



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI TIZI-OUZOU

FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle

THEME

**Etude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation
et commercial contreventé par voiles**

-ETABS-

Dirigé par :

Mr : DJELOULI

Présenté par :

Mr : OULD YAHIA BELAID

Mlle : OUBEZZI HANANE

Année universitaire : 2017/2018

REMERCIEMENT

Nous remercions dieu tout puissant de nous avoir accordé la force
et la patience afin de mener ce travail a bien

Nous tenons à exprimer tout notre reconnaissance à notre encadreur Mr DJELOULI
On le remercie de nous avoir encadrés, orienté, aidé, et conseillé, merci.

Nos sincères remerciements à tous les professeurs intervenants
et toutes les personnes qui par leurs paroles, exits, conseilles, et leurs critiques ont
guidé nos réflexions.

Nous remercions l'ensemble de l'équipe pédagogique, qui nous a suivies
durant notre cursus universitaire et qui nous ont transmit toutes les connaissances
nécessaires à notre apprentissage.

Nous remercions les membres de jurys de nous avoir fait l'honneur
en assistant notre soutenance et en évaluions notre travaille.

MERCI

DEDICACE

“Malgré les obstacles qui s’opposent, des difficultés qui s’interposent, les études sont avant tout notre unique et seul atout”

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents :

Honorables, aimables, vous représentez pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l’exemple du dévouement, vous m’avez toujours encouragés et de prié pour moi. Vos prières et vos bénédictions mon été d’un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne serai exprimé l’amour, l’estime et le respect que j’ai toujours eu pour vous, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. ce travail et le fruit de vos sacrifices, j’aurai tant aimé que vous soyez présent à mes côtés en ce grand jour, mais le bon dieu on a décidé autrement.

Là où vous êtes, soyez fiers de moi.

A ma futur femme, Zazie, grâce à qui j’ai pu aller aussi loin dans mes études, et qui me pousse a allé de l’avant.

A mes oncles Mouhend, Kader, M’hend qui mon soutenue dans chaque pas, et a toutes leurs famille.

A mon frère, mes sœurs, ma belle-mère, et leurs familles, grands et petits

A mon meilleur ami, mon frère Lounis qui a cru en moi, qui m’a donné courage et force

A toute ma grande famille et mes très chers cousins ”Ameziane, Moussa, Idriss”

A qiqi et moumou qui m’ont beaucoup aidé

A ma binôme et à tous mes amis et camarades qui ont su à travers leurs conseils et aides à mener ce travail à terme.

DEDICACE

“Malgré les obstacles qui s’opposent, des difficultés qui s’interposent, les études sont avant tout notre unique et seul atout”

Mes dédicaces vont :

A ma très chère maman pour son amour et son affection, elle a toujours été la pour moi.

A mon très cher papa pour le courage qu'il ma donné et ces conseils

Y n'a pas de mots qui peuvent exprimer mon amour, je vous aime fort et mon seul désir que vous soyez fière de moi, c'est grâce à vous.

A mon agréable et très chère Malek. Merci frère pour tout, sans toi je n'aurais rien pu faire.

A mes adorables frères, Aghilas, Abd el Aziz et mon petit prince Mahrez et ma chère Nina

A toutes ma famille, grand et petit.

Touts mes chères amis

Et mon cammarad Belaid et toute sa famille

Sommaire

- Liste des figures
- Liste des tableaux
- Plans d'architecturaux
- Plans de coffrage

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	01-13
Chapitre II : Pré-dimensionnement et descentes de charges.....	14-28
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....	29-110
III.1 : L'Acrotère.....	29-41
III.2 : L'Escaliers.....	42-58
III.3 : La poutre palière.....	59-70
III.4 : Les Balcon.....	71-78
III.5 : La Salle machine	79-90
III.6 : Les planchers	91-110
Chapitre IV : Présentation de l'ETABS.....	111-128
Chapitre V : Vérifications des exigences de RPA 99modifier 2003.....	129-149
V.1 : Vérification de la période empirique.....	130-131
V.2 : Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité).....	132-133
V.3 : Vérification de la participation de la masse modale.....	134-135
V.4 : Justifications du système de contreventement.....	136-138
V.5 : Vérification des déplacements relatifs.....	139-140
V.6 : Vérifications du déplacement maximal de la structure.....	140-142
V.7 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure...	142-146
V.8 : Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P- Δ).....	147-147
V.9 : Spécifications pour les poteaux.....	148-149

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.....	150-197
VI.1 : Ferrailage des poteaux.....	150-167
VI.2 : Ferrailage des poutres.....	168-182
VI.3 : Ferrailage des voiles.....	183-197
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	198-230
VII.1 : Étude de la dalle.....	210-216
VII.2 : Étude du débord.....	216-2017
VII.3 : Étude de la nervure.....	218-230

➤ Plan de ferrailage

Conclusion générale

➤ Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- FIGURE I.1** : Schéma descriptif du plancher à corps creux.
- FIGURE I.2** : Schéma descriptif du mur extérieur.
- FIGURE I.3** : Diagramme simplifié contraintes-déformations du béton à l'ELU
- FIGURE I.4** : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.
- FIGURE I.5** : Diagramme contraintes déformations de l'acier

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descentes de charges

- FIGURE II.1** : Coupe verticale du plancher
- FIGURE II.2** : schéma de la poutre
- FIGURE II.3** : Surface d'influence
- FIGURE II.4** : coupe d'un plancher terrasse
- FIGURE II.5** : Coupe d'un plancher d'étage courant
- FIGURE II.6** : Coupe d'une dalle pleine
- FIGURE II.7** : Coupe d'un mur simple parois
- FIGURE II.8** : Coupe d'un mur simple double parois
- FIGURE II.9** : Dégression verticale des surcharges d'exploitation.
- FIGURE II.10** : schéma des voiles

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- FIGURE III.1.1** : coupe verticale de l'acrotère
- FIGURE III.1.2** : Schéma statique
- FIGURE III.1.3** : Schéma de calcul
- FIGURE III.1.4** : Ferrailage de l'acrotère
- FIGURE III.2.1** : Schéma statique de l'escalier.
- FIGURE III.2.2** : Coupe verticale de la paillasse d'étage courant.
- FIGURE III.2.3** : Schéma statique à l'ELU
- FIGURE III.2.4** : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU
- FIGURE III.2.5** : Section droite de la paillasse à étudié
- FIGURE III.2.6** : Schéma statique à l'ELS
- FIGURE III.2.7** : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.
- FIGURE III.2.8** : section droite des escaliers.
- FIGURE III.2.9** : ferrailage des escaliers
- FIGURE III.3.1** : Schéma de la poutre palière.
- FIGURE III.3.2** : section de la poutre palière.
- FIGURE III.3.3** : charge de la poutre a l'ELU
- FIGURE III.3.4** : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant
- FIGURE III.3.5** : Dimensions de la poutre
- FIGURE III.3.6** : charge de la poutre à l'ELS
- FIGURE III.3.7** : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

- FIGURE III.3.8** : section droite de la poutre palière.
FIGURE III.3.9 : Schéma de ferrailage de la poutre. palière.
FIGURE III.4.1 : Schéma Statique
FIGURE III.4.2 : section transversale de la dalle
FIGURE III.4.3 : Ferrailage du balcon
FIGURE III.5.1 : Schéma de l ascenseur
FIGURE III.5.2 : schéma statique de la salle machine.
FIGURE III.5.3 : la section à étudier pour le ferrailage
FIGURE III.5.4 : Correction des moments.
FIGURE III.5.5 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.
FIGURE III.6.1 : Schéma descriptif d'un plancher d'étage courant
FIGURE III.6.2 : Treillis soudé
FIGURE III.6.3 : Section en Té
FIGURE III.6.4 : section transversale de la poutrelle
FIGURE III.6.5 : Schéma statique de la poutrelle
FIGURE III.6.6 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).
FIGURE III.6.7 : Schéma statique de la poutre
FIGURE III.6.8 : Diagramme des moments
FIGURE III.6.9 : Diagramme des moments.
FIGURE III.6.10 : Diagramme des efforts tranchants.
FIGURE III.6.11 : Schéma statique de la poutre
FIGURE III.6.12 : Diagramme des moments
FIGURE III.6.13 : Diagramme des moments
FIGURE III.6.14 : Diagramme des efforts
FIGURE III.6.15 : Section de la poutre en Té.
FIGURE III.6.16 : Moments sur appuis.
FIGURE III.6.17 : Diagramme des moments.
FIGURE III.6.18 : Diagramme des efforts tranchants.
FIGURE III.6.19 : Ferrailage du plancher et de la poutrelle

Chapitre IV : Présentation de l'ETABS

- FIGURE IV.1** : Disposition des poutres
FIGURE IV.2 : Disposition des voiles
FIGURE IV.3 : Loggia, Salle machine, Escalier
FIGURE IV.4 : Bardage
FIGURE IV.5 : Vu en plan de la structure
FIGURE IV.6 : Diaphragme planché 1
FIGURE IV.7 : modèle finale de notre structure

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA 99 modifiée 2003

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- FIGURE VI.1.1** : Schéma explicatif du moment fictif
- FIGURE VI.1.2** : zone nodale dans le poteau.
- FIGURE VI.1.3** : Ferrailage Poteau 35 × 35
- FIGURE VI.1.4** : Ferrailage Poteau 40 × 40
- FIGURE VI.1.5** : Ferrailage Poteau 45 × 45
- FIGURE VI.2.1** : Disposition de l'armature tendue S.S.A
- FIGURE VI.2.2** : Disposition des armatures S.D.A
- FIGURE VI.2.3** : Ferrailage en travée d'une poutre principale.
- FIGURE VI.2.4** : Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.
- FIGURE VI.2.5** : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.
- FIGURE VI.2.6** : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire
- FIGURE VI.3.1** : Disposition des voiles dans notre structure
- FIGURE VI.3.2** : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- FIGURE VII.1** : homothétie les figures
- FIGURE VII.2** : Diagramme des contraintes
- FIGURE VII.3** Périmètre utile des voiles et des poteaux
- FIGURE VII.4** Schéma statique du débord
- FIGURE VII.5** : Représentation des charges trapézoïdales
- FIGURE VII.6** : Présentation du chargement simplifié
- FIGURE VII.7** : Répartition triangulaire
- FIGURE VII.8** : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).
- FIGURE VII.9** : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.
- FIGURE VII.10** : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).
- FIGURE VII.11** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.
- FIGURE VII.12** : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).
- FIGURE VII.13** : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
- FIGURE VII.14** : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).
- FIGURE VII.15** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS
- FIGURE VII.16** : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).
- FIGURE VII.17** : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU
- FIGURE VII.18** : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).
- FIGURE VII.19** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.
- FIGURE VII.20** : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).
- FIGURE VII.21** : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
- FIGURE VII.22** : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).
- FIGURE VII.23** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Liste des Tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descentes de charges

