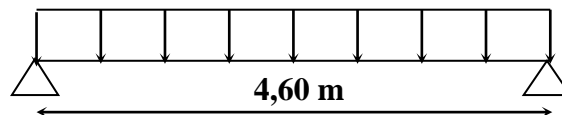


Figure.III.9. Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

Calcul des efforts internes :

Les moments fléchissant :

$$M_{\max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{9,31 \cdot 4,60^2}{8} = 24,62 \text{ kN. m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

0,85 M max en travées

0,50 M max aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

En travée : $M_t = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 24,62 = 20,92$ KN. m

Aux appuis : $M_a = M_b = 0,5M_{\max} = 0,5 \times 24,62 = 12,31$ KN. m

b) Les efforts tranchant :

$$T_A = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{9,31 \times 4,60}{2} = 21,41 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q \cdot L}{2} = \frac{-9,31 \times 4,60}{2} = -21,41 \text{ kN}$$

Diagramme des Efforts internes

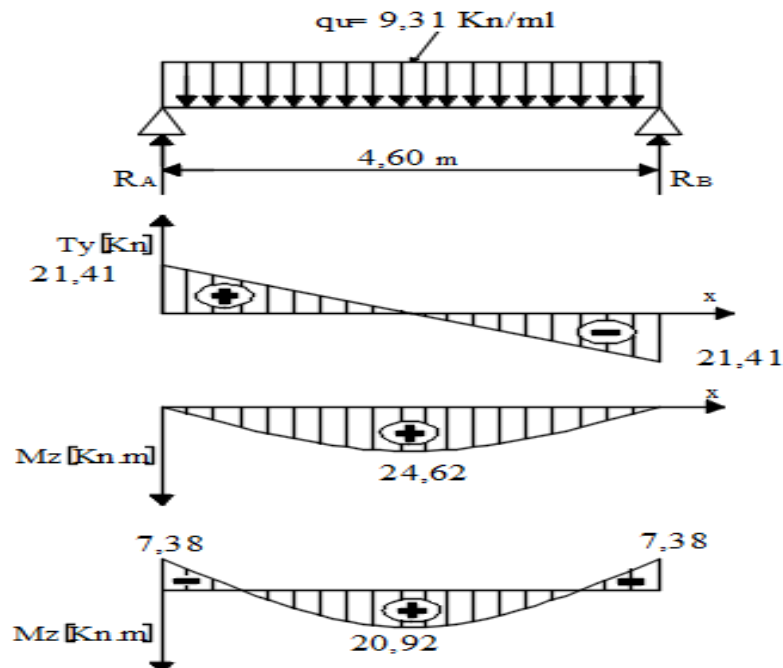


Figure.III.10. Diagramme des Efforts internes

Calcul des armatures :

• En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{20,93 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,08$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,08 \rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20,93 \times 10^3}{0,958 \times 28 \times 348} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{7,38 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,026$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,30 \times 10^3}{0,987 \times 28 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2$$

choix des armatures : on prendra 3HA12 = 3,39 cm

Vérification à l'ELU :

❖ condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).

Calcul de la section minimale :

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

$A_{\text{adopte}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 0,6762 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ En travée :

$A_{\text{adopte}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 0,6762 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ Vérification aux cisaillements (BAEL91/99 Art5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 21,41 \text{ KN.}$$

❖ Calcul la contrainte de cisaillement admissible.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

❖ Calcul la contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} = \frac{21,41 \times 10^3}{250 \times 300} = 0,285 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition est vérifiée, Pas de risque de cisaillement.

❖ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL Art6.1. 3).

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

Avec : $\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 3,14 \times 1,2) = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21,41 \times 10^6}{0,9 \times 2800 \times 113} = 0,75 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

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

❖ Influence de l'effort tranchant.

✓ Influence sur les aciers (BAEL91/99 Art A 5.1.312).

$$A_u \geq \frac{T_u + |M_u|}{0,9 d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{21,41 \times 10^3 + 34,38 \times 10^3}{0,9 \times 280} \times \frac{1,15}{400} = 0,641 \text{ cm}^2$$

$A_u = 3,19 > A_u = 0,64 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

$$\frac{2 T_{\max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} \leq \frac{0,36 \times 25 \times 250 \times 280}{1,5} = 420 \times 10^3 \text{ N} = 420 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 21,41 \text{ KN} < 420 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

❖ Encrenage des armatures (longueur de scellement) (BAEL Art6.1. 22).

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

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 3,6} = 31,58 \text{ cm.}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 31,58 = 12,632 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 20 \text{ cm}$

❖ Calcul des armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left\{ \frac{H}{35}; \phi_L; \frac{B}{10} \right\} = \{8,57; 12; 25\} = 8 \text{ mm}$$

On opte pour une section d'armature 4HA8 $\Rightarrow A_{Tr} = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)

$$S \leq \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \{0,9d \times 28 = 25,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4}; 12\phi \right\} = \min(7,5; 14,4), \quad \text{on opte pour } S_t = 7 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm,} \quad \text{on opte pour } S_t = 15 \text{ cm.}$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{\min} = 0,003 \times S \times b \Rightarrow 0,003 \times 15 \times 25 = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$



Vérifications à l'ELS :

$$6,73 \text{ kN/ml}$$

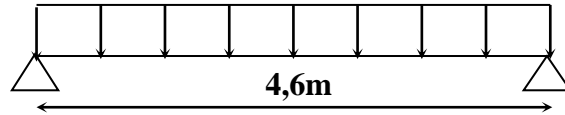


Figure.III.11. Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

Les moments fléchissant :

$$M_{\max} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{6,73 \cdot 4,6^2}{8} = 17,80 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

0,85 M max en travées

0,30 M max aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

En travée : $M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 17,80 = 15,13 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = M_b = 0,3 M_{\max} = 0,3 \times 17,80 = 5,34 \text{ kN.m}$

b) Les efforts tranchant :

$$T_A = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{6,73 \times 4,60}{2} = 15,48 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q_s \cdot L}{2} = \frac{-6,73 \times 4,60}{2} = -15,48 \text{ kN}$$

Diagramme des Efforts internes

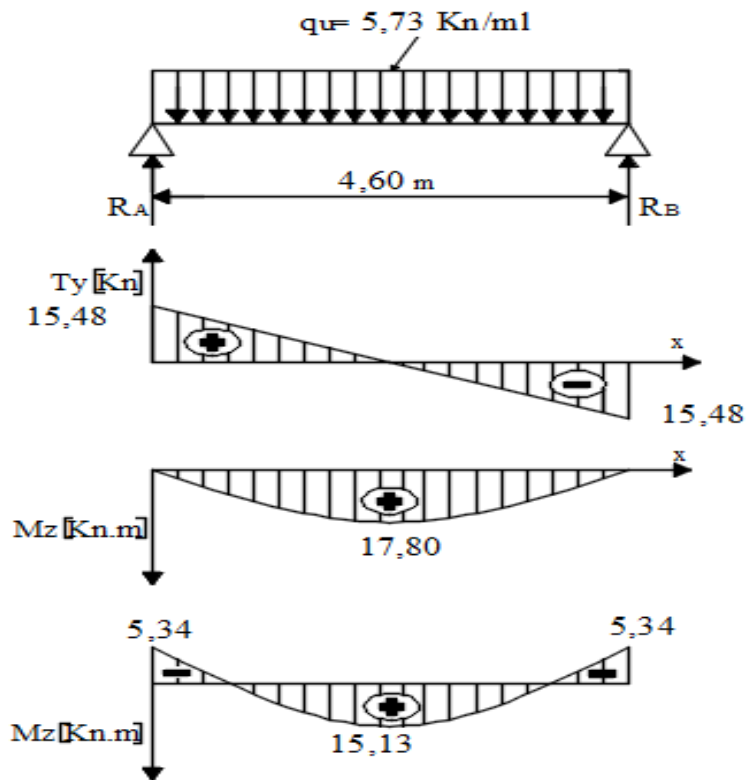


Figure.III.12.Diagramme des Efforts internes.

Vérification des contraintes :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ Dans le béton

✓ Aux appuis :

❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$\sigma_{st} = \frac{M_{sA}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2$; $M_{sA} = 8,90 \text{ KN.m}$; $d = 28 \text{ cm}$

β_1 est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 32,62 \\ \beta_1 = 0,895 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{5,34 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 62,85 \text{ MPa}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 62,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ La Condition est vérifiée.

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{32,62} = 0,031$

$\sigma_{bc} = 0,031 \times 62,85 = 1,94 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 1,94 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$la Condition est vérifiée.

✓ En travée :

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 3,39 \text{ cm}^2 ; M_t = 15,13 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 32,62 \\ \beta_1 = 0,895 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15,13 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 178,10 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 178,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{32,62} = 0,031$$

$$\sigma_{bc} = 0,031 \times 178,10 = 5,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

❖ Vérification de la flèche (BAEL 91/99 Art 6.5.2)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } h = 30 \text{ cm hauteur totale,}$$

$L = 4,60 \text{ m}$ portée entre nus d'appuis,

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \text{Avec : } M_t : \text{moment maximum en travée,}$$

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{Avec : } A : \text{section des armatures,}$$

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,3}{4,60} = 0,0652 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{15,13}{10 \times 17,80} = 0,085 > \frac{h}{l} = 0,0652 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion :

On adopte les armatures calculées à l'ELU (elles sont vérifiées à l'ELS).

❖ Armatures longitudinales :

- En travée : 3HA12

- Aux appuis : 3HA12

❖ Armatures transversales :

- 4HA8

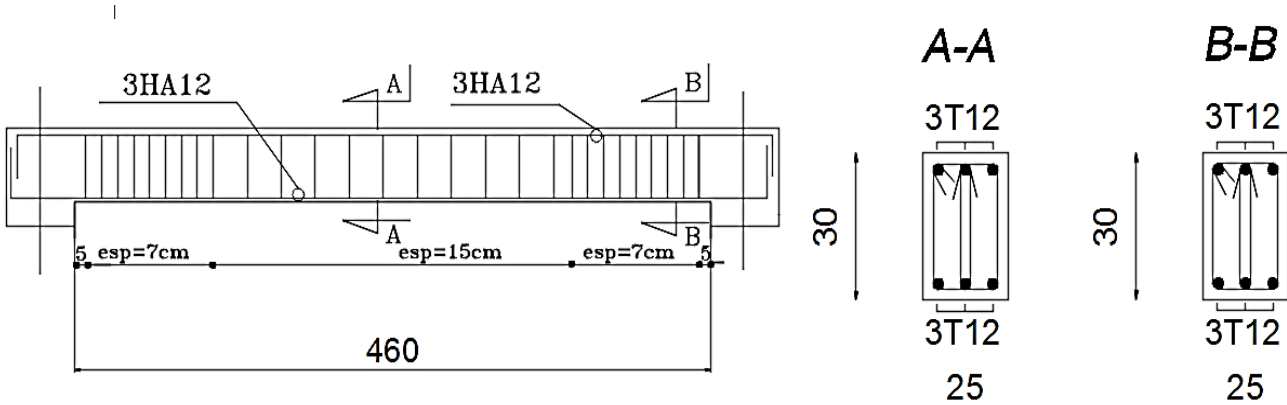


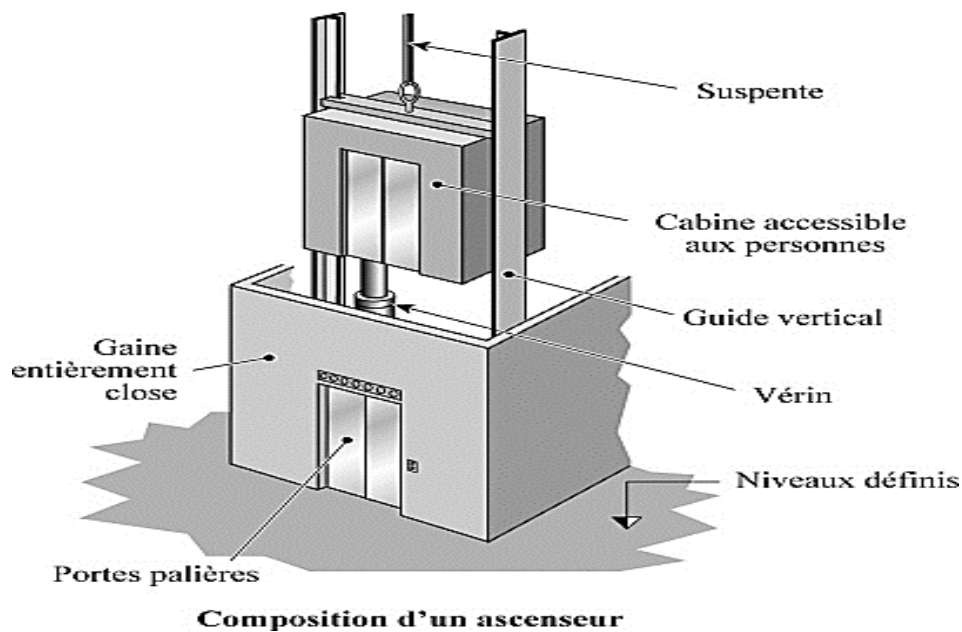
Figure.III.13. Schéma du ferrailage de la Poutre de chaînage.

III- 3-Salle machine .

III.3.1 Introduction :

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions $(2x=4m^2)$ appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle $\begin{cases} U_0 = 80\text{ cm} \\ V_0 = 80\text{ cm} \end{cases}$ engendré par le



système de levage.

Figure III-14. Composition d'un ascenseur [1] .

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 9 tonnes (90kN).

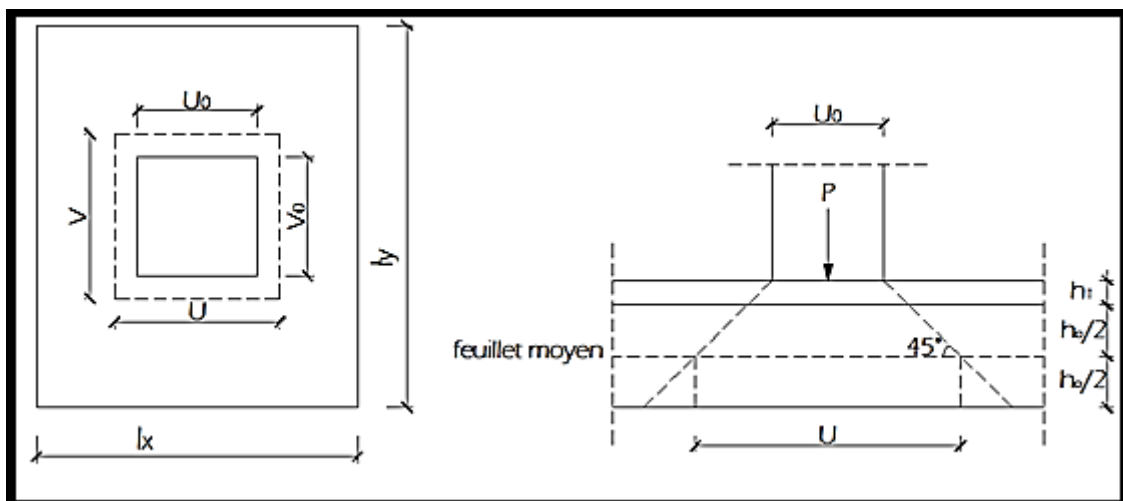


Figure III- 15Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine. .

III.3.2 Calcul de la dalle pleine

A. Dimensionnement de la dalle

$$\begin{cases} L_x = 2,5 \text{ m} \\ L_y = 3,1 \text{ m} \end{cases}$$

$$S = L_x \times L_y = 2 \times 2 = 4 \text{ m}^2$$

B. Epaisseur de la dalle:

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante:

$$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{200}{30} = 6,66 \text{ cm.}$$

h_t : doit être au moins égale à 12 cm (**RPA 99 Version 2003**), nous adoptons une hauteur : $h_t = 15 \text{ cm}$.

III.3.3 Principe de calcul :

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge.

$$\begin{cases} M_{x1} = P(M_1 + \vartheta M_2) \\ M_{y1} = P(\vartheta M_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec :

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée P, sont donnés par les abaques en fonction de ρ et des rapports $\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$.

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

P : intensité de la charge concentré ;

U et **V** : cotées du rectangle sur lequel agit la charge P compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

A. Calcul de U et V

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \left(\xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = U_0 + 2e + h_t \\ V = V_0 + 2 \left(\xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = V_0 + 2e + h_t \end{cases}$$

h_0 : épaisseur de la dalle. ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

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

ξ : Coefficient de revêtement. $\Rightarrow \xi = 1$ (car le revêtement est aussi solide que le béton).

U_0, V_0 : surface de contact, zone dans laquelle P est concentrée ($U_0 = V_0 = 100$ cm).

$$\begin{cases} U = 0,80 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m} \\ V = 0,80 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m} \end{cases}$$

B. Détermination des sollicitations :

Poids propre de la salle $G = 0,15 \times 25 \times 1 = 3,75$ KN/ ml (bande de 1m de largeur) .

La surcharge $Q = 1$ KN/ ml.

➤ **A P'ELU :**

$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ (charge concentrée du système de levage).

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6.56 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ (charge uniformément répartie)

➤ **A P'ELS :**

$$\begin{cases} P_s = P = 90 \text{ KN.} \\ q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN.} \end{cases}$$

III.3.4 Calcul a l'état limite ultime (ELU) :

A. Calcul des moments au centre du panneau.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{250}{310} = 0,8 \rightarrow 0.4 \leq \rho = 0,8 \leq 1$: le panneau de dalle travail dans les deux sens.
 $\rho = 0,8$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = \frac{105}{200} = 0,525 \quad M_1 = 0,134 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{250} = 0,42 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_2 = 0,101 \end{array} \right.$$

Alors :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u(M_1 + \nu M_2) = 121,5 \times (0,112 + 0) = 13.608 \text{KN. m} \\ M_{y1} = P_u(M_2 + \nu M_1) = 121,5 \times (0 + 0,101) = 12,27 \text{KN. m} \end{cases}$$

B. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

$0.4 \leq \rho = 0,8 \leq 1$: le panneau de dalle travail dans les deux sens.

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions. Donc, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du **(BAEL91modifié99)**

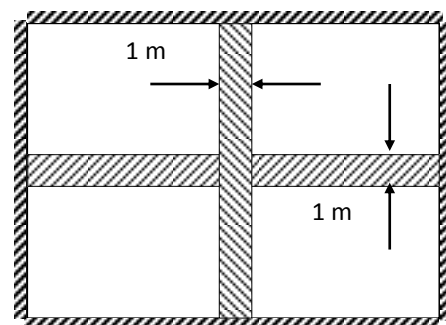
$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec:

M_{x2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_x ;

M_{y2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_y ;

μ_x et μ_y : Coefficient donnés en fonction de ρ et ν .



$$\begin{cases} \rho = 0,8 \\ \nu = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0565 \times 6,56 \times 2^2 = 1,482 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,595 \times 2,5 = 1,487 \text{ KN.m} \end{cases}$$

C. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,608 + 1,48 = 15,088 \text{ KN m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12,27 + 1,48 = 13,75 \text{ KN m} \end{cases}$$

Remarque

A fin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

Sens L_x :

En travées

$$M_x^t = 0,85 \times 15,088 = 12,82$$

Aux appuis

$$M_x^a = -0,3 \times 15,088 = -4,52$$

Sens L_y

En travées

$$M_y^t = 0,85 \times 13,75 = 11,68.$$

Aux appuis

$$M_y^a = -0,3 \times 13,75 = -4,125.$$

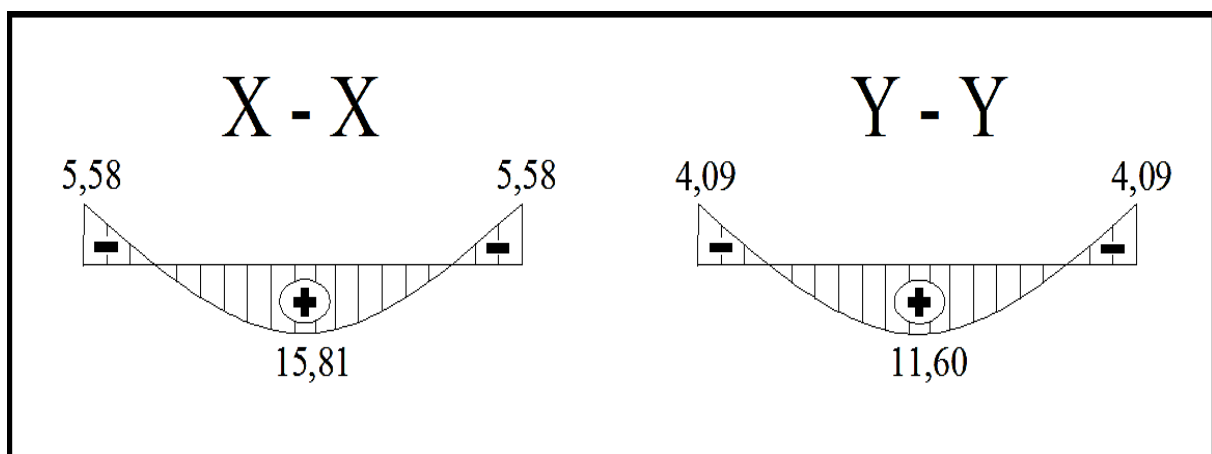


Figure III-16.: Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.

III.3.5 Ferrailage à L'ELU :

Détermination de la section des armatures

a. Dans le sens de la petite portée (X-X)

En travée

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100$ cm ;

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm} \quad , \quad c = 2 \text{ cm} \quad , \quad b = 100 \text{ cm} \quad , \quad M_x^t = 12.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,82 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,054 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,054 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,82 \times 10^3}{0,967 \times 13 \times 348} = 2,93 \text{ cm}^2.$$

Soit 4HA12 $\Rightarrow A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$M_x^a = 5,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,52 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,52 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1,01 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 $\Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

b. Dans le sens de la grande portée (Y-Y) :

En travée :

$$M_y^t = 11,68 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,68 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,048 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,975$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,68 \times 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2,64 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 $\Rightarrow A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$M_y^a = 5,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,12 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,017 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,017 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9915$$

$$A_a = \frac{4,09 \times 10^3}{0,9915 \times 13 \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Soit $4HA10 \Rightarrow A_a = 3,14 \text{ cm}$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III-3-6 Vérification à L'ELU :

A. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4) :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

$$\left\{ \begin{array}{l} W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \\ A_x \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \times b \cdot h \\ \text{Et } W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \end{array} \right.$$

Avec :

A_x : section minimale d'armatures.

$b \cdot h$: section totale de béton.

W_x et W_y : Les Taux minimaux d'acier en travée dans le sens (x-x) et dans le sens (y-y) ;

ρ_0 = Rapport du volume des aciers à celui du béton $\rho_0 = 0,0008$ pour des barres à hautes adhérences de classe FeE400.

a. Sens (X-X) :

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x \geq \frac{0,0008 \times (3 - 0,6)}{2} \times 100 \times 15 = 1,44 \text{ cm}^2$$

En travées : $A_{\text{adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_x = 1,44 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{\text{adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x = 1,44 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

b. Sens (Y-Y) :

$$W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travées : $A_{\text{adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_y = 1,2 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{\text{adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y = 1,2 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

B. Diamètre maximal des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.7.21) :

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\text{max}} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$.

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\text{max}} = 15 \text{ mm}$. \rightarrow vérifier.

C. Espacements des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.8.2.42) :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
(Charges concentrées)

a. Armatures principale:

$$S_t \leq \min (2h; 25 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(30 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b. Armatures de répartitions :

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

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de non poinçonnement BAEL91modifié99 (Art A.5.2.42) :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : P_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h_t : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$P_u = 1,35(90) = 121,5 \text{ kN} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25000}{1,5} = 472,5 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée.

Donc les armatures transversales sont inutiles.

D. Vérification de la contrainte tangentielle BAEL91modifié 99 (Art A.5.2 .2) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$b = 1\text{m} ; d = 0,9 h_t = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm.}$$

Au milieu de U :

$$V_u = \frac{P_u}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ kN.}$$

Au milieu de V :

On a :

$$V_u = \frac{P_u}{3.V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ kN.}$$

$$\text{NB : } V_u = 38,57 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,285 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,285 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-3-7 Calcul à l'état limite de service (l'ELS) :

a. Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0,112 + 0,2 \times 0,081) = 11,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0,081 + 0,2 \times 0,112) = 9,3 \text{ kN.m}$$

b. Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :

$$\rho = \begin{cases} 0,8 \\ v = 0,2 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0632 & (\text{RPA99 Version 2003 / Tabl 1.3}) \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ kN/ml}$$

$$\rho = 0,8 \rightarrow \mu_x = 0,0632 \rightarrow M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0632 \times 4,75 \times (2)^2 = 1,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{x2} = 1,20 \text{ kN.m}$$

$$\mu_y = 0,710 \rightarrow M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,710 \times 1,20 = 0,852 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0,852 \text{ kN.m}$$

C. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,53 + 1,20 = 12,73 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,30 + 0,85 = 10,15 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

Sens L_x

En travées

$$M_x^t = 0,85 \times 12,73 = 10,82 \text{ kN.m}$$

Aux appuis

$$M_x^a = -0,3 \times 12,82 = -3,84 \text{ kN.m}$$

Sens L_y

En travées

$$M_y^t = 0,85 \times 10,15 = 8,62 \text{ kN.m}$$

Aux appuis

$$M_y^a = -0,3 \times 10,15 = -3,04 \text{ kN.m}$$

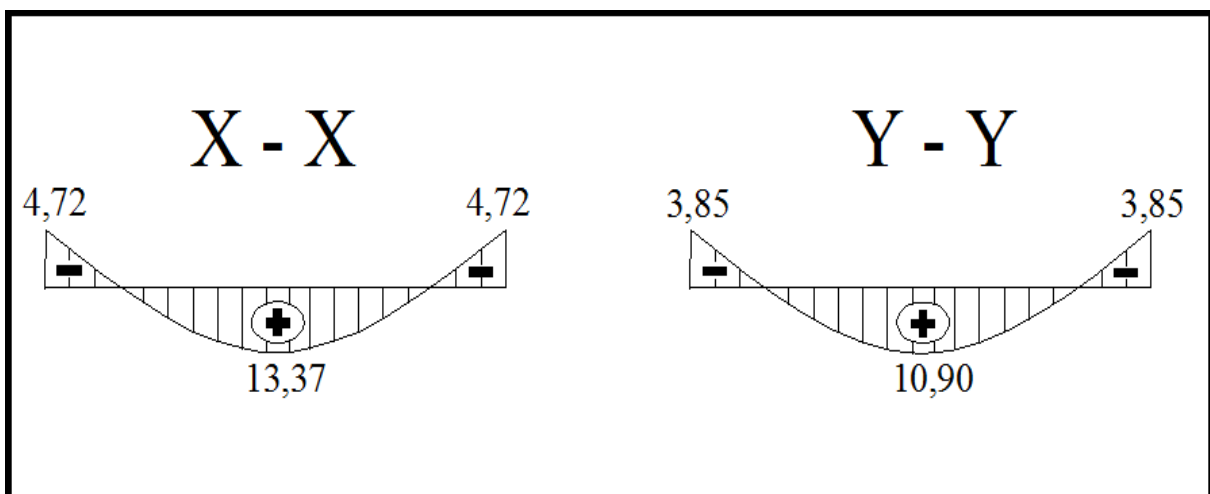


Figure III.17. : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS. [1]

III-3-8 Vérification à l'ELS :

A. Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

B. Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :

a. Sens (X-X)

En travée

$$M_t = 13,37 \text{ kN.m} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \quad K_1 = 33,08 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,896$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{13,37 \times 10^6}{0,896 \times 130 \times 452} = 236,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{236,66}{33,08} = 7,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_{ax} = 4,72 \text{ kN.m.} \quad A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24 \Rightarrow K_1 = 170,2 \text{ et } \beta_1 = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4,72 \times 10^6}{0,973 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 76,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{76,96}{170,2} = 0,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Sens (Y-Y)**En travée**

$$M_t = 10,90 \text{ KN. m} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \quad K_1 = 33,08 \text{ et } \beta_1 = 0,896$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{10,90 \times 10^6}{0,896 \times 130 \times 452} = 157,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{157,84}{33,08} = 4,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_{ax} = 3,85 \text{ kN.m.} \quad A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24 \Rightarrow K_1 = 170,2 \text{ et } \beta_1 = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3,85 \times 10^6}{0,973 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 51,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{51,25}{170,2} = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche (Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.

- M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction L_x

- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

$$M_x = 14,662 \text{ KN.m}$$

- A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

- d : La hauteur utile de la bande.

- b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{M_t}{20 M_x} = \frac{13,37}{20 \times 15,74} = 0,042 \dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_x}{b d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{la condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il est pas nécessaire de vérifier la flèche .

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

- ❖ Armatures dans le sens X-X :
 - En travée : 4HA12 (esp=25cm)
 - Aux appuis : 4HA10 (esp=20cm)
- ❖ Armatures dans le sens Y-Y :
 - En travée : 4HA12 (esp=25cm)
 - Aux appuis : 4HA10 (esp=20cm)

Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine.

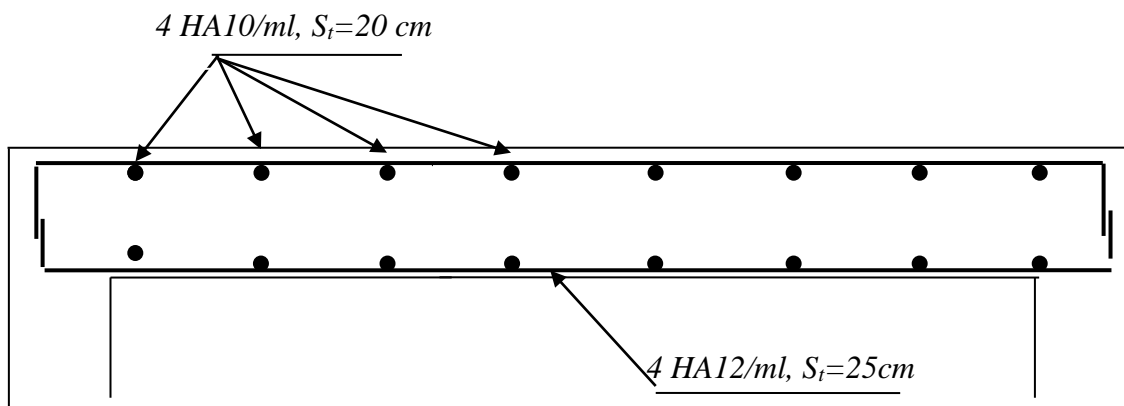


Figure III-18. Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x. [1] .

III.4. Etude d'une poutre palière

III.4.1 La poutre palière :

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ($b \times h$), reposant sur deux appuis (partiellement encastrée dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse avec une portée max de **280cm**. On choisit la poutre palière du **RDC** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

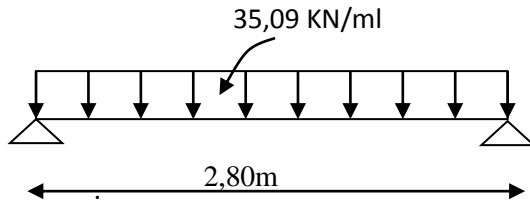


Figure20 :schéma poutre palier.

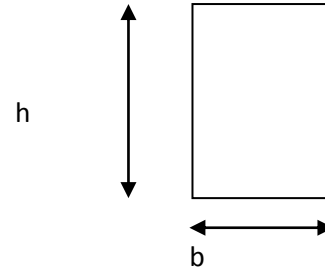


Figure.III.19. Schéma de la poutre palière.

III.4.2. Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G_{PP} = 25 \times 0,3 \times 0,20 = 1,5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

•Réactions d'appuis de palier :

Réaction du palier à l'ELU : $R_A = 33,07 \text{ KN}$

Réaction du palier à l'ELS : $R_A = 22,89 \text{ KN}$

•Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35G + R/1 \text{ ml } \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$q_u = 1.35G + R_{Bu} = 1.35 \times 1,5 + 33,07 = 35,09$$

❖ Calcul des efforts internes :

•Moment isostatique : charge de la poutre a l'ELU

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{35,09 \times 2,8^2}{8} = 34,38 \text{ KNm.}$$

•Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{35,09 \times 2,8}{2} = 49,13 \text{ KN.}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{\max}^A = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 34,38 = -10,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 34,38 = 29,22 \text{ KN.m}$$

III.4.4. Diagrammes des efforts internes :

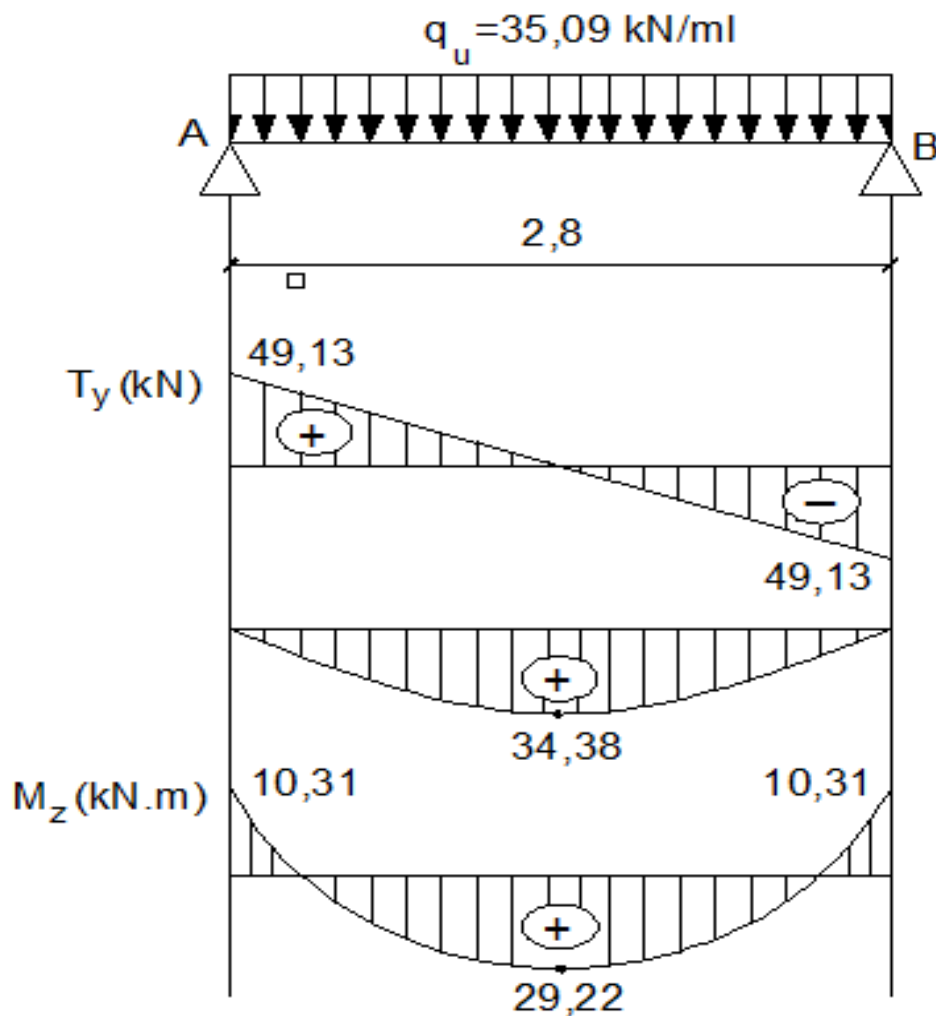


Figure III.21. : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

Calcul des armatures :

$$d = 28 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } M_{\max}^t = 29,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29,22 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,104 < \mu_{id} = 0,392$$

$$\mu_t = 0,104 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow \text{section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_t = 0,104 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,945$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29,22 \times 10^3}{0,945 \times 28 \times 348} = 3,17 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature :

Soit 3HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2$.

a) Aux appuis : $M_{\max}^A = -10,31 \text{ KN.m}$

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,31 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,037 < \mu_{id} = 0,392$$

$\mu_A = 0,037 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow$ section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0,037 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9815$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,31 \times 10^3}{0,9815 \times 28 \times 348} = 1,07 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature :

Soit 3HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2$.

III.4.5 Vérification à l'ELU :

❖ Exigence du RPA (Art 7-5-2 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 (0,5 % de S).

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

$$A_S = 3HA12 + 3HA12 = 3,39 + 3,39 = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \% \text{ de } S = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 6,78 \text{ cm}^2 > 0,005 \times b \times h = 3,75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Calcul de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

✓ **Aux appuis :**

$A_{\text{adopte}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

✓ **En travée :**

$A_{\text{adopte}} = 3,78 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

❖ Vérification aux cisaillements (BAEL91/99 Art5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 49,13 \text{ KN.}$$

❖ Calcul la contrainte de cisaillement admissible.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

❖ Calcul la contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{49,13 \times 10^3}{250 \times 300} = 0,655 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition est vérifiée, Pas de risque de cisaillement.

❖ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL Art6.1. 3).

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

Avec : $\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{49,13 \times 10^3}{0,9 \times 2800 \times 226,1} = 0,086 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,086 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

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

❖ Influence de l'effort tranchant.

✓ Influence sur les aciers (BAEL91/99 Art A 5.1.312).

$$A_u \geq \frac{T_u + |M_u|}{0,9 d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{49,13 \times 10^3 + 10,31 \times 10^3}{0,9 \times 280} \times \frac{1,15}{400} \geq 0,565 \text{ cm}^2$$

$A_u = 0,678 \text{ cm}^2 > A_u = 0,565 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

$$\frac{2T_{\max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} \leq \frac{0,36 \times 25 \times 250 \times 280}{1,5} = 420 \times 10^3 \text{ N} = 336 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 49,13 \text{ KN} < 420 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

❖ **Encreage des armatures (longueur de scellement) (BAEL Art6.1. 22).**

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

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

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

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } L_s = 20 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left\{ \frac{H}{35}; \phi_L; \frac{B}{10} \right\} = \{8,57; 12; 25\} = 8 \text{ mm}$$

On opte pour une section d'armature 4HA8 $\Rightarrow A_{Tr} = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)**

$$S_t \leq \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \{0,9d \times 28 = 25,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 29,7 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4}; 12\phi \right\} = \min(7,5; 14,4), \text{ on opte pour } S_t = 7 \text{ cm.}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}, \text{ on opte pour } S_t = 15 \text{ cm.}$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{\min} = 0,003 \times S \times b \Rightarrow 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul à l'état limite de service ELS :**

$$q_s = G + R_{As} = 1,5 + 22,89 = 24,39 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Calcul des efforts internes :**

- **Moment isostatique :**

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{24,39 \times 2,8^2}{8} = 23,9 \text{ KN.m.}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{24,39 \times 2,8}{2} = 34,15 \text{ KN.}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 20,71 = -6,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 20,71 = 17,60 \text{ KN.m}$$

- Diagrammes des efforts internes :

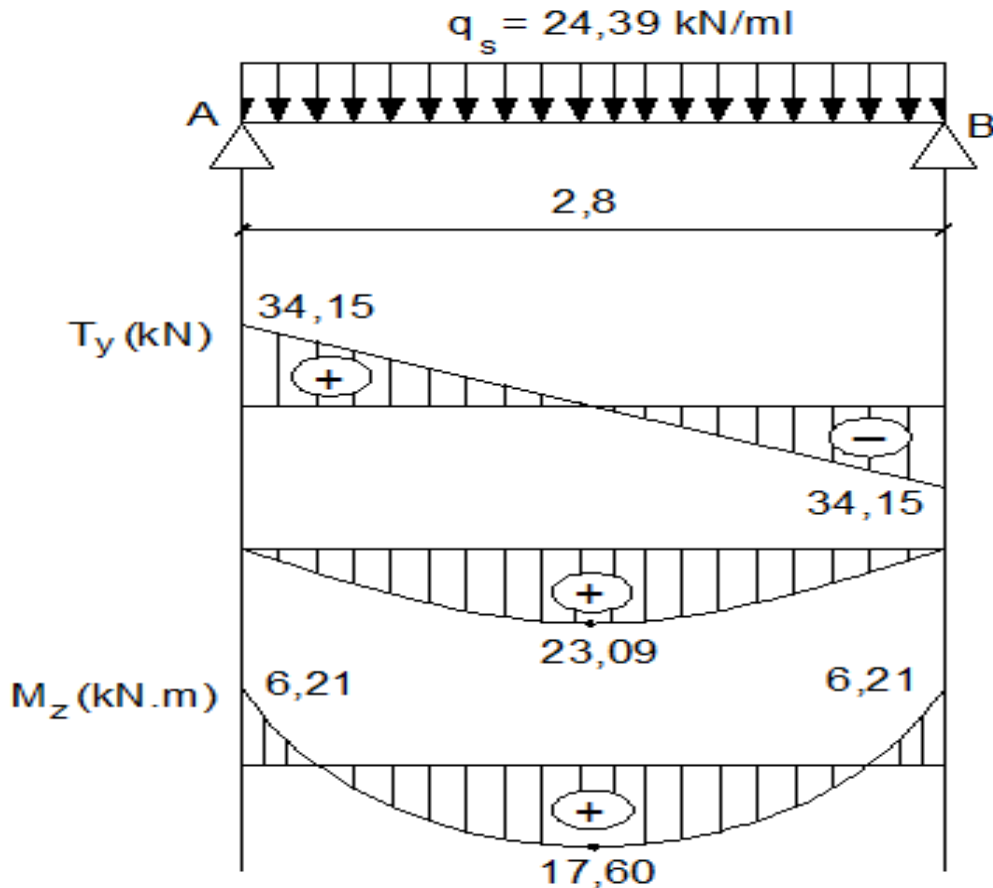


Figure III.22. : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

- a) Vérification à l'ELS.

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ Dans le béton

✓ Aux appuis :

- ❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{SA}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2 ; M_{SA} = 6,21 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 32,62 \\ \beta_1 = 0,895 \end{array} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{6,21 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 73,09 \text{ MPa}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 73,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ La Condition est vérifiée.

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{32,63} = 0,031$$

$$\sigma_{bc} = 0,031 \times 73,93 = 2,26 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$la Condition est vérifiée.

✓ **En travée :**

❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 3,39 \text{ cm}^2 ; M_t = 17,60 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,606$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 32,62 \\ \beta_1 = 0,895 \end{array} \right\} \Rightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{17,60 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 209,51 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 207,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ La Condition est vérifiée.

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{32,63} = 0,031$$

$$\sigma_{bc} = 0,031 \times 207,17 = 6,42 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$La Condition est vérifiée.

❖ **Vérification de la flèche (BAEL 91/99 Art 6.5.2)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } h = 30 \text{ cm hauteur totale,}$$

$L = 2,8 \text{ m}$ portée entre nus d'appuis,

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \text{Avec : } M_t : \text{moment maximum en travée,}$$

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{Avec : } A : \text{section des armatures,}$$

b : longueur da la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,3}{2,8} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{17,60}{10 \times 22,89} = 0,0768 < \frac{h}{l} = 0,11 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,00484 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion :

On adopte les armatures calculées à l'ELU (elles sont vérifiées à l'ELS).

❖ Armatures longitudinales :

- En travée : 3HA12
- Aux appuis : 3HA12

❖ Armatures transversales :

- 4HA8

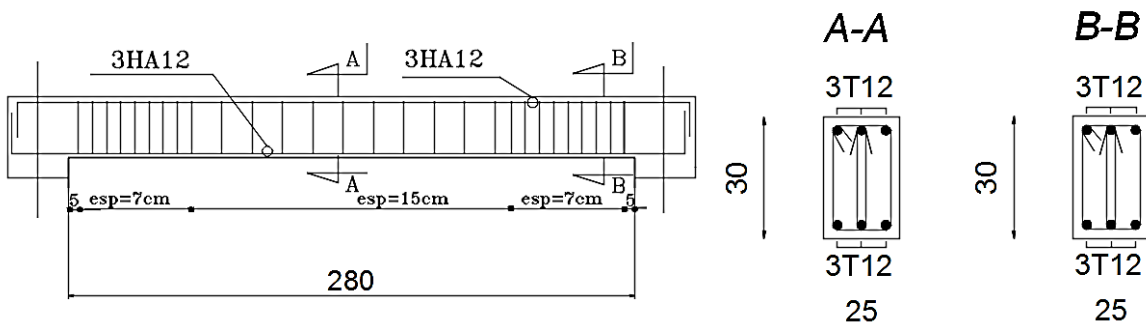


Figure.III.23. Schéma du ferrailage de la poutre palière.

III.5-Plancher en dalle pleine(Balcon).

III.5.1Introduction :

Les dalles sont des pièces planes et minces dont les dimensions en plan sont nettement supérieures à l'épaisseur. Elles reposent avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis constitués par des poutres ou des murs, elles ont pour rôle :

- résistance (supporter leur poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation).
- l'isolation thermique et acoustique.
- la protection contre l'incendie.

Les dalles pleines peuvent être réparties en 02 catégories :

- Dalle pleine sur appuis continus.
- Dalle pleine sur appuis ponctuels.

Les dalles pleines sur appuis continus (comme dans notre cas) peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule. (BAEL-Art-5.21).

III.5.2Principe de la méthode:

Soit L_x et L_y les distances mesurées entre nus d'appuis et q la charge uniformément répartie par unité de longueur.

-Nous supposons que le panneau est simplement appuyé sur ses débords.

-Nous définissons $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec: $L_x < L_y$

1- Si $\alpha < 0,4 \Rightarrow$ panneau travaillant dans un seul sens (L_x) . Au centre de la dalle, pour une bande de 1 m de largeur:

$$M_{0x} = q (L_x)^2 / 8 , M_{0y} = 0 .$$

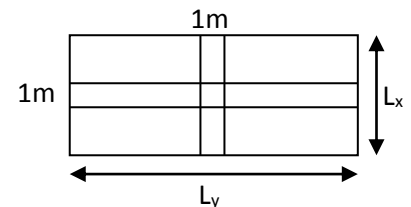
2- Si $0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ panneau travaillant dans les deux sens. Au centre de la dalle:

- sens $L_x \Rightarrow M_{0x} = \mu_x q (L_x)^2$

- sens $L_y \Rightarrow M_{0y} = \mu_y M_{0x}$.

μ_x et μ_y : Coefficients multiplicateurs donnés en fonction de α et du coefficient de poisson ν .

Vérification: $\frac{M_{0y}}{M_{0x}} \geq 0,25$.



Remarque:

.Panneau de dalle continu au-delà de ses appuis:

-Moment en travées $\Rightarrow 0,75 (M_{0x} , M_{0y})$.

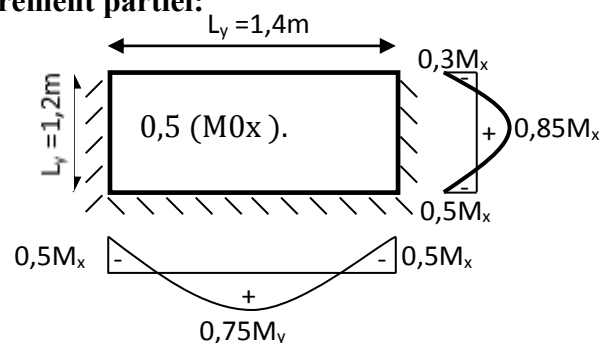
-Moment sur appuis $\Rightarrow 0,5 (M_{0x})$.

.Panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel:

-Moment en travée $\Rightarrow 0,75$ ou $0,85 (M_{0x} , M_{0y})$.

-Moment sur appuis de rive $\Rightarrow 0,3 (M_{0x})$.

-Moment sur appuis intermédiaires \Rightarrow



III.5.3 Sollicitations dans le panneau:

Charges permanentes G :

- Enduit en plâtre : $0,02 \cdot 10 \cdot 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,2 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la dalle : $0,15 \cdot 25 \cdot 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 3,75 \text{ KN/ml}$
- couche de sable : $0,02 \cdot 18 \cdot 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$
- revêtement en carrelage : $0,02 \cdot 22 \cdot 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,44 \text{ KN/ml}$

$$\mathbf{G = 4,75 \text{ KN/ml}}$$

- Poids de garde corps en brique pleine + Enduit : $(2+0,28) \cdot 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 2,28 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation Q :

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

Calcul à L'E.L.U :

La console est calculée en flexion simple.

Combinaisons de charges:

A L'ELU :

$$\text{Charge uniforme } q_u' = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ m} = (1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 3,5) \times 1 = 11,66 \text{ KN/ml}$$

A L'ELS

$$\text{Charge uniforme } q_s' = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (4,75 + 3,5) \times 1 = 8,25 \text{ KN/ml}$$

Calcul à L'ELU :

Soit q la charge uniformément répartie sur le panneau par unité de longueur.

III.5.4. Calcul du panneau :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,20}{2,80} = 0,43 \rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

Donc la dalle est considérée comme portant dans deux sens

$$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

ν_x, ν_y : Sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et de ν qui est le coefficient de poisson.

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\rho = 0,43 \xrightarrow{\text{du tableau}} \nu_x = 0,1047 ; \nu_y = 0,250$$

$$M_{0x} = 0,1047 \cdot 11,66 \cdot 1,20 = 1,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,250 \cdot 1,46 = 0,365 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{0x}}{M_{0y}} = \frac{1,46}{0,365} = 4 \geq 0,25 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Correction des moments:

$$\text{-En travées: } M_x = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 1,46 = 1,241 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 0,365 = 0,27 \text{ KN.m.}$$

$$\text{-Sur appuis intermédiaires: } M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 1,46 = 0,73 \text{ KN.m.}$$

$$\text{-Sur appuis de rive: } M_a = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 1,46 = 0,438 \text{ KN.m.}$$

Calcul d'efforts tranchants:

$$\text{-Au milieu de } L_x: T_u = \frac{q_u L_x L_y}{3L_y} = \frac{11,66 \times 1,2 \times 2,8}{3 \times 2,8} = 4,664 \text{ KN.}$$

$$\text{-Au milieu de } L_y: T_u = \frac{q_u L_x L_y}{2L_y + L_x} = \frac{11,66 \times 1,2 \times 2,8}{2 \times 2,8 + 1,2} = 5,76 \text{ KN.}$$

Calcul du panneau à l'ELS:

$$M_{0x} = \mu_x q_s L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

ν_x, ν_y : Sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et de ν qui est le coefficient de poisson.

$$\nu = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

$$\rho = 0,43 \xrightarrow{\text{du tableau}} \nu_x = 0,11 ; \nu_y = 0,301$$

$$M_{0x} = 0,11 * 8,25 * 1,20 = 1,1 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 1,1 * 0,301 = 0,33 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{0x}}{M_{0y}} = \frac{1,1}{0,33} = 3,33 \geq 0,25 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Correction des moments:

$$\text{-En travées: } M_x = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 1,1 = 0,935 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 0,33 = 0,25 \text{ KN.m.}$$

$$\text{-Sur appuis intermédiaires: } M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 0,935 = 0,47 \text{ KN.m.}$$

$$\text{-Sur appuis de rive: } M_a = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 0,935 = 0,28 \text{ KN.m.}$$

Calcul d'efforts tranchants:

$$\text{-Au milieu de } L_x: T_u = \frac{q_s L_x L_y}{3L_y} = \frac{8,25 \times 1,26 \times 1,4}{3 \times 1,4} = 3,3 \text{ KN.}$$

$$\text{-Au milieu de } L_y: T_u = \frac{q_s L_x L_y}{2L_y + L_x} = \frac{8,25 \times 1,2 \times 1,4}{2 \times 1,4 + 1,2} = 4,07 \text{ KN.}$$

Ferraillage :

-Sens de la petite portée x-x :

- En travée :

III.5.5.Calcul des armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,241 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,005 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Pour } \mu = 0,005 \Rightarrow \beta = 0,9975$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,241 \times 10^5}{0,9975 \times 13 \times 34800} = 0,28 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2. S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2 S_t = 25 \text{ cm}$$

- Aux appuis

Calcul des armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,73 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,003 < \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Pour $\mu = 0,003 \Rightarrow \beta = 0,9985$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,73 \times 10^5}{0,9985 \times 13 \times 34800} = 0,16 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

Sens de la petite portée y-y :

- En travée :

Calcul des armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,27 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,001 < \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Pour $\mu = 0,001 \Rightarrow \beta = 0,9995$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,27 \times 10^5}{0,9995 \times 13 \times 34800} = 0,06 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2 \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2 \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

- Aux appuis

Calcul des armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,73 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,003 < \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Pour $\mu = 0,003 \Rightarrow \beta = 0,9985$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,73 \times 10^5}{0,9985 \times 13 \times 34800} = 0,16 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2 \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2 \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

Zone	Sens	M_u [KN.m]	μ_b	β	A [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	A _{adopté}
Sur appuis	X - X	0,73	0,003	0,9985	0,16	5,65	5HA12
	Y - Y	0,73	0,003	0,9985	0,16	3,92	5HA10
En travées	X - X	1,24	0,005	0,9975	0,28	5,65	5HA12
	Y - Y	0,27	0,001	0,9995	0,06	3,92	5HA10

Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée99/Art A.4.2 ,1)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100)(13) \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$A = 5,65 > 1,57 \text{ cm}^2. \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifiée99/ Art A.5.1 ,211)

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{5,76 * 10^3}{1000 * 130} = 0,044 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,044 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art A.6.1 ,3)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

. Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

. $\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

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

$$\bar{\tau}_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d \sum u_i}$$

Où :

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

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{5,76 * 10^3}{0,9 * 130 * 188,4} = 0,26 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

a. Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art 6.1 ,221)

. Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm.}$$

l_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4l_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$. D'où : $L_c = 15 \text{ cm}$

b. Espacements des barres (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.8.2, 42)[14]

Pour des charges concentrées :

. **Armatures principales** : $St = 25 \text{ cm} < \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. **Armatures de répartition** : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

Vérifications à l'ELS :

Vérification de contraintes dans le béton :

1. Etat limite de compression du béton

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0.434$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.434$: $\beta_1 = 0.899$; $K_1 = 34,50$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{0,935 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 4,52 \times 10^2} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{14,16}{34,5} = 0,41 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 91 modifiée99) [14].

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91 modifiée99 / Art. B.6.5,1)[14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} ; \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

D'où :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.125 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0.1. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0.004 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \text{ La condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

III.5.6. Conclusion :

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- . **Armatures principales** : 5 HA 12/ml ($S_t = 25$ cm).
- . **Armatures de répartition** : 5 HA 10 ($S_t = 25$ cm).

III.6. Les Escaliers

Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

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

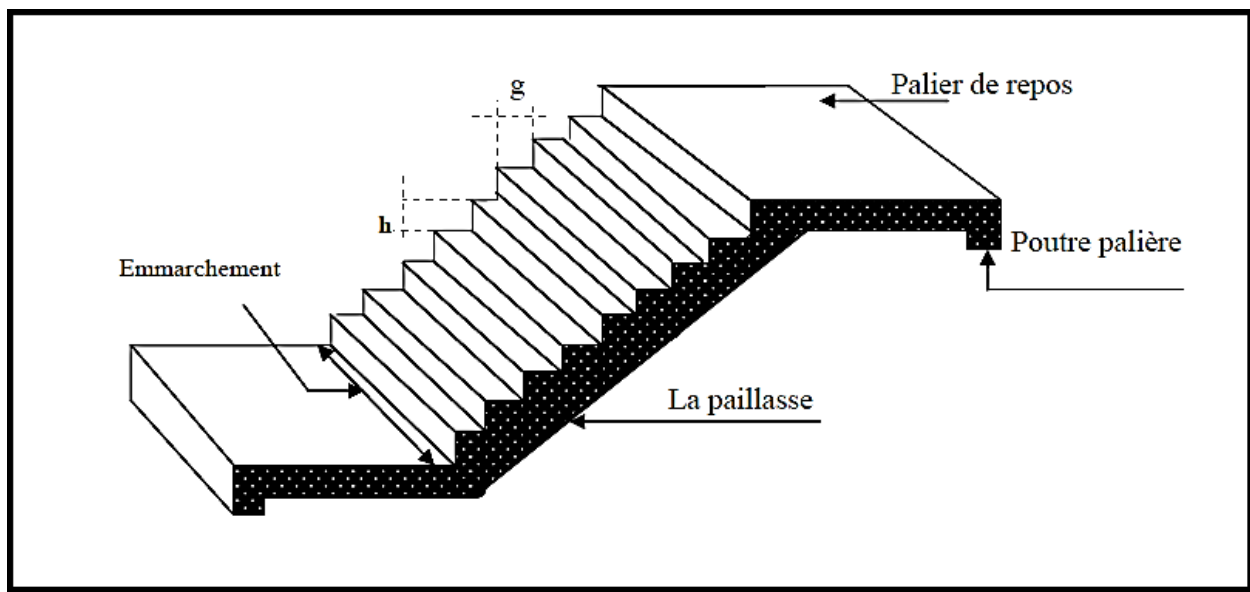
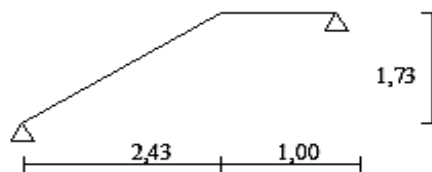


Figure III.24. coupe verticale de l'escalier. [1]

- ❖ **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- ❖ **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- ❖ **Nez de marche** : est l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la contre marche.
- ❖ **La hauteur de la marche « h »** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- ❖ **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches, il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum.
- ❖ Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$
- ❖ **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

- ❖ **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- ✓ g : Largeur de la marche.
- ✓ h : Hauteur de la contre marche.
- ✓ e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- ✓ H : hauteur de la volée.
- ✓ l : portée de la paillasse.
- ✓ l_2 : largeur du palier.
- ✓ l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- ✓ L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

Calcul de l'escalier :



Notre bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier à deux volées desservant la totalité des niveaux.

Les escaliers sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Calcul de n , h et g :

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

➤ La hauteur de la marche h :

On a : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$; on prend $h = 17 \text{ cm}$.

➤ Nombre de marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{346}{17} = 20n : \text{nombre des contre marches.}$$

Donc on a 20 contre marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune comporte 10 contre marches.

➤ **Le giron g :**

$$g = \frac{l_m}{n-1} = 2.43 / (10 - 1) = 0,27m$$

b) Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$2 \times h + g = 2 \times 17 + 27 = 61 \text{ cm}$$

Donc : $59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 27 \leq 61 \text{ cm}$ ➔ la Condition est vérifiée

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

Epaisseur de la paille et du palier :

L'épaisseur de la paille et du palier (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paille et du palier (entre appuis) : $L_0 = L_1 + L_2$.

L_1 : longueur de la paille projetée.

L_2 : longueur de palier .

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{17}{27} = 0,6296 \quad \alpha = 32.19^\circ$$

$$L_0 = \frac{243}{\cos \alpha} + 100 = 387,13 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la paille est $\frac{387,13}{30} \leq e_p \leq \frac{387,13}{20}$

$12,90 \leq e_p \leq 19,35$ On prend : $e_p = 18 \text{ cm}$

Nb : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'embranchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

✓ **Charges permanentes :**

➤ **Paille :**

- Poids propre de la paille : $\frac{e_p \times \gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0,18 \times 25}{\cos 32.19} \dots\dots\dots = 5,31 \text{ KN/ml}$

- Poids de la marche : $\frac{h \times \gamma_b}{2} = \frac{0,17 \times 25}{2} \dots\dots\dots = 2,12 \text{ KN/ml}$

- Poids des revêtements :

- Carrelage : $e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Mortier : $e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment : $e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Poids du garde du corps : $0,2 \times 1m \dots\dots\dots = 0,20 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable : $e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 18 \times 1m \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$

G = 9,49 KN/ml

➤ **Palier :**

- Poids propre du palier : $e_p \times \gamma_b \times 1m = 25 \times 0,18 \times 1 \dots\dots\dots = 4,5 \text{ KN/ml}$
- Poids des revêtements :
- Carrelage : $0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Mortier : $0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment : $0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable : $0,02 \times 18 \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$

G = 6,36 KN/ml.

Charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **(DTR B.C.2.2)** est
 $Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

a) Combinaisons de charge :

A l'état limite ultime ELU : 1,35G + 1,5Q

Le palier : $q_{u1} = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = (1,35 \times 6,36 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 12,34 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

La volée : $q_{u2} = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = (1,35 \times 9,49 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 16,56 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

a) Effort interne :

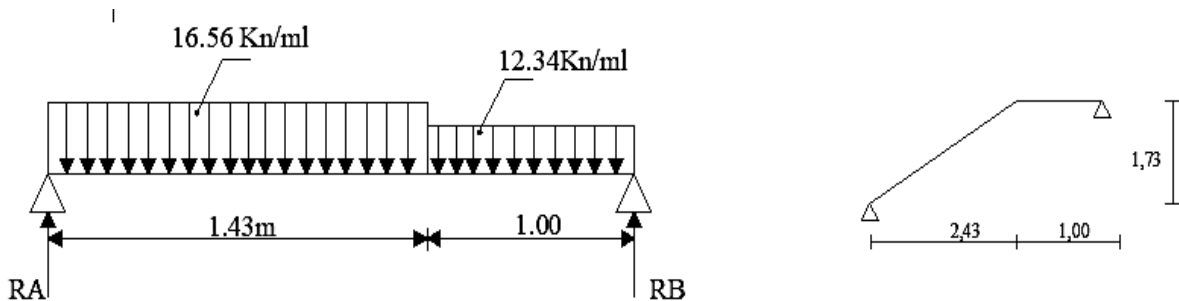


Figure III-6 Schéma statique de l'escalier (ELU)

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum \frac{F_x}{y} = (16.56 \times 2,43) + (12.34 \times 1) = 52.580 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 52.580 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$3,43R_B - [(16.56 \times 1,21 \times 2,43) + (12.34 \times 1 \times 2,936)] = 0$$

$$R_B = 24.758 \text{ KN}$$

$$R_A = 52.580 - 24.758 = 27.822 \text{ KN.}$$

Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,43\text{m}$

Effort tranchant :

$$T(x) = 16.56x - 27.822$$

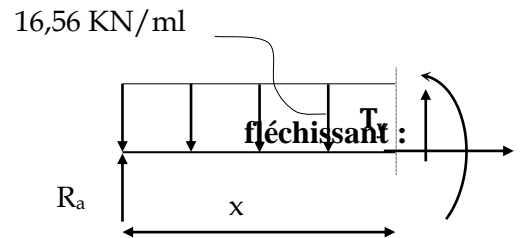
$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -27,822 \text{ KN} \\ x = 2,43 & T(2,43) = 12.418 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment

Mz

$$M(x) = 16,56 \frac{x^2}{2} - 27,822 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 2,43 & M(2.43) = -18.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1\text{m}$

Effort tranchant

$$T(x) = 24.758 - 12.34x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 24.758\text{KN} \\ x = 1 & T(1,00) = 12.42\text{KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 24.758 x - 12.34 \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1 & M(1) = 18,58\text{KN.m} \end{cases}$$

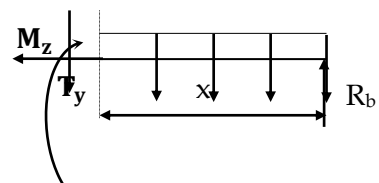


Tableau III.7. Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

Tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,43$	0	-27.822	0
	2,43	12.418	18.71
$0 \leq x \leq 1$	0	24.758	0
	1	12.42	18.58

Moment fléchissant maximum :

$$T(x) = (16.56 \times 2,43) + (x - 2,43) \times 12.34 - 24.758 = 0$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{-13,99}{12.34} + 2,43 = 1.17$ m.

$$\text{Donc : } M_{\max} = -(12.34 \times 1,00) \times \left(1.17 - \frac{1,00}{2}\right) - \left(\frac{(1.17-1,00)^2}{2}\right) \times 16.56 + 27.822 \times 1.17$$

$$M_{\max} = 24.04$$

Remarque :

Afin de tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{\max} , au niveau des appuis et en travée.

M_{\max} aux appuis :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 24.04 = -7.21 \text{ KN.m}$$

M_{\max} en travée :

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 24.04 = 20.43 \text{ KN.m}$$

❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU :

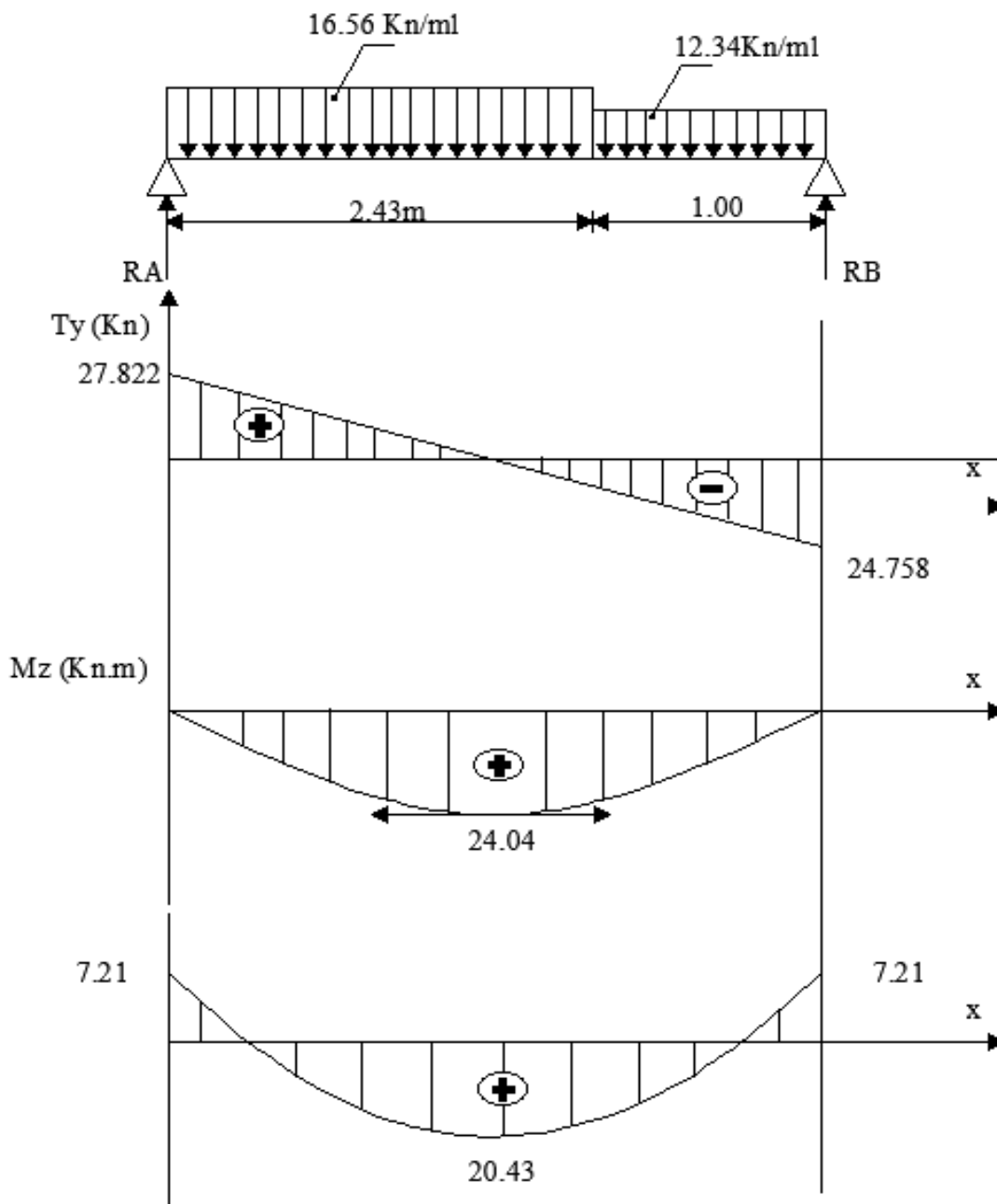


Figure III.26 : Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU .

Ferrailage :**Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1 mètre.

$$d = 12,5\text{cm} ; H = 15\text{ cm} ; C = C' = 2,5\text{cm} ; b = 100\text{ cm}$$

$$\diamond \text{ Aux appuis : } M_{\max}^A = 7.21\text{ KN.m}$$

✓ **Armature principale :**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2f_{bu}} = \frac{7.21 \times 10^3}{100 \times 12,5^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$0.032 < \mu_{id} = 0.392 \text{ Section simplement armée (S.S.A).}$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0\text{ cm}^2$)

$$\mu = 0.032 \beta = 0.934$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.21 \times 10^3}{0.932 \times 12,5 \times 348} = 1,77\text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 5,65\text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 15\text{ cm}$.

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125\text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 5,65\text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 15\text{ cm}$.

$$✓ \text{ En travée : } M_{\max}^t = 20.43\text{ KN.m}$$

❖ **Armature principale :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{20.43 \times 10^3}{100 \times 12,5^2 \times 14.2} = 0.092 < \mu_{id} = 0.392$$

$$\mu_a = 0,092 < \mu_i = 0,392 \quad \text{section simplement armée (S.S.A).}$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0\text{ cm}^2$)

$$\mu = 0.092 \beta = 0.952$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.43 \times 10^3}{0,952 \times 12,5 \times 348} = 4.93\text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 5,65\text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 15\text{ cm}$.

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification à l'ELU.**Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).**

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.

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la C.N. $FA_{st} \geq A_{st}^{min}$.

Calcul de la section minimale.

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}, \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 12,5 \times 2,1}{400} = 1,509 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{adopte} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,509 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$A_{adopte} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,509 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérification des espacements des barres (BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3. 3) :

- **Armatures principales :** $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :** $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99).

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

$$\text{avec : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \text{ Avec : } T_{max} = 27,822 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{27,822 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,222 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_u = 0,222 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

il n'y a pas de risque de cisaillement.

❖ Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99).

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite L_s est égale à :

$$L_s = 35\phi$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 10 : } L_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm.}$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 12 : } L_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent l'épaisseur du palliase. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA :

$$\text{Pour les HA 10 : } L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$$

❖ Vérification d'adhérence des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifier 99).

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\overline{\tau_{sc}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\overline{\tau_{sc}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.822 \times 10^3}{0,9 \times 125 \times 188,4} = 1,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,31 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

❖ Influence de l'effort tranchant.

❖ Influence sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifier 99).

$A_{st} \text{ adopté} > A_{st} \text{ ancrer}$

$$A = \left(T_u \times \frac{Y_s}{f_e} \right) = \left(27.822 \times 10^3 \times \frac{1,15}{400 \times 10^2} \right) = 0,799 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A = 0,799 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).**

Il faut vérifier que :

$$\frac{2T_{\max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b}$

$$T_{\max} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$b_0=100$ cm (largeur de la poutre).

$$0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = 0,36 \times \frac{25 \times 10^3 \times 125}{1,5} = 75 \times 10^4 \text{ N} = 750 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 27.822 \text{ KN} < 750 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

A l'état limite de service ELS : G + Q

Le palier : $q_{u1} = G_p + Q_p = (6.36 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 8,86 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

La volée : $q_{u2} = G_v + Q_v = (9.49 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 11.99 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

a) Effort interne :

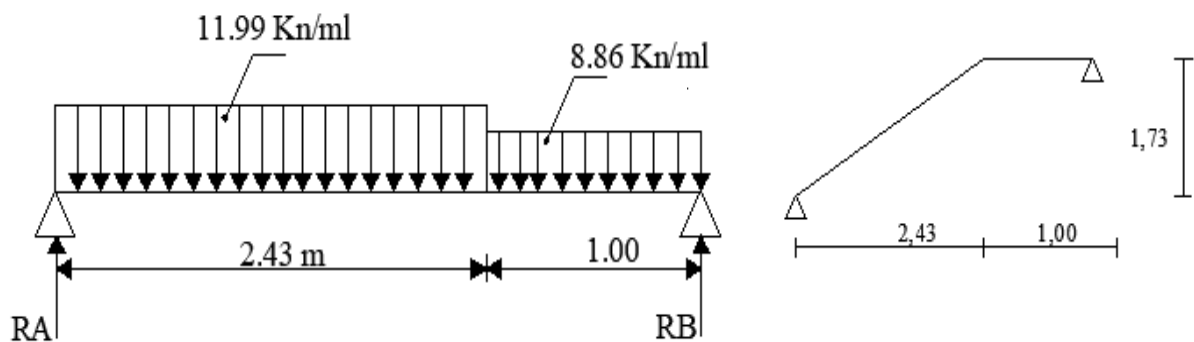


Figure III.27. Schéma statique de l'escalier (ELS) [1].

a) Calcul des réactions d'appuis

$$\sum_{y} F_x = (11.99 \times 2,43) + (8,86 \times 1,00) = 37.99$$

$$R_A + R_B = 37.99$$

$$\sum M/A = 0$$

$$3,43R_B - [(11,99 \times 2,43 \times 1,215) + (8,86 \times 1,00 \times 2,93)] = 0$$

$$R_B = 17,89 \text{ KN}$$

$$R_A = 37,99 - 17,25 = 20,10 \text{ KN.}$$

Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,43 \text{ m}$

Effort tranchant :

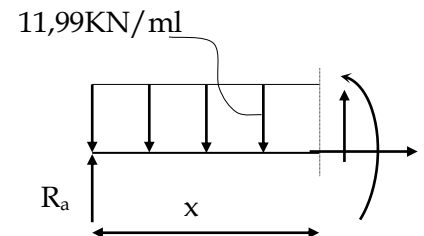
$$T(x) = 11,99x - 20,10$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -20,10 \text{ KN} \\ x = 2,43 & T(2,43) = 9,05 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 11,99 \frac{x^2}{2} - 20,10x$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 2,43 & M(2,43) = 13,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,00 \text{ m}$

Effort tranchant :

$$T(x) = 17,89 - 8,86x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 17,89 \text{ KN} \\ x = 1,10 & T(1,10) = 9,03 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 17,89x - 8,86 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,10 & M(1,10) = 13,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.8. Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.

Tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,43$	0	-20,10	0
	2,43	9,05	13,44
$0 \leq x \leq 1$	1	9,03	13,45
	0	17,89	0

Moment fléchissant maximum :

$$T(x) = (11,99 \times 2,43) + (x - 2,43) \times 8,86 - 17,89 = 0$$

La distance correspondent au moment max est : $x = \frac{10,28}{8,86} = 1,16 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } M_{\max} = -(8,86 \times 1,00) \times \left(1,16 - \frac{1,00}{2}\right) - \left(\frac{(1,16-1,00)^2}{2}\right) \times 11,99 + 20,10 \times 1,16$$

$$M_{\max} = 22,45$$

Remarque :

Afin de tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{\max} , au niveau des appuis et en travée.

 M_{\max} aux appuis :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 22,45 = -6,73 \text{ KN.m}$$

 M_{\max} en travée :

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 22,45 = 19,08 \text{ KN.m}$$

❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELS :

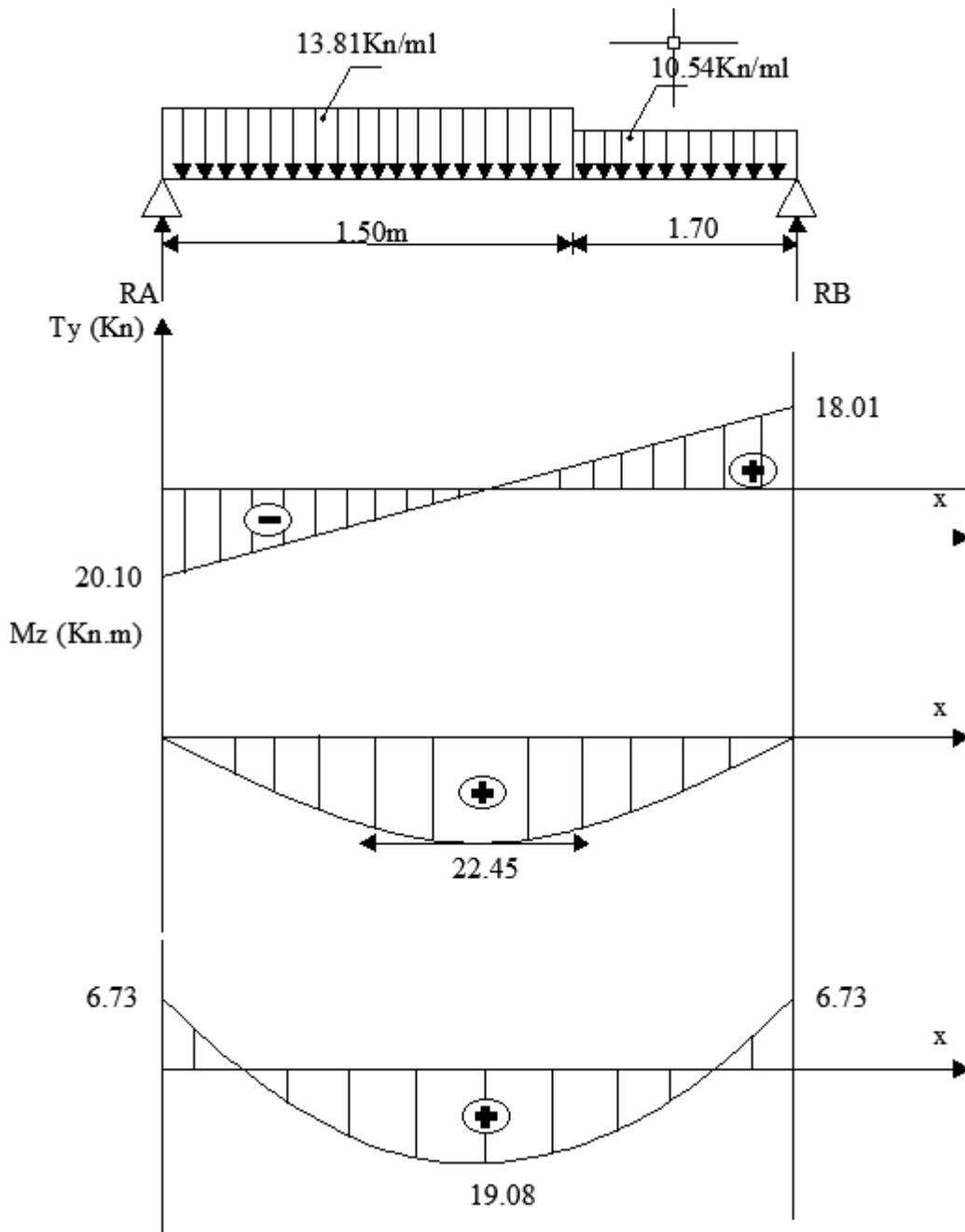


Figure III.28. Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELS.

a) Vérification à l'ELS.

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: Dans le béton

- **Aux appuis :**

- ✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2 ; M_{Ap} = 6.73 \text{ KN.m ; } d = 12,5 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12,5} = 0,452$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 34,02 \\ \beta_1 = 0,898 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.73 \times 10^3}{0,898 \times 12,5 \times 5,65} = 106.11 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 106.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34,02} = 0,0293$$

$$\sigma_{bc} = 0,0293 \times 106.11 = 3.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- **En travée :**

- ✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_t = 5,65 \text{ cm}^2 ; M_t = 19.08 \text{ KN.m ; } d = 12,5 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12,5} = 0,452$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 34,02 \\ \beta_1 = 0,898 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{19.08 \times 10^3}{0,898 \times 12,5 \times 5,65} = 300.85 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 300.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification de la contrainte dans le béton.**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34,02} = 0,0293$$

$$\sigma_{bc} = 0,0293 \times 300.85 = 8.81 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8.81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

a) Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)

On doit vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f}$

La flèche admissible de la poutrelle est : $\bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

$q_s = 11,99 \text{ KN/ml}$

\bar{f} : La flèche admissible

$l = 3,43 \text{ m}$: portée entre nus d'appuis,

E_v : Module de déformation différé égal à 10818,86 MPa (voir chapitre 1)

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

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

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 15) + 15 \times 5,65 = 1584,75 \text{ cm}^2$$

S_{xx} : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 12,5 = 12309,375 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12309,375}{1584,75} = 7,76 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,76 = 7,24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (7,76^3 + 7,24^3) + 15 \times 5,65 \times (7,24 - 2,5)^2 = 30130,52 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{11,99 \times 3,53^2 \times 10^3}{1081,886 \times 10^6 \times 52566,06 \times 10^{-8}} = 0,0034 \text{ m} = 0,34 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{343}{500} = 0,686$$

$f = 0,34 < \bar{f} = 0,686$ Condition vérifiée.

Conclusion :**On opte pour le ferrailage suivant :**

- **Aux appuis :**
 - ❖ Armatures principales : 5HA12 espacement = 15 cm
 - ❖ Armatures de répartition : 5HA12 espacement = 15 cm
- **En travée :**
 - ❖ Armatures principales : 5HA12 espacement = 15 cm
 - ❖ Armatures de répartition : 5HA12 espacement = 15 cm

III.7. L'acrotère

III.7.1 Introduction

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

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre G et la poussée Q due à la main courante provoquant ainsi un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

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

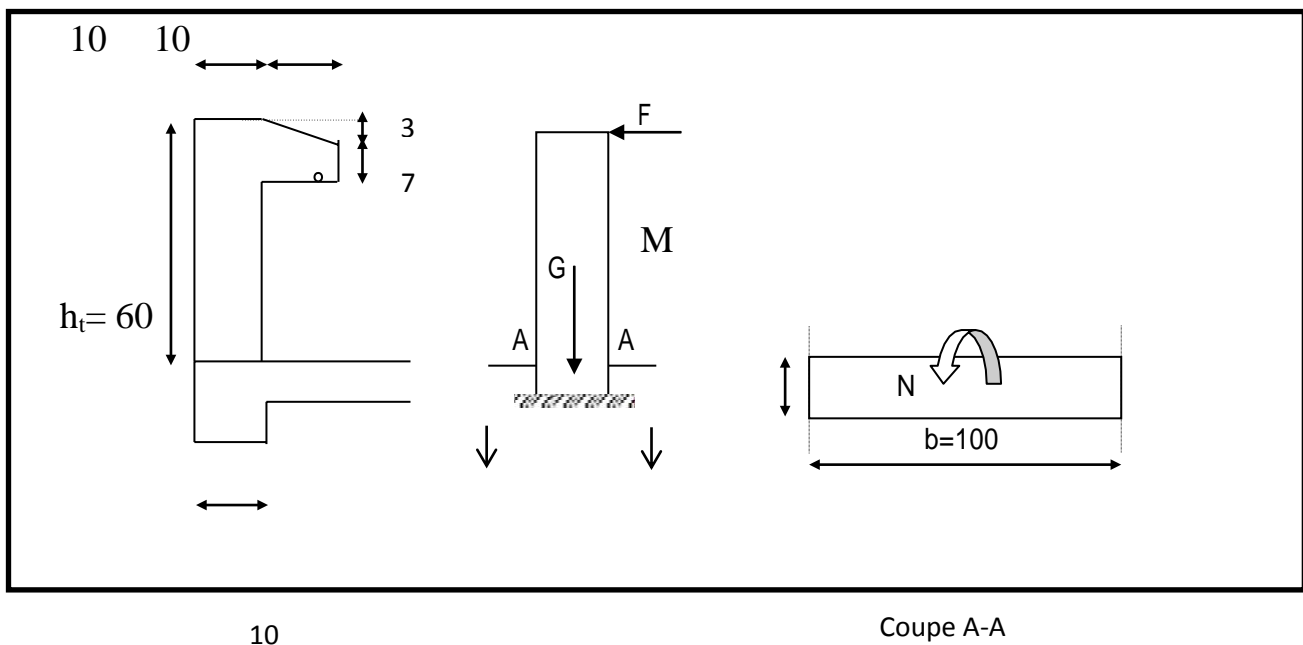


FIGURE III.28: Coupe de l'acrotère.[1]

7.1.1 Calcul des sollicitations

- Le chargement :

Poids propre: $G = \rho \times S$.

Avec :

ρ : masse volumique du béton, $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

S : section longitudinale de l'acrotère

$G = 1,59 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

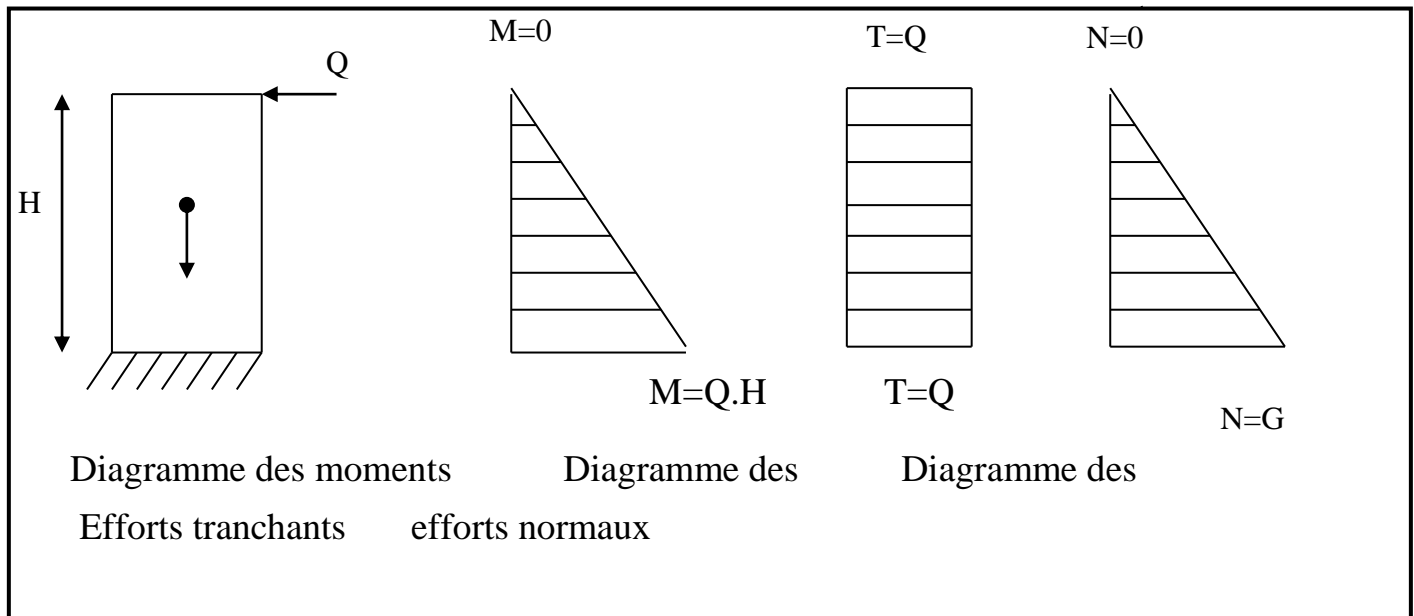


FIGURE III.29 : Schéma statique et diagramme des sollicitations.

- **Les sollicitations :**

Effort normal dû au poids propre : $N=G \times 1 = 1,7125 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T=Q \times 1 = 1 \text{ KN}$

Moment de renversement M dû à Q pour une bande de 1m : $M=Q \times H \times 1 = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$

7.1.2. Les combinaisons de charges

A l'ELU :

-Effort normal de compression :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,7125 = 2,31 \text{ KN}$$

-Effort tranchant :

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

-Moment de flexion :

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

-Effort normal de compression :

$$N_s = G = 1,7125 \text{ KN}$$

-Effort tranchant :

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

-Moment de flexion :

$$M_s = M = 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

7.2 Ferrailage de l'acrotère

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise le calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

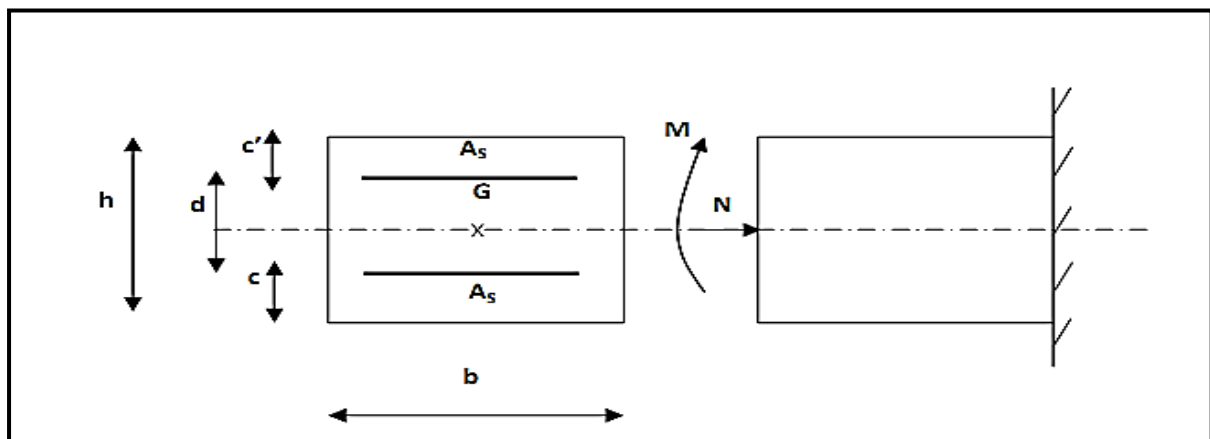


FIGURE.III.30 : Section rectangulaire soumise à la flexion[1].

Avec : h : épaisseur de la section = 10cm

c : enrobage = 3cm

d=h-c : hauteur utile = 10-3 = 7cm

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

7.2.1.Calcul à l'ELU

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,3896 \text{ m} = 38,96 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 0,02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et : N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC), elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

✓ **Etape fictive : (flexion simple)**

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2,31 \left(0,3896 + \frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 0,946 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,946 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,946 \times 10^2}{0,993 \times 7 \times 348 \times 10^{-1}} = 0,391 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul en flexion composée :**

- **La section des armatures réelles :**

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_r = 0,391 - \frac{2,31}{384 \times 10^{-1}} = 0,325 \text{ cm}^2 \quad A_r = 0,325 \text{ cm}^2$$

1.1- Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)

$$A_r \geq A_{\min}$$

$$\text{Avec : } A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{100 \times 7 \times 2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0,325 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures : A_{\min} pour le ferrailage

$$A = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91)

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}; \quad V_u = 1,5 \times Q \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence dans les barres :(Art A.6.1.3/ BAEL 91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,04} = 0,237 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,04 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Espacement des barres :(Art A.4.5,33/ BAEL 91 modifié 99)

-Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$ Soit $S_t = 25 \text{ cm.}$

-Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$ Soit $S_t = 25 \text{ cm.}$

e) Ancrages des barres verticales :

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\phi e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 3,15} = 253,9 \text{ mm} \text{ soit } l_s = 30 \text{ cm}$$

1.2- Vérifications à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable. Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

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

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

On a des aciers :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \Phi \geq 6\text{mm} \\ \text{FeE400} \\ \eta = 1,6 : \text{Fissuration préjudiciable} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \times 21} \right) = \min (266,66 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

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

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 7} = 0,45 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad 0,898 \quad \longrightarrow \quad k_1 = 34,02$$

Alors : $\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^2}{0,898 \times 7 \times 3,14} = 30,4 \text{MPa}$

— $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$: **Condition vérifiée.**

- **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{30,4}{34,02} = 0,894 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,894 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le Ferrailage adopté est :

Armatures principales : 4HA10 = 3,14 cm² avec St = 25cm
 Armatures de répartition : 4HA8 = 2,01 cm² avec St = 25cm

- **Vérification de l'acrotère au séisme :(Art 6.2.3 / RPA 99) :**

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

Si l'action de la main courante Q est supérieure à l'action sismique alors il n'y a pas de vérification à faire : $F_p = 4 A C_p w_p$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A = 0,15$ (Zone II_a, groupe d'usage 2)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires : $C_p = 0,3$

w_p : poids de l'élément : $w_p = 1,7125\text{kN/ml}$

Donc : $F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1,7125 = 0,308\text{KN/ml} < Q = 1\text{ kN/ml}$.

→ Pas de calculs supplémentaires à faire

Conclusion :

L'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique alors le calcul au séisme est inutile.

Toute fois comme le séisme agit dans les deux sens, il faut alors introduire une deuxième nappe d'armature.

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

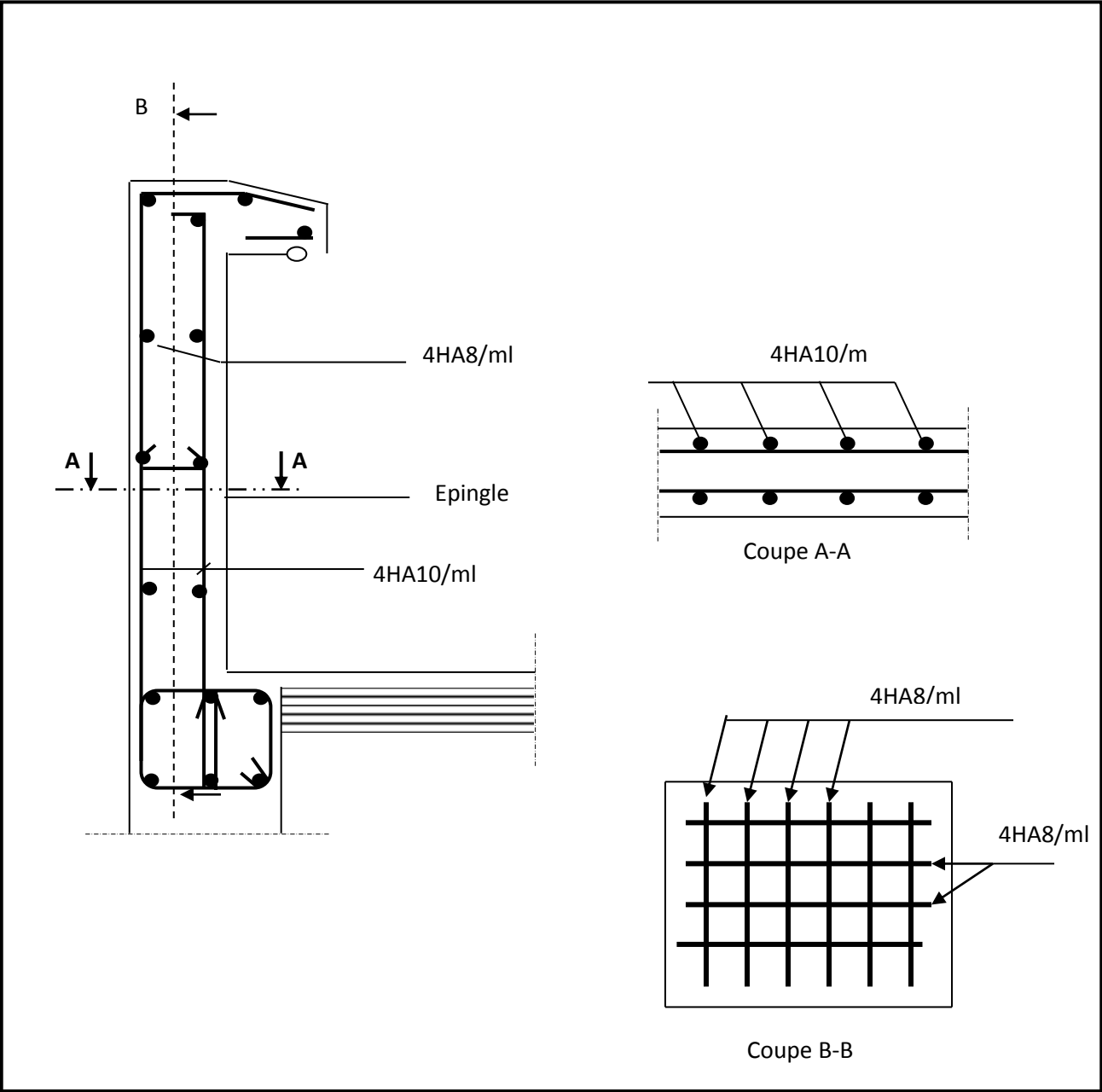


FIGURE.III.31. Ferrailage de l'acrotère.

IV-1 Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

IV-2 Concept de base de la MEF :

La méthode des éléments finis est une méthode d'approximation des solutions d'équation aux dérivées partielles qui est construite à partir d'une formulation équivalente du problème à résoudre ; cette dernière est appelée formulation vibrationnelle du problème. La méthode des éléments finis est donc basée sur la forme intégrale des équations aux dérivées partielles (forme faible) du phénomène analysé plutôt que sur la forme différentielle (forme forte) qui représente l'équation aux dérivées partielles et les conditions aux limites.

Pour discrétiser les modèles complexes de phénomènes physiques, l'ingénieur dispose à l'heure actuelle de méthodes d'approximations permettant de résoudre la plupart des problèmes pour lesquels il n'existe pas de solution formelle. Toutes les méthodes d'approximation ont un même objectif, remplacer un problème mathématique défini sur un milieu continu (équations différentielles ou intégrales) par un problème mathématique discret (équation matricielle), problème de dimension finie que l'on sait résoudre numériquement.

IV-3 Description d'ETABS :

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée au bâtiment, et ouvrage de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Terminologie :

- | | |
|------------------------------|---|
| Grid line : ligne de grille. | Joints : nœuds. |
| Frame : portique (cadre). | Shell : voile. |
| Element : élément. | Restraints : degrés de liberté (DDL). |
| Loads : charge. | Uniformed loads : point d'application de la charge. |
| Define : définir. | Material : matériaux. |
| Concrete : béton. | Steel : acier. |
| Frame section : coffrage. | Column : poteau. |
| Beam : poutre. | Response specrum : spectre de réponse. |

IV-4 Les Etapes De Modélisation :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6

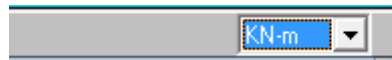
IV-4 -1 Etapes de modélisation :

Etape 1 :

La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

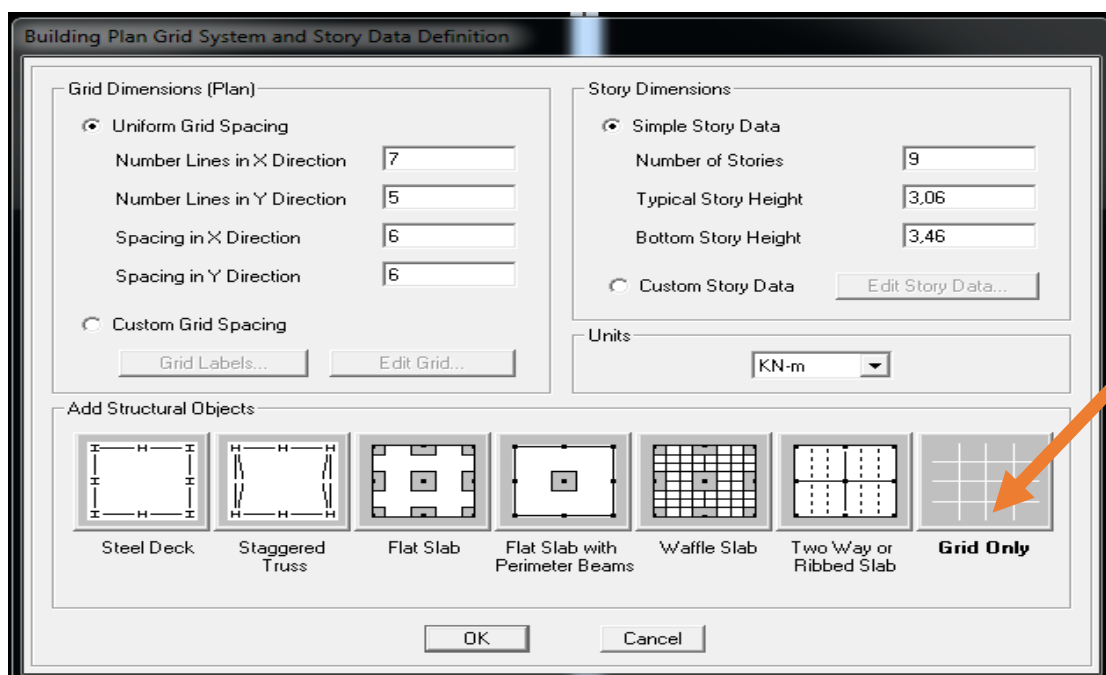
1) Choix des unités

Au bas de l'écran, on sélectionne **kN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



2) Géométrie de base

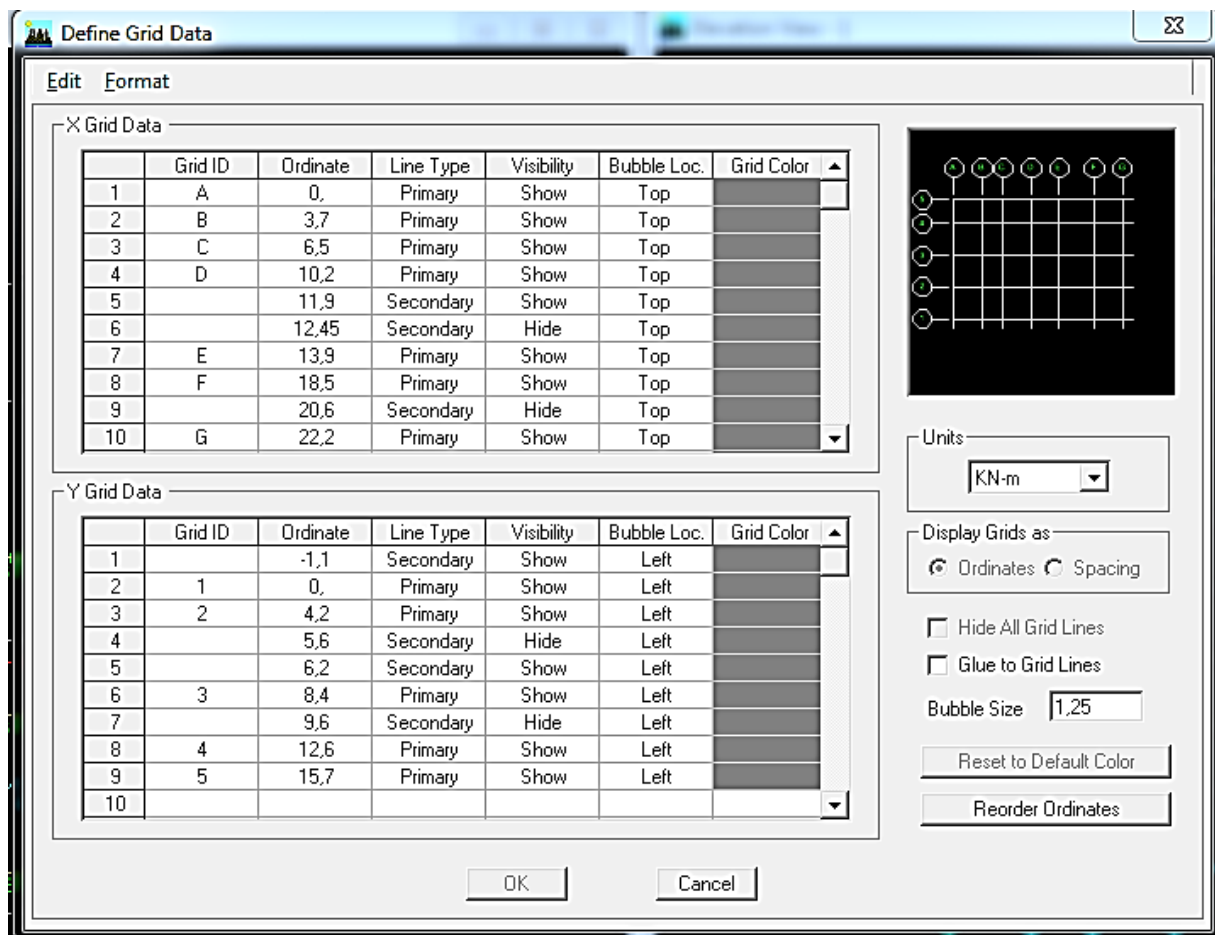
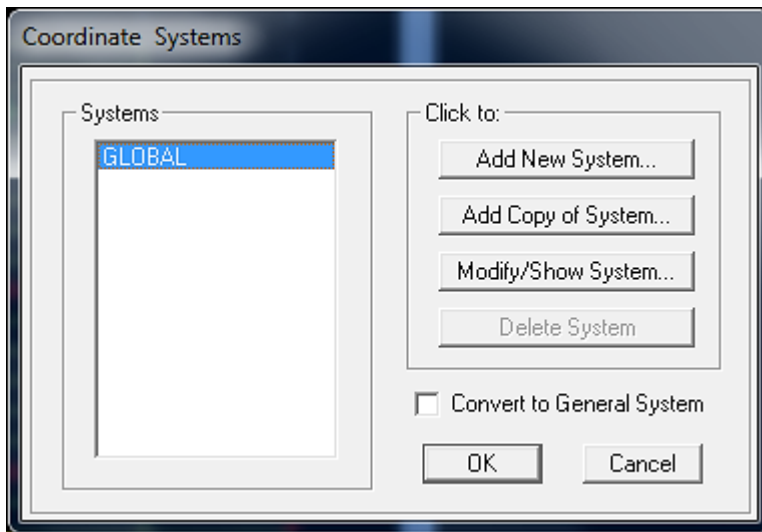
En haut de l'écran dans File, on sélectionne **New model**. On clique sur **Grid only** afin de modéliser notre structure à partir de lignes de grilles.



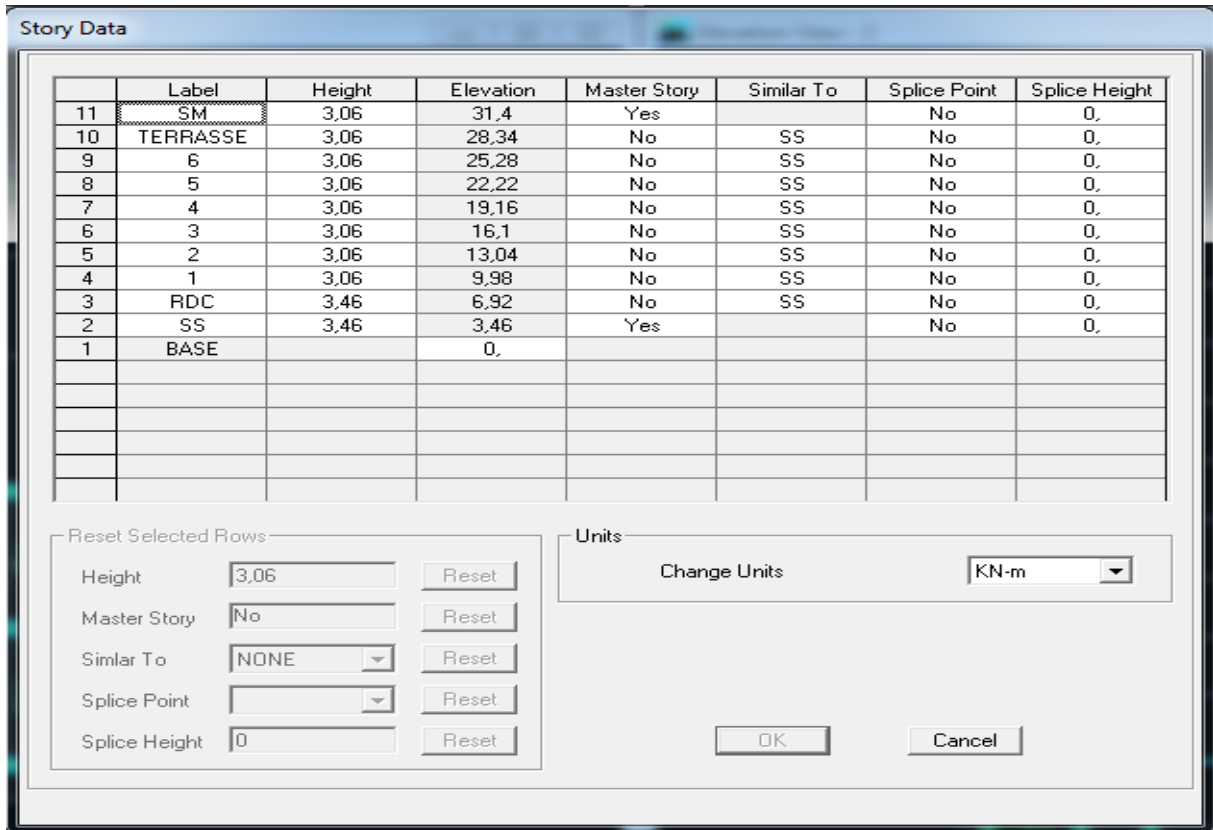
En choisissant **Grid Only** pour avoir uniquement les lignes de construction

On définit les lignes de construction du modèle (nombre de travées selon la direction X, selon la direction Y).