- Tableau II.1** : Vérification des conditions exigées par le RPA
- Tableau II.2** : Détermination de la charge permanente de la terrasse inaccessible
- Tableau II.3** : Détermination de la charge permanente de l'étage courant
- Tableau II.4** : Détermination de la charge permanente d'une dalle pleine
- Tableau II.5** : Détermination de la charge permanente d'un mur de séparation
- Tableau II.6** : Détermination de la charge permanente d'un mur extérieure
- Tableau II.7** : Les surcharges d'exploitations
- Tableau II.8** : Les valeurs de coefficient $(\frac{3+n}{2n})$
- Tableau II.9** : Récapitulatif de la descente de charges

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Tableau III.2.1** : Charges permanentes de la volée
- Tableau III.2.2** : Charges permanentes de palier
- Tableau III.3.1** : Les conditions de la section de la poutre palière
- Tableau.III.4.1** : Tableau poids de revêtements
- Tableau III.6.1** : Tableau des moments fléchissant et des efforts tranchants:
- Tableau III.6.2** : Tableau des moments fléchissant et des efforts tranchants:
- Tableau III.6.3** : Tableau des moments fléchissant et des efforts tranchants

Chapitre IV : Présentation de l'ETABS

- Tableau IV.1** : Facteur de qualité Q

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA 99 modifiée 2003

- Tableau V.1** : Vérification de l'excentricité
- Tableau V.2** : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale
- Tableau V.3** : Pourcentages charges verticales et horizontales repris par les voiles
- Tableau V.4** : Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y
- Tableau V.5** : Récapitulatif des résultats
- Tableau V.6** : Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P- Δ)

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- Tableau VI.1.1** : Caractéristiques mécaniques des matériaux
- Tableau VI.1.2** : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA
- Tableau VI.1.3** : Efforts internes dans les poteaux.
- Tableau VI.1.4** : Ferrailage des poteaux.
- Tableau VI.1.5** : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Tableau VI.1.6 : coefficients correcteurs " ρ_a " en fonction de l'élanement géométrique du poteau " λ_g ".

Tableau VI.1.7 : Quantité minimale d'armatures transversales.

Tableau VI.1.8 : Vérification des contraintes tangentielles.

Tableau VI.1.9 : Vérification de la condition de non fragilité.

Tableau VI.1.10 : Vérification des contraintes.

Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales.

Tableau VI.2.2 : les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres principales

Tableau VI.2.4 : Ferrailage des poutres secondaires

Tableau VI.2.5 : Les quantités et les espacements des armatures transversales

Tableau VI.2.6 : Vérifications armatures longitudinales.

Tableau VI.2.7 : Vérification au cisaillement.

Tableau VI.2.8 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Tableau VI.2.9 : Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

Tableau VI.2.10 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

Tableau VI.2.11 : Vérification de la flèche.

Tableau VI.2.12 : Vérifications des contraintes à L'ELS.

Tableau VI.3.1 : Calcul des armatures verticales.

Tableau VI.3.2 : Ferrailage adopté.

Tableau VI.3.3 : ferrailage des voiles longitudinales de 1,5m (VL1)

Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles longitudinales de 1,95m (VL2)

Tableau VI.3.5 : Ferrailage des voiles longitudinales de 3,5m (VL3)

Tableau VI.3.6: Ferrailage des voiles transversaux de 4,2m (VT1)

Tableau VI.3.7: Ferrailage des voiles transversaux de 3,2m (VT2)

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles

Tableau VII.2 : Résultante des charges sous poteaux.

Tableau VII.3 : Vérification de la section minimale

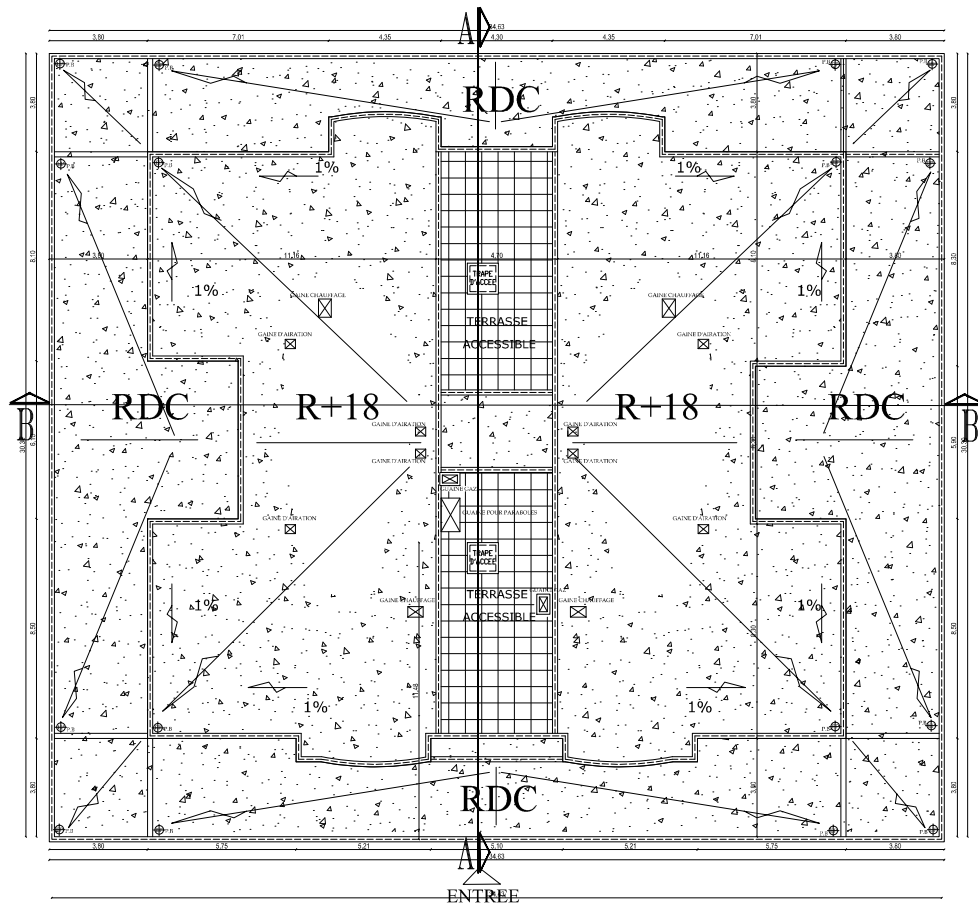
Tableau VII.4 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée(sens transversal).

Tableau VII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée(sens longitudinal)

Tableau VII.6 : Les efforts internes dans les nervures.

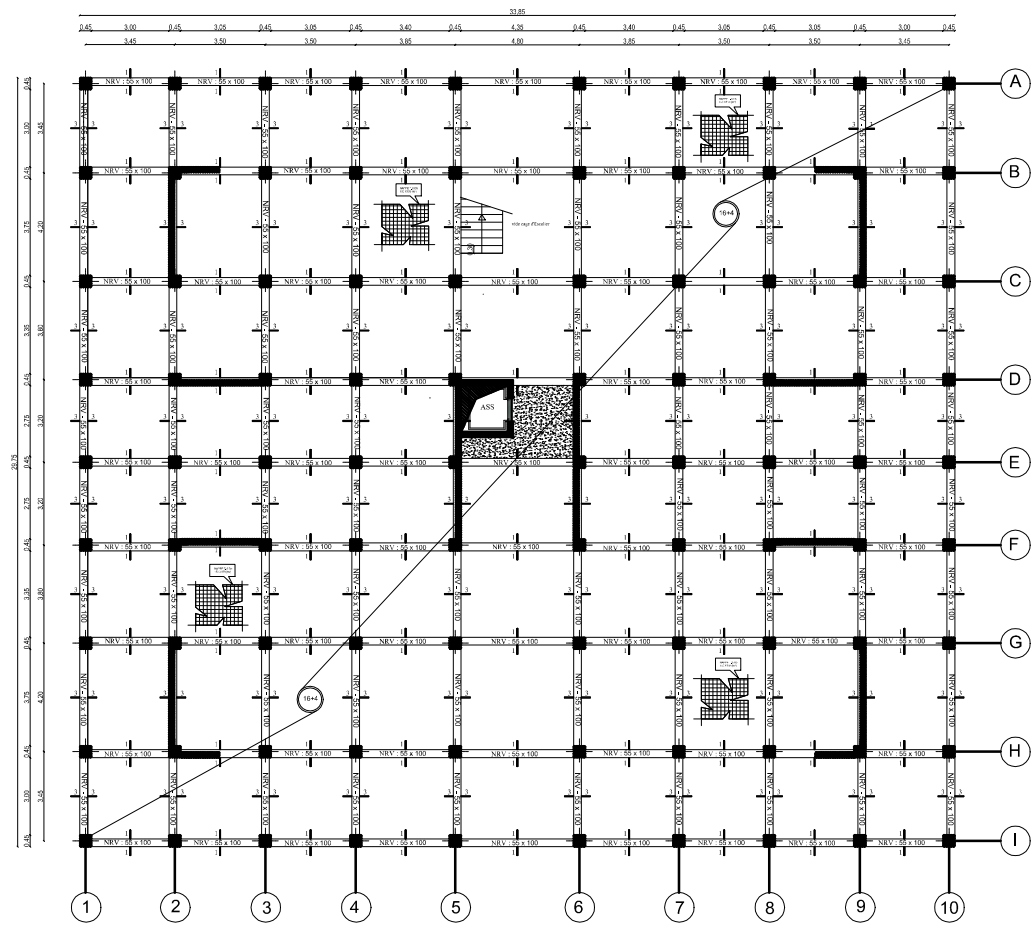
Tableau VII.7 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.