Commande **Edit ; Edit grid** et puis on aura la commande suivante :

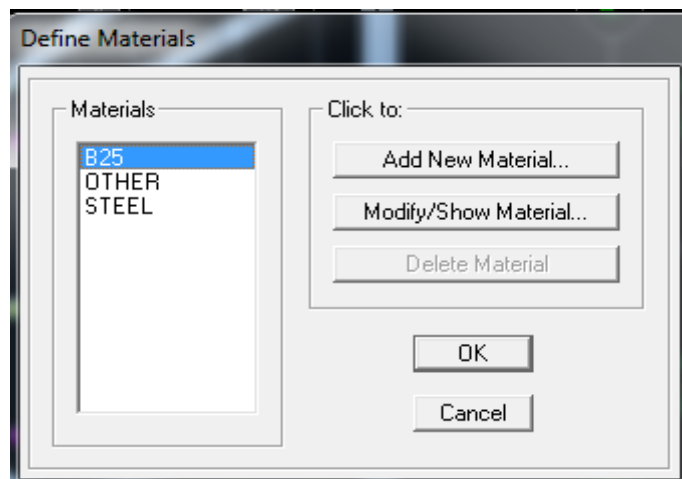


Pour définir le nombre de niveau et la hauteur de l'étage en fait la commande **Edit Edit Story, insert story** on aura les fenêtres si dessous ;

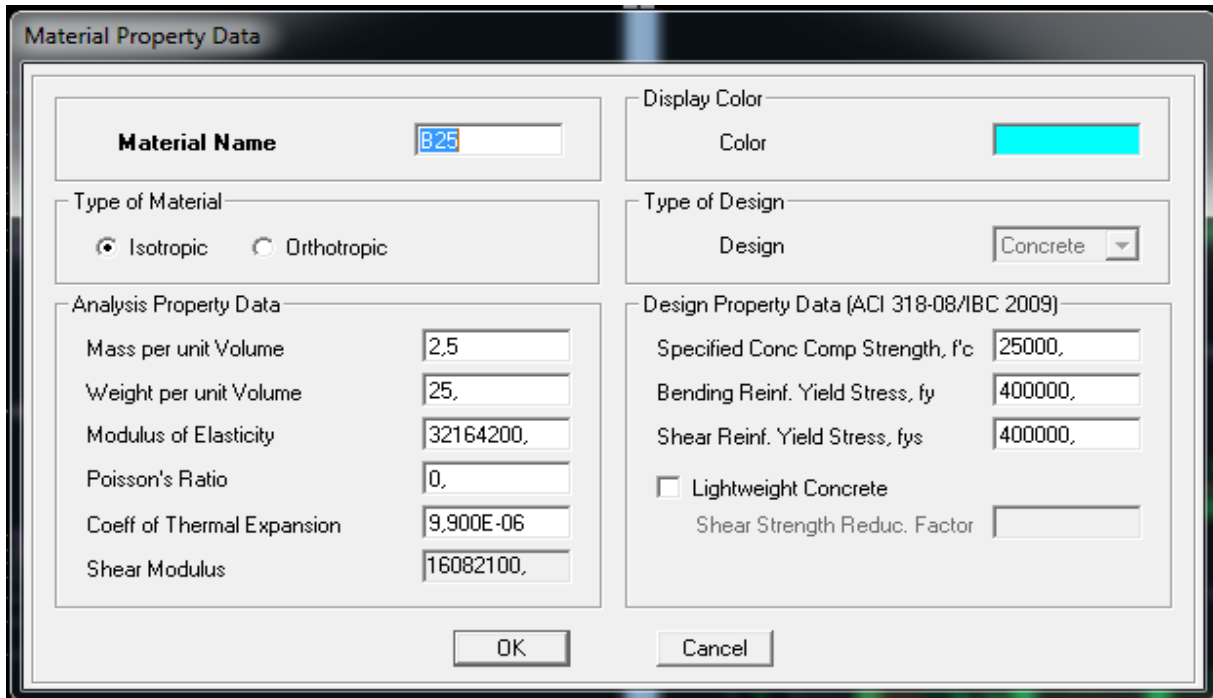


Étape 2 :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence, l'acier et le béton.  **Material Properties...** permet de définir les propriétés des matériaux utilisés dans notre cas on utilisera le béton (on clique sur concrete)



- Masse per unit volume** (masse volumique du béton)
- Weight per unit volume** (Poids volumique du béton)
- Modulus of Elasticity** (Module de Young)
- Specifiedconcretecompstrenght** (contrainte max du béton à la compression)
- BendingReinf, Yield Stress** (contrainte max des aciers longitudinaux)
- ShearReinf, Tield Stress** (contrainte max des aciers transversaux)

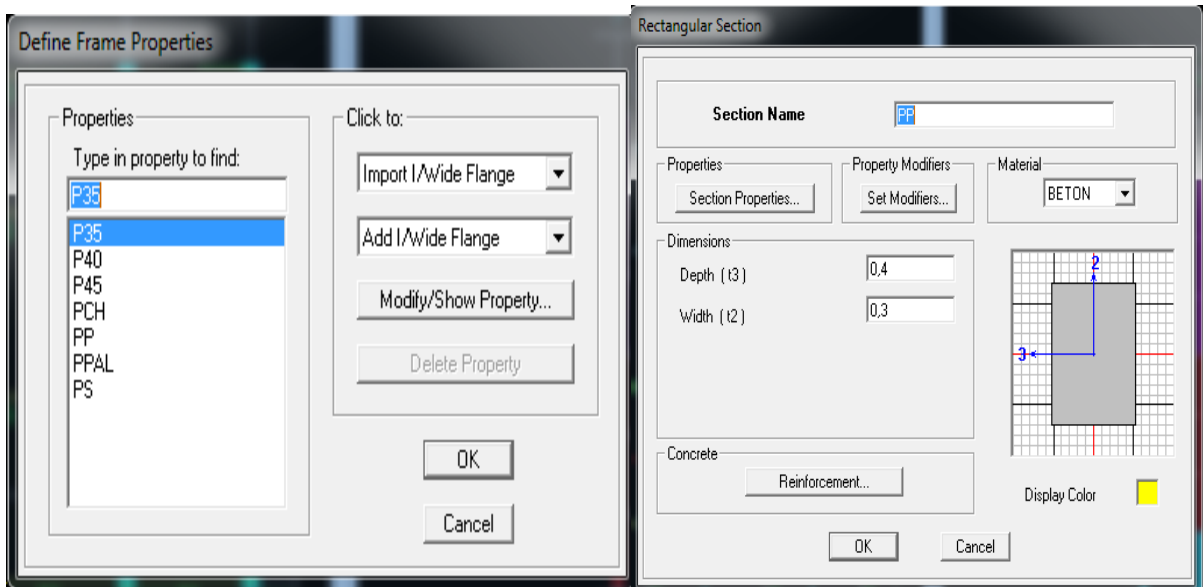


Étape 3 :

dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, poutrelle dalle, voile,...)

Définition des poteaux et poutres:

 **Frame Sections...** « **Addrectangular** » ; les étapes de la création de l'élément sont montrées sur les figures ci-dessous



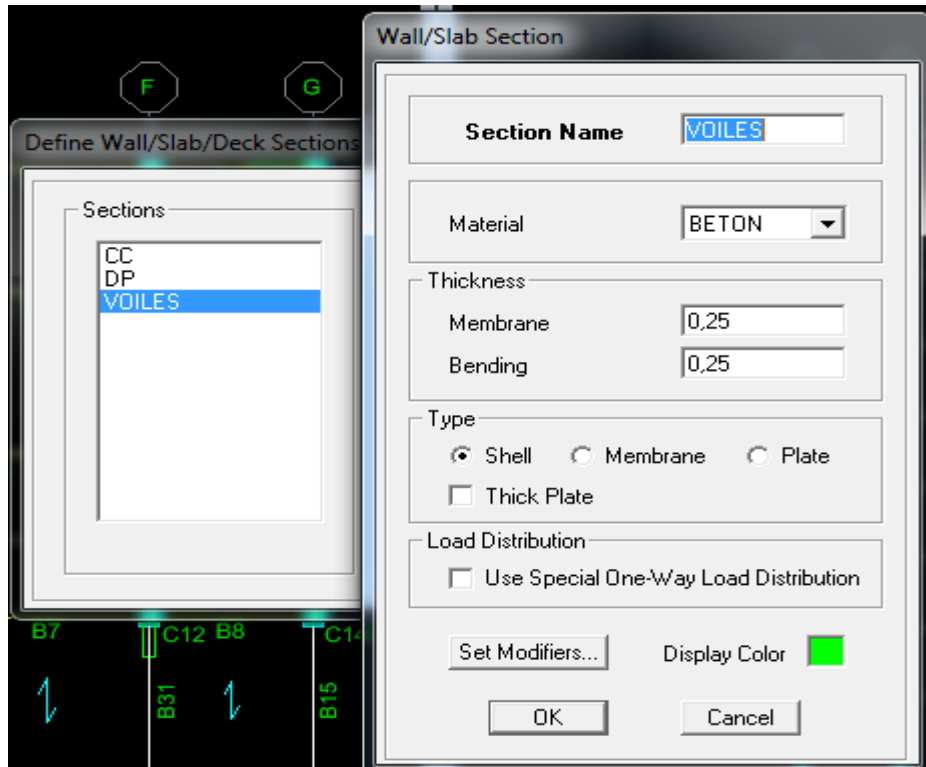
Après avoir les éléments barres (poutre, poteaux) nous allons passer aux éléments plaques (Dalles, voiles). On commence d'abord par définir leur caractéristique géométrique.

Define, wall/slab/deck section

Wall(voil); slab(dallepleine); deck(plancher)

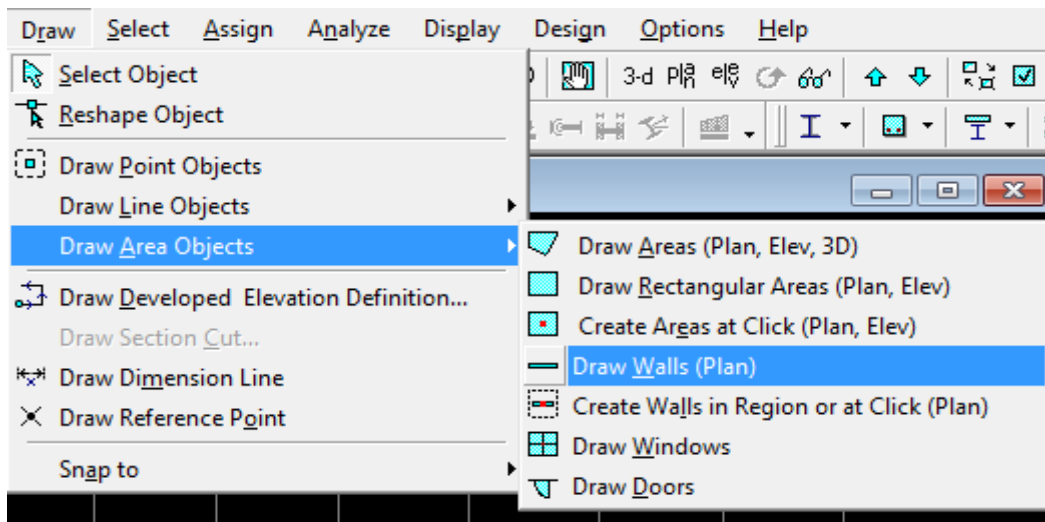
Dans la boîte de dialogue, on définit les propriétés :

Voile de Contreventement :

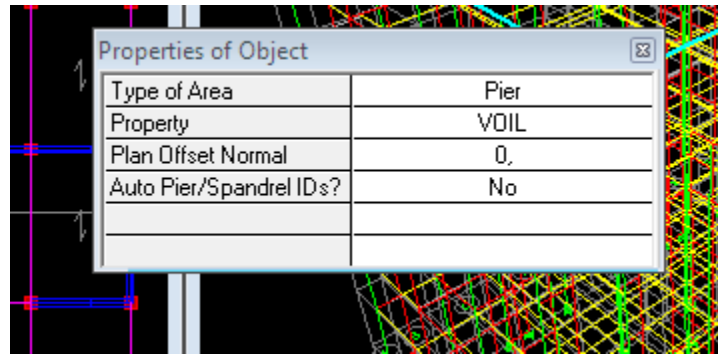


Pour modéliser les voiles, on doit se positionner soit en plan ou en élévation. On clique sur **draw-draw areaobjects**.

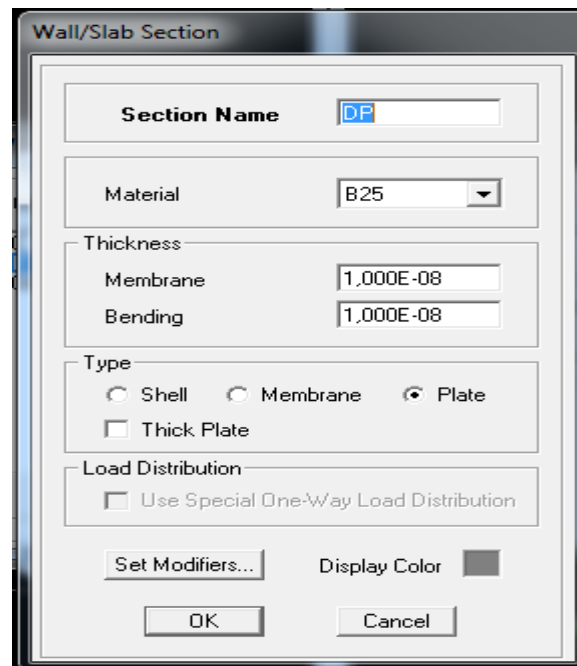
Exemple :



En va crée notre voile en plan, en cliquant du 1^{er} point au 2eme point



Dalle Pleine :



Pour les dalles pleine de forme rectangulaire ou triangulaire on se positionné sur la vue en plan et nous allons poursuivre la même méthode que celle des voiles.

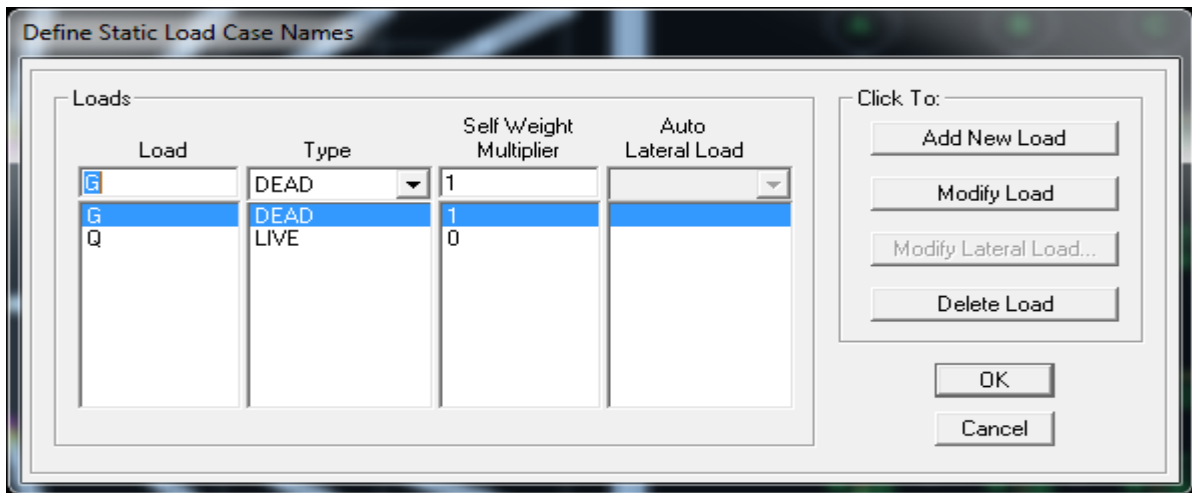
Etape4 : définition des charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charge statique (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q).

Pour les définir nous allons suivre les procédés suivant :

Define → **staticload cases**



Loadname (nom de la charge)

Type G (permanente), Q (exploitation)

Self weight multiplier (coefficient interne poids propre)

Remarque :

On introduisant la valeur 1 dans la case **Selfweight multiplier**, le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en les rajoutant **automatiquement** aux charges permanente **G**.

2) Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté, soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives à des périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel

Zone : IIa (Zone de sismicité moyenne, du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre III.3.2 du RPPA 2003)

Coeff comportement : Mixte portique /voile avec intération.

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S2

Facteur de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- _ Conditions minimales sur les files de contreventement,
- _ la redondance en plan,
- _ la régularité en plan,
- _ la régularité et en élévation,
- _ Contrôle de la qualité des matériaux,
- _ Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum Pq$

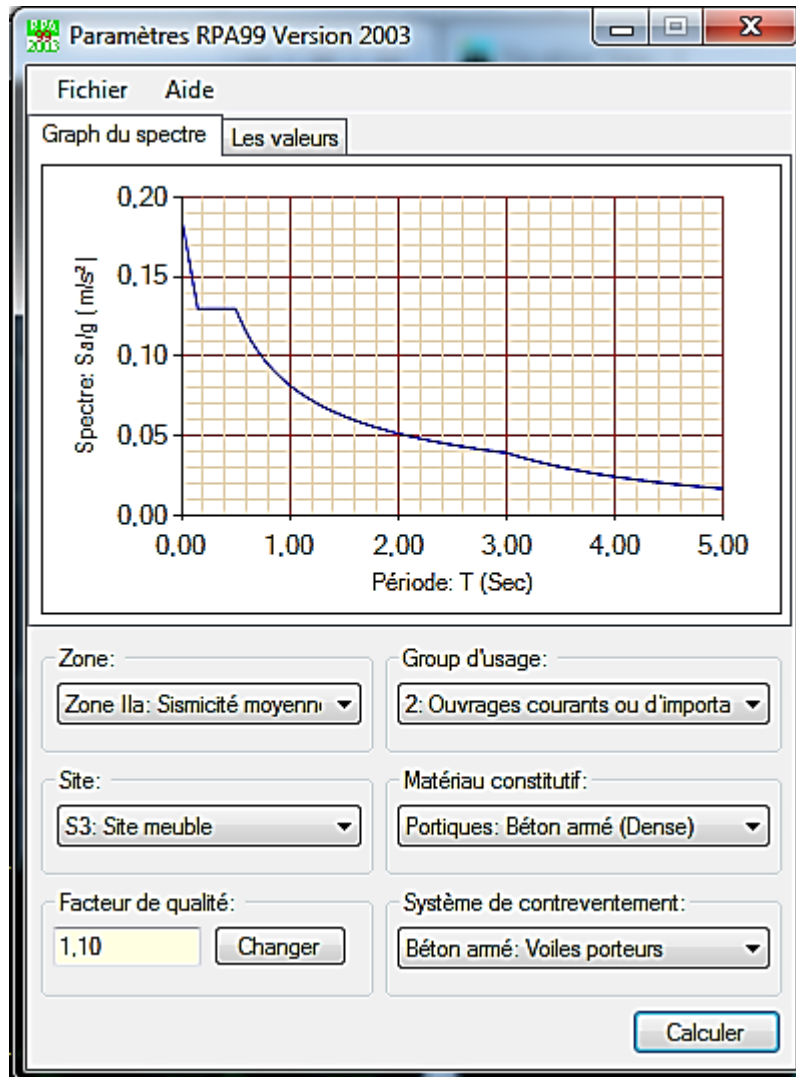
Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessous en trouve le facteur de qualité **Q=1,10**

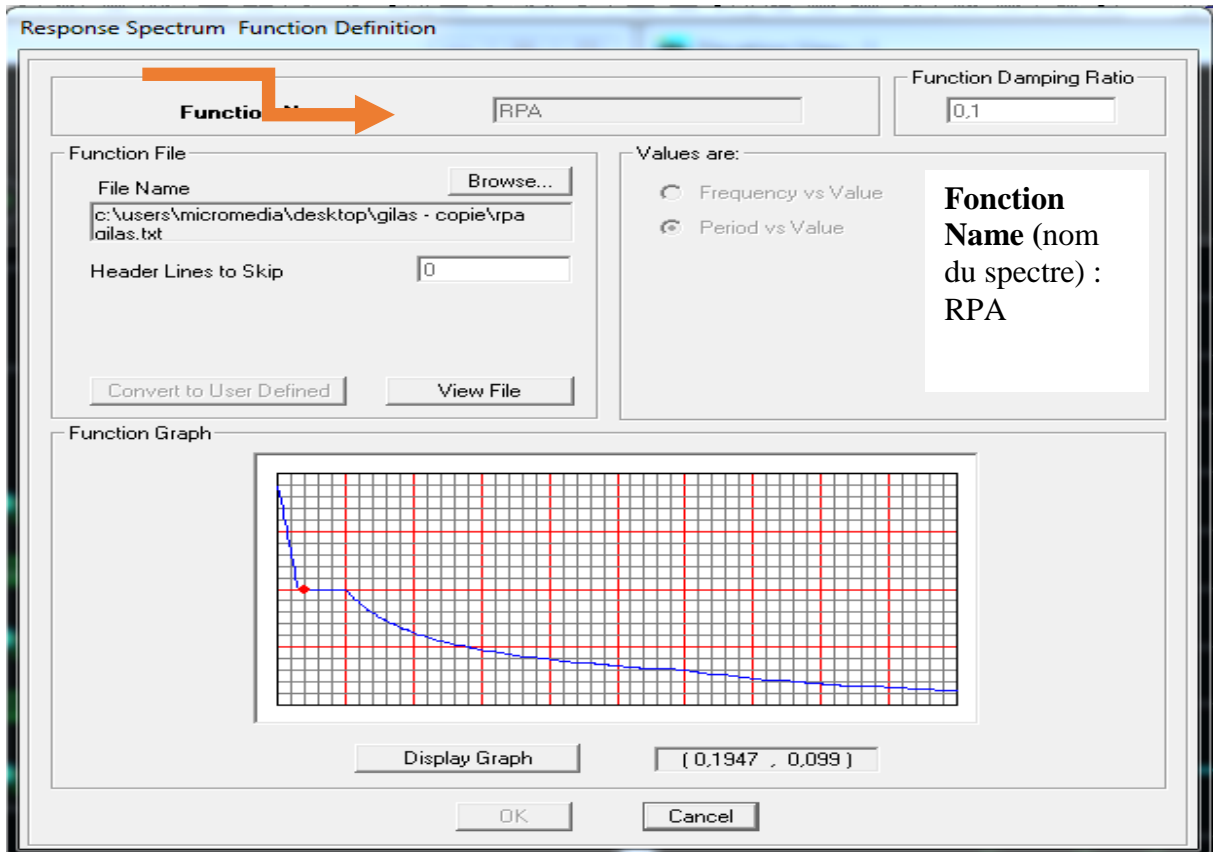


En introduit dans le logiciel les données dans leurs cases respectives, on

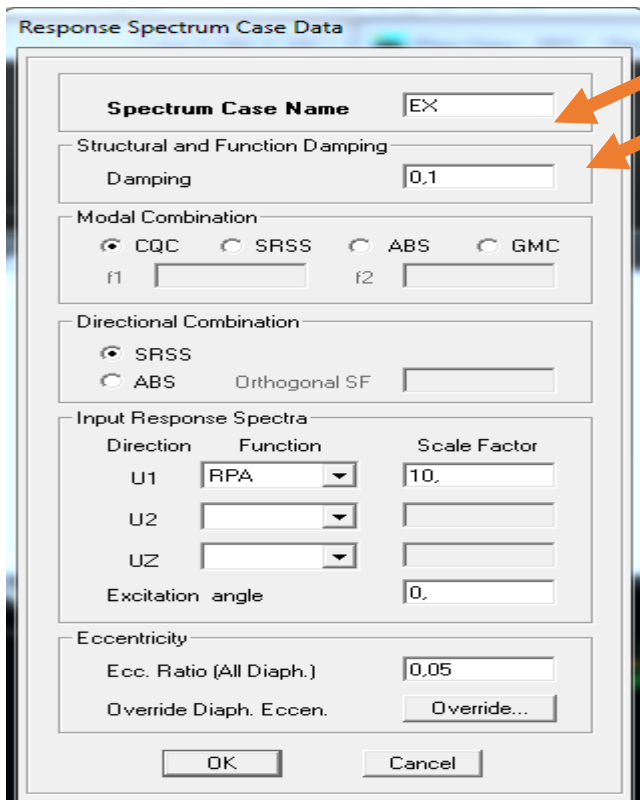
Clique sur **Text** pour voir les valeurs.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS**, on clique sur :
Define → **Reponsespectrum fonctions...**



Une fois que le spectre est introduit, nous allons procéder à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement E (séisme) ; on clique sur : **Define responsespectrum cases**




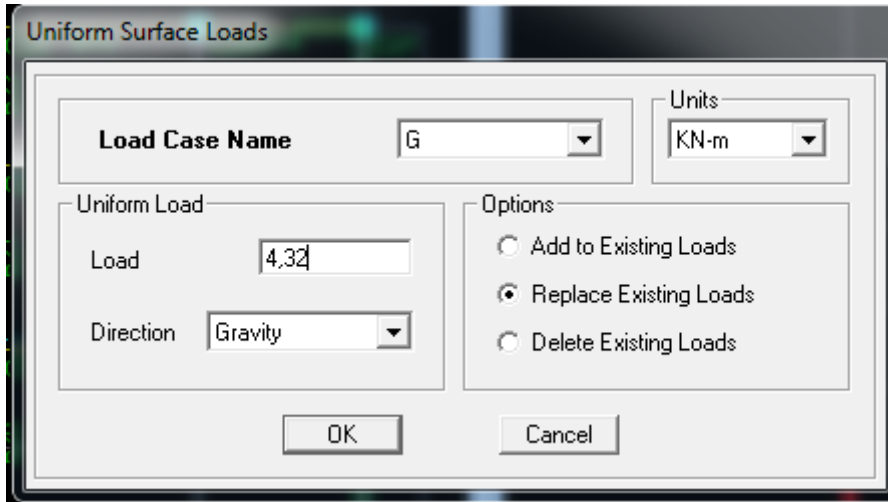
Spectrum Case Name
(Spectre suivant Ex) :

Amortissement=10%

Etape5 : Chargement de plancher :

Les charges statiques étant introduites, on sélectionne chaque panneau et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

uniform surface loads → **uniform loads** → **ok** 



Etape6 : introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

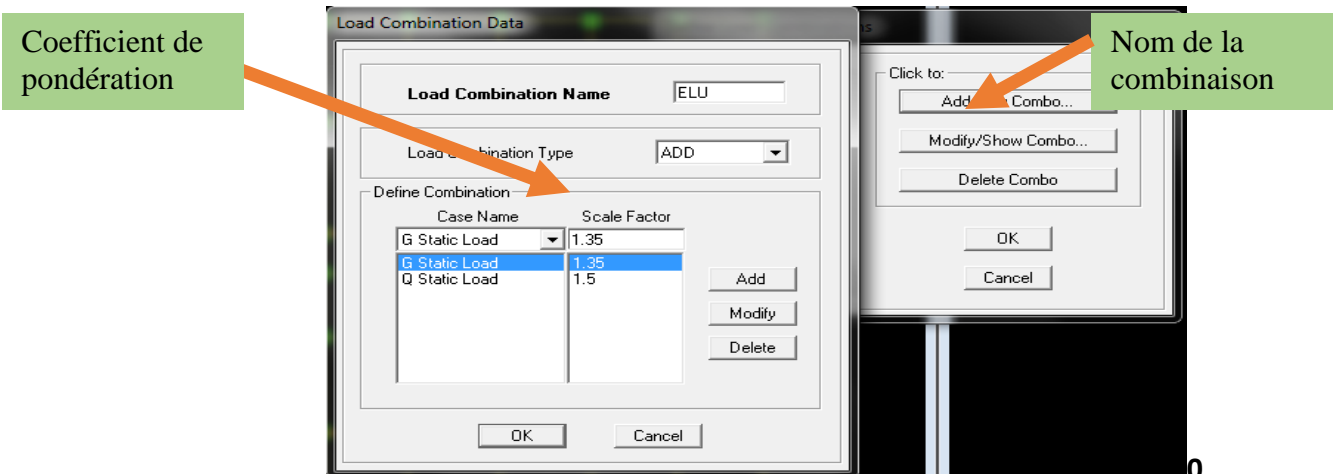
BAEL91 $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \Rightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \Rightarrow G + Q \end{array} \right.$

Combinaisons accidentelles du RPA :

RPA99 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

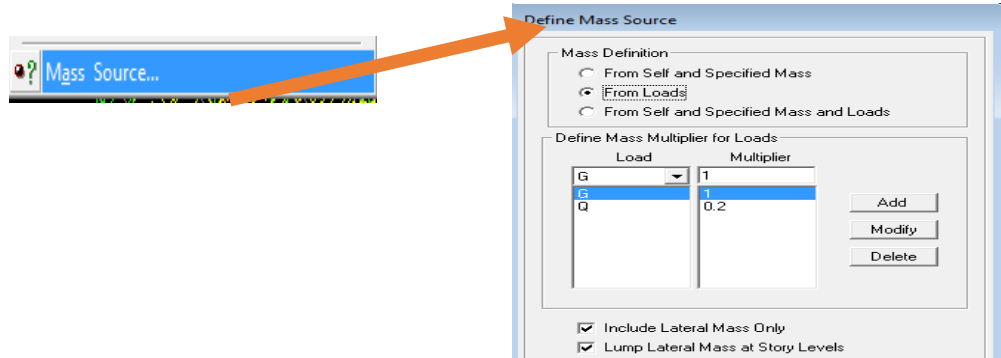
Definestatic load combinationsAdd New Combo



On reprend la même opération pour les autres combinaisons

Etape7 : introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'ETABS et ceci de la manière suivante : **define**→**mass source**



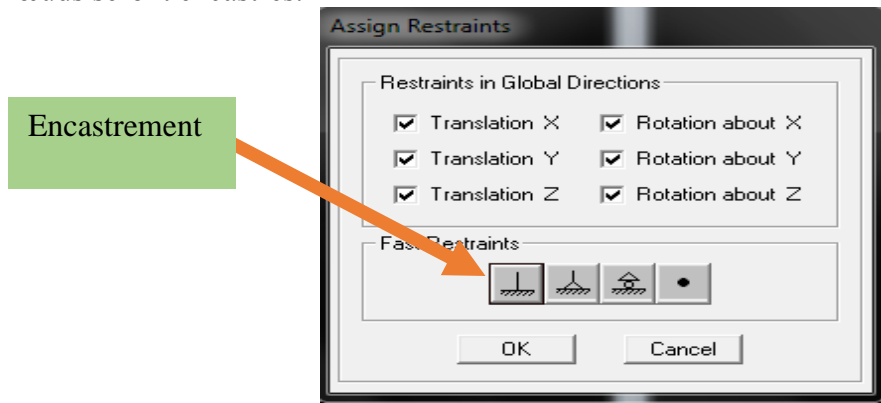
Etape8 :

Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Les appuis :

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuant un encastrement ;

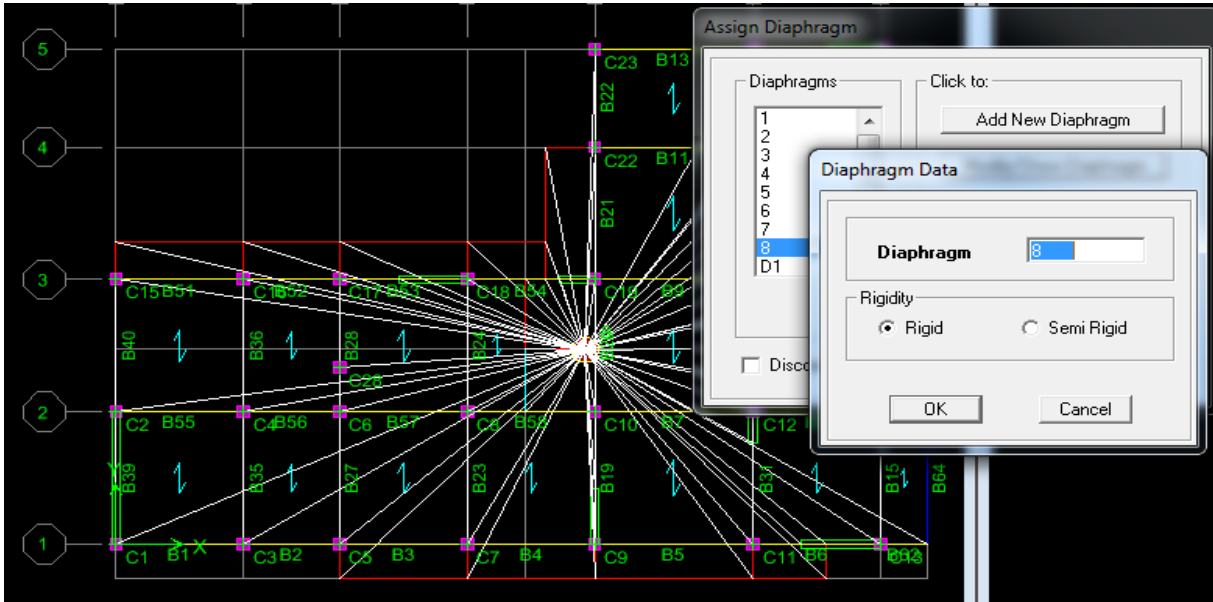
Assign joint point restraints (support) : On clique sur l'icône de l'encastrement et tous les nœuds seront encastrés.



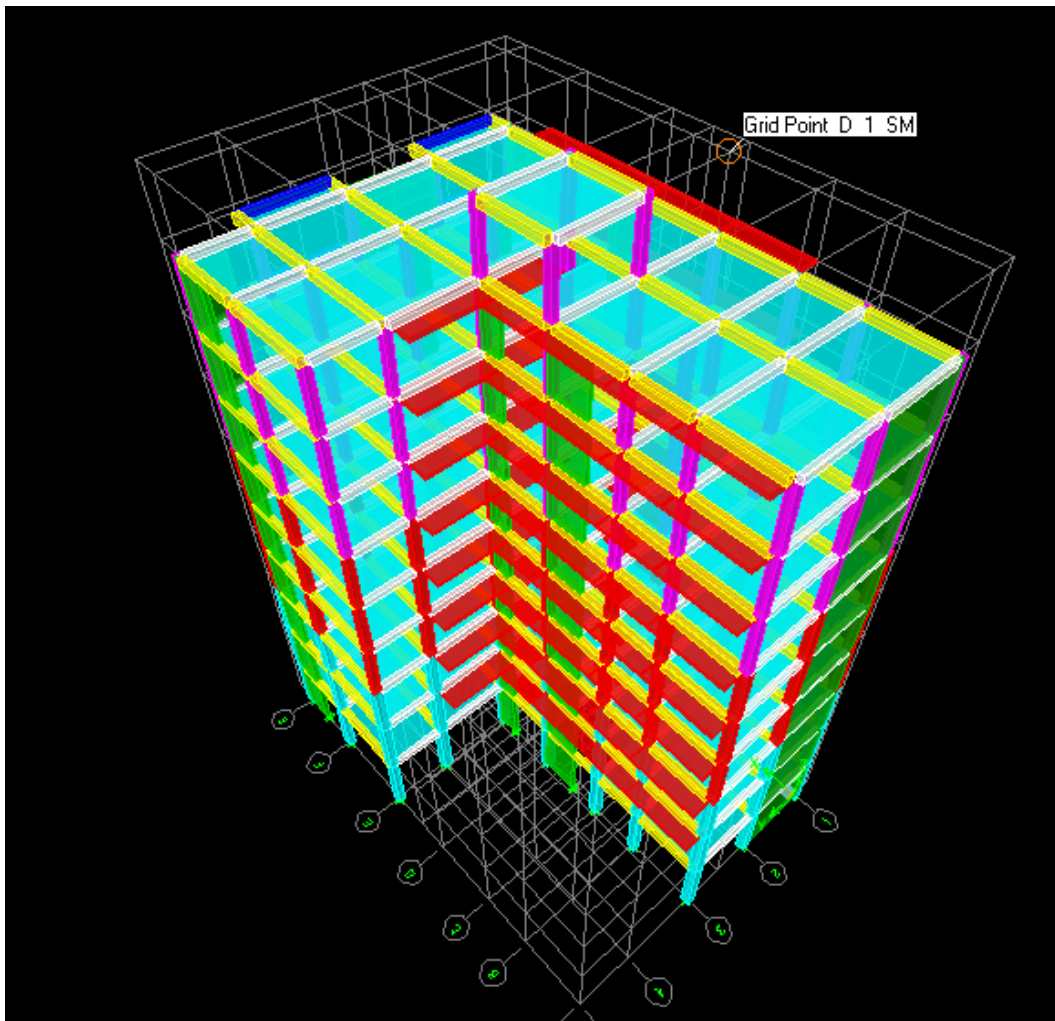
Etape9 : Les diaphragmes :

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l'icône

ou en suivant les étapes suivantes : **Assign**→ **joint/ point**→ **Diaphragme Add New Diaphragm**.

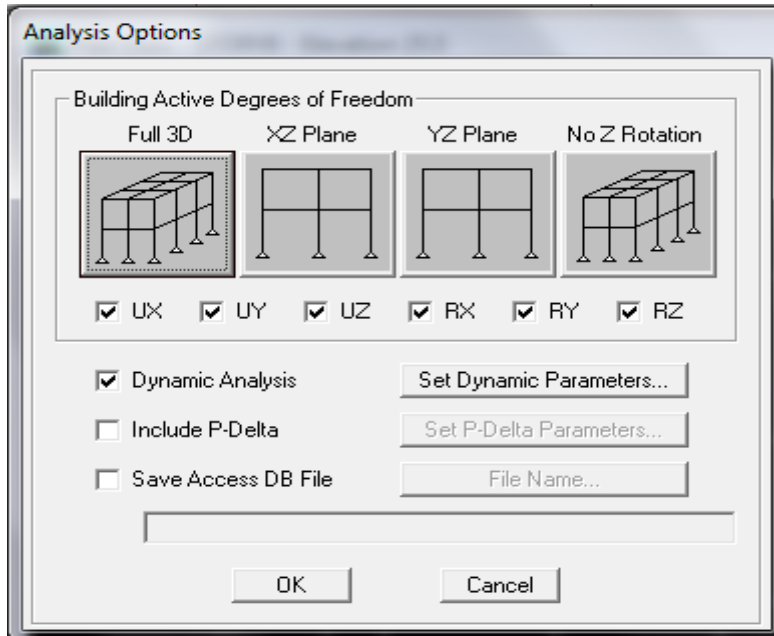


Après introduit le nom du diaphragme dans la case diaphragme on clique sur OK pour valider,
 En refait la même opération pour chaque plancher.
 Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

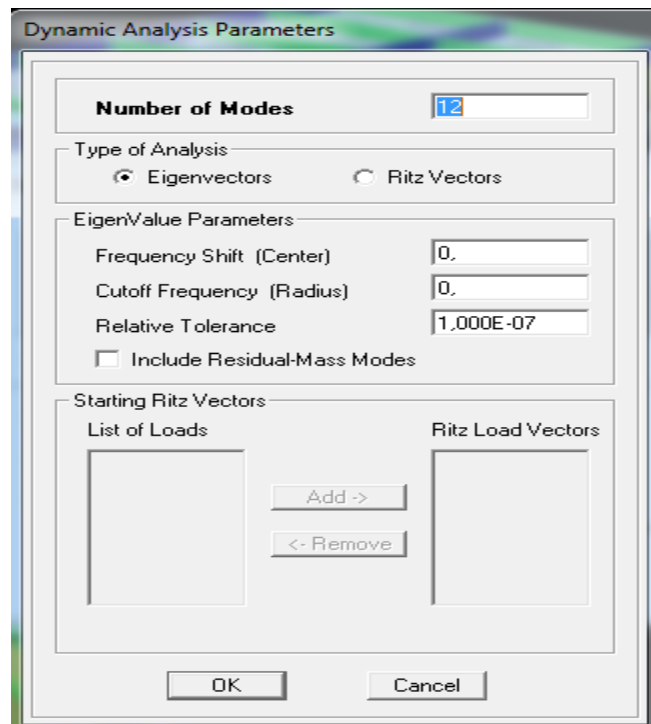


Analyse de la structure

Cette étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration : Analyze ⇒ Set analysis Options

Cocher **Dynamie Analysis** et cliquer sur **Set Dynamie parameters**



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la ou s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

On lance l'**Analyze⇒Run(F5)**,

V-Introduction

Le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage

En s'appuyant sur le règlement parasismique Algérien on doit faire les vérifications suivantes :

- ❖ Estimation de la période fondamentale de la structure T
- ❖ Le pourcentage de la participation de la masse modale (La masse participante)
- ❖ Vérification de l'excentricité
- ❖ Vérification des déplacements relatifs
- ❖ Déplacement maximal
- ❖ Vérification de l'effort tranchant à la base
- ❖ Justification vis-à-vis de l'effet Delta
- ❖ Vérification des efforts normaux au niveau des poteaux

I - Vérification de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA 99/2003]

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où : $h_N = 31,40\text{m}$
- C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 de RPA. D'où : $C_T = 0,05$

Donc :

$$T_{RPA} = 0,05(31,40)^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0,663 \text{ sec}$$

Après avoir calculé la période empirique T_{RPA} il aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0,3 T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 0,663 + 0,199$$

$$\text{D'où : } T_{maj} = 0,862 \text{ sec}$$

✓ A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire le $T_{analytique}$:

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	0,84964	75,1426	0,0215	0,3389	75,1426	0,0215
2	0,723344	0,0075	69,2614	0,2615	75,1501	69,2829
3	0,557204	0,3918	0,3538	68,4867	75,5419	69,6367
4	0,250642	13,1308	0,0137	0,0442	88,6727	69,6504
5	0,166752	0,0253	16,5567	0,0129	88,698	86,2071
6	0,133917	0,0035	1,516	0,8199	88,7015	87,7231
7	0,126001	2,2273	0,0273	1,6355	90,9287	87,7504
8	0,124009	0,1652	0,2516	15,2611	91,0939	88,002
9	0,114552	0,9671	0,0072	0,6856	92,061	88,0091
10	0,107563	1,5848	0,0004	0,2765	93,6458	88,0095
11	0,067347	0,0745	5,6903	0,0596	93,7203	93,6998
12	0,066645	2,3611	0,1256	0,0003	96,0814	93,8254

Figure V – 1 Résultats d'analyse dynamique ETABS

T analytique c'est la valeur la plus défavorable des périodes données par le tableau ci-dessus en fonction des modes propres de vibrations

Donc : T analytique = 0.849 sec

Période	T_{RPA}	T_{maj}	$T_{analytique}$
Valeur	0,663	0,862	0,849

$T = 0,663s < T_{etabs} = 0,849s < T_{majorée} = 0,862s$ La période est vérifiée.

V-II - Vérification de pourcentage de la participation de la masse modale

Le RPA 99/ version 2003(ART 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

- ✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

D'après la fig On n'a le résultat suivant :

- ❖ Les 1^{ere} et 2^{eme} mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3^{eme} mode est un mode de rotation.
- ❖ On doit retenir les 11 premiers modes que la masse atteigne les 90% (Art 4.3.4 selon RPA.99).

Donc la condition du RPA est vérifiée.

Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99 vs 2003** (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

$$CM - CR \leq 5\% L_{max} = 5\% L_x \quad . \quad L_x = 23,55 \text{ m.}$$

$$L_y = 15,7 \text{ m}$$

Avec :

CM : Le centre de masse.

CR : Le centre de torsion.

	Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
▶	SS	SS	13,062	6,147	12,649	6,916
	RDC	RDC	13,077	6,371	12,469	6,801
	1	1	13,108	6,038	12,675	6,752
	2	2	13,122	6,033	12,879	6,733
	3	3	13,122	6,033	13,069	6,735
	4	4	13,136	6,028	13,236	6,749
	5	5	13,149	6,024	13,379	6,770
	6	6	13,149	6,024	13,493	6,790
	TERRASSE	7	12,999	6,044	13,575	6,812
	SM	8	12,050	6,300	12,150	6,446

Figure V – 2 Centre de masse d'excentricité

Tableau-V – 1 Vérification de l'excentricité.

Story	Diaphragme	XCM	XCR	XCM-XCR	0,05Lx	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05Ly
SS	D1	13,062	12,649	0,413	1,178	6,147	6,916	-0,769	0,785
RDC	D2	13,077	12,469	0,608	1,178	6,371	6,801	-0,43	0,785
1ER	D3	13,108	12,675	0,433	1,178	6,038	6,752	-0,714	0,785
2EME	D4	13,122	12,879	0,243	1,178	6,033	6,733	-0,7	0,785
3EME	D5	13,122	13,069	0,053	1,178	6,033	6,735	-0,702	0,785
4EME	D6	13,136	13,236	-0,1	1,178	6,028	6,749	-0,721	0,785
5EME	D7	13,149	13,379	-0,23	1,178	6,024	6,77	-0,746	0,785
6EME	D8	13,149	13,493	-0,344	1,178	6,024	6,79	-0,766	0,785
TERRASSE	D9	12,999	13,575	-0,576	1,178	6,044	6,812	-0,768	0,785
SM	D10	12,05	12,15	-0,1	1,178	6,3	6,446	-0,146	0,785

Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (Article 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport

aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art article 4-43) :

Selon la formule 4-19 de RPA 99 le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

$$\Delta K = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau V-2 Vérification de déplacements inter-étages suivant Ex.

Plancher	Diaphragme	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
TERRASSE	8	0,0183	0,001	306	3,06	Condition vérifiée
ET6	7	0,0173	0,0015	306	3,06	Condition vérifiée
ET5	6	0,0158	0,0018	306	3,06	Condition vérifiée
ET4	5	0,014	0,002	306	3,06	Condition vérifiée
ET3	4	0,012	0,0022	306	3,06	Condition vérifiée
ET2	3	0,0098	0,0023	306	3,06	Condition vérifiée
ET1	2	0,0075	0,0023	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	1	0,0052	0,0022	306	3,06	Condition vérifiée
Sous-sol	RDC	0,003	0,0021	346	3,46	Condition vérifiée

Tableau V-3 Vérification de déplacements inter-étages suivant Ey.

Plancher	Diaphragme	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
TERRASSE	8	0,0161	0,0015	306	3,06	Condition vérifiée
ET6	7	0,0146	0,0019	306	3,06	Condition vérifiée
ET5	6	0,0127	0,002	306	3,06	Condition vérifiée
ET4	5	0,0107	0,002	306	3,06	Condition vérifiée
ET3	4	0,0087	0,002	306	3,06	Condition vérifiée
ET2	3	0,0067	0,0019	306	3,06	Condition vérifiée
ET1	2	0,0048	0,0017	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	1	0,0031	0,0014	306	3,06	Condition vérifiée
Sous-Sol	RDC	0,0017	0,0012	346	3,46	Condition vérifiée

❖ Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.9), L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P- Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

V_K : Effort tranchant de l'étage k ;

h_K : Hauteur de l'étage K ;

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Sinon si :

$0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1-\theta_K)\theta$

$\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau.

Suivant Ex :

Tableau V- 4 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

Niveau	P_K (KN)	Δ_K	h_K	V_K (m)	$\theta(x)$	Condition
SM	168,81	0,001	3,06	27,04	0,0020	Vérifiée
TERRASSE	3125,69	0,0015	3,06	320,25	0,0048	Vérifiée
6	5987,41	0,0018	3,06	564,86	0,0062	Vérifiée
5	8849,13	0,002	3,06	768,09	0,0075	Vérifiée
4	11791,17	0,0022	3,06	940,27	0,0090	Vérifiée
3	14733,22	0,0023	3,06	1086,61	0,0102	Vérifiée
2	17675,26	0,0023	3,06	1210,7	0,0110	Vérifiée
1	20708,34	0,0022	3,06	1307,69	0,0114	Vérifiée
RDC	23707,17	0,0021	3,06	1377,84	0,0104	Vérifiée
SS	26409,69	0,003	3,46	1405,57	0,0163	Vérifiée

Suivant Ey :

Tableau V- 5 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.

Niveau	P_k (KN)	K_y	h_k	V_y (m)	Δk	Condition
SM	168,81	0,0015	3,06	33,8	0,0024	Vérifiée
TERRASSE	3125,69	0,0019	3,06	369,93	0,0052	Vérifiée
6	5987,41	0,002	3,06	637,48	0,0061	Vérifiée
5	8849,13	0,002	3,06	841,35	0,0069	Vérifiée
4	11791,17	0,002	3,06	1018,1	0,0076	Vérifiée
3	14733,22	0,0019	3,06	1166,29	0,0078	Vérifiée
2	17675,26	0,0017	3,06	1279,72	0,0077	Vérifiée
1	20708,34	0,0014	3,06	1372,09	0,0069	Vérifiée
RDC	23707,17	0,0012	3,06	1443,37	0,0057	Vérifiée
SS	26409,69	0,004	3,46	1471,2	0,0208	Vérifiée

Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

N_d : Effort normal maximal ;

B_c : Section du poteau ;

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V-6 :L’effort normal réduit dans les poteaux

POTEAUX	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	$F_{c28}(kN/cm^2)$	V	Observation
45 X 45	1471,91	2025	2,5	0,291	$v < 0.3$ condition vérifiée
40 X 40	945,69	1600	2,5	0,162	$v < 0.3$ condition vérifiée
40 X 40	485,19	1225	2,5	0,158	$v < 0.3$ condition vérifiée

Justification vis-à-vis de contreventement

L’objet de cette classification se traduit par l’attribution d’une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

1. Forces horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

o Voiles et portiques :

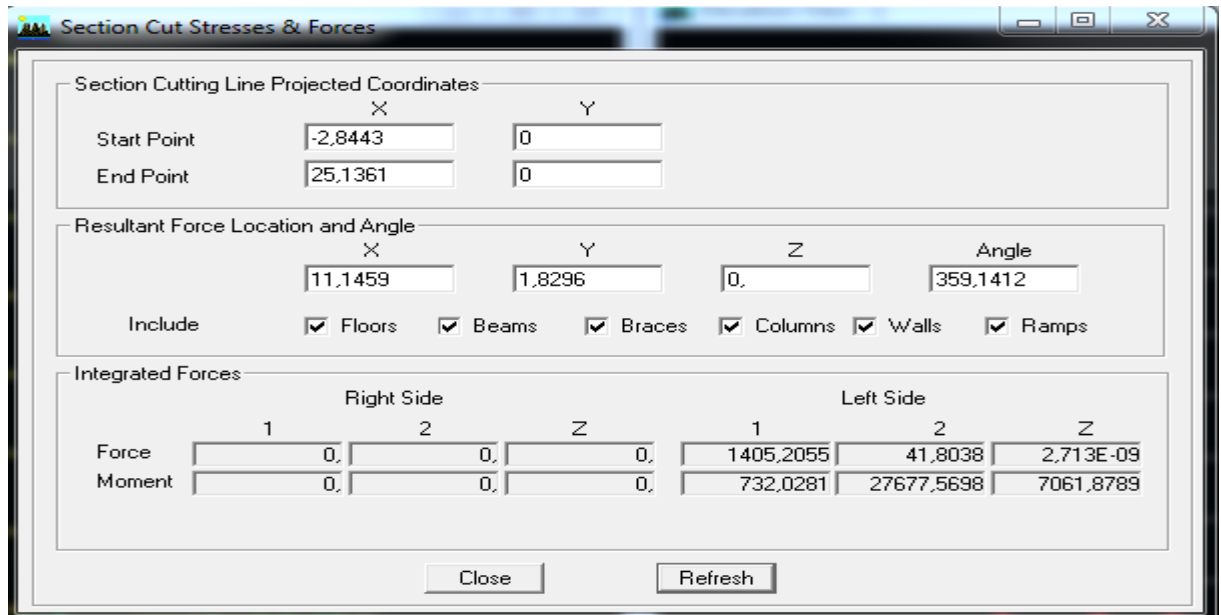


Figure V.3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EX

Voile uniquement :

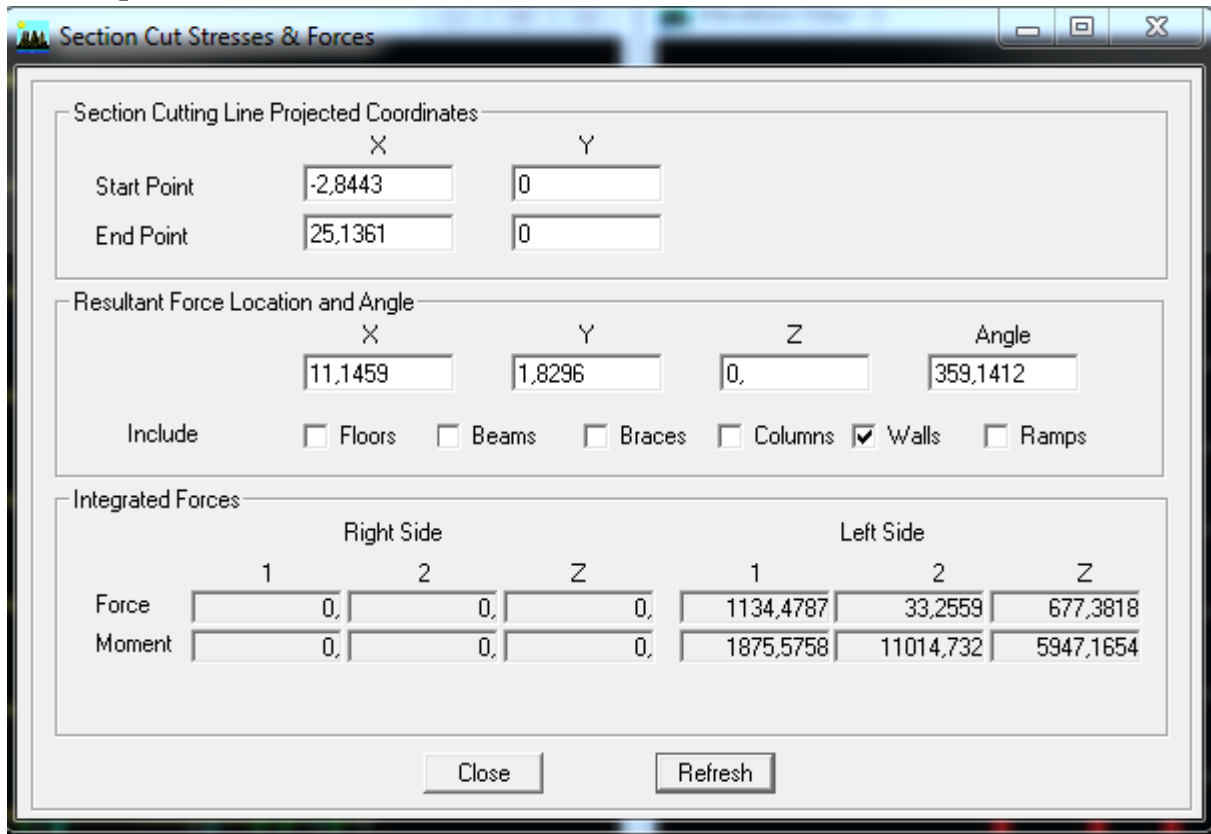


Figure V.4 :Charges horizontales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	1405,20	1134,48	80,73	19,27

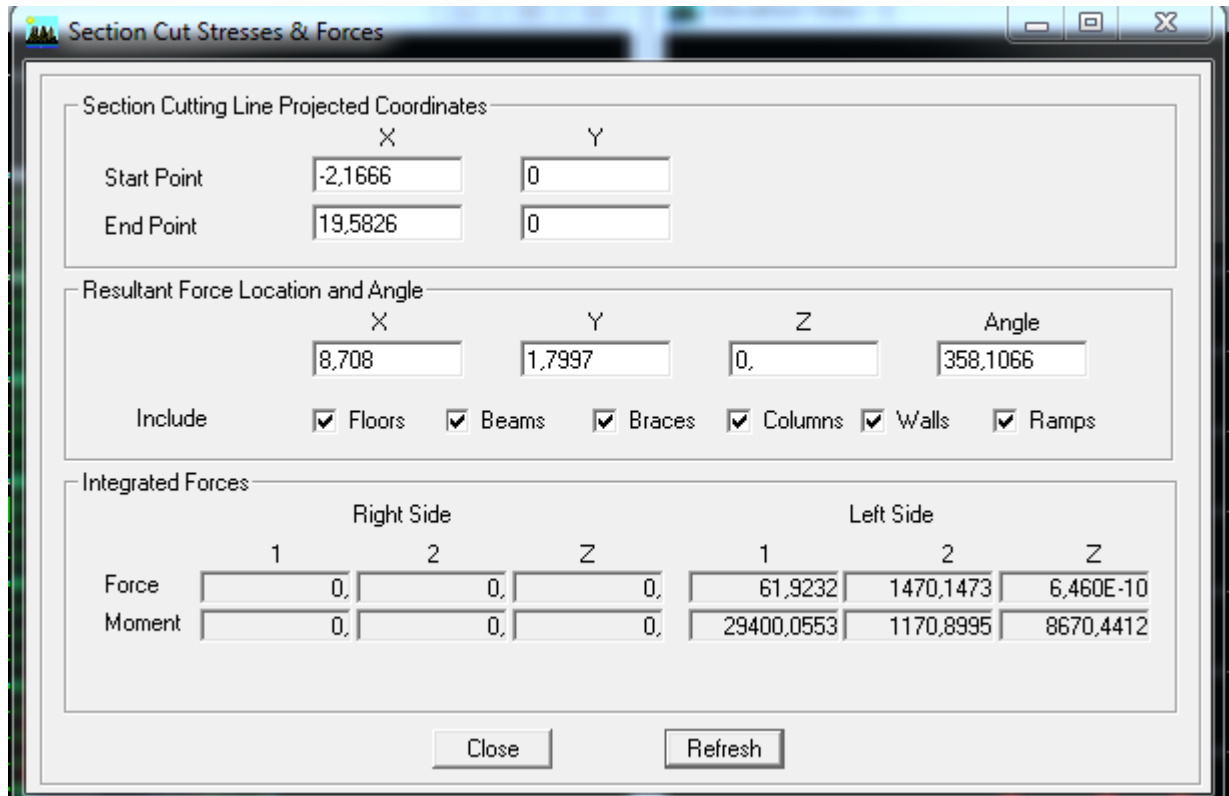


Figure V.5 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Voile uniquement :

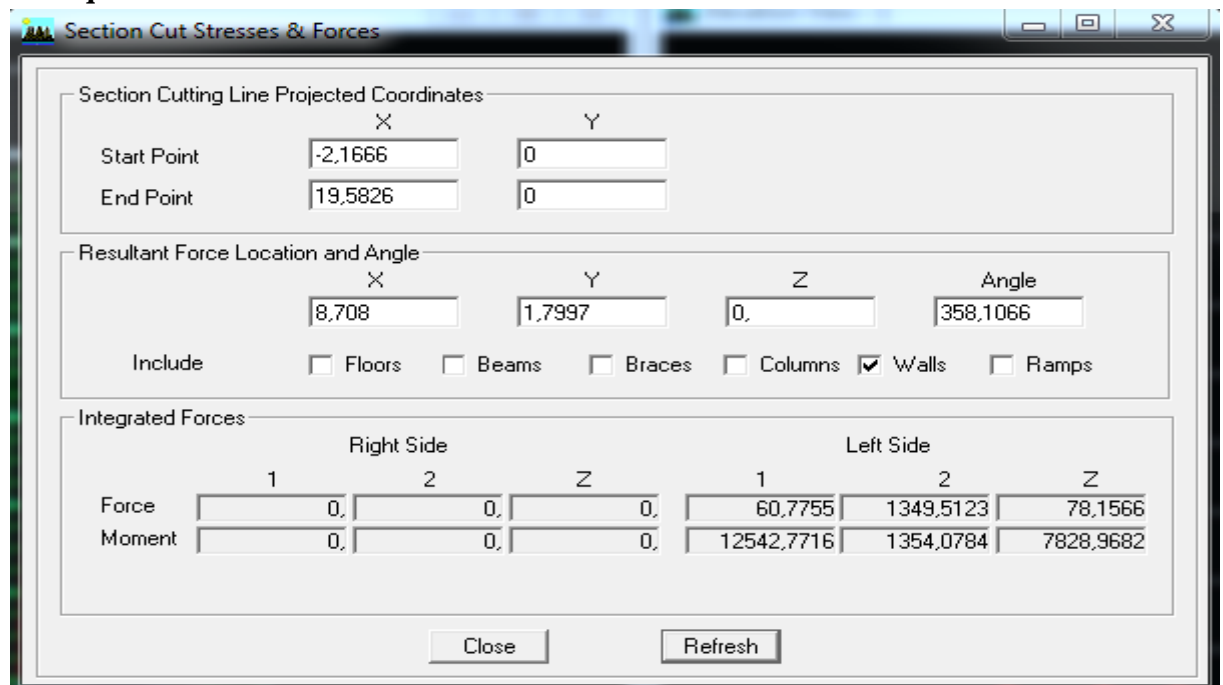


Figure V.6 : Charges horizontales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
EY	1470,14	1349,51	91,79	8,21

2. Forces verticales :

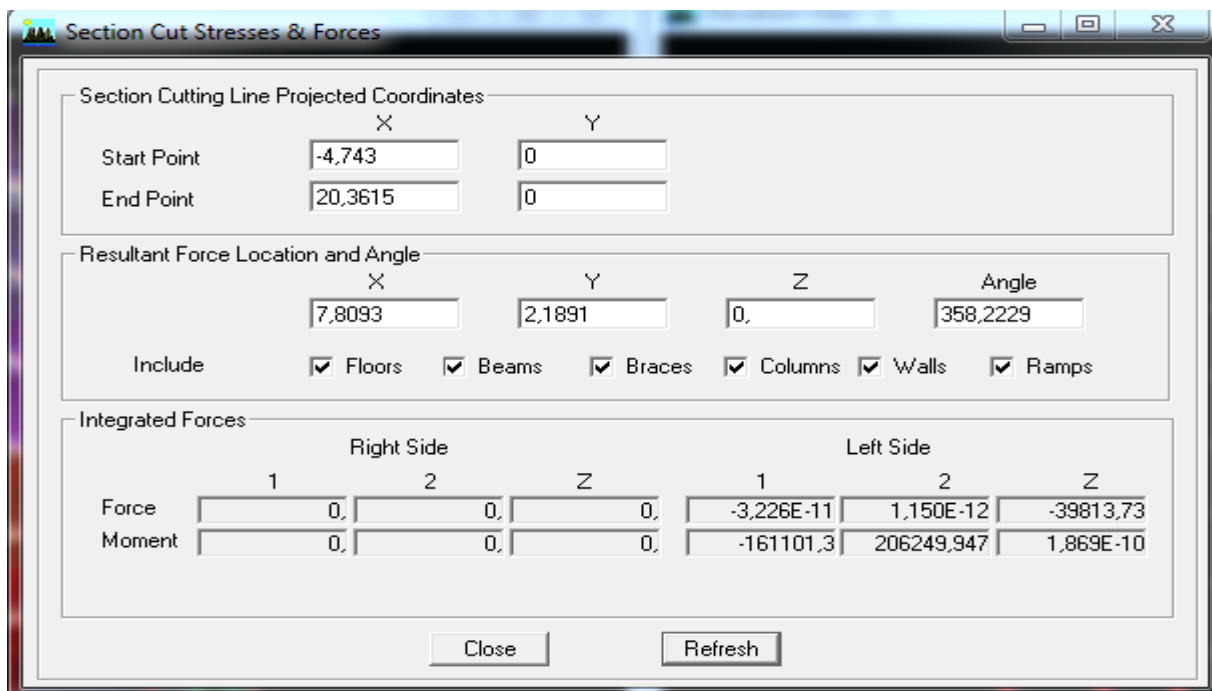


Figure V.7: Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Voile uniquement :

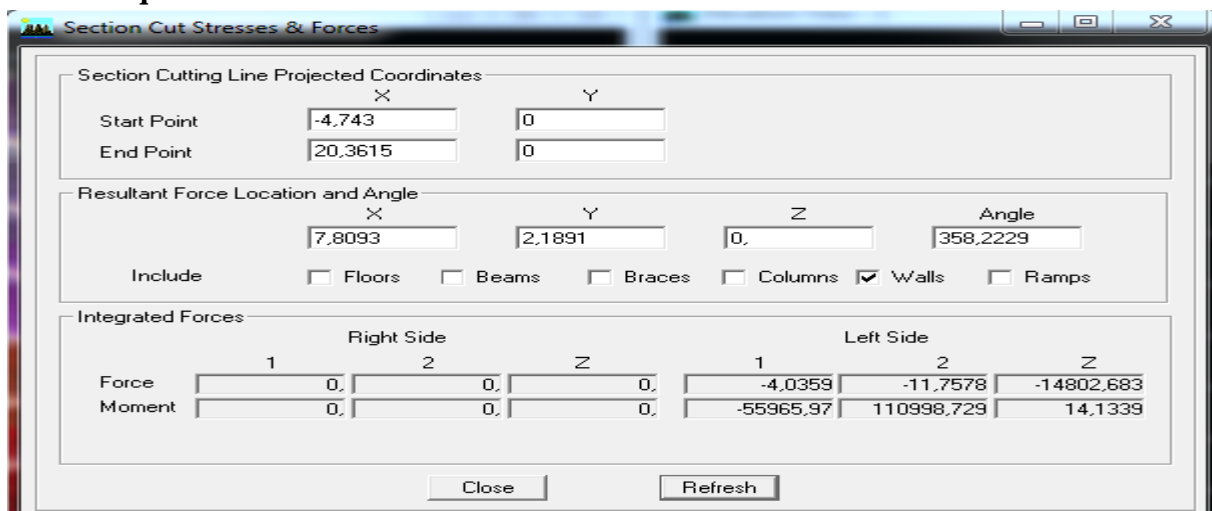


Figure V.8: Charges horizontales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	39813,73	14802,68	37,18	62,82

D’après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous les étages les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges verticales

- Donc suivant l’article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris $R=3.5$ d’après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

❖ Vérification de l’effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99/2003] :

Selon le RPA 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0.8 V$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....) dans le rapport $0.8V/V_t$.

Calcul de l’effort tranchant par la formule empirique du RPA :

$$V = \frac{Ax Dx Q}{R} W \quad \text{RPA99 Page 28 formule (4.1)}$$

Avec :

A : coefficient d’accélération de zone $A= 0,15$

D : facteur d’amplification dynamique $D=1,57$

Q : facteur de qualité $Q= 1,20$

R : coefficient de comportement. $R = 3,5$

W : poids total de la structure. $W= 26409,69$

D’après l’article du *R.P.A 99/2003*, la résultante des forces sismique à la base $V_{logiciel}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

- $V_{Etabs} > 0,8 V_{MSE}$.

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	1	U1	1342,96	22,73	0,00	-446,240	27623,820	-7824,071
	EX	2	U1	0,15	-14,32	0,00	304,775	3,531	-188,362
	EX	3	U1	9,23	-8,77	0,00	169,699	176,469	-171,101
	EX	4	U1	331,90	10,73	0,00	-10,770	542,135	-1888,584
	EX	5	U1	0,64	-16,37	0,00	80,178	2,473	-220,359
	EX	6	U1	0,10	2,01	0,00	-10,778	0,202	24,642
	EX	7	U1	64,49	7,15	0,00	-44,132	286,242	-318,330
	EX	8	U1	4,83	-5,96	0,00	42,498	26,140	-107,940
	EX	9	U1	29,70	2,56	0,00	-18,067	102,129	-152,702
	EX	10	U1	50,36	0,77	0,00	-0,512	171,389	-304,218
	EX	11	U1	2,81	-24,54	0,00	90,095	6,979	-336,770
	EX	12	U1	89,23	20,58	0,00	-69,029	177,465	-305,915
	EX	All	All	1405,57	27,01	0,00	416,440	27684,117	8341,125
	EY	1	U2	22,73	0,38	0,00	-7,553	467,534	-132,423
	EY	2	U2	-14,32	1373,41	0,00	-29232,333	-338,721	18066,688
	EY	3	U2	-8,77	8,34	0,00	-161,261	-167,695	162,593
	EY	4	U2	10,73	0,35	0,00	-0,348	17,522	-61,038
	EY	5	U2	-16,37	418,49	0,00	-2049,871	-63,218	5633,805
	EY	6	U2	2,01	42,05	0,00	-225,385	4,229	515,296
	EY	7	U2	7,15	0,79	0,00	-4,890	31,717	-35,272
	EY	8	U2	-5,96	7,36	0,00	-52,444	-32,257	133,202
	EY	9	U2	2,56	0,22	0,00	-1,558	8,805	-13,165
	EY	10	U2	0,77	0,01	0,00	-0,008	2,626	-4,661
	EY	11	U2	-24,54	214,43	0,00	-787,168	-60,979	2942,393
	EY	12	U2	20,58	4,75	0,00	-15,921	40,931	-70,557
	EY	All	All	27,01	1471,20	0,00	29420,173	433,241	19317,296

OK

Figure V-9 Efforts tranchants donnés par ETABS.

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

$$V_{x-etabs} = F1 = 1405,57 \text{ KN}$$

$$V_{y-etabs} = F2 = 1471,20 \text{ KN}$$

	L'effort tranchant (MSE)	0,8*V _{MSE}	V _{logiciel}	V _{logiciel} ≥ 0,8*V _{MSE}
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} . w$ 1492,67	1194,13	1405,57	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} . w$ 1492,67	1194,13	1471,20	Condition vérifiée

Conclusion :

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé a l'aide de logiciel ETABS, peut passer aux ferrallages de ces éléments porteurs .

Introduction :

Les poutres seront ferrillées en flexion simple aux sollicitations données par les combinaisons d'actions les plus défavorables :

- À l'état limite ultime : $1,35G + 1,5Q$

- Situation accidentelles : $G + Q \pm E$ et $0,8G \pm E$

Puis on procède aux vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA.

VI-1 Etapes de calcul des armatures:

A- Armatures longitudinales :

Calcul des moments réduits ultimes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}; \quad f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$: Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1,15$: Dans le cas de la situation accidentelle.

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

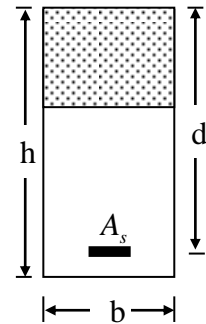
• **1^{er} cas :** $\mu \leq \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée (S.S.A), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

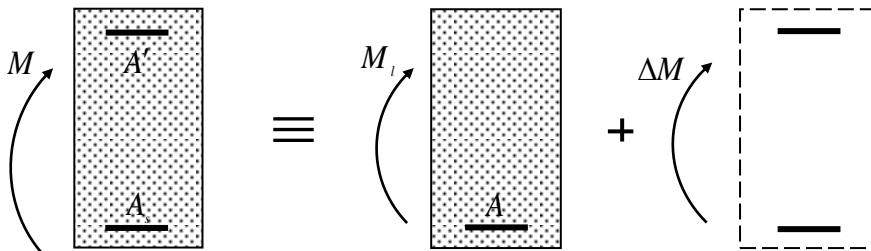
$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

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

$$\gamma_s = 1,15$$



• **2^{em} cas :** $\mu > \mu_l = 0,392$ La section est doublement armée (S.D.A).



La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\Delta M = M_u - M_1$$

$$M_{f1} = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{c28}$$

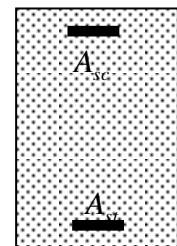
$$A_{st1} = \frac{M_{f1}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s \cdot (d - c')}$$

Finalement, les sections théoriques sont :

Armatures tendues : $A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$

Armatures comprimées : $A_{sc} = A_{st2}$



B- Recommandation du RPA99-modifié2003 :**• Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux le long de la poutre est :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur de recouvrement pour la zone sismique Iia est de 40ϕ .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angles doit être effectué avec des crochets de 90° .

TABLEAU VI-1 armatures longitudinales.

Section [cm ²]	0.5%bh [cm ²]	4% bh [cm ²]	6% bh [cm ²]
Poutre principale (30x40)	6	48	72
Poutre secondaire (25x35)	4,375	35	52,5

• Armatures transversales

La quantité d'armatures transversale minimale est donnée par la condition :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \cdot \phi \right) : \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{En dehors de la zone nodale.}$$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée doublement armée, c'est le diamètre le plus faible des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales sont disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les efforts internes et Ferrailage des poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

TABLEAU VI-2 : Les valeurs extrêmes globales des efforts.

		Localisation	Moments (KN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}[cm^2]$	$A_{min}[cm^2]$	Ferraillage	$A_{ad}[cm^2]$
Poutre Principale	Lié au voiles	Travée	122,722	0,1995	SSA	0,888	9,092	3	3 HA14 + 3 HA 14	9,23
		Appuis	146,448	0,2381	SSA	0,862	11,177	3	3 HA14 + 6 HA 14	13,85
	Non lié au voiles	Travée	53,24	0,0865	SSA	0,955	3,668	3	3 HA14	4,69
		Appuis	89,27	0,1451	SSA	0,921	6,377	3	3 HA14 + 3 HA 12	8,08
Poutre Secondaire		Travée	53,64	0,1387	SSA	0,925	4,393	2,19	3 HA14	4,69
		Appuis	93,34	0,2414	SSA	0,86	8,222	2,19	3 HA14 + 3 HA 14	9,23

1) Armatures transversales (BAEL 91. Art.7.2.2)

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\{h/35 ; \phi_1 ; b/10\}$$

Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.1,22)

Il faut vérifier : $St \leq \min\{0,9d ; 40 Cm\}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4MPa.$$

Section [cm ²]	zone	BEAL			RPA		Section Adepté			
		ϕ Cm	St Cm	At _{Min} Cm ²	St Cm	At Cm ²	ϕ mm	St _{Min} Cm ²	Ferraillage	AadpCm ²
Poutre principale (30x40)	nodale	0,8	25	0,75	7	0,63	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,35		15	4 HA8	2,01
Poutre secondaire (25x35)	nodale	0,8	25	0,75	7	0,63	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,35		15	4 HA8	2,01

Délimitation de la zone nodale

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L'est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales : $L' = 2 \times 40 = 80$ cm.

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70$ cm.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91modifiée 99).

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} L_s = 49,38 \text{ cm}$$

Le règlement **BAEL 91 modifié 99** admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet “Lc” est au moins égale à 0.4Ls

$$L_c = 20 \text{ cm}$$

Vérification à l’ELU :

2) Vérification condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

❖ Calcul de la section minimale.

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

TABLEAU VI-3 Calcul de la section minimale.

		Localisation	A_{st}^{min}	A_{Adopte}	Observation
Poutre Principale	Lié au voiles	Travée	1,377	9,23	Condition vérifiée
		Appuis	1,377	13,85	Condition vérifiée
	Non lié au voiles	Travée	1,377	4,69	Condition vérifiée
		Appuis	1,377	8,08	Condition vérifiée
Poutre Secondaire		Travée	0,996	4,69	Condition vérifiée
		Appuis	0,996	9,23	Condition vérifiée

Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{max} : \text{ Effort tranchant max à l’ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Tableau. VI. : Vérification aux cisaillements.

Poutres	Effort tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutre principale)	195,95	30	37,5	0,174	2,5	Condition vérifiée
Poutre secondaire	126,17	25	32,5	0,155	2,5	Condition vérifiée

Influence de l’effort tranchant.

Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_U}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \leq 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

TAB VI-5 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutres	b (cm)	d (cm)	F _{c28} (MPa)	γ _b	$0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$	T (KN)	Observation
Poutre principale	30	37,5	25	1,5	431,25	195,95	Condition vérifiée
Poutre secondaire	25	32,5	25	1,5	311,46	126,17	Condition vérifiée

3) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

Avec : $\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$ MPa

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

Ψ_s = 1,5 : Coefficient scellement HA.

∑ U_i : Somme des périmètres utiles des barres.

Poutres	Ferrailage	Tu	d	∑u(mm)	τ _{se} (MPa)	τ̄ _{se} (MPa)	Observation
Poutre principale	3 HA14 + 3 HA 14	195,95	37,5	263,76	0,220	3,15	Condition vérifiée
	3 HA14 + 6 HA 14	195,95	37,5	395,64	0,147	3,15	Condition vérifiée
	3 HA14	195,95	37,5	131,88	0,440	3,15	Condition vérifiée
	3 HA14 + 3 HA 12	195,95	37,5	244,92	0,237	3,15	Condition vérifiée
Poutre secondaire	3 HA14	126,17	32,5	131,88	0,327	3,15	Condition vérifiée
	3 HA14 + 3 HA 14	126,17	32,5	263,76	0,164	3,15	Condition vérifiée

Vérification à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99) :

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

❖ Etat limite de compression du béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

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

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

		Localisation	M _s ^{max} [kN.m]	A _{adop} [cm ²]	ρ ₁	β ₁	σ _{st}	k ₁	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Observation
Poutre Principale	Lié au voiles	Travée	31,99	9,23	0,820	0,8705	103,41	23,52	4,40	15	Condition vérifiée
		Appuis	53,88	13,85	1,231	0,85	118,88	18,33	6,49	15	Condition vérifiée
	Non lié au voiles	Travée	31,99	4,69	0,417	0,901	196,63	35,5	5,54	15	Condition vérifiée
		Appuis	53,88	8,08	0,718	0,877	197,49	25,65	7,70	15	Condition vérifiée
Poutre Secondaire		Travée	26,84	4,69	0,577	0,8875	167,49	29,38	5,70	15	Condition vérifiée
		Appuis	39,65	9,23	1,136	0,854	130,65	19,25	6,79	15	Condition vérifiée

Calcul des éléments principaux

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrillage de ces éléments résistants (Les portiques « poteaux – poutres », et les voiles), accompagnée de leurs schémas de ferrillage.

VI.I. Etude des poteaux

Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferrillage des poteaux se fera en flexion composé dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiées à l'ELS

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots ELU$$

$$G + Q \dots\dots\dots ELS$$

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

$$0.8 G \pm E \dots\dots\dots RPA 99/2003$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$,
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$.

Tableau VI-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28}[MPa]$	$f_{bu}[MPa]$	γ_s	$F_e [MPa]$	$\sigma_s[MII\alpha]$
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

Recommandations et exigences du RPA

a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone IIa.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4\% \times b \times h$ en zone IIa.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$ en zone IIa.

Tableau VI- 2 : Armatures longitudinales des poteaux exigées par le RPA.

Sections des poteaux cm^2	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0.8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
45X45	16,20	81	121,5
40X40	12,8	64	96
35X35	9,8	49	73,5

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de: $40 \varnothing$ en zone IIa
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone II
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales :

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 les deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = M/N$.

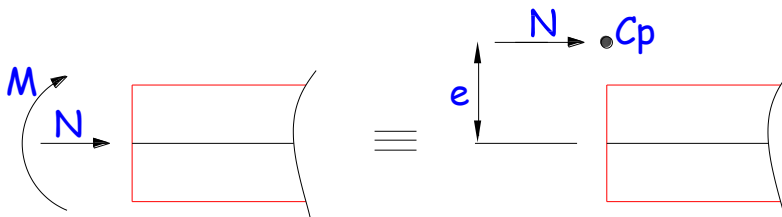


Figure VI – 1 : Section en flexion composée.

Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right).$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression. } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

1^{er} cas : Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d-c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_c}{\gamma_s}$$

3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d-c') \times \sigma_{sc}} ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « Socotec ».

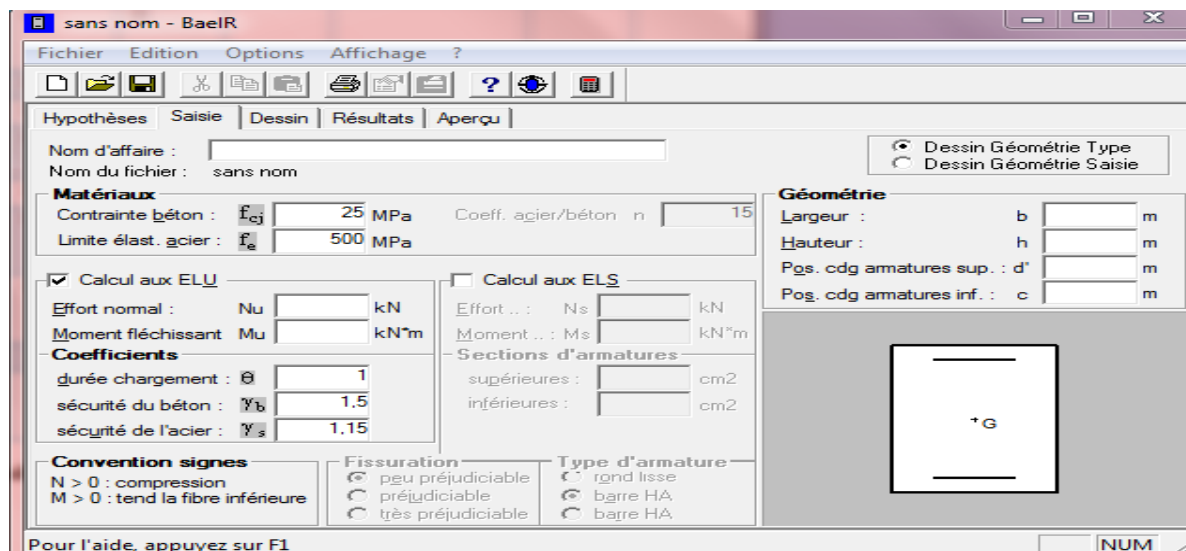


Figure VI – 2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI- 3: Résultats de ferraillage à l'ELU suivant les deux sens

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A _{Inf} cm ²	A _{Sup} cm ²	A _{min} cm ²	Ferraillage	A _{ad} cm ²
		N _{max}	N _{min}	M _{corr}	M _{max}							
1 ^{er} étage ⇒ TOS – S	54 x 54	N _{max}	1471,91	M _{corr}	19,815	GQEY	SEC	0	0	16,20	4HA20+4HA16	20,6
		N _{min}	916,39	M _{corr}	5,611	08GMEY	SEC	0	0			
		N _{corr}	193,94	M _{max}	105,612	GQEX MAX	SEC	0	0			
2 ^{ème} étage ⇒ 2 ^{ème} ét	40 x 40	N _{max}	945,69	M _{corr}	10,077	ELU	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
		N _{min}	291,22	M _{corr}	8,632	08GMEY	SEC	0	0			
		N _{corr}	204,48	M _{max}	86,037	GQEX	SEC	0	0			
5 ^{ème} étage ⇒ 8 ^{ème} ét	35 x 35	N _{max}	485,19	M _{corr}	10,545	ELU	SEC	0	0	9,8	4HA14+4HA12	10,67
		N _{min}	63,41	M _{corr}	3,74	08GEX	SEC	0	0			
		N _{corr}	159,77	M _{max}	53,412	GQEX	SEC	0	0			

Vérifications à l'ELU :**Les Armatures transversales Art 7.4.2.RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

a. Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux 45x45 seront encadrées par deux cadres en $\phi = 10 \text{ mm}$. Soit $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales des poteaux 40x40 et 35x35 seront encadrées par deux cadres en $\phi = 8 \text{ mm}$. Soit $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

b. Espacement des armatures transversales :

Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_1^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

a c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \{15\phi_1^{min}\} = 15 \times 1,2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

En zone nodale (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_1^{min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1,2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

c. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0,8\% S_t \times b_1$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0,7L_0$

Tableau VI- 4: Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteaux	Hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{min} [\text{cm}^2]$		$A_{adoptée} [\text{cm}^2]$	Observation
				Zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$	Zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$		
45x45	346	242,2	5,38	2,025	1,35	3,14	Condition vérifiée
40x40	306	214,2	5,355	1,8	1,2	2,01	Condition vérifiée
35x35	306	214,2	6,12	1,575	1,05	2,01	Condition vérifiée

1) **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

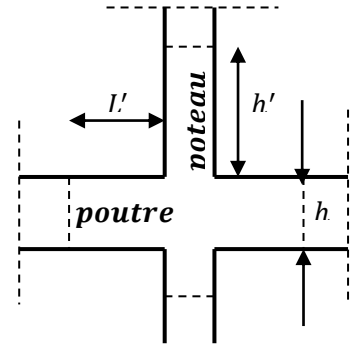


Figure VI – 3 zone nodale.

Tableau VI- 5 : Détermination de la zone nodale.

	H	h'
Poteau (45*45)	3,46	$h' = \text{Max} (\frac{3,56-35}{6}; 40; 40; 60) = 60\text{cm}$
Poteau (40*40)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{3,06-35}{6}; 35; 35; 60) = 60\text{cm}$
Poteau (35*35)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{3,06-35}{6}; 30; 30; 60) = 60\text{cm}$

2) **Longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale des recouvrement est de : 40ϕ en zone II_a.

- ✓ Poteaux (45 x 45) : $l_r = 40 \times 2,0 = 80\text{cm}$.
- ✓ Poteaux (40*40) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$.
- ✓ Poteaux (35 x 35) : $l_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$.

Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les ϕ_{20} : $L_s = 70,54 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$

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 aciers HA.

- Pour les ϕ_{20} : $L_a = 28,21 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{16} : $L_a = 22,57 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$.

1) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau VI- 6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Poteau (cm ²)	h_e (m)	$b=h$ (mm)	λ_g	d (mm)	T_u (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
45x45	3,46	450	5,38	425	69,54	0,364	1,875	Condition vérifiée
40x40	3.06	400	5,355	375	56,06	0,293	1,875	Condition vérifiée
35x35	3.06	350	6,12	325	35,89	0,188	1,875	Condition vérifiée

Vérifications à l'ELS :

a. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$$

Niveau	Poteaux	N_s Effort Normal (KN)		M_s Moment (KN.m)		Etat des contrainte	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$	σ_{Acier}^s	σ_{Acier}^i	$\sigma_{\text{Acier}}^{\text{ad}}$	Observation
		N_{max}	N_{min}	M_{corr}	M_{max}								
1 ^{er} SOL ⇒ S-S	40 x 40	N_{max}	1071,7 1	M_{corr}	4,395	SEC	4,95	4,5	15	73,8	67,9	348	Condition vérifiée
		N_{min}	172,82	M_{corr}	5,402	SEC	1,04	0,48	15	15,1	7,79	348	Condition vérifiée
		N_{corr}	872,64	M_{max}	22,777	SEC	5,03	2,67	15	73,1	42,4	348	Condition vérifiée
2 ^{ème} ⇒ 4 ^{ème}	35 x 35	N_{max}	689,42	M_{corr}	7,304	SEC	4,39	3,3	15	64,6	50,8	348	Condition vérifiée
		N_{min}	77,28	M_{corr}	5,303	SEC	0,83	0,04	15	11,5	1,44	348	Condition vérifiée
		N_{corr}	280,02	M_{max}	19,524	SEC	3,02	0,11	15	42	4,92	348	Condition vérifiée
5 ^{ème} ⇒ 7 ^{ème}	30 x 30	N_{max}	354,04	M_{corr}	7,645	SEC	3,44	1,72	15	49,4	28	348	Condition vérifiée
		N_{min}	7,42	M_{corr}	7,143	SEC	1,28	0	15	13,3	43,1	348	Condition vérifiée
		N_{corr}	76,48	M_{max}	20,854	SEC	3,89	0	15	45,5	78,8	348	Condition vérifiée

Tableau VI- 7 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

Conclusions :

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s \text{ min}}$ correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone IIa.

VI.3 Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

VI.3.1 Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre Sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l}
 1,35G+1,5Q \dots\dots L'ELU \\
 G+Q \dots\dots\dots L'ELS
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \\ G+Q \end{array}} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\begin{array}{l}
 G + Q \pm E \\
 0,8 G \pm E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} G + Q \\ 0,8 G \end{array}} \right\} \text{RPA99/ Version 2003}$$

VI.3.2 Ferrailage des voiles

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

- Zone I :S/Sol, RDC et 1^{ère} étage.
- Zone II :2^{ème} au 4^{ème} étage.
- Zone III :5^{ème} au 7^{ème} étage.

VI.3.3 Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

VI.3.4 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 (**N**) et (**M**).

a-Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier $\Rightarrow V = V' = L_{voile}/2$

Avec : B= L.e

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

I : Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

$$L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} \times L_{voile}$$

L_t : Longueur de la zone tendue.

b-Calcul des efforts normaux :

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{voile}}{2}$$

c-Armatures verticales :(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à **0,20%** de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

d-Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$A_H \geq 0,15\% B$	Globalement dans la section du voile	}	Art 7.7.4.3 RPA9
$A_H \geq 0,10\% B$	En zone courante		

/Version2003.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

e-Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

f- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

h- Les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

i-Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e, 30\text{cm}\}$$

Avec : $e=20\text{cm}$: épaisseur du voile.

$$S_t \leq 1.5e$$

$$S_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{37.5; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

g-Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ❖ $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

k-Diamètre maximal :

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé $1/10$ de l'épaisseur du voile.

L-Pourcentage minimal des armatures :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone couran

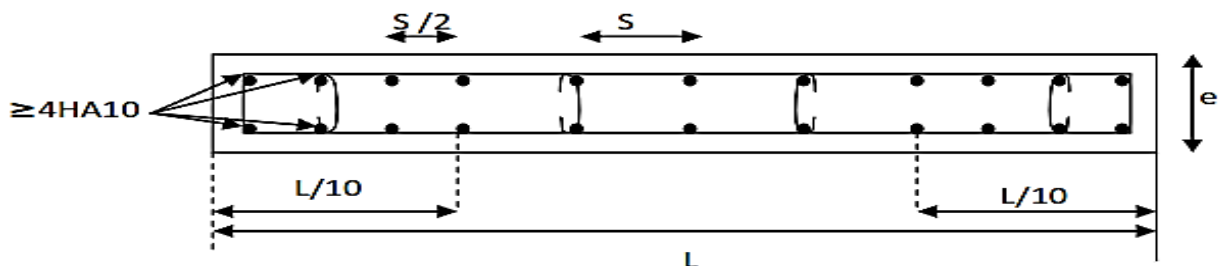


Figure VI.-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.4 Vérification à l'ELS

1- Contrainte du béton à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t\max}}{B + 15A_{\text{vadp}}}$$

Avec :

$N_{t\max}$: effort normal max appliqué

B : section de béton

A_{vadp} : section d'armatures adoptée

2- Contrainte de cisaillement :

✓ *D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :*

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9}$$

L : Longueur du voile

e : épaisseur du voile

✓ *D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).*

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9}$$

Avec

τ_u : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}\right); 4 MPa$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 MPa$$

Voiles de 1 m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
Zone I	-1327,63	29,832	17,75	ELU	-5743,19	-7533,11	0	0	0	0,79	0,79	0,39	5,25	2,63	8,01	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,918	Condition vérifiée	0,655	Condition vérifiée	8,208	Condition vérifiée
	-333,98	163,087	97,59	08GEX	3222,70	-6562,50	0,67	216,13	6,21	2,90	9,11	4,55	5,25	6,79														
	-1038,19	298,353	117,98	GQEX	3759,62	-14141,5	0,79	297,00	8,53	4,12	12,66	6,33	5,25	8,01														
Zone II	-987,59	20,882	15,07	ELU	-4311,49	-5564,41	0	0	0	0,67	0,67	0,33	5,25	5,25	7,61	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,930	Condition vérifiée	0,665	Condition vérifiée	8,299	Condition vérifiée
	-194,92	100,636	71,73	08GEX	2044,47	-3993,67	0,66	135,22	3,89	2,10	5,99	2,99	5,25	5,25														
	-774,59	177,589	119,63	GQMEX	3454,71	-9200,61	0,73	251,16	7,22	3,85	11,07	5,53	5,25	7,61														
Zone III	-551,34	50,772	36,07	ELU	-1233,54	-4279,86	0	0	0	1,60	1,60	0,80	10,5	5,25	5,48	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,948	Condition vérifiée	0,677	Condition vérifiée	4,633	Condition vérifiée
	-35,86	38,178	32,97	08GEX	966,04	-1324,64	0,58	55,86	1,61	0,84	2,45	1,22	5,25	5,25														
	-200,09	160,006	121,88	GQEX	3799,72	-5800,62	0,60	229,58	5,74	0,88	6,62	3,31	5,25	5,48														

Voiles de 1.5 m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
Zone I	-1127,06	677,471	215,35	GQEX	4220,86	-10231,8	1,06	597,64	14,94	5,87	20,81	10,41	7,875	9,80	16,03	8 HA 16	16,08	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,172	Condition vérifiée	0,837	Condition vérifiée	4,667	Condition vérifiée
	176,52	695,62	224,28	08GEX	7890,67	-6949,23	0,70	739,01	18,48	4,04	22,52	11,26	7,875	16,03														
	26,07	699,767	226,04	GQEX	7533,70	-7394,66	0,74	746,35	18,66	4,31	22,97	11,48	7,875	15,46														
Zone II	-637,26	15,167	12,56	GQEY	-1537,58	-1861,14	0	0	0	0,56	0,56	0,28	7,875	5,25	5,25	8 HA 14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,649	Condition vérifiée	0,464	Condition vérifiée	3,446	Condition vérifiée
	-28,3	102,868	73,77	08GEX	1021,79	-1172,73	0,80	109,21	3,14	1,74	4,88	2,44	7,875	5,25														
	-261,71	214,17	125,16	GQEX	1586,59	-2982,37	0,98	207,13	5,95	3,62	9,57	4,78	7,875	5,25														
Zone III	-368,04	34,486	38,24	GQEX	-613,59	-1349,29	0	0	0	1,69	1,69	0,85	7,875	5,25	5,25	8 HA 12	9,05	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,419	Condition vérifiée	0,299	Condition vérifiée	2,705	Condition vérifiée
	69,33	83,154	50,07	08GEX	1071,86	-702,10	0,59	84,84	2,44	0,88	3,31	1,66	7,875	5,25														
	19,74	153,629	80,75	GQEX	1691,35	-1586,07	0,73	163,70	4,70	1,73	6,43	3,22	7,875	5,25														

Voiles de 1.75 m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
Zone I	-1687,73	10,192	6,75	ELU	-4722,25	-4921,93	0	0	0	0,30	0,30	0,15	9,1875	5,25	6,19	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,664	Condition vérifiée	0,474	Condition vérifiée	14,165	Condition vérifiée
	196,07	80,654	54,84	08GEX	1350,28	-229,88	0,25	39,29	1,13	0,41	1,54	0,77	9,1875	5,25														
	-1045,57	553,115	149,36	GQEY	2430,93	-8405,61	1,36	377,12	10,84	5,98	16,82	8,41	9,1875	6,19														
Zone II	-1304,94	22,052	20,21	ELU	-3512,38	-3944,42	0	0	0	0,89	0,89	0,45	9,1875	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,526	Condition vérifiée	0,376	Condition vérifiée	10,952	Condition vérifiée
	-160,13	158,214	92,68	08GMEY	1092,34	-2007,37	1,13	141,48	4,07	3,10	7,16	3,58	9,1875	5,25														
	-434,06	259,7	118,33	GQEY	1303,83	-3784,17	1,30	193,94	5,57	4,54	10,12	5,06	9,1875	5,25														
Zone III	-710,76	32,151	24,93	ELU	-1715,79	-2345,69	0	0	0	1,10	1,10	0,55	9,1875	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,425	Condition vérifiée	0,303	Condition vérifiée	5,965	Condition vérifiée
	-17,22	62,543	47,76	08GMEY	563,47	-661,87	0,95	60,87	1,75	1,33	3,08	1,54	9,1875	5,25														
	-185,54	146,15	95,58	GQEY	901,56	-1961,79	1,20	123,54	3,55	3,38	6,93	3,47	9,1875	5,25														

Voiles de 2,00 m

	Sollicitation de calcul				Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions								
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
Zone I	-1771,12	1319,775	350,35	GQEX	5472,99	-14328,5	1,45	792,06	22,76	11,22	33,98	16,99	10,5	11,74	15,08	8 HA 16	16,08	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,362	Condition vérifiée	0,973	Condition vérifiée	7,331	Condition vérifiée
	-292,04	1301,391	342,04	08GEX	9032,77	-10492,9	1,07	970,83	24,27	8,13	32,40	16,20	10,5	15,08														
	-1771,12	1319,775	350,35	GQEX	5472,99	-14328,5	1,45	792,06	22,76	11,22	33,98	16,99	10,5	11,74														
Zone II	-1298,56	25,451	21,14	ELU	-3055,47	-3437,33	0	0	0	0,94	0,94	0,47	10,5	5,25	5,25	8 HA 14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,985	Condition vérifiée	0,704	Condition vérifiée	7,017	Condition vérifiée
	-388,89	174,002	139,5	08GEX	333,12	-2277,57	1,74	58,12	1,67	5,39	7,06	3,53	10,5	5,25														
	-1032,7	430,178	253,28	GQEX	645,39	-5808,89	1,80	116,17	3,34	10,09	13,43	6,71	10,5	5,25														
Zone III	-745,68	26,993	25	ELU	-1661,70	-2066,70	0	0	0	1,11	1,11	0,55	10,5	5,25	5,25	8 HA 12	9,05	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,653	Condition vérifiée	0,466	Condition vérifiée	5,477	Condition vérifiée
	-118,15	70,386	18,42	08GEX	232,65	-823,40	1,56	36,28	1,04	0,64	1,68	0,84	10,5	5,25														
	-589,02	185,299	167,9	GQEX	-82,46	-2862,64	0	0	0	7,43	7,43	3,72	10,5	5,25														

Voiles de 2,30 m

	Sollicitation de calcul				Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions								
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
Zone I	-1733,3	22,026	9,58	ELU	-3641,39	-3894,69	0	0	0	0,42	0,42	0,21	12,08	5,25	14,21	8 HA 16	16,08	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,51	Condition vérifiée	1,08	Condition vérifiée	7,17	Condition vérifiée
	-455,47	524,847	222	08GEX	2027,72	-4008,02	1,53	309,70	8,90	6,52	15,42	7,71	12,08	5,25														
	-1460,34	1932,87	445,49	GQEX	7939,35	-14288,6	1,48	1173,83	29,35	12,67	42,02	21,01	12,08	14,21														
Zone II	-1299,52	16,013	21,1	ELU	-2732,97	-2917,12	0	0	0	0,93	0,93	0,47	12,08	5,25	5,25	8 HA 14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,82	Condition vérifiée	0,59	Condition vérifiée	7,02	Condition vérifiée
	-273,76	205,152	122,34	08GEX	584,49	-1774,75	1,73	101,13	2,91	4,07	6,98	3,49	12,08	5,25														
	-712,66	469,174	243,51	GQEX	1148,49	-4247,01	1,81	207,92	5,97	8,48	14,46	7,23	12,08	5,25														
Zone III	-692,36	51,863	33,35	ELU	-1206,92	-1803,34	0	0	0	1,48	1,48	0,74	12,08	5,25	5,25	8 HA 12	9,05	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,52	Condition vérifiée	0,37	Condition vérifiée	5,08	Condition vérifiée
	-65,91	325,165	140,95	08GEX	1726,42	-2012,98	1,24	213,75	6,14	3,36	9,50	4,75	12,08	5,25														
	-119,52	344,403	154,43	GQEX	1720,49	-2240,14	1,30	223,82	6,43	3,87	10,30	5,15	12,08	5,25														

Voiles de 4,20 m

	Sollicitation de calcul				Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions								
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
Zone I	-2772,6	154,558	8,85	ELU	-3037,85	-3563,56	0	0	0	0,39	0,39	0,20	22,05	5,25	8,02	7 HA 14	14,07	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,137	Condition vérifiée	0,812	Condition vérifiée	13,085	Condition vérifiée
	-651,57	629,399	85,4	08GEX	294,73	-1846,09	3,62	50,83	1,46	3,26	4,72	2,36	22,05	5,25														
	-1423,33	5109,022	613,99	GQEX	6994,37	-10383,2	2,51	835,84	24,02	16,23	40,25	20,13	22,05	8,02														
Zone II	-2000,71	205,405	30,61	ELU	-2032,47	-2731,13	0	0	0	1,35	1,35	0,68	22,05	5,25	5,25	7 HA 12	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,859	Condition vérifiée	0,614	Condition vérifiée	12,320	Condition vérifiée
	-416,23	274,182	45,12	08GEX	-29,22	-961,81	0	0	0	2,00	2,00	1,00	22,05	5,25														
	-991,94	2517,951	463,83	GQEX	3101,35	-5463,11	2,68	395,66	11,37	13,09	24,46	12,23	22,05	5,25														
Zone III	-1066,56	119,023	30,32	ELU	-1067,29	-1472,13	0	0	0	1,34	1,34	0,67	22,05	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,459	Condition vérifiée	0,328	Condition vérifiée	8,915	Condition vérifiée
	-118,26	50,276	42,6	08GEX	-55,28	-226,29	0	0	0	1,89	1,89	0,94	22,05	5,25														
	-522,77	798,661	247,73	GQEX	735,92	-1980,61	3,06	107,31	3,08	7,99	11,08	5,54	22,05	5,25														

Partie I : Etudes de voiles périphérique.

Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter la totalité des poussés

Des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions

Suivantes :

- 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.1 Pré-dimensionnement des voiles périphérique:

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les Caractéristiques minimales suivantes:

- Épaisseur ≥ 15 cm. (**Art 10.1.2**).
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (Horizontal et vertical)

On optera pour notre cas une épaisseur de 25cm.

La hauteur du voile périphérique = 3,46 m.

VII.2 Détermination des sollicitations :

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un Voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastree sur 4 cotés dont les charges Qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

Avec :

$$K_0: \text{Coefficient des poussées de terre au repos} K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

σ_h : contrainte horizontale

σ_v : contrainte verticale

φ : angle de frottement interne.

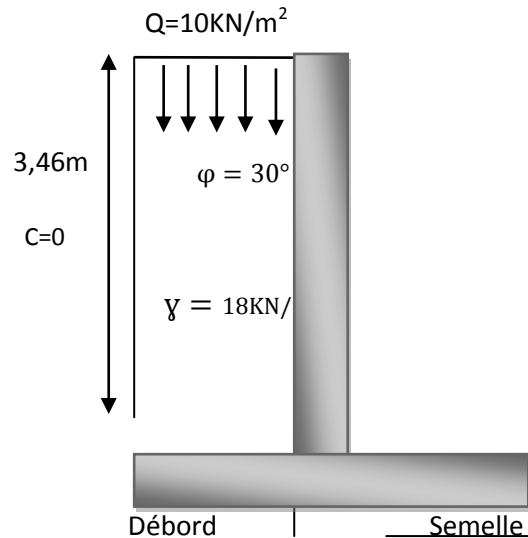


Figure VII.1 : Schéma statique de voiles périphérique. [1]

VII.3 Données de calcul :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion : $C = 0$
- Contrainte du sol : $\sigma = 2,0 \text{ bars}$
- $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussé (Théorème de Rankine est applicable).

VII.4 Calcul des sollicitations

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{\cos 30^\circ} = 0.58$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \quad \text{avec} \quad 0 < h < 3,46 \text{ m}$$

ELU

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \cdot \gamma \cdot h + 1.5 \cdot q)$$

$$\text{Pour } H=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0,58 (1,35 \times 18 \times 0 + 1,5 \times 10) = 8,70 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } H=3,46 \rightarrow \sigma_{h2} = 0,58 (1,35 \times 18 \times 3,46 + 1,5 \times 10) = 57,46 \text{ KN/m}^2$$

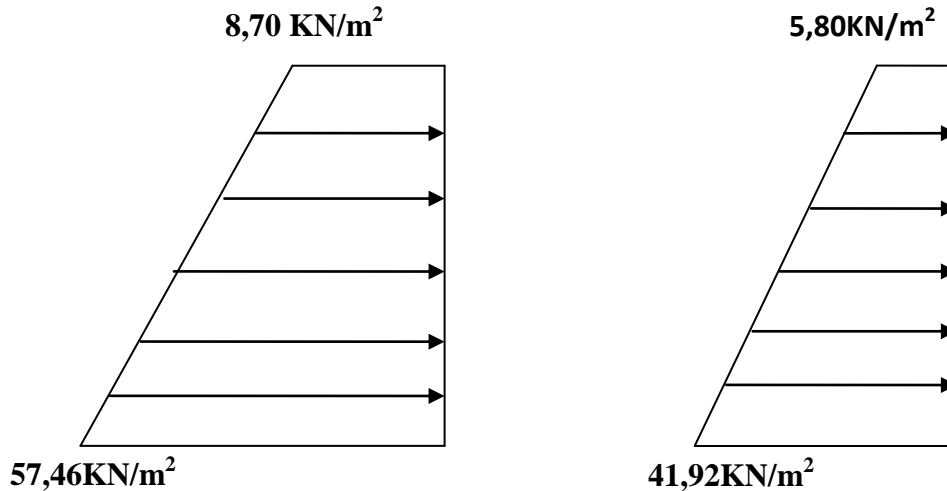
ELS

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \cdot h + q)$$

$$H=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0,58 (18 \times 0 + 10) = 5,80 \text{ KN/m}^2$$

$$H=3,5 \rightarrow \sigma_{h2} = 0,58 (18 \times 3,46 + 10) = 41,92 \text{ KN/m}^2$$

VII.4.1 Diagramme des contraintes :



ELU ELS

Figure VII.2: Diagramme des contraintes à l'ELU et à l'ELS [1]

VII.4.2 Charges moyennes :

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{A l'ELU: } q_u = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 57,46 + 8,70}{4} \times 1 = 45,27 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 41,92 + 5,80}{4} \times 1 = 32,89 \text{ KN/}$$

VII.5 Ferrailage des voiles périphérique:

Ferrailage du mur plaque

A. Calcul des sollicitations

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre (b=1m = 100cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel **ETABS**.

Sens X-X

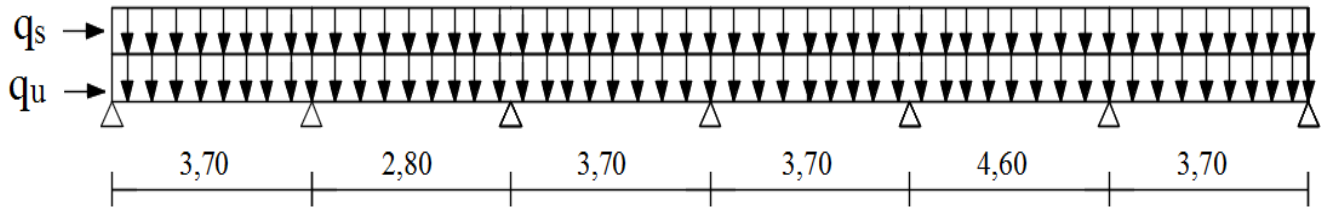


Figure VII.3 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

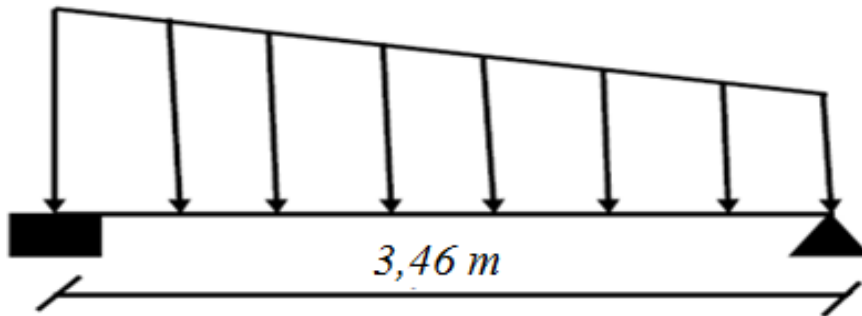


Figure VII.4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y. [1]

B. Diagrammes des efforts

ELU

Sens X-X

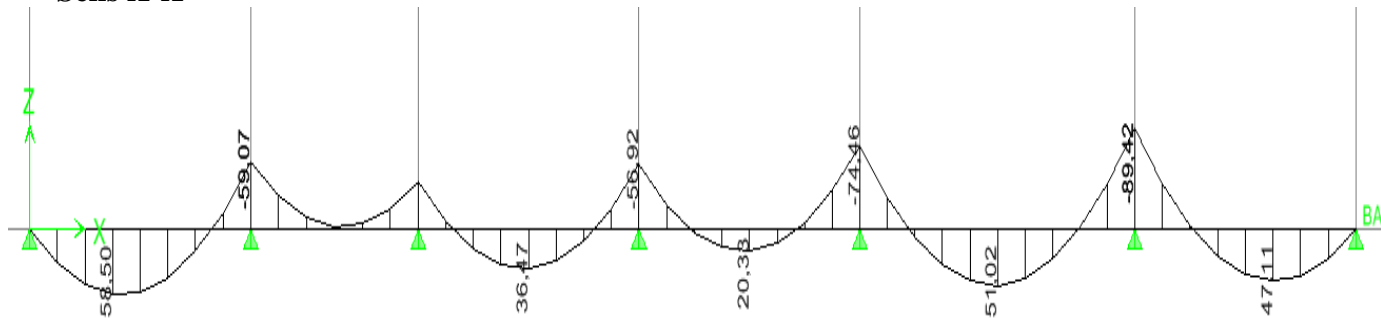


Figure VII.5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU. [1]

Sens Y-Y

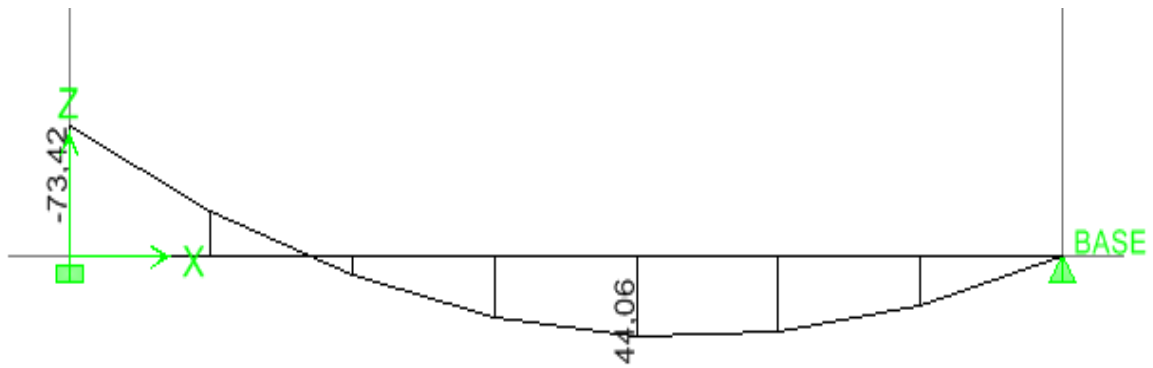


Figure VII.6 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU
ELS
Sens X-X

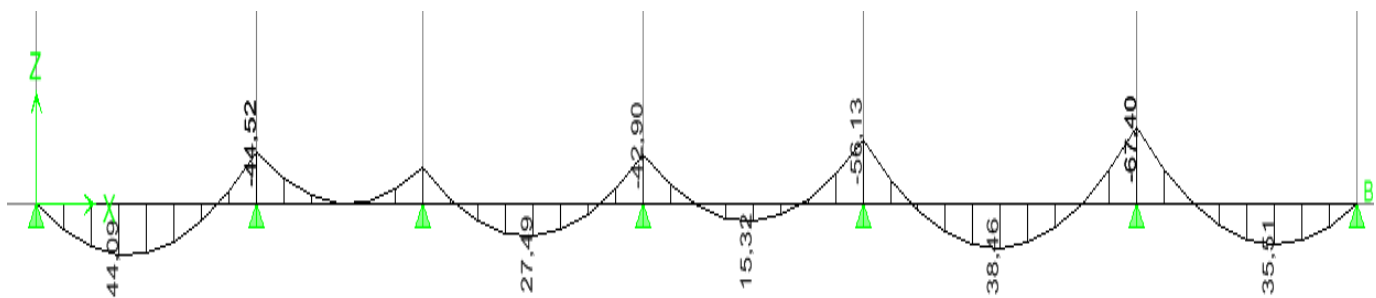


Figure VII.7 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.
Sens Y-Y

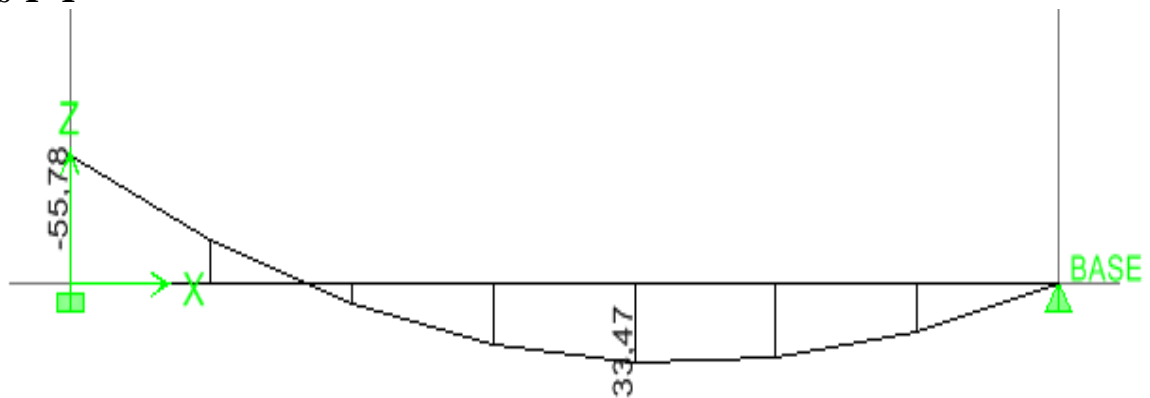
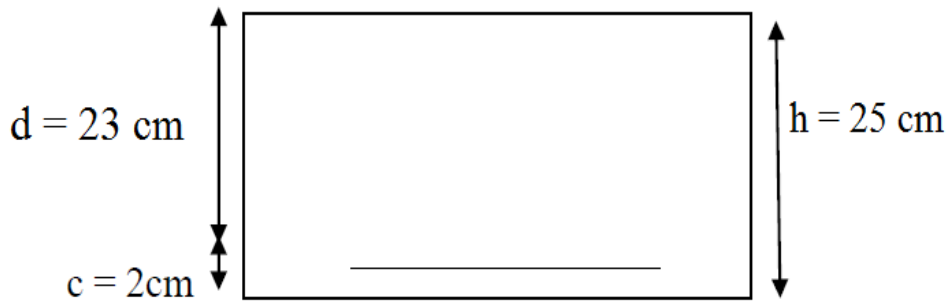


Figure VII.8 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

C. Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur $b = 1$ m et d'épaisseur $e_p = 25\text{cm}$, en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.



Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

On n'a

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad A = \frac{M_U}{\beta \times b \times \sigma_s}$$

VIII-4 Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,15 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical) $A \geq 0,0015bh$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.

$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$; h : épaisseur du voile = 25 cm).

Tableau VII.2: Ferrailage du mur.

Sens	Zone	M (KN m)	μ	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée}	A _{adoptée} (cm ²)	St
X-X	Appuis	89,42	0,120	SSA	0,936	11,94	8HA14/ml	12,31	15
	Travée	58,50	0,078	SSA	0,959	7,62	8HA14/ml	12,31	15
Y-Y	Appuis	73,42	0,098	SSA	0,948	9,68	8HA14/ml	12,31	15
	Travée	44,06	0,060	SSA	0,969	5,68	8HA14/ml	12,31	15

1 vérifications à l'ELU

A. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.2)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} < A_{\text{adoptée}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 4,11 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.3 : vérifications de la condition de non fragilité.

sens	zone	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$	Observation
X-X	Appuis	4,11	12,31	Condition vérifiée
	Travée	4,11	12,31	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	4,11	12,31	Condition vérifiée
	Travée	4,11	12,31	Condition vérifiée

B. Espacement des barres

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

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

Sens X-X

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Sens Y-Y

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

C. Longueur de scellement des barres

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.

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$\text{Pour les HA12 : } L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \Rightarrow L_s = \mathbf{50 \text{ cm.}}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

$$\text{Pour } \varnothing 14 \Rightarrow L_a = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

VIII -5 Vérification à l'ELS :**VIII -5-1 Vérification des contraintes :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

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 : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut **1** pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et **1.6** pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à **6mm** pour lesquels nous prendrons **1.3**.

D'où :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \min(266.667; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63MPa}.$$

Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15MPa}$.

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableaux VII.4 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	A_s	M_s	ρ	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_b$	Observation
Sens x-x	Appuis	12,31	67,4	0,530	0,891	30,87	142,91	201,63	Condition vérifiée	4,63	15	Condition vérifiée
	Travée	12,31	44,09	0,530	0,891	30,87	93,48	201,63	Condition vérifiée	3,03	15	Condition vérifiée
Sens y-y	Appuis	12,31	55,78	0,530	0,891	30,87	118,27	201,63	Condition vérifiée	3,83	15	Condition vérifiée
	Travée	12,31	33,47	0,530	0,891	30,87	70,97	201,63	Condition vérifiée	2,30	15	Condition vérifiée

VII -8-1 Etat limite de déformation

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \right\rangle$$

Avec :

$h = 25 \text{ cm}$: hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

M_t : moment maximum en travée,

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

d : hauteur utile de la section droite

Sens X-X

$$q_s = 32,89 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 32,89 \times \frac{4,60^2}{8} = 86,99 \text{ KN. m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0,75 \times 86,99 = 65,24 \text{ KN. m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{12,31}{100 \times 23} = 0.005352 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{65,241}{10 \times 86,99} = 0.075 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$q_s = 32,89 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 32,89 \times \frac{3,46^2}{8} = 49,22 \text{ KN. m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0,75 \times 49,22 = 36,915 \text{ KN. m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{12,31}{100 \times 23} = 0.005352 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{36,915}{10 \times 49,22} = 0.075 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Etude des fondations.

Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VII.1. Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

a) Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol ;

On optera pour des fondations superficielles ;

b) Dimensionnement des semelles continues :

1. Semelles filantes :

1.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $N_s = G + Q$ (KN)

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

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

Voiles	$N_s \text{ max (KN)}$	Longueur	Largeur B(m)	$S = L \times B$ (m ²)	Nombres	S totale (m ²)
VL1	500,62	1	2,50	2,50	3	7,51
VL2	268,95	1,5	0,90	1,34	1	1,34
VL3	618,04	1,75	1,77	3,09	2	6,18
VL4	617,18	2	1,54	3,09	1	3,09
VL5	639,25	2,3	1,39	3,20	1	3,20
VL6	1011,96	4,2	1,20	5,06	2	10,12
						$\Sigma = 31,44$

1.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :✓ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes 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 :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

1) Détermination de la résultante des charges :

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Poteaux	N_i (kn)	e_i (m)	$N_i \times e_i$ (kn.m)	M_i (kn.m)
1	1154,64	-11,1	-12816,5	8,463
2	941,17	-7,4	-6964,658	-1,664
3	788,19	-4,6	-3625,674	2,01
4	1064,25	-0,9	-957,825	2,057
5	1071,71	2,8	3000,788	4,395
6	1118,73	7,4	8278,602	-2,964
7	954,11	11,1	10590,621	-6,017
	7092,8		-2494,65	6,28

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-2494,65 + (6,28)}{7092,8} = -0,351 \text{ m}$$

On a :

$$e = -0,351 < \frac{L}{6} = \frac{22,2}{6} = 3,7\text{m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

\Rightarrow Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q^{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7092,8}{22,2} \left(1 + \frac{6 \times (-0,351)}{22,2}\right) = 289,19 \text{ KN/ml}$$

$$q^{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7092,8}{22,2} \left(1 - \frac{6 \times (-0,351)}{22,2}\right) = 349,80 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{7092,8}{22,2} \left(1 + \frac{3 \times (-0,351)}{22,2}\right) = 304,34 \text{ KN/ml}$$

✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{304,34}{200} = 1,52\text{m} \quad \text{On prend : } B = 1,60 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc, } S = 1,60 \times 22,2 = 35,2 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :

$$S_{t \text{ Pot}} = 35,2 \times 5 = 176 \text{ m}^2$$

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est : $\sum S_t = 31,44 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = 176 \text{ m}^2$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 176 + 31,44 = 207,44 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 348,54 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{semelle}}^{\text{tot}}}{S_{\text{structure}}^{\text{tot}}} = \frac{207,44}{348,54} = 0,5952$$

La surface des semelles représente 59,52 % de la surface totale.

$$\Rightarrow S_t > 50 \% S_{st}$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, donc il serait plus intéressant d'orienter vers un radier général.

VII.2. Calcul d'un radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

VII.2.1. Pré-dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale:

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} > 25 \text{ cm}$)

b) Selon la condition forfaitaire:

❖ Sous voiles:

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h: épaisseur du radier

L_{\max} : portée maximale

$$L_{\max} = 4,60\text{m} \frac{4,60}{8} \leq h \leq \frac{4,60}{5} 57,5 \leq h \leq 92$$

On prend: $h = 80 \text{ cm}$

❖ **Sous poteaux:**

-La dalle:

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes : $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{460}{20} = 23\text{cm}$$

Soit : $h_d = 25 \text{ cm}$

- La nervure:

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale a: $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{460}{10} = 46,0 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 50 \text{ cm}$

c) Condition de la longueur d'élasticité:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \text{ Ce qui conduit à: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$$

Avec:

L_e : Longueur élastique;

K: Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen; I:

L'inertie de la section du radier (bande de 1 m);

E: Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où: h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,60}{\pi}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,93 \text{ m} = 93 \text{ cm}$$

On prend: $h_n = 100 \text{ cm}$

La largeur de la nervure:

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad \Rightarrow \quad 0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70$$

On prend : $b_n = 50$ cm

❖ **Conclusion:**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100$ cmHauteur de la nervure.

$h_d = 25$ cmHauteur de la dalle.

$b_n = 50$ cmLargeur de la nervure.

VII.2.2. Détermination des efforts:

Charge permanente $G_{bat} = 25542,20$ KN.

Charge d'exploitation $Q_{bat} = 4337,49$ KN.

✚ **Combinaison d'actions:**

$$ELU: N_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 25542,20) + (1,5 \times 4337,49) = 38820,96 \text{ KN}$$

$$ELS: N_s = G + Q = 25542,20 + 4337,49 = 29879,69 \text{ KN}$$

VIII-3-3-3) Détermination de la surface nécessaire du radier:

$$ELU: S_{Radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{38820,96}{1,33 \times 200} = 145,94 \text{ m}^2$$

$$ELS: S_{Radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{29879,69}{200} = 149,40 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = \max (S_{Radier}^{ELU} ; S_{Radier}^{ELS}) = 149,40 \text{ m}^2$$

$$S_{Batiment} = 348,54 \text{ m}^2 > \max (S_{Radier}^{ELU} ; S_{Radier}^{ELS}) = 149,40 \text{ m}^2$$

❖ **Remarque:**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{70}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 35 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de $L_{déb} = 50$ cm dans les 4 sens.

$$S_{Radier} = S_{Batiment} + S_{débord}$$

$$S_{débord} = L_{déb} \times L_{périmètre}$$

$$\text{Avec : } L_{périmètre} = 75,8 \text{ m}$$

$$S_{débord} = 0,40 \times 75,8 = 30,32 \text{ m}^2$$

$$S_{Radier} = 348,54 + 30,32 = 378,86 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale: $S_{Radier} = 378,86 \text{ m}^2$

VII.2.3. Calcul des sollicitations à la base du radier :**Charges permanentes:**➤ **Poids de radier :**

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle:

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 378,86 \times 0,25 \times 25 = 2367,88 \text{ KN}$$

Poids de la nervure:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0,5 \times (1 - 0,25) \times [22,2 \times 5 + 15,7 \times 7] \times 25 = 2070,94 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$S_{\text{ner}} = (22,2 \times 5 + 15,7 \times 7) \times 0,75 = 165,68 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (378,86 - 165,68) \times (1 - 0,25) \times 17 = 2718,05 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante:

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$= (378,86 - 165,68) \times 0,1 \times 25 = 532,95 \text{ KN}$$

Poids de radier:

$$G_{\text{radier}} = 2367,88 + 2070,94 + 2718,05 + 532,95 = 7689,82 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q_{\text{bâtiment}} = 4337,49 \text{ KN}$ (Tiré à partir du logiciel Etabs)

Surcharge du radier : $Q_{\text{radier}} = 3,5 \times S_{\text{radier}} = 3,5 \times 378,86 = 1326,01 \text{ KN}$.

Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bâtiment}} = 4337,49 + 7689,82 = 12027,31 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 25977,212 + 1326,01 = 27303,22 \text{ KN}$$

VII.2.4. Combinaison d'actions:**Etat Limite Ultime :**

$$N_{u_{\text{total}}} = 1,35 G_{\text{tot}} + 1,5 Q_{\text{tot}} = 1,35(27303,22) + 1,5(12027,31) = 54900,31 \text{ KN}$$

Etat Limite de Service :

$$N_{S_{\text{total}}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 27303,22 + 12027,31 = 39330,53 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{54900,3}{1,33 \times 200} = 206,39 \text{ m}^2$$

$$ELS: S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{39330,53}{200} = 196,65 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 206,39 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Batiment}} = 378,86 \text{ m}^2 > \max (S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 206,39 \text{ m}^2$$

Vérifications :

A) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{tel que : } \gamma_b = 1,5$$

Avec: $b=100 \text{ cm}$; $d=0,9 h_d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$.

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{Radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{54900,31 \times 1 \times 4,60}{378,86 \times 2} = 333,29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{333,29 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,1 \text{ m}; Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,85 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 7159,30 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 14314,54 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

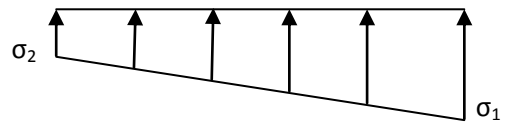


Fig. VII.1. Diagramme des contraintes [1]

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_j (k=0) + T_j (k=0)h$$

Sens longitudinal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{ox} = 27684,117 \text{KN.m.}$$

$$T_{ox} = 1405,57 \text{KN.}$$

$$M_x = 27684,117 + 1405,57 \times 1 = 29089,687 \text{KN. m.}$$

Sens transversal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{oy} = 29420,173 \text{KN.m.}$$

$$T_{oy} = 1471,20 \text{KN.}$$

$$M_y = 29420,173 + 1471,20 \times 1 = 30891,373 \text{KN.m}$$

- **Sens longitudinal**

$$\text{A l'ELU: } M_x = 29089,687 \text{KN.m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{54900,31}{378,86} + \left(\frac{29089,687}{14314,54} \times 11,1 \right) = 167,47 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{54900,31}{378,86} - \left(\frac{29089,687}{14314,54} \times 11,1 \right) = 122,35 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 167,47 + 122,35}{4} = 156,19 \text{KN/m}^2$$

$$1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{KN/m}^2$$

$\sigma_m = 156,19 \text{KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$$\text{A l'ELS: } M_x = 29089,687 \text{KN.m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{39330,53}{378,86} + \left(\frac{29089,687}{14314,54} \times 11,1 \right) = 126,37 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{39330,53}{378,86} - \left(\frac{29089,687}{14314,54} \times 11,1 \right) = 81,26 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 126,37 + 81,26}{4} = 115,09 \text{KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 115,09 \text{KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{KN/m}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversal:**

$$\text{A l'ELU: } M_y = 30891,373 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{54900,31}{378,86} + \left(\frac{30891,373}{7159,30} \times 7,85 \right) = 178,78 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{54900,31}{378,86} - \left(\frac{30891,373}{7159,30} \times 7,85 \right) = 111,04 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 178,78 + 111,04}{4} = 161,85 \text{KN/m}^2$$

$$1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,33 \times 200 = 266 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 161,85 \text{KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{KN/m}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{A l'ELS: } M_y = 30891,373 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{39330,53}{378,86} + \left(\frac{30891,373}{7159,30} \times 7,85 \right) = 137,68 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{39330,53}{378,86} - \left(\frac{30891,373}{7159,30} \times 7,85 \right) = 69,94 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 137,68 + 69,94}{4} = 120,75 \text{KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 120,75 \text{KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{KN/m}^2 \dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ *Toutes les contraintes sont vérifiées.*

VII.3. Ferrailage du radier

1) Ferrailage de la dalle:

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L91 modifié 99**.

VIII.3.4.1 Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : si $\rho < 0,4$ ==> le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_0^y = 0$$

2^{eme} Cas : si $0,4 \leq \rho \leq 1$ ==> le panneau de dalle travaille dans deux sens.

Dans le sens de plus petite portée L_x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients μ_x ; μ_y , sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

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'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ **Chargement :**

Le panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,20}{4,60} = 0,91 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,00448 \\ \mu_y = 0,798 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} .

La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 161,85 \text{ KN/m}^2$$

La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 120,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(161,85 - \frac{7689,82}{378,86}\right) \times 1 \text{ ml} = 141,55 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(120,75 - \frac{7689,82}{378,86}\right) \times 1 \text{ ml} = 100,45 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$M_x = 0,0448 \times 141,55 \times 4,20^2 = 111,86 \text{ KN m.}$$

$$M_y = 0,798 \times 111,86 = 89,26 \text{ KN m.}$$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85 : pour les moments en travées,

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0,3 \times 111,86 = 33,56 \text{ KN m.} \\ M_y^a = 0,3 \times 89,26 = 26,78 \text{ KN m.} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 111,86 = 95,08 \text{ KN m.} \\ M_y^t = 0,85 \times 89,26 = 75,87 \text{ KN m.} \end{cases}$$

Ferrailage suivant x-x :

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{33,56 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,2} = 0,0466 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,046 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,976$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{33,56 \times 10^3}{0,976 \times 22,5 \times 348} = 4,39 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 7HA14 $\Rightarrow A_{ad}^x = 10,77 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{95,08 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,088 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,088 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,954$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{95,08 \times 10^3}{0,954 \times 27,5 \times 348} = 10,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 7HA14 $\Rightarrow A_{ad}^x = 10,77 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

Ferrailage suivant y-y :

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{26,78 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,038 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,981$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26,78 \times 10^3}{0,981 \times 27,5 \times 348} = 2,85 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 8HA12 $\Rightarrow A_{ad}^y = 9,05 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{75,87 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,070 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,070 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,964$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{75,87 \times 10^3}{0,964 \times 27,5 \times 348} = 8,22 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 8HA12 $\Rightarrow A_{ad}^y = 9,05 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels ($h = 25 \text{ cm}$) désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens X-X :

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

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens Y-Y:

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

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

2.1. Vérification à l'ELU :**Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :**

Il faut vérifier que :

Sens longitudinale :

$$W_x = \frac{A_{\min}}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 \left(\frac{3 - 0,91}{2} \right) = 2,09 \text{ cm}^2$$

Sens transversale

$$W_x = \frac{A_{\min}}{bh} \Rightarrow A_{\min} = W_x \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Avec :

W_0 : Pourcentage d'acier min réglementaire.

$W_0 = 0.08\%$ Pour les aciers FeE400

W_x : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton.

- **Ferrailage minimal :**

Tableau IX – 10 : Vérification de la section minimale.

Sens	Zone	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	Obs
X-X	Appuis	2,09	10,77	CV
	Travée	2,09	10,77	CV
Y-Y	Appuis	2,09	9,05	CV
	Travée	2,09	9,05	CV

Vérification de la contrainte tangentielle (Art .A.5.2,2 BAEL91 modifiée99)

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

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de l_y**

$$P = q_u \times l_x \times l_y = 161,85 \times 4,60 \times 4,20 = 3126,94$$

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{3126,94}{3 \times 4,60} = 226,59$$

- **Au milieu de l_x**

$$T_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} = \frac{3126,94}{2 \times 4,60 + 4,20} = 233,35$$

$$\tau_u = \frac{233,35 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1,01$$

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

$$\tau_u = 1,04 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.Ferraillage de la nervure :

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 efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS »,

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
-------------------	--------	---------------

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

<p>Cas de chargement trapézoïdal</p>		<p>Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$</p>
<p>Cas de chargement triangulaire</p>		<p>Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$ Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$</p>

➤ Sollicitation :

✓ Moment fléchissant :

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

✓ Effort tranchant :

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

Tableau IX – 13 : Calcul des charges de la nervure sens (X-X) .

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	∑ Q _{um}	Q _{sm}	∑ Q _{sm}	Q _{ut}	∑ Q _{ut}	Q _{st}	∑ Q _{st}
A - B	1	3,7	4,2	0,881	Triangulaire	1,23	1,23	141,55	100,45	174,56	349,12	123,88	247,75	174,56	349,12	123,88	247,75
	2	3,7	4,2	0,881	Triangulaire	1,23	1,23	141,55	100,45	174,56		123,88		174,56		123,88	
B - C	1	2,8	4,2	0,667	Triangulaire	0,93	0,93	141,55	100,45	132,10	264,20	93,74	187,49	132,10	264,20	93,74	187,49
	2	2,8	4,2	0,667	Triangulaire	0,93	0,93	141,55	100,45	132,10		93,74		132,10		93,74	
C - D	1	4,2	4,6	0,913	Trapézoïdal	1,52	1,22	141,55	100,45	214,65	429,31	152,33	304,65	173,35	346,70	123,02	246,04
	2	4,2	4,6	0,913	Trapézoïdal	1,52	1,22	141,55	100,45	214,65		152,33		173,35		123,02	

Tableau IX –14 : Calcul des charges de la nervure sens (Y-Y) .

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	∑ Q _{um}	Q _{sm}	∑ Q _{sm}	Q _{ut}	∑ Q _{ut}	Q _{st}	∑ Q _{st}
1-2	1	3,7	4,2	0,881	Trapézoïdal	1,37	1,13	141,55	100,45	194,12	392,27	137,76	278,37	160,25	358,40	113,72	254,34
	2	4,2	4,6	0,913	Triangulaire	1,40	1,40	141,55	100,45	198,15		140,62		198,15		140,62	
2-3	1	3,1	3,7	0,838	Triangulaire	1,19	1,01	141,55	100,45	168,06	314,32	119,27	223,05	142,40	288,65	101,05	204,84
	2	3,1	4,6	0,674	Triangulaire	1,03	1,03	141,55	100,45	146,25		103,79		146,25		103,79	

❖ **Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Etabs » sont les suivants :

Sens longitudinale « X-X » :

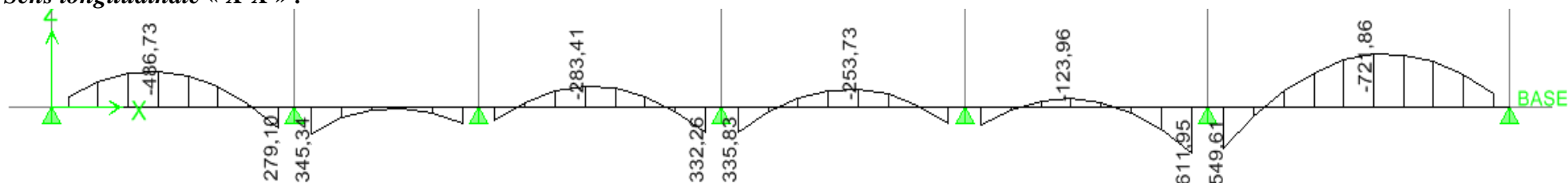


Figure IX- 1 :Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.

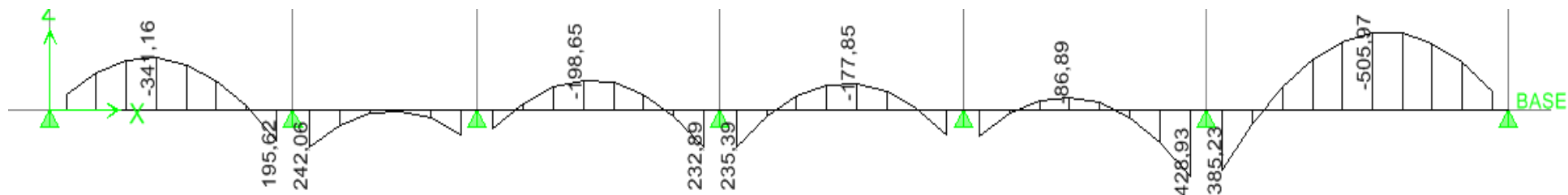


Figure IX- 2 :Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.

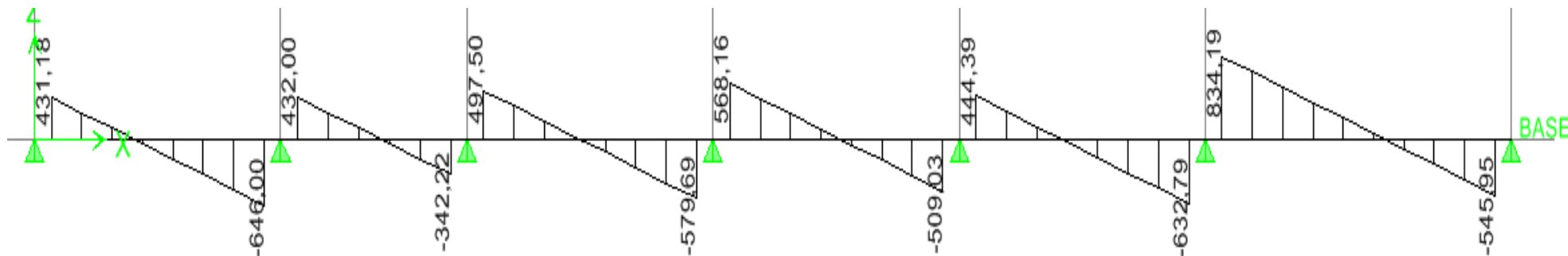


Figure IX- 3:Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

- Sens transversale « Y-Y » :

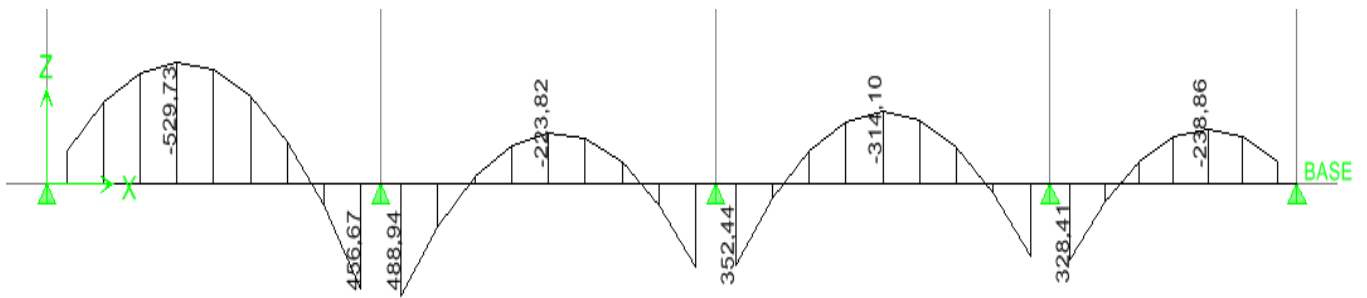


Figure IX- 4:Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

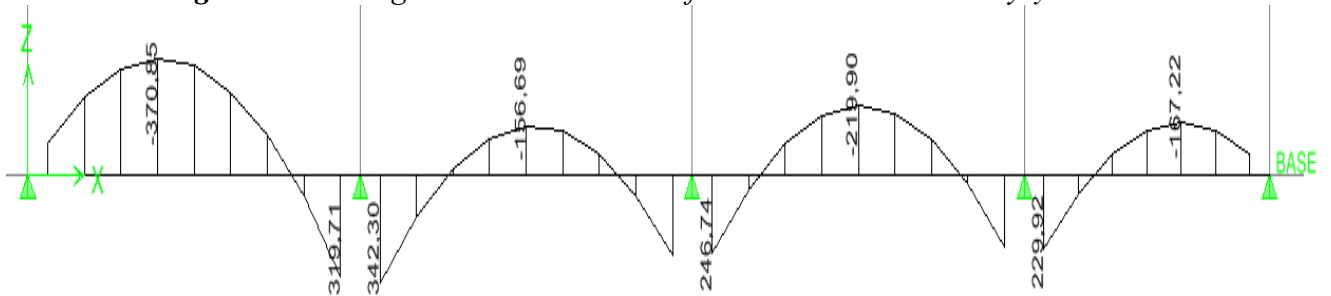


Figure IX- 5:Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

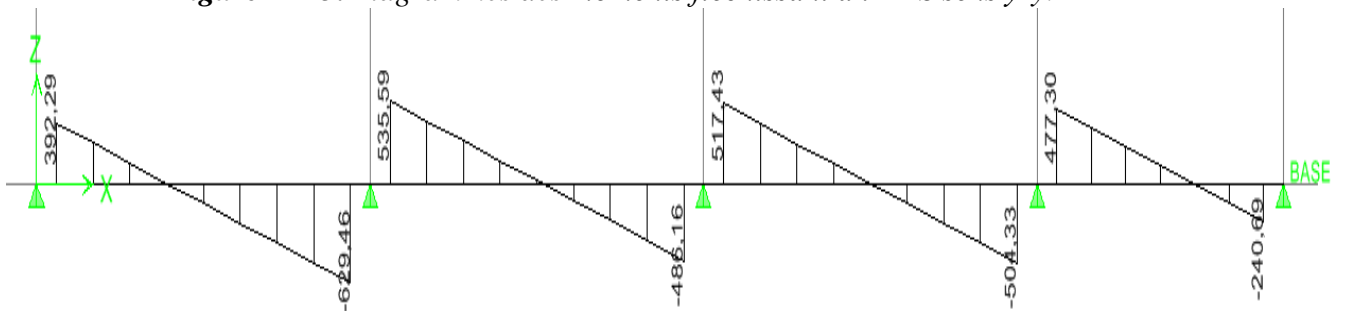


Figure IX- 6:Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX – 15 : Efforts maximale.

	Sens x-x	Sens y-y
Moments travée(KN.m)	Mut = 721,86	Mut = 529,73
	Mst = 505,97	Mst = 370,85
Moments Appuis(KN.m)	Mua = 611,95	Mua = 488,94
	Msa= 428,93	Msa = 342,30
Efforts tranchants(KN)	Tu =834,19	Tu = 629,46

VII.4.1 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées suivant les deux sens,

On a: $b=50$ cm $d=95$ cm $f_{bc}=14,2$ MPa $\sigma_s=348$ MPa

Sens longitudinal x-x:

$$M_a^{\max} = 611,95 \text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = 721,86 \text{ KN.m}$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{Max}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{611,95 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,096 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\Rightarrow \beta = 0,949$$

$$A_{Ax} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{611,95 \times 10^2}{0,940 \times 95 \times 34,8} = 19,50 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16 fil + 5HA16 chap = 20,01 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{721,86 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,119 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta$$

$$= 0,940$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{721,86 \times 10^2}{0,940 \times 95 \times 34,8} = 20,01 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16 fil + 5HA16chap = 20,10 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

Sens transversal suivant y-y:

$$M_a^{\max} = 488,94 \text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = 529,73 \text{ KN.m}$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{May}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{488,94 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,076 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_{Ay} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{488,94 \times 10^2}{0,960 \times 95 \times 34,8} = 13,12 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16 fil + 5HA14chap = 17,74 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{529,73 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,082 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta$$

$$= 0,957$$

$$A_{ty} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{529,73 \times 10^2}{0,957 \times 95 \times 34,8} = 16,74 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16 fil + 5HA14chap = 17,74 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

Tableau VII.5 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier dans les deux sens.

Sens	Zone	Ferrailage	A _{adop} (cm ²)	St (cm)
Longitudinale x-x	Aux appuis	5HA16 fil + 5HA16 chap	20,10	10
	En travée	5HA16 fil + 5HA14 chap	20,10	10
transversale y-y	Aux appuis	5HA16 fil + 5HA14 chap	17,74	10
	En travée	5HA16 fil + 5HA14 chap	17,74	10

Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_s \geq A_{st}^{\min}$

$$A_{st}^{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 95 \times 2,1}{400} = 5,73 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{st}^{\min} = 5,73 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \{25; 19,2\} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50 \text{ cm.}$$

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

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

B. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec:

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU

Sens longitudinales « X-X » :

$$\tau_u = \frac{834,19 \times 10^3}{500 \times 950} = 1,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversales « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{629,46 \times 10^3}{500 \times 950} = 2,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.2. Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34):

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80 cm, la quantité d'armature de peau Nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml.} = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

$$\text{Soit donc: } 2\text{HA}14 \text{ avec } A_s = 3,08 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa. } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ , } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} \text{ , } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tableau IX – 18 : Vérification à l'ELS.

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Observation
x-x	Travée	20,1	505,97	0,423	0,9005	25,31	294,25	348	11,63	15	Condition vérifiée
	Appuis	20,1	428,93	0,423	0,9005	25,31	249,45	348	9,86	15	Condition vérifiée
y-y	Travée	17,74	529,73	0,373	0,9055	37,98	347,13	348	9,14	15	Condition vérifiée
	Appuis	17,74	342,3	0,373	0,9055	37,98	224,31	348	5,91	15	Condition vérifiée

CONCLUSION GENERALE.

Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser dans l'apprentissage des méthodes de Travail d'un ingénieur et découvrir de multiples notions du Règlement Parasismique Algérien, du **BAEL** et des divers Documents Techniques Règlementaires ainsi que leurs applications. Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation de quelques logiciels (**ETABS** , **AOUTOCAD**, **SOCOTEC...**).

Particulièrement, ce travail, nous a permis d'émettre un regard critique par rapport aux Plans d'architectures ce qui nous a conduit à les modifier tout en respectant l'économie et les règlements en vigueur.

Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour l'assumer dans l'avenir.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions

Car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.

Chapitre I :

Figure I-1 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELU

Figure I-2 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELS

Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation

Chapitre II :

Figure II-1 : Vue d'un coup vertical Plancher en corps creux.

Figure II-2 : Coupe Sections des poutres.

Figure II-3 : Coupe verticale d'une poutre palière.

Figure II-4: Coupe verticale d'une Poutre Chainage.

Figure II-5 : surface d'influence du poteau F3

Figure II-6 : Coupe de voile en élévation

Figure II-7 : Coupe de voile en plan

Chapitre III :

I-plancher :

Figure III.1. Treillis soudé de 20x20 cm²

Figure III.2. Caractéristique géométrique de la section en T

Figure III.3. Méthode des trois moments

Figure III.4. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 6 appuis

Figure.III.4.: Diagrammes des efforts internes à ELU

Figure.III.5. Diagramme de l'effort tranchant

Figure.III.4.: Diagrammes des efforts internes à ELU

Figure III.5.: Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

Figure.III.6: Diagrammes des efforts internes

Figure III.8. : Ferrailage du plancher à corps creux

2-Poutre de chainage :

Figure.III.9. Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELU

Figure.III.10. Diagramme des Efforts internes

Figure.III.11. Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELS

Figure.III.12. Diagramme des Efforts internes

Figure.III.13. Schéma du ferrailage de la Poutre de chainage

3-Salle machine :

Figure III- 15Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

Figure III-16.: Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.

Figure III.17. : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS.

Figure III-18. Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

4-poutre palière :

Figure.III.19. Schéma de la poutre palière

Figure.III.20. section de la poutre palière

Figure III.21. : Diagrammes des efforts internes à l'ELU

Figure III.22. : Diagrammes des efforts internes à l'ELS

Figure.III.23. Schéma du ferrailage de la poutre palière

5-Plancher en dalle pleine(Balcon) :

*III.5.3*Sollicitations dans le panneau

6-Les Escaliers :

Figure III.24.Coupe verticale de l'escalier

Figure III.25 : schéma statique de l'escalier à l'ELU

Figure III.26 : Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU

Figure III.27.Schéma statique de l'escalier (ELS)

Figure III.28.Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELS

7-Acrotaire :

Figure. III.28: Coupe de l'acrotère.

Figure. III.29 : Schéma statique et diagramme des sollicitations

Figure .III.30 : Section rectangulaire soumise à la flexion

Chapitre V :

Figure V – 1 Résultats d'analyse dynamique ETABS

Figure V – 2 Centre de massed'excentricité

Figure V – 3 Efforts tranchants donnés ETABS

Figure V.3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EX

Figure V.4 : Charges horizontales reprises par les voiles

Figure V.5 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Figure V.6 : Charges horizontales reprises par les voiles

Figure V.7: Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Figure V.8:Charges horizontales reprises par les voiles

Chapitre VI :

Figure VI – 1 : Section en flexion composée

Figure VI – 2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec

Figure VI – 3zone nodale

Figure VI.-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Chapitre VII :

Figure VII.1 : Schéma statique de voiles périphérique

Figure VII.2: Diagramme des contraintes à l'ELU et à l'ELS

Figure VII.3 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X

Figure VII.5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU

Figure VII.6 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU/ELS

Figure VII.7 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS

Figure VII.8 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS

Chapitre VIII :

Fig. VIII.1. Diagramme des contraintes

Figure VIII- 2 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x

Figure VIII- 3 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x

Figure VIII- 4:Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x

Figure VIII- 5:Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y

Figure VIII- 6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y

Figure VIII- 7:Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens yy

Introduction générale.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations Privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Le génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. L'étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement, partie hors terre et partie enterrée.