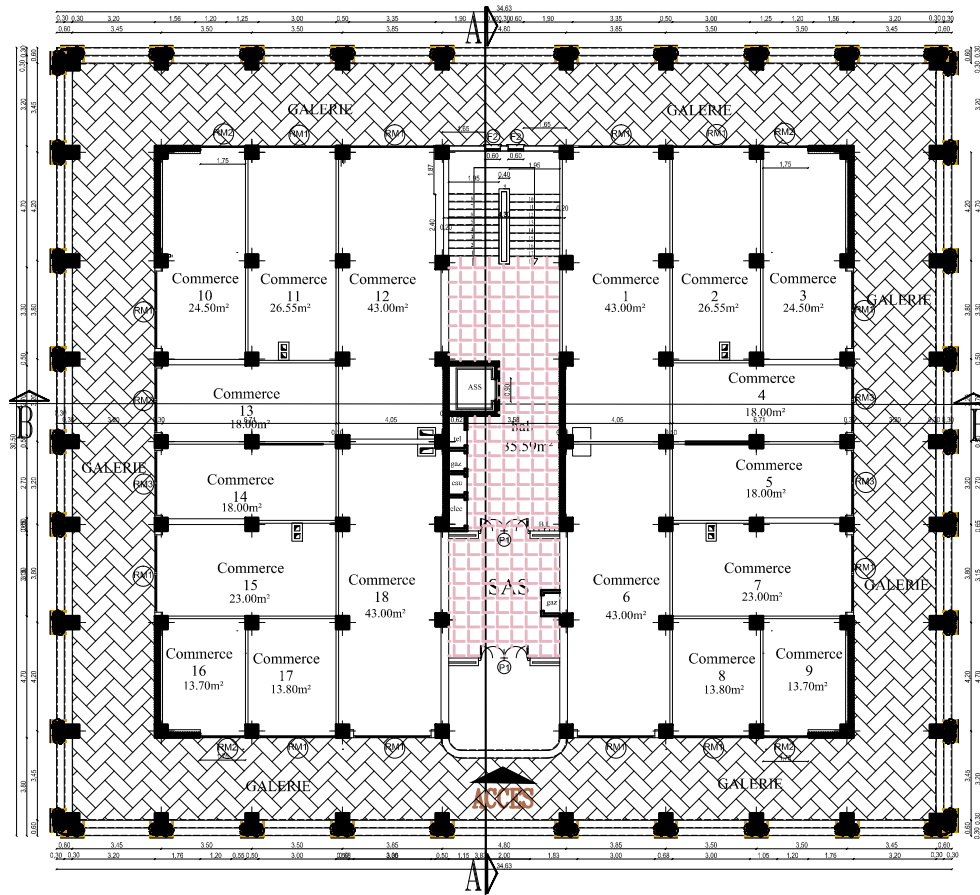


PLAN TERRASSE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTÉ DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: M: OULD YAHIA BELAID M: OUBEZZI HANANE	PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+9) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: M: Djelouil	Plan Terrasse	DATE: Septembre 2018



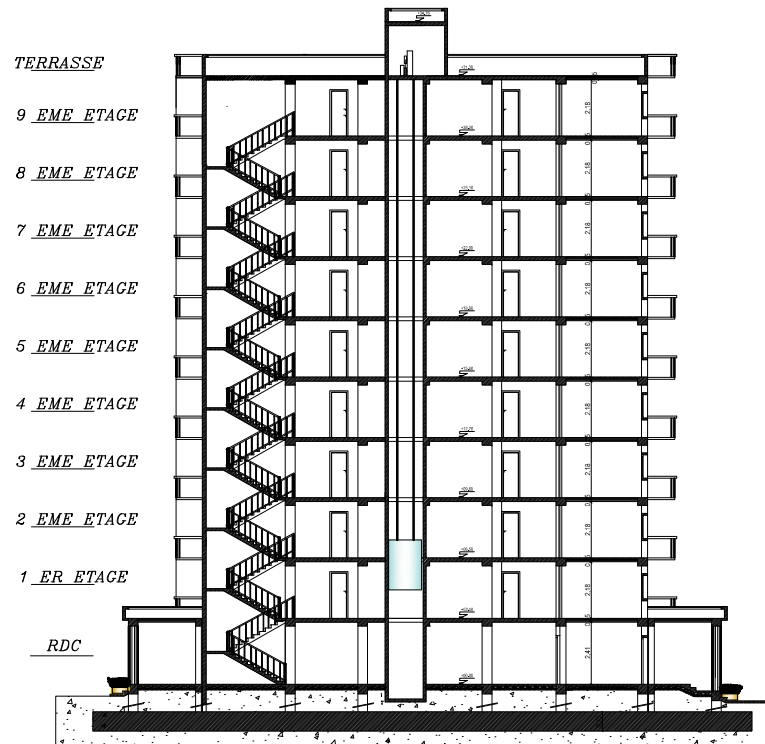
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: Mr: OULD YAHIA BELAID Mlle: OUBEZZI HANANE	PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+9) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR: Mr: Djelouil	Plan de coffrage de nervure	DATE: Septembre 2018



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

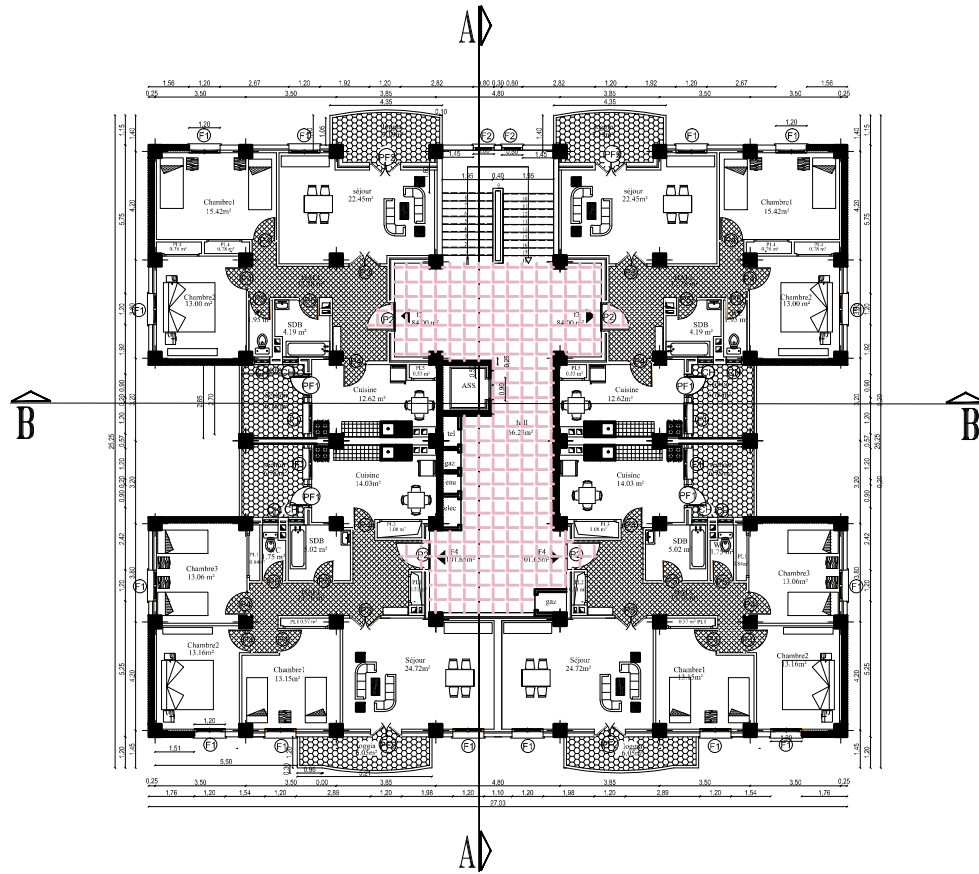
ETUDE PAR: M: OULD YAHIA BELAID M: OUBEZZI HANANE	PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+9) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR: M: Djelouil	Plan RDC	DATE: Septembre 2018

TYPE F4/F4/F3/F3 BARRE C+9



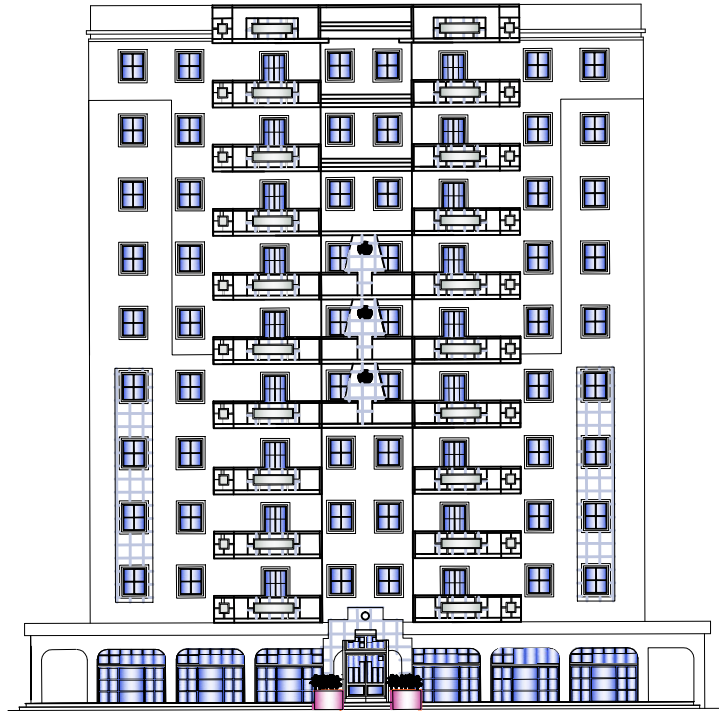
COUPE -AA-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: Mr: OULD YAHIA BELAID Mr: OUBEZZI HANANE	PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+9) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR: Mr: Djelouil	Plan de coffrage de RDC	DATE: Septembre 2018



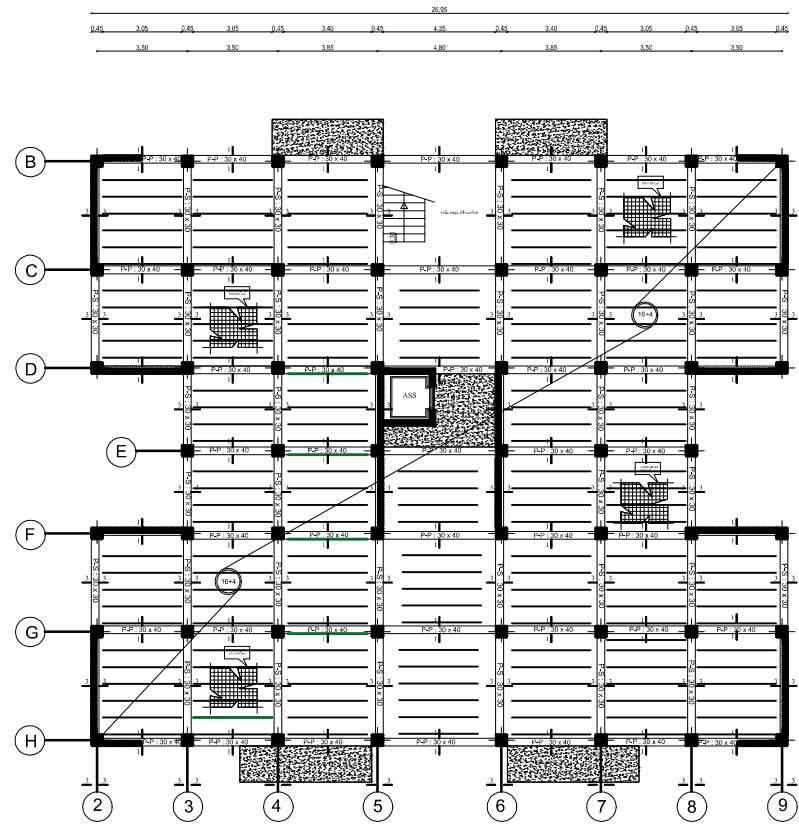
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: M: OULD YAHIA BELAID Mlle: OUBEZZI HANANE	PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+9) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: M: Djelouil	Plan d'étage courant	DATE: Septembre 2018

TYPE F4/F4/F3/F3 BARRE C+9

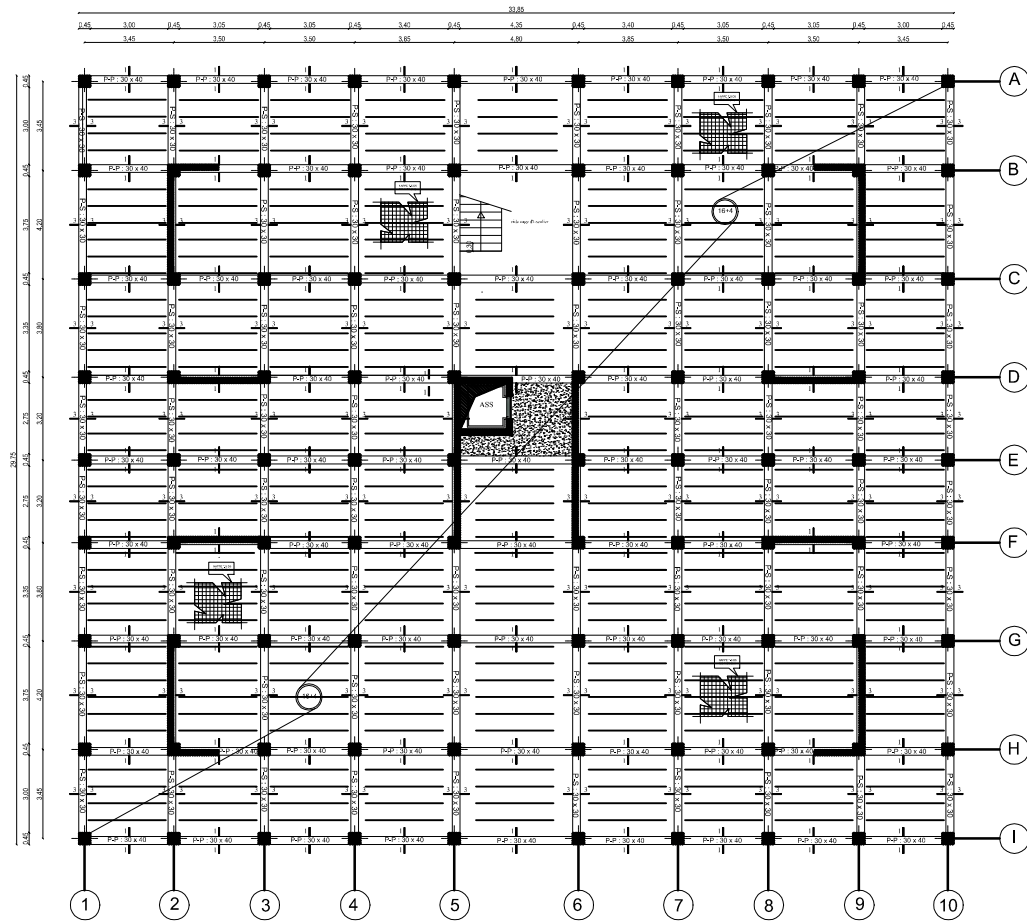


FACADE PRINCIPALE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: Mr: OULD YAHIA BELAID Mlle: OUBEZZI HANANE	PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+9) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR: Mr: Djelouil	facade principale	DATE: Septembre 2018



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: M: OULD YAHIA BELAID Mlle: OUBEZZI HANANE	PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+9) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR: M: Djeloul	Plan de Coffrage étage courant	DATE: Septembre 2018



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERT DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: Mr: OULD YAHIA BELAID Mlle: OUBEZZI HANANE	PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+9) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR: Mr: Djelouil	Plan de coffrage de RDC	DATE: Septembre 2018

INTRODUCTION GENERALE

L'ingénierie a été un aspect de la vie depuis les débuts de l'existence, et elle a évolué avec la croissance des besoins et des demandes humaines, cette croissance a également touché le domaine de génie civil qui est un vaste domaine, englobant la planification, la conception, la construction et l'exploitation d'une grande partie de l'infrastructure du monde moderne, notamment les bâtiments.

La construction à multi-étages est une solution à l'explosion démographique et aux développements économiques, dans le but de résoudre le problème d'espace dans les pays aux grandes populations, et aux grandes zones industrielles.

Le génie civil est l'application de principes physiques et scientifiques qui est aussi une profession liée aux connaissances des structures, la science des matériaux, le sol, la géologie...

Les matériaux utilisés dans les constructions en génie civil sont principalement le béton, et l'acier formant ainsi ce qu'on appelle le 'béton armé' caractérisé par sa très bonne adhérence.

L'utilisation du béton armé dans les constructions est très avantageuse, du côté économique, il n'est pas très cher par rapport aux autres matériaux (construction métallique, construction en bois), du côté résistance, il est très résistant aux charges, aux intempéries et aux phénomènes naturels, mais aussi côté durabilité, il a une durée de vie plus élevée que les autres matériaux.

Cependant, la construction verticale en béton armé ne reste pas sans danger, car il y a un problème majeur à qui on doit faire attention qui est le séisme, qui peut causer d'énormes pertes humaines et matérielles.

Vu que l'Algérie présente une sensibilité élevée au séisme, Et pour avoir une structure ou un bâtiment réalisé dans les règles de l'art, l'ingénieur doit se référer aux normes et aux recommandations parasismiques.

Pour le cas de notre projet de fin d'étude, nous avons choisi d'étudier une structure en béton armé, qui est un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial implanté dans une zone à forte sismicité (Alger), tout en utilisant les règlements et les normes appliquées actuellement.

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1. Introduction :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée

Et pour cela, tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une façon à assurer sa stabilité qui est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles ...) aux différentes sollicitations (compression, flexion ...), dont les résistances de ces éléments en fonction de type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques et d'assurer la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un coût optimal. Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, nous nous baserons sur des règlements (B.A.E.L91, RPA99/version 2003) et des méthodes connues qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (Béton, Acier) et le dimensionnement et ferraillement des éléments résistants de la structure.

2. Présentation de l'ouvrage :

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cursus nous avons choisi d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment (RDC+9) à usage d'habitation et commerciale. Cet ouvrage est implanté à Rouïba (Alger), classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003) comme étant une zone à forte sismicité (zone III).

Le bâtiment est composé de :

- ✓ Neuf étages à usage d'habitation.
- ✓ RDC à usage commerciale.
- ✓ Une cage d'escalier.
- ✓ Une cage d'ascenseur

Nos calculs respecteront les règlements en vigueur ; à savoir :

- ✓ Règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003).
- ✓ Règle de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé (BAEL91/modifiées 99).
- ✓ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : charge permanentes et charge d'exploitation.
- ✓ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

A. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de notre bâtiment sont :

- **En plan :**

Longueur totale du bâtiment : $L = 33,4\text{m}$

Largeur totale du bâtiment : $l = 29,3\text{m}$

- **En élévation :**

Hauteur totale : $31,30\text{m}$

Hauteur du RDC : $3,40\text{m}$

Hauteur de l'étage courant : $3,10\text{m}$

Acrotère : $0,6\text{m}$

B. Eléments de l'ouvrage :

1) Superstructure :

La superstructure est composée de :

- **L'ossature :**

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et un ensemble de voiles disposée dans les deux sens longitudinal et transversal formant un système de contreventement mixte tout en justifiant l'interaction portique-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

- **Les planchers :**

Sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

-Fonction de résistance mécanique :

Ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.

-Fonction d'isolation :

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

a. Plancher en corps creux :

Qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutre) et aux éléments verticaux (poteaux).



Fig.I.1 Schéma descriptif du plancher à corps creux

b. Plancher en dalle pleine :

Coulé sur place en béton armé posé directement sur les poteaux.

❖ **Remarque**

Dans notre projet sont prévues dans les paliers de repos des escaliers loggia et dans le plancher porteur de l'appareille de levage (ascenseur).

- **Les escaliers** :

Se sont des éléments en béton armé coulé sur place qui assurent l'accès d'un niveau un autre.

❖ **Remarque**

Dans notre bâtiment la cage d'escalier comporte deux volées du RDC au dernier niveau.