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 des exécutions généralement désagréables.

Les normes de construction en Algérie deviennent de plus en plus strictes au vue des différents séismes vécus. La prise de conscience du facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres.

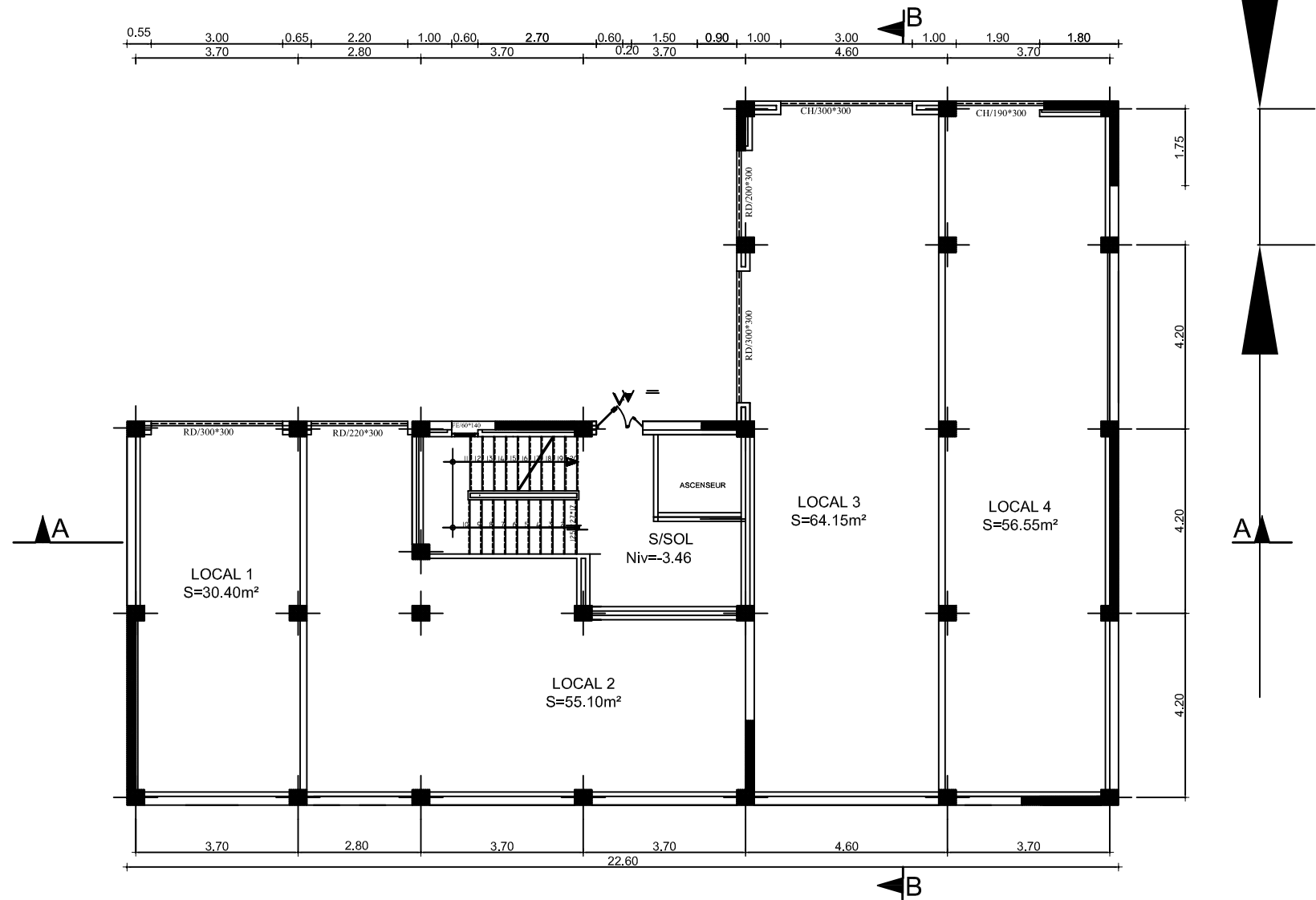
Pour cela nos calculs seront conformes aux règles parasismiques Algériennes (**RPA 99modifiées 2003**) et les règles de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL99**) afin d'assurer au mieux la stabilité de la bâtisse ainsi que la sécurité des usagers.

Ce projet de fin d'étude représente le premier résultat tangible de concrétisation des connaissances acquises durant notre cursus en se plaçant dans une situation réelle d'ingénieurs en génie civil pour le calcul des différentes parties d'une construction, tout en respectant la réglementation en terme de résistance, fonctionnalité, confort et contraintes économiques.

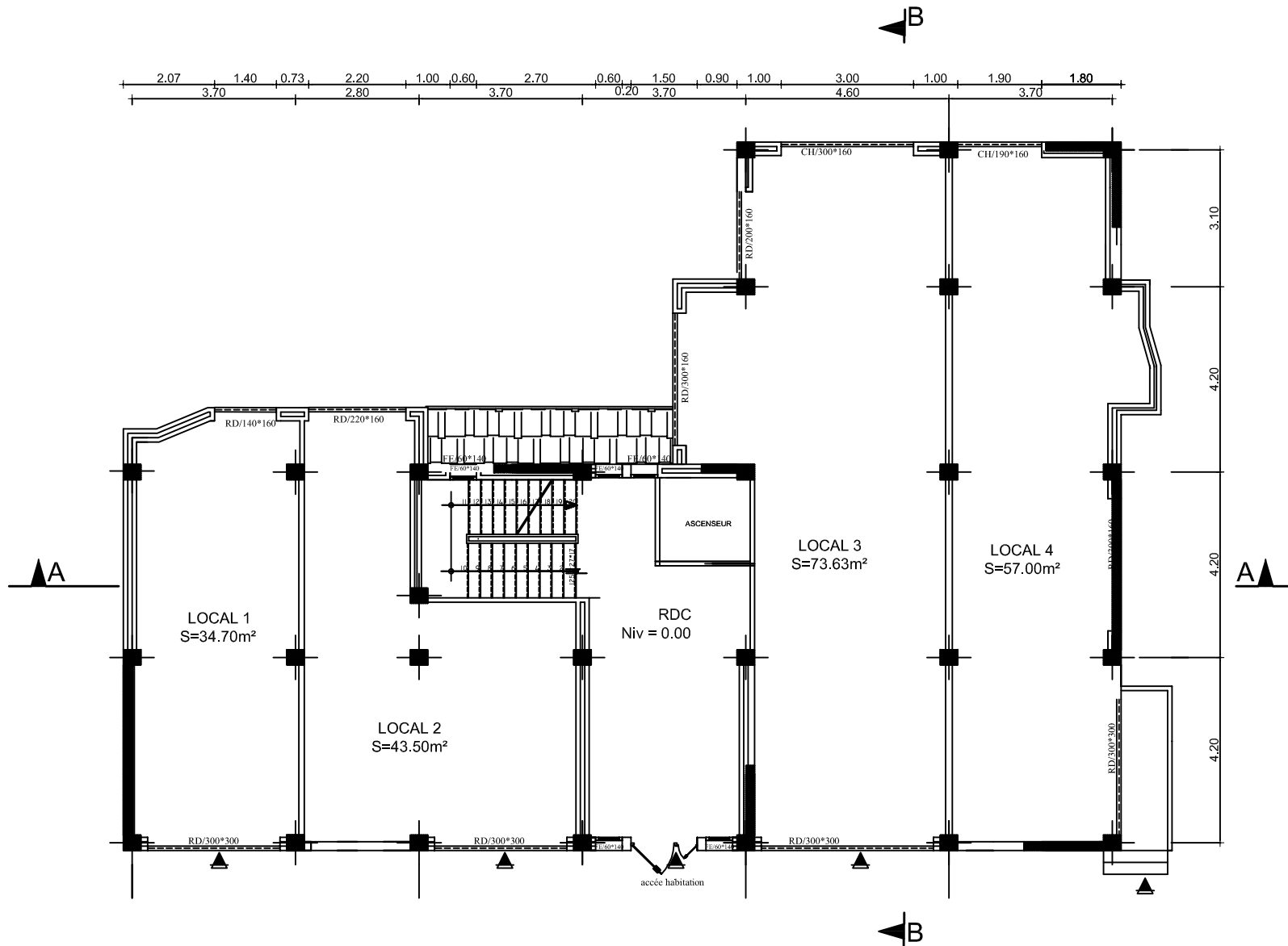
Nous avons choisi le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment en (**S/SOL+RDC+7étages**) à contreventement mixte , en plus du calcul statique, qui fait l'objet des trois premiers chapitres , la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien **RPA** , et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel **ETABS**, qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

PLAN DU SOUS SOL

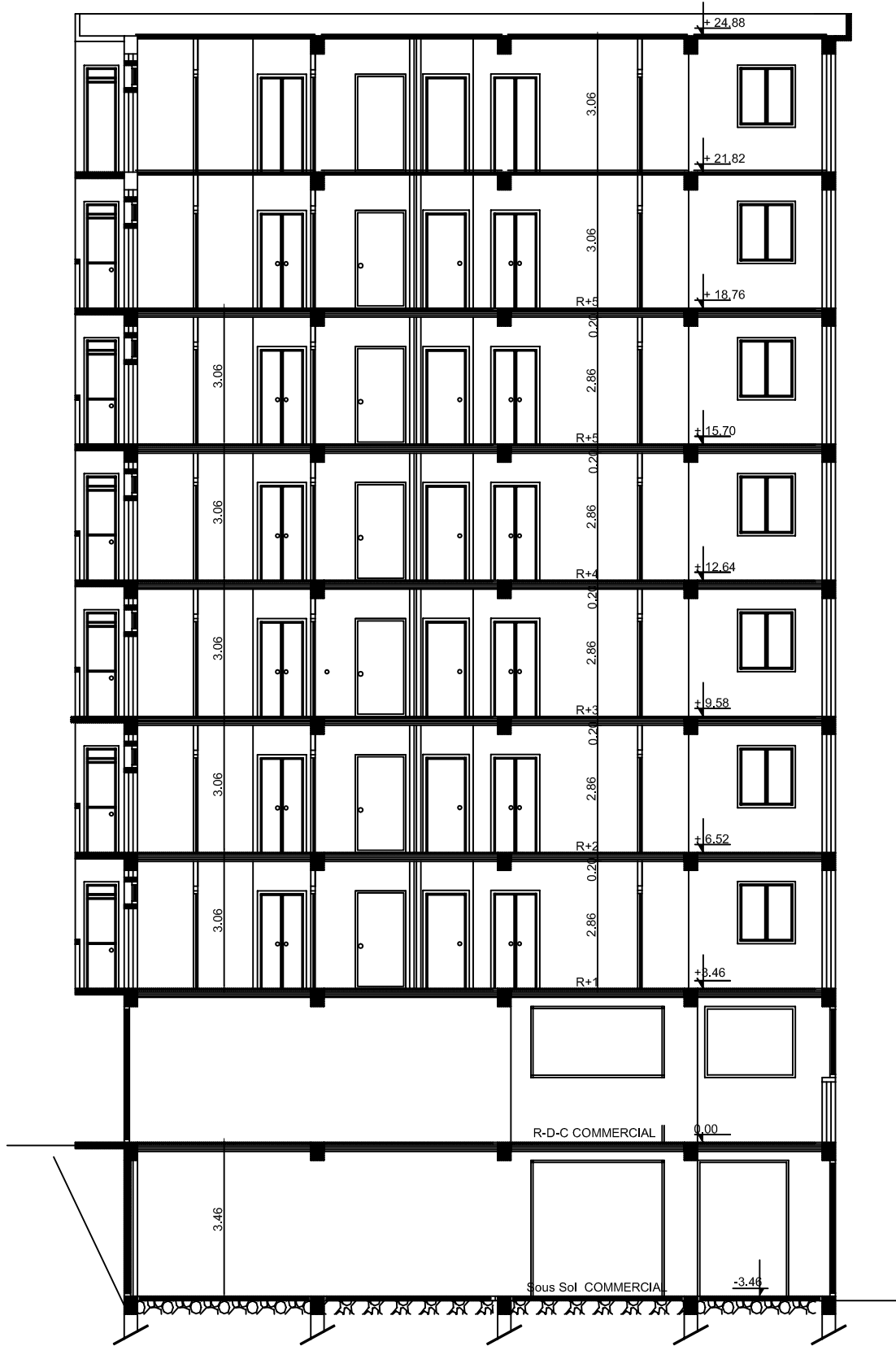
ech: 1/100

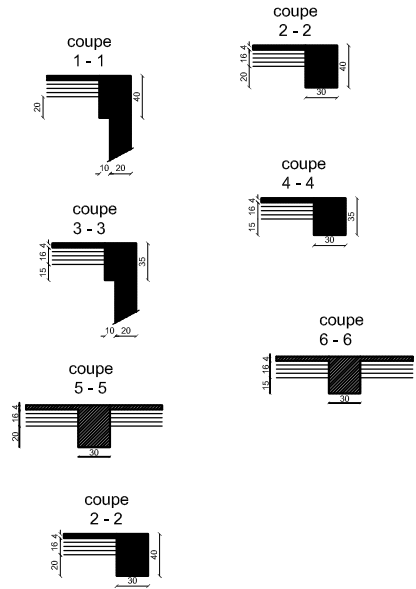
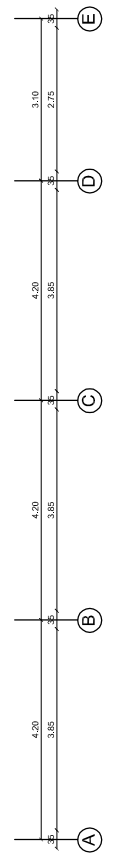
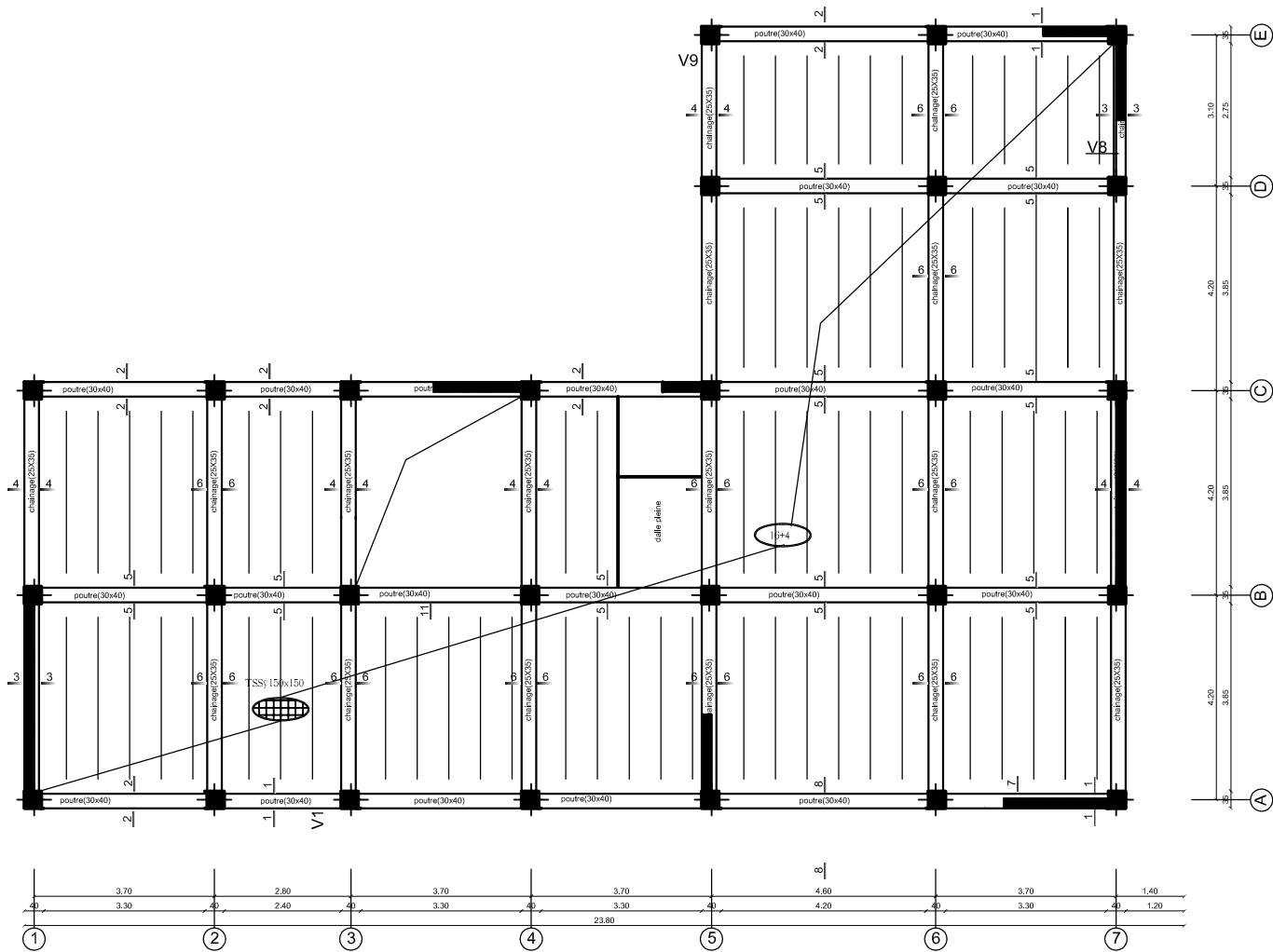


PLAN DU RDC



COUPE B-B



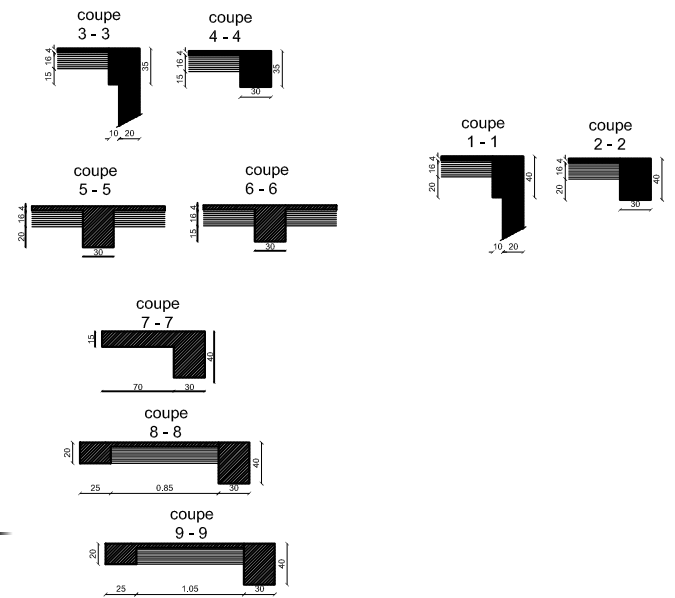
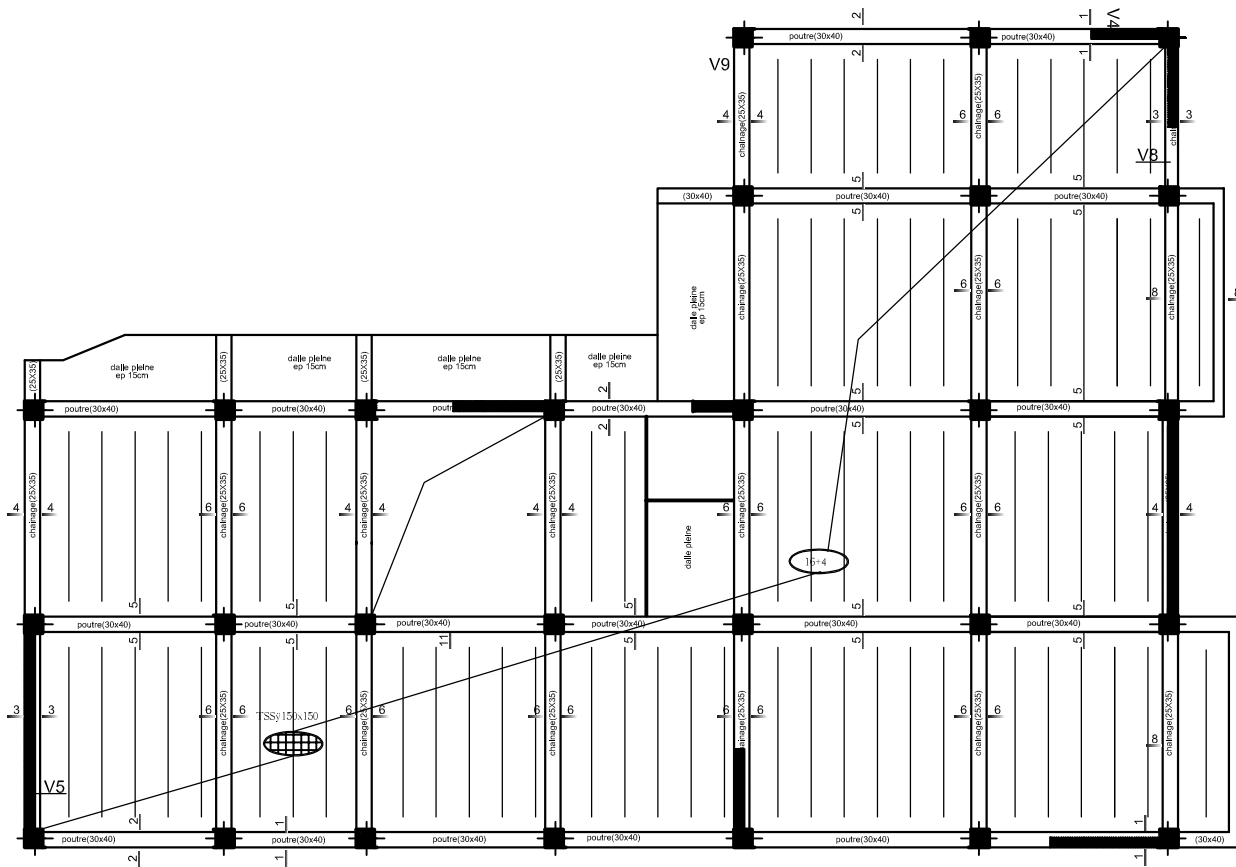


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULoud MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Genie Civil

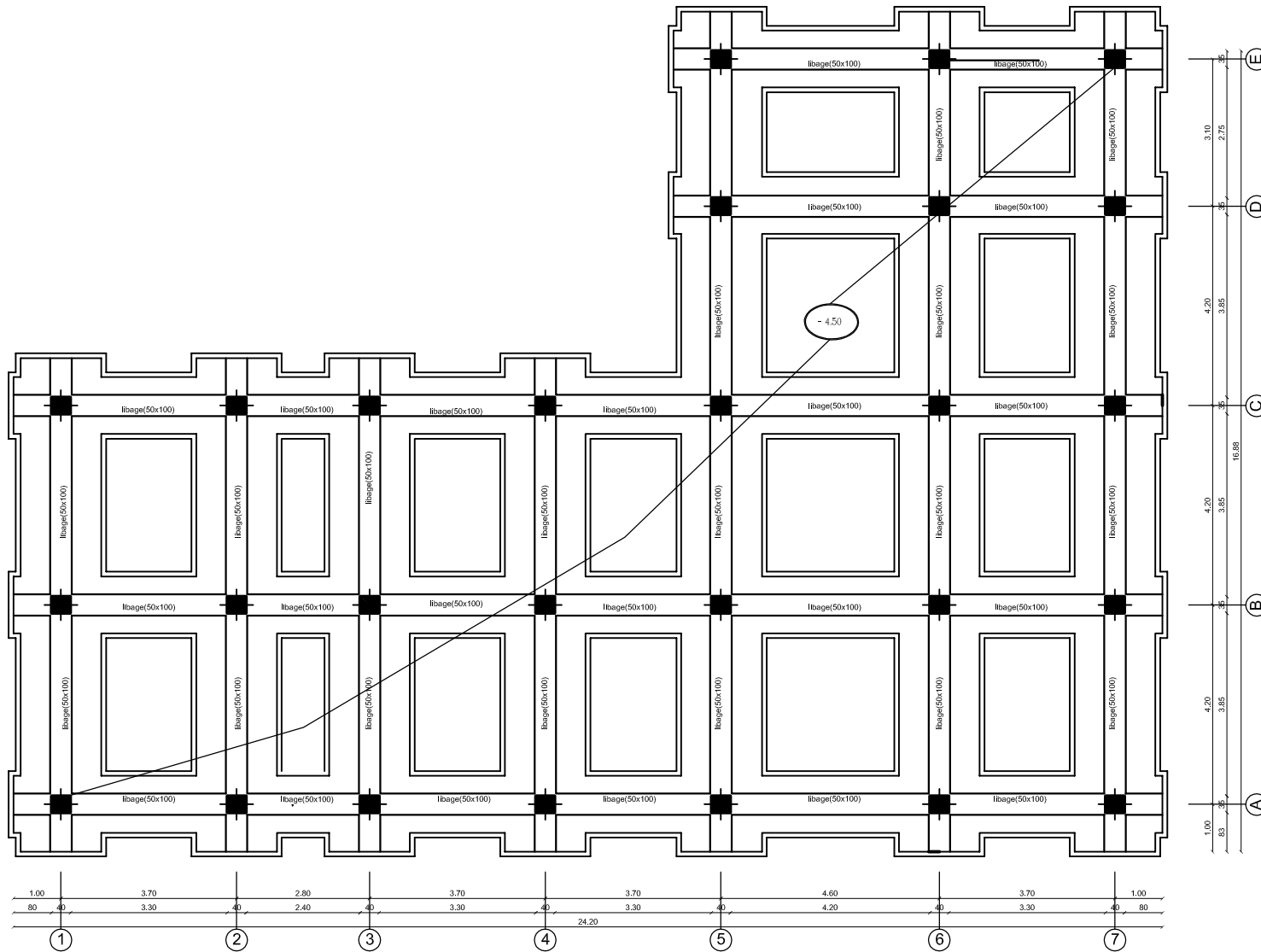
DIRIGE PAR :
Mr IDIR

ETUDIÉ PAR : **FEKID Aghiles**
GHAT Aghiles
BOUGUERROUJA Lynda

Coffrage S-Sol



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR : Mr IDIR	
ETUDIER PAR : FEKID Aghiles CELAT Aghiles BOUCUERROUMA Lynda	<h2 style="margin: 0;">Coffrage RDC</h2>



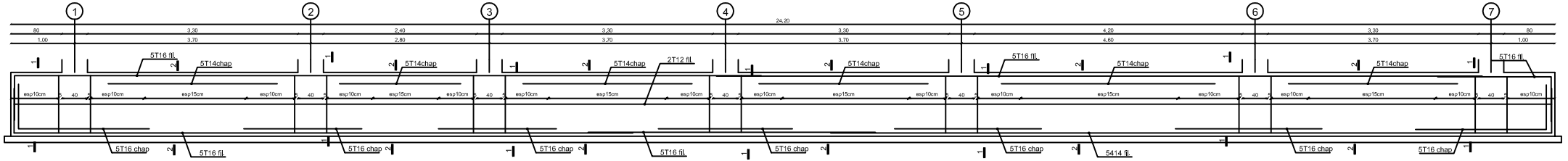
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
Mr IDER

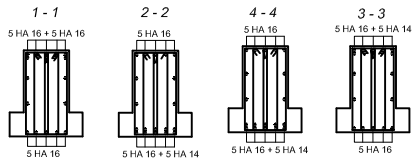
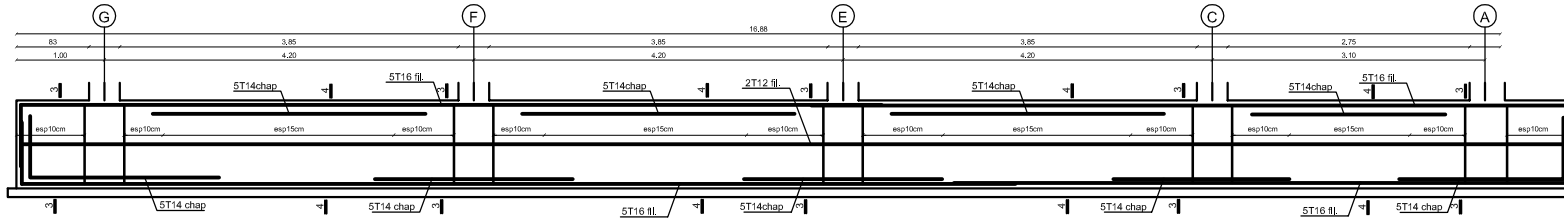
ETUDIER PAR :
FEKID Aghiles
CHIAT Aghlaas
BOUCUERROUMA Lynda

coffrage des fondations

ferrailage des libages FILE (A B C)

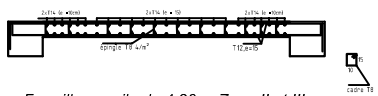


ferrailage des libages AXE (5 6 & 7)

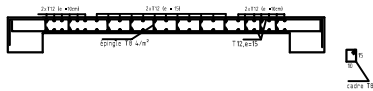


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR : Mr IDR	<h1>Ferrailages de Radier</h1>
ETUDIÉ PAR : FESSE AgNem GHAT AgNem DOUGUERBOUKA Eynde	

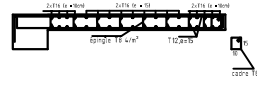
Ferrailage voile de 4,20 m Zone I



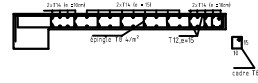
Ferrailage voile de 4,20 m Zone II et III



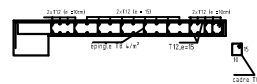
Ferrailage voile de 2,3 m Zone I



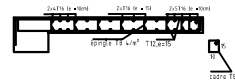
Ferrailage voile de 2,3 m Zone II



Ferrailage voile de 2,3 m Zone III



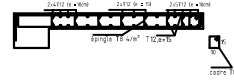
Ferrailage voile de 2 m Zone I



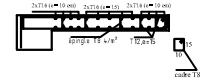
Ferrailage voile de 2 m Zone II



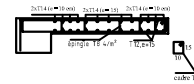
Ferrailage voile de 2 m Zone III



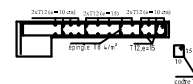
Ferrailage voile de 1,5 m Zone I



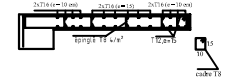
Ferrailage voile de 1,5 m Zone II



Ferrailage voile de 1,5 m Zone III



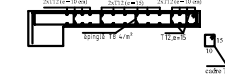
Ferrailage voile de 1,75 m Zone I



Ferrailage voile de 1,75 m Zone II



Ferrailage voile de 1,75 m Zone III



Ferrailage voile de 1m Zone I



Ferrailage voile de 1m Zone II et III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

Mr IDIR

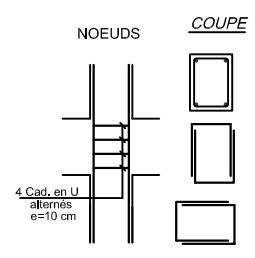
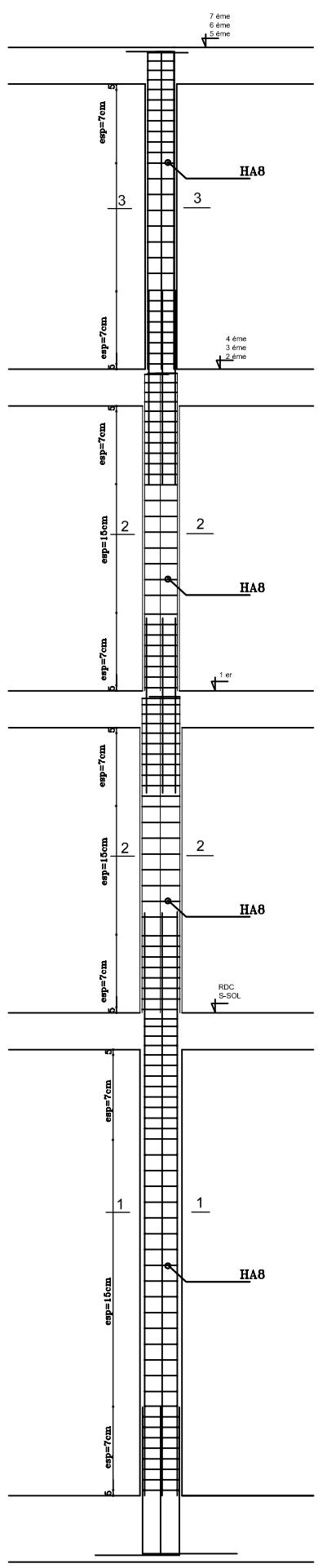
ETUDIER PAR :

FEKID Aghiles

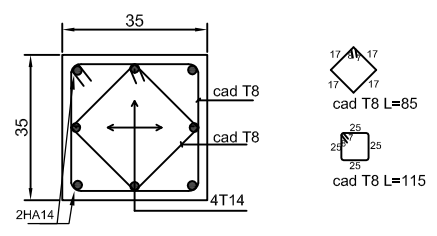
GHIAT Aghilaas

BOUCERROUMA Lynda

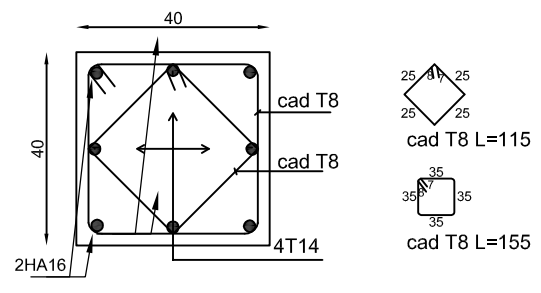
Ferrailages
des Poutres



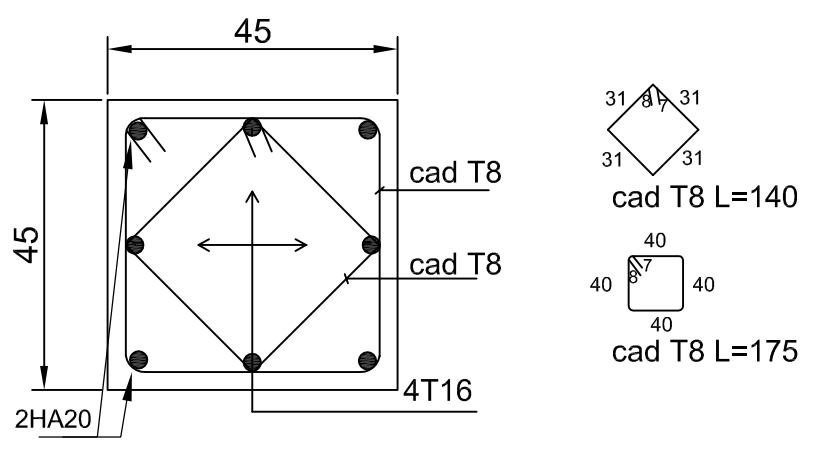
coupe 3-3



coupe 2-2



coupe 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

Mr IDIR

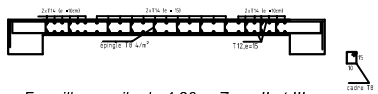
ETUDIER PAR: *FEKID Aghiles*

GHIAT Aghilaas

BOUGUERROUMA Lynda

Ferrailages
des poteaux

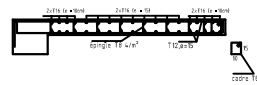
Ferrailage voile de 4,20 m Zone I



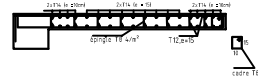
Ferrailage voile de 4,20 m Zone II et III



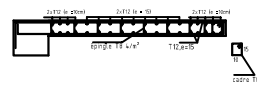
Ferrailage voile de 2,3 m Zone I



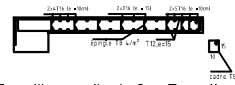
Ferrailage voile de 2,3 m Zone II



Ferrailage voile de 2,3 m Zone III



Ferrailage voile de 2 m Zone I



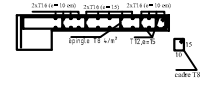
Ferrailage voile de 2 m Zone II



Ferrailage voile de 2 m Zone III



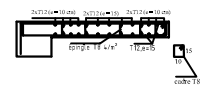
Ferrailage voile de 1,5 m Zone I



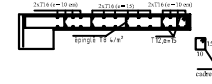
Ferrailage voile de 1,5 m Zone II



Ferrailage voile de 1,5 m Zone III



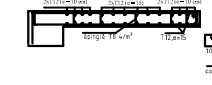
Ferrailage voile de 1,75 m Zone I



Ferrailage voile de 1,75 m Zone II



Ferrailage voile de 1,75 m Zone III



Ferrailage voile de 1m Zone I



Ferrailage voile de 1m Zone II et III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

Mr IDIR

ETUDIER PAR :

FEKID Aghiles

GHIAT Aghilaas

BOUCERROUMA Lynda

Ferrailages
des Poutres