- **Cage d'ascenseur** :

Enceinte d'un immeuble en béton armé dans laquelle circule un ascenseur. Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur.

- **Maçonnerie** :

On appelle maçonnerie composé de l'assemblage de matériaux (briques, pierres, etc.), unis par un liant (mortier, colle, ciment, etc.) :

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de brique creuses de 10 cm d'épaisseur pour les parties extérieure et intérieure séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur

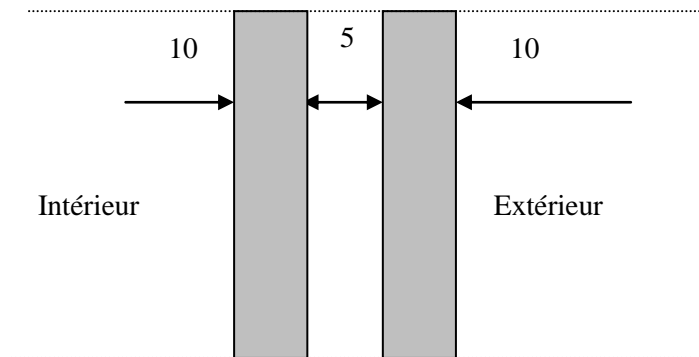


Fig.I.2 Schéma descriptif du mur extérieur.

Et les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- **Les revêtements :**

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieur.
- Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieur et plafond.
- Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les cuisines et les salles d'eaux

- **Terrasse inaccessible :**

Notre bâtiment sera doté d'une terrasse inaccessible sauf pour entretien, et elle est réalisé en corps creux et d'une dalle de compression.

- **Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0,60m de hauteur, réalisé en béton armé coulée sur place, elle joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

2) L'infrastructure :

Est un ensemble d'éléments structuraux interconnectés qui fournissent le cadre pour supporter les totalités de la structure et constituée de :

- **Fondation:**

Les fondations sont les organes de transition entre les éléments porteurs d'une construction et le sol. Elles ne peuvent être calculées qu'après avoir effectué la descente de charges.

Dans le cas le plus général, un élément de structure peut transmettre à sa fondation, supposée horizontale :

- Un effort normal (charge verticale centrée descendante ou ascendante),
- Une force horizontale (résultant par exemple de l'action du vent),
- Un couple de flexion agissant au centre de gravité G_0 de la section de base de l'élément.

❖ Remarque

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

- **Voile :**

Est un mur en béton armé son rôle est de soutenir les terres et reprendre une partie des charges provenant de la superstructure

3) Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés en laboratoire géotechnique ont évalué les résultats suivants :

- ✓ Une contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2,0\text{bars}$
- ✓ Un type du sol de nature : **Meuble.**

4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton est un matériau hétérogène composé de granulats (sable et gravier), d'un liant hydraulique (ciment), d'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants qui modifient les propriétés physique et chimique du mélange. Il est défini de point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge de béton

a) **Béton :**

➤ **Composition du béton :**

On utilise dans notre bâtiment un béton dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA pour un béton courant la composition est définie pour trois composants qui sont respectivement par /m³:

- La quantité de ciment : 350 Kg/m³ de ciment C.P.A.
- La quantité de sable : 400L de sable $D \leq 5$.
- La quantité de gravier : 800 L de gravier $D \leq 25$ mm.
- La quantité d'eau : 175 litres d'eau.

Le béton est définie du point de vue mécanique par sa :

• **Résistance caractéristique à la compression « f_{cj} » :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée f_{c28} . Elle est déterminé après un essai d'écrasement des éprouvettes normalisée (16×32) cm par compression axiale après 28 jours du durcissement. Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28}=25$ MPa.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \longrightarrow f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \longrightarrow f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

• **Résistance caractéristique à la traction : « f_{tj} »**

La résistance caractéristique de béton à la traction à (j) jour, noter f_{tj} est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art.2.1 .12)}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

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

➤ **Etat limite de contrainte de béton :**

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au- delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils ont conçus, on les a classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

a. Etat limite ultime (ELU) : (BAEL 91/Art A.4.3, 41)

Qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante vis-à-vis de l'équilibre statique, de la résistance de la structure ou d'un de ses éléments et de la stabilité de forme. La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{[ArtA4.3. 41BAEL91]} :$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \longrightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \longrightarrow \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

θ : coefficient de durée d'application des actions considérées,

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 : \text{si la durée d'application est } > 24\text{h,} \\ \theta = 0,9 : \text{si la durée d'application est entre 1h et 24h,} \\ \theta = 0,85 : \text{si la durée d'application est } < 1\text{h.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1,5 \text{ et } \theta = 1,0 \text{ on aura } f_{bu} = 14,2\text{MPa} \\ \text{Pour } \gamma_b = 1,15 \text{ et } \theta = 1,0 \text{ on aura } f_{bu} = 18,48\text{MPa.} \end{array} \right.$$

La relation contraintes-déformation est illustrée dans la figure suivante :

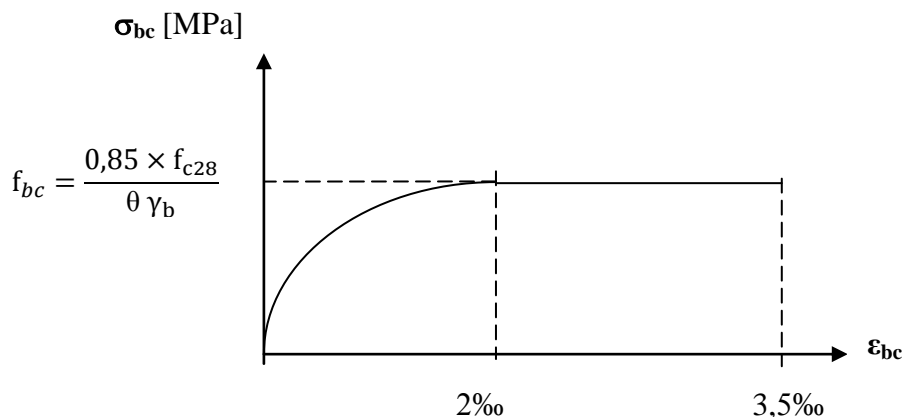


Fig.I.3 Diagramme simplifié contraintes-déformations du béton à l'ELU

❖ Interprétation de diagramme :

Le diagramme est constitué de deux parties :

- La première partie, est une courbe parabolique de déformation relative limitée à 2‰ (état élastique).
- La deuxième partie, est un rectangle (état plastique)

b. Etat limite de service (ELS) :(BAEL 91/Art4.2)

Ils correspondent aux états au delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ [MPa]} \longrightarrow (\text{BAEL 91/ Art 4.5.2})$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow \sigma_{bc} = 15\text{MPa à l'ELS}$$

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée sur la figure (I-2).

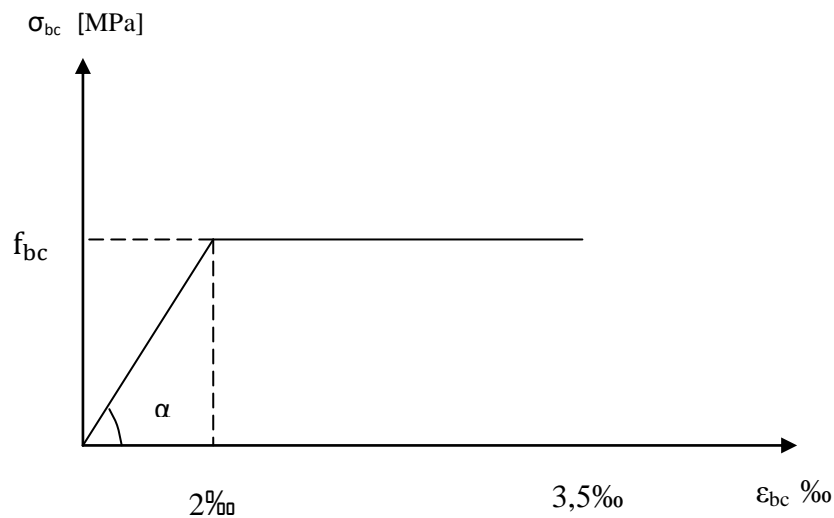


Fig.I.4 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

ε_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\tan \alpha = E_b = \text{constant}$ (module d'élasticité).

c. Contrainte limite ultime de cisaillement (BAEL 91/Art 5.1, 2.11)

La contrainte ultime du cisaillement du béton est :

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

Avec :

V_u : effort tranchant dans la section étudiée

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} \longrightarrow \text{pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\} \longrightarrow \text{pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

➤ Module d'élasticité

1. Module de déformation longitudinal du béton :

On distingue deux sortes de modules de déformations longitudinales selon la durée de l'application de la contrainte :

- ✓ Module de déformation longitudinale instantané du béton (Art A2.1, 21 BAEL)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa} \longrightarrow (\text{Art A. 2.1.21/ BAEL 91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{MPa} \longrightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{MPa.}$$

- ✓ Module de déformation longitudinale différée du béton (Art A2.1, 22 BAEL)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \longrightarrow (\text{Art A. 2.1.22/ BAEL 91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{MPa} \longrightarrow E_v = 10818,86 \text{MPa.}$$

2. Module de déformation transversale du béton

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

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson, $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$

$\Delta d / d$: Déformation relative transversale.

$\Delta L / L$: déformation relative longitudinale

b) Aciers:

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction et à la compression, elles sont associées au béton pour équilibrer les efforts de traction auxquelles le béton ne résiste pas.

Elles se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface, et dans notre projet, nous aurons à utiliser les deux types d'armatures suivant :

a. Les aciers en barres les hautes adhérences (FeE400) et les ronds lisses (FeE240) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400MPa et de 235MPa, respectivement.

b. Treillis soudé du type 520, avec une limite d'élasticité garantie de 520MPa. Nous définissons les aciers par :

1. Module d'élasticité longitudinal :

À l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le même Domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique donc le même module de Young :

$$E_s = 2,10^5 \text{MPa} \longrightarrow (\text{BAEL91/Art2.2, 1})$$

2. Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient du poisson des aciers est pris égal à **0,3**

3. Contraintes limites dans les aciers :**a) Contrainte limite ultime ELU**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

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

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \longrightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \longrightarrow \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 384 \text{MPa} \quad \text{pour situation courantes}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa} \quad \text{pour les situations accidentelles}$$

b) Contrainte limite de service ELS

Afin de réduire les risques de fissuration et éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les armatures tendue sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles de BAEL 91 on distingue trois cas de fissures :

✓ Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments intérieurs aucune vérification n'est nécessaire

$$\sigma_{st} = f_e \longrightarrow (\text{BAEL91/Art4.5, 32})$$

✓ Fissuration préjudiciable :

Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries il y a risque d'infiltration, donc la contrainte est limitée comme suite :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \right\} \longrightarrow (\text{BAEL91/Art4.5, 33})$$

✓ Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposé à un milieu agressif (eau de mer). Donc la contrainte est limitée comme suite :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \longrightarrow (\text{BAEL91/Art4.5, 34})$$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1,0$ pour les aciers ronds lisses RL

$\eta = 1,3$ pour les HA < 6 mm. .

$\eta = 1,6$ pour les adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm

(BAEL91/Art7.2.1)

4. Diagramme contrainte- déformation : (BAEL91/Art 2.2.2)

Le diagramme contrainte-déformation est illustré dans la figure (I-3).

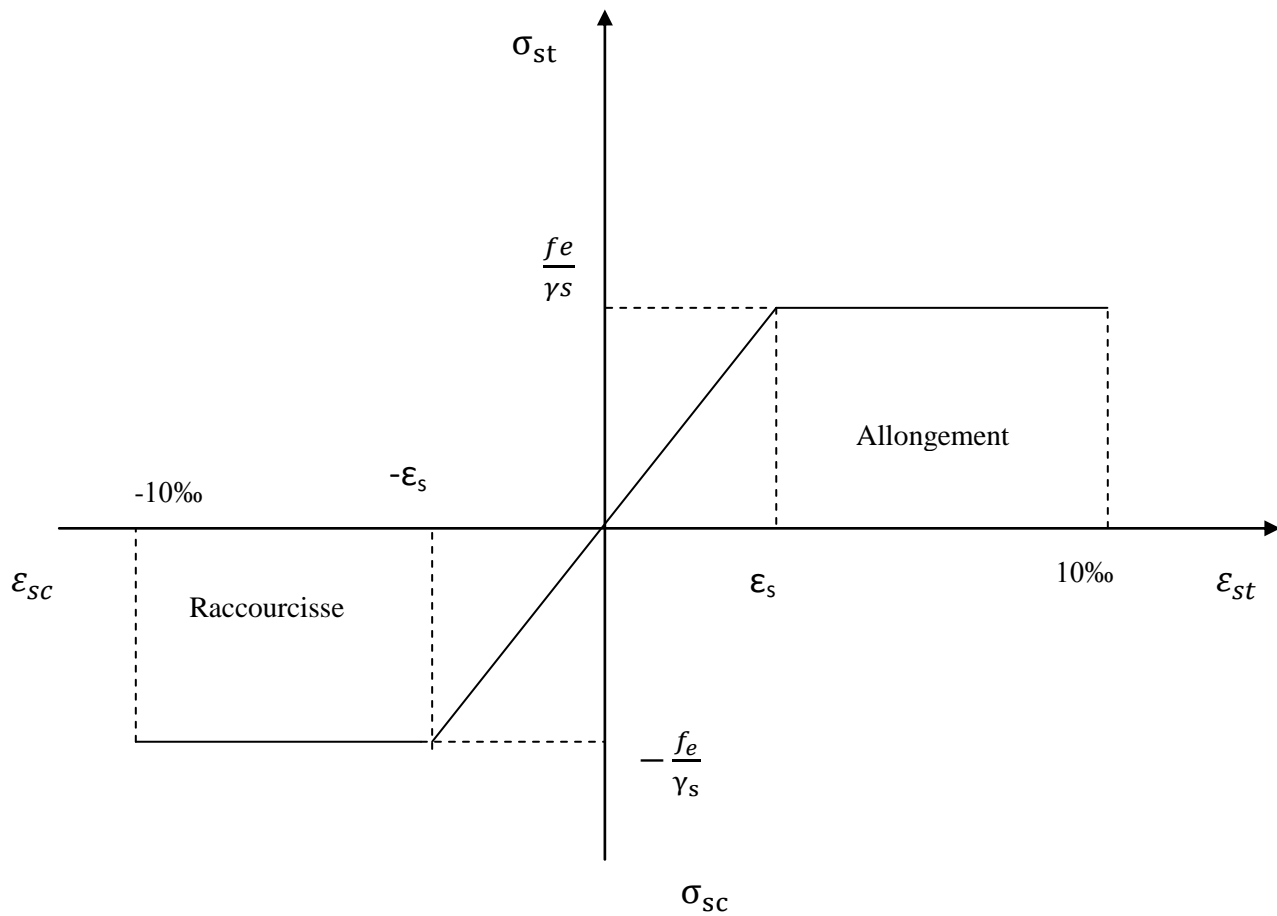


Fig.I.5 Diagramme contraintes déformations de l'acier

Afin d'éviter les effets des intempéries et autres agents agressifs sur les armateurs, il est nécessaires de les enrober par une épaisseur de béton (c) suffisantes qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

- $c \geq 5\text{cm}$, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $c \geq 3\text{cm}$, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $c \geq 1\text{cm}$, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

❖ Conclusion

Dans ce premier chapitre, nous avons défini tous les éléments que contient notre structure, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux qui seront utilisés lors de la construction, en respectant les règles du BAEL91/modifiées 99, et les règles parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003.

II. PREDEMENSIONNEMENT ET DESCENTES DE CHARGES

1. Introduction

Après avoir déterminé les caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux constituant nous passons au pré-dimensionnement des éléments qui a pour but de définir des sections de différents éléments résistants (Planchers, poutres, poteaux, voiles) pour arriver à déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'aciers et de béton.

Ce pré-dimensionnement se fait en respectant la recommandation en vigueur à savoir :

- Le RPA 99.
- Le CBA 93.
- Le BAEL 91.

❖ Remarque

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification.

2. Pré-dimensionnement des planchers

A. Les planchers

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à :

- ✓ Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs,
- ✓ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux,
- ✓ Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

1) Planchers à corps creux

Les planchers de notre projet sont constitués d'une dalle de compression, treillis soudés, corps creux (hourdis) reposant sur les poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \longrightarrow \text{(BAEL 91/Art .6.8, 424)}$$

Avec:

- L_{max} : portée libre de la plus longue travée.
- h_t : hauteur totale du plancher

Le RPA exige :

Min (b, h) \geq 30 cm en zone III

On prend min = 30 cm \longrightarrow $L_{\max} = 480 - 30 = 450$ cm

Par suite :

$$h_t \geq \frac{450}{22,5} = 20\text{cm}$$

Ainsi,

On a un plancher de $h_t = 20\text{cm}$; soit un plancher de (16+4)

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

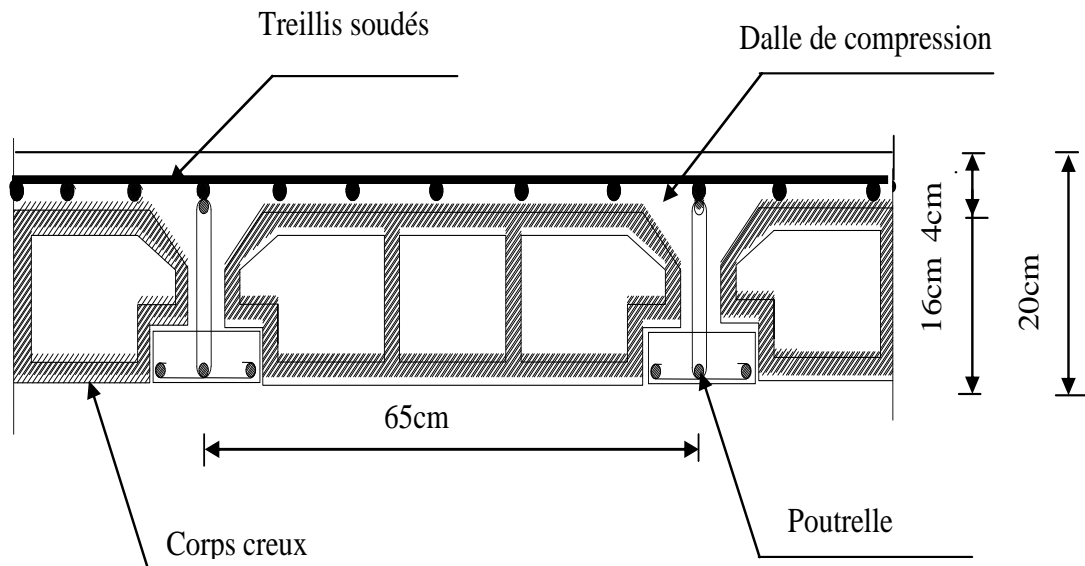


Fig.II.1 Coupe verticale du plancher

2) Plancher en dalles pleines

Ce sont des planchers minces dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 3 ou 4 appuis, ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- la résistance au feu,
- la résistance à la flexion,
- l'isolation acoustique.

B. Condition de la résistance a la flexion

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

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

Avec :

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : $L_0 = 1,25\text{m}$ $\longrightarrow e \geq 1,25/10 = 0,125\text{m}$

On adoptera une épaisseur $e_1 = 15\text{cm}$

C. Résistance au feu

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm $\longrightarrow e_2 = 11\text{ cm}$.

Donc : $e = \max(15,11)$

On adoptera une épaisseur de $e = 15\text{ cm}$.

3. Les Poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place. Leur rôle est de transmettre les charges et les surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux voiles)

D'après le : (RPA2003-Art 7-5-1), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

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

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{ hauteur de la poutre,} \\ b : \text{ largeur de la poutre,} \\ L : \text{ portée maximum entre nus.} \end{array} \right.$$

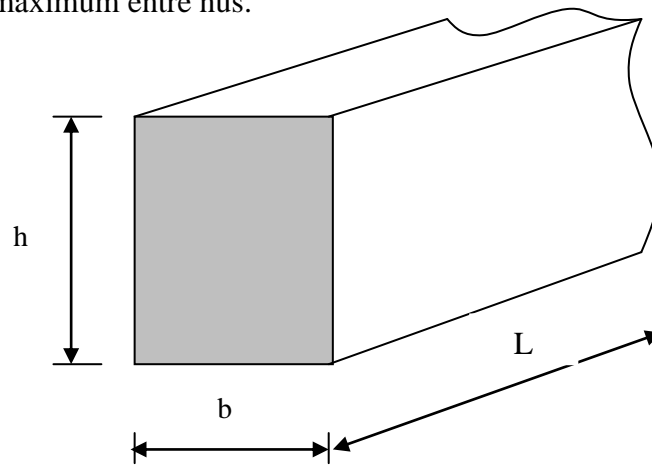


Fig.II.2

a. Poutres principales

Ce sont les poutres porteuses.

$$L = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad \longrightarrow \quad 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm} \quad \text{Soit } \mathbf{h = 40\text{cm}}$$

$$0,4 \times 35 \leq h \leq 0,7 \times 35 \quad \longrightarrow \quad 14\text{cm} \leq h \leq 24,5\text{cm} \quad \text{Soit } \mathbf{b = 30\text{cm}}$$

La section des poutres principales est : **(30 x 40)cm²**

b. Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chaînage :

$$L = 420 - 30 = 390 \text{ cm}$$

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \quad \longrightarrow \quad 26\text{cm} \leq h \leq 39\text{cm} \quad \text{Soit } \mathbf{h=30\text{cm}}$$

$$0,4 \times 30 \leq h \leq 0,7 \times 30 \quad \longrightarrow \quad 12\text{cm} \leq h \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit } \mathbf{b=30\text{cm}}$$

La section des poutres principales est : **(30 x 30) cm²**

c. Vérification des conditions exigées par le RPA

Les vérifications des conditions exigées par l'RPA sont montrées dans le tableaux suivant :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40cm	30cm	Condition vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30cm	30cm	Condition vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	1,33	1	Condition vérifiée

Tableau II.1 Vérification des conditions exigées par le RPA

❖ Conclusion

- Poutres principales (30×40) cm².
- Poutres secondaires (30×30) cm².

4. Les poteaux

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s : \text{effort normal repris par le poteau,} \\ G : \text{charge permanente,} \\ Q : \text{surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.} \end{array} \right.$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} \geq \frac{N_s}{S} \longrightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad / \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ [MPa]}$$

$$S \geq \frac{N_s}{0,6 f_{c28}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A : \text{Section du poteau considéré.} \\ N_s : \text{Effort normal revenant au poteau.} \\ B : \text{Contrainte admissible du béton à la compression simple.} \\ \bar{\sigma}_{bc} : \text{Contrainte admissible du béton a la compression simple.} \end{array} \right.$$

On a: $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

5. Descentes de charges

a. Surface d'influence

C'est la surface du plancher revenant au poteau.

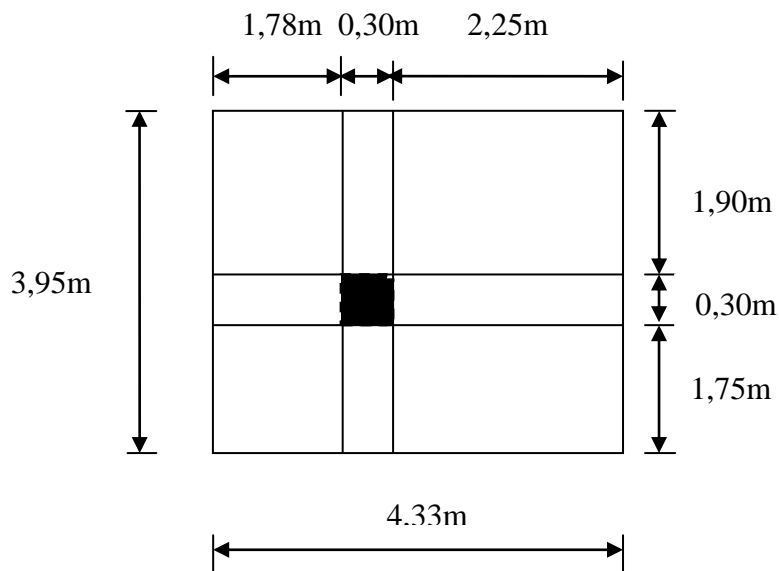


Fig.II.3 Surface d'influence

$$S = (1,90 \times 2,25) + (1,90 \times 1,78) + (1,75 \times 2,25) + (1,75 \times 1,78) = 14,71\text{m}^2.$$

b. Détermination des charges et surcharges

➤ Charges permanentes

1) Terrasse inaccessible

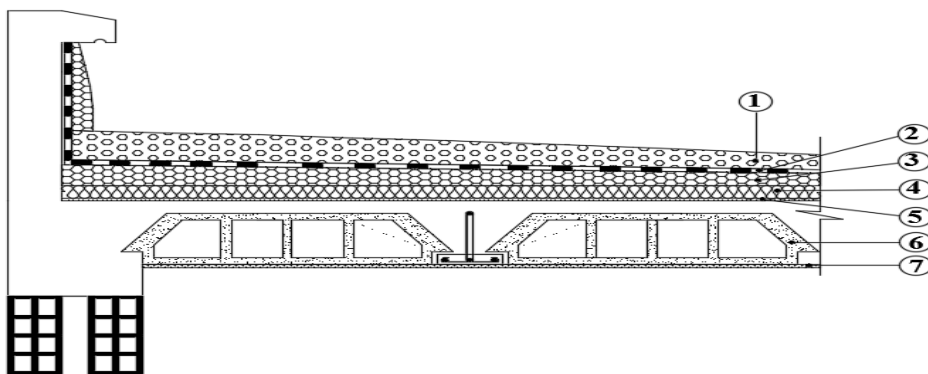


Fig.II.4 coupe d'un plancher terrasse

La charge permanente de la terrasse inaccessible est donnée dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	20	1,00
2	Étanchéité multicouche	0,02	06	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	/	0,01	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	04	0,16
6	Plancher en corps creux	0,2	14	2,8
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale G_{tot}				5,83

Tableau II.2 Détermination de la charge permanente de la terrasse inaccessible

2) Plancher courant

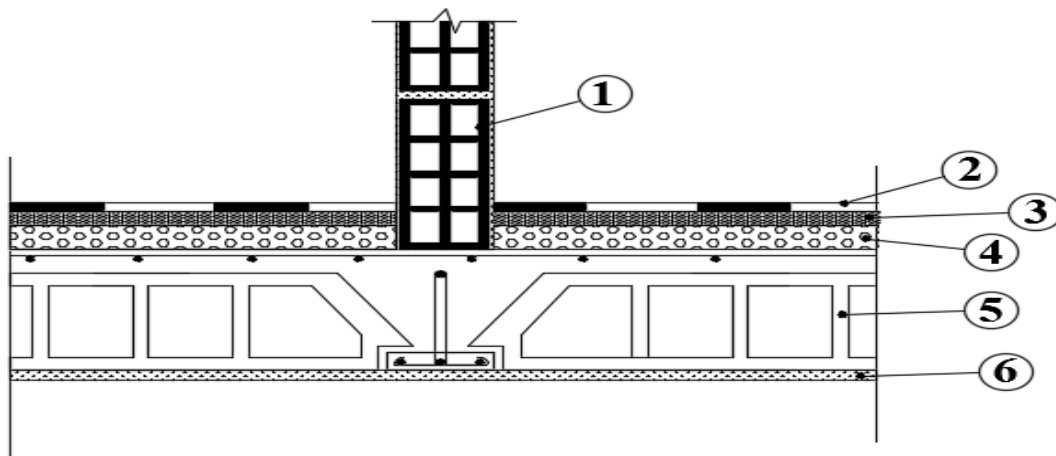


Fig.II.5 Coupe d'un plancher d'étage courant

La charge permanente du plancher d'étage courant est donnée dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Cloisons intérieures	0,10	09	0,90
2	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	22	0,44
4	Couche de sable	0,02	18	0,36
5	Plancher en corps creux	0,20	14	2,80
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale G_{tot}				5,10

Tableau II.3 Détermination de la charge permanente de l'étage courant

3) Dalle pleine

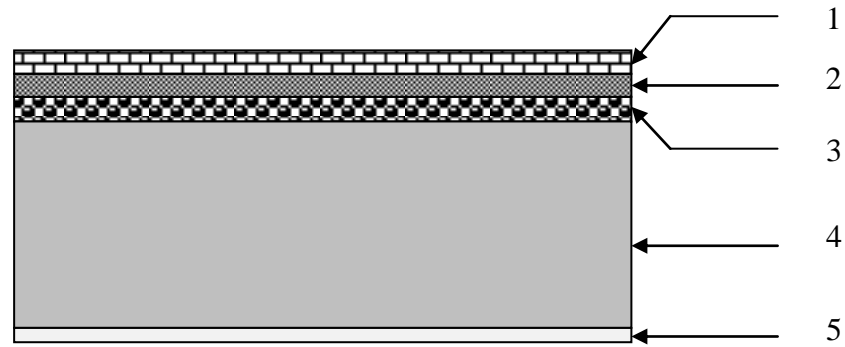


Fig.II.6 Coupe d'une dalle pleine

La charge permanente d'une dalle pleine est donnée dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente totale G_{tot}				5,35

Tableau II.4 Détermination de la charge permanente d'une dalle pleine

4) Murs de séparation entre les logements

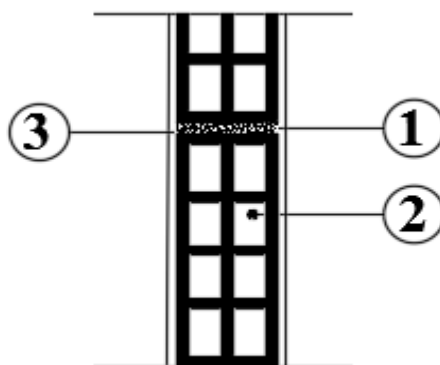


Fig.II.7 Coupe d'un mur simple parois

La charge permanente d'un mur de séparation est donnée dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Enduit-plâtre	0,02	10	0,20
2	Briques creuses	0,10	09	0,90
3	Enduit-plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale G_{tot}				1,30

Tableau II.5 Détermination de la charge permanente d'un mur de séparation

5) Murs extérieurs

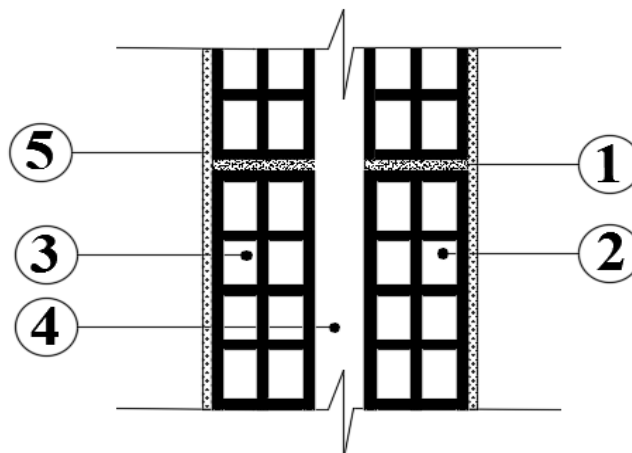


Fig.II.8 Coupe d'un mur simple double parois

La charge permanente d'un mur de séparation est donnée dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Enduit-ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	09	0,9
3	L'âme d'air	/	/	/
4	Briques creuses	0,10	09	0,9
5	Enduit-plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale G_{tot}				2,36

Tableau II.6 Détermination de la charge permanente d'un mur extérieure

➤ **Surcharge d'exploitation**

Les surcharges d'exploitation sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher à usage d'habitation	1,5
Dalle pleine	3,5

Tableau II.7 Les surcharges d'exploitations

➤ **Poids propre des éléments**

- **Plancher terrasse**

$$G_t = 14,71 \times 5,83 = 85,76 \text{ KN.}$$

- **Plancher courant**

$$G_c = 14,71 \times 5,10 = 75,02 \text{ KN.}$$

- **Poutres**

- ✓ **Poutres porteuses**

$$G_{pp} = (0,30 \times 0,35) (1,78 + 2,25) \times 25 = 10,58 \text{ KN.}$$

- ✓ **Poutres secondaires**

$$G_{pc} = (0,3 \times 0,3) (1,75 + 1,90) \times 25 = 8,21 \text{ KN}$$

Donc on aura: $G_{\text{ptot}} = G_{pp} + G_{pc} = 10,58 + 8,21 = 18,79 \text{ KN}$

- **Poteaux**

$$G_{pRDC} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,4 = 7,65 \text{ KN.}$$

$$G_{pc} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,10 = 6,975 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge d'exploitation**

- Plancher terrasse inaccessible :

$$Q_0 = 1,00 \times 14,71 = 14,71 \text{ KN.}$$

- Plancher à usage d'habitation :

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = 1,5 \times 14,71 = 22,07 \text{ KN.}$$

c. Dégression vertical des surcharges d’exploitation

D’après le règlement (DTR B.C.2.2) la loi de dégression des charges s’applique aux bâtiments à grand nombres de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérer comme indépendante. C’est le cas des bâtiments à usages d’habitations. Les niveaux occupe par les locaux industrielles ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d’étages intervenant dans la loi de dégression des charges.

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

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$

Les valeurs de coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ sont donnée dans le tableau suivant :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,750	0,714	0,687	0,666

Tableau II.8 les valeurs de coefficient $(\frac{3+n}{2n})$

Car les niveaux ne sont pas charge de la même manier.

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

$\Sigma_0 = Q_0$

$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

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

.

.

.

$\Sigma_n = Q_0 + (\frac{3+n}{2n}) \cdot \sum_{i=1}^n Q_j$ Pour $n \geq 5$

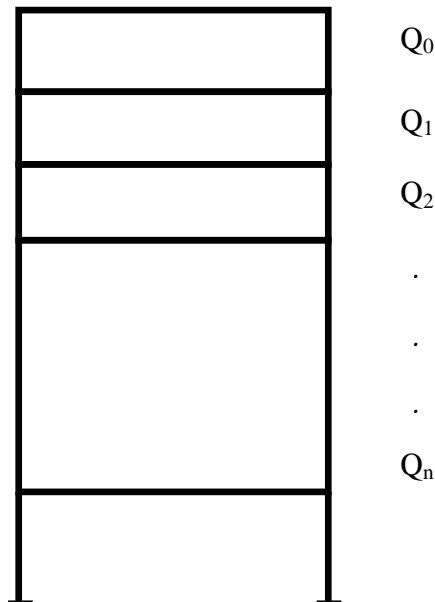


Fig.II.9 Dégression verticale des surcharges d’exploitation.

✓ Les Surcharges cumulées

Niveau 09 : $Q_0 = 14,71 \text{ KN}$.

Niveau 08 : $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 14,71 + 22,07 = 36,78 \text{ KN}$.

Niveau 07 : $Q_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 14,71 + 0,95 (2 \times 22,07) = 56,64 \text{ KN}$.

Niveau 06 : $Q_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14,71 + 0,90 (3 \times 22,07) = 74,3 \text{ KN}$.

Niveau 05 : $Q_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14,71 + 0,85 (4 \times 22,07) = 89,74 \text{ KN}$.

Niveau 04 : $Q_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14,71 + 0,80 (5 \times 22,07) = 102,99 \text{ KN}$.

Niveau 03 : $Q_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14,71 + 0,75 (6 \times 22,07) = 114,02 \text{ KN}$.

Niveau 02 : $Q_7 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14,71 + 0,714 (7 \times 22,07) = 125,01 \text{ KN}$.

Niveau 01 : $Q_8 = Q_0 + 0,687 (2Q_1 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 14,71 + 0,69 (8 \times 22,07) = 136 \text{ KN}$.

Niveau RDC : $Q_9 = Q_0 + 0,666 \times (8Q_1 + Q_9) = 14,71 + 0,666 \times (8 \times 22,07) = 146,98 \text{ KN}$.

La descente des charges est donnée dans le tableau suivant :

Niv	Charges permanentes [KN]					Surcharge d'exploitation [KN]		Efforts normaux $N = G_c + Q_c$ [KN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids du plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{tot}	G_{cum}	Q_i	Q_c		Section trouvée	Section adoptée
9	85,76	18,79	0,000	111,53	111,53	14,71	14,71	126,24	84,16	35×35
8	75,02	18,79	6,975	100,79	212,32	36,78	51,49	263,81	175,87	35×35
7	75,02	18,79	6,975	100,79	313,11	56,64	108,13	421,24	280,83	35×35
6	75,02	18,79	6,975	100,79	413,90	74,30	182,43	596,33	397,55	35×35
5	75,02	18,79	6,975	100,79	514,69	89,74	272,17	786,86	524,57	40×40
4	75,02	18,79	6,975	100,79	615,48	102,99	375,16	990,64	660,42	40×40
3	75,02	18,79	6,975	100,79	716,27	114,02	489,18	1205,45	803,63	40×40
2	75,02	18,79	6,975	100,79	817,06	125,01	614,19	1431,25	954,17	45×45
1	75,02	18,79	6,975	100,79	917,85	136	750,19	1668,04	1112,02	45×45
RDC	75,02	18,79	6,975	100,79	1018,6	146,98	897,17	1915,80	1277,20	45×45

Tableau II.9 récapitulatif de la descente de charges

▪ D'où les sections adoptées sont

- RDC, 1^{er}, 2^{ème} niveau → $45 \times 45 \text{ cm}^2$,
- Niveau 3, 4, 5 → $(40 \times 40) \text{ cm}^2$,
- Niveau 6, 7, 8, 9. → $(35 \times 35) \text{ cm}^2$,

❖ Remarque

La descente de charge ne tient pas en compte de l'effet du séisme donc on a majoré les sections des poteaux.

6. Les vérifications

➤ Vérification des conditions de l'RPA (ARTICLE 7.4.1)

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ en zone III.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Étages (1...9)} & h_e = 270\text{cm}, \\ \text{RDC} & h_e = 300\text{cm}, \end{array} \right.$$

✓ Etages 9.8.7.6

- $\text{Min}(b, h) = \min(35\text{cm}, 35\text{cm}) = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b, h) = 35\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{270}{20} = 13,5\text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

✓ Etages 5.4.3

- $\text{Min}(b, h) = \min(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{ cm} \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b, h) = 40 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{270}{20} = 13,5\text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

✓ Etage 2.1 .RDC

- $\text{Min}(b, h) = \min(45\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b, h) = 45\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{45}{45} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

❖ Conclusion :

Les sections des poteaux sont conformes aux exigences de l'RPA.

➤ Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 2003 page 110})$$

Avec λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement $L_f = 0,7 L_0$

L_0 : Distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; \quad \frac{ab^3}{12}$$

Avec

I : Moment d'inertie.

$B = a \times b =$ Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}}}{a.b} = \frac{0,7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

✓ Poteau du RDC (45×45) cm ²	$L_0 = 3,40\text{m} \longrightarrow$	$\lambda = 18,32 < 35$	vérifiée.
✓ Poteau du 1, 2 (45×45) cm ²	$L_0 = 3,10\text{m} \longrightarrow$	$\lambda = 16,70 < 35$	vérifiée.
✓ Poteaux du 3, 4, 5 (40×40) cm ² ,	$L_0 = 3,10\text{m} \longrightarrow$	$\lambda = 18,79 < 35$	vérifiée.
✓ Poteau du 6, 7, 8, 9 (35×35) cm ² ,	$L_0 = 3,10\text{m} \longrightarrow$	$\lambda = 21,47 < 35$	vérifiée.

❖ Conclusion :

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

7. Les voiles

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article 7.7.1 [RPA2003].
L'épaisseur (e) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15cm. Dans notre structure, on dispose de deux formes de voiles.

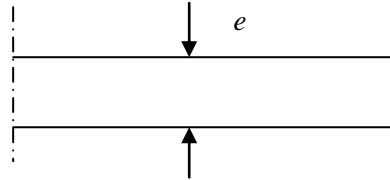


Fig.II.10 schéma des voiles

- **L'épaisseur des voiles**

Dans notre projet la hauteur max d'étages $h_e = 340$ cm

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

Par suite :

$$e \geq \frac{340}{20} = 17\text{cm}$$

Enfin on adopte une épaisseur de 20cm pour tous les voiles.

$$e = 20\text{cm}$$

- **Largeur minimale du voile**

La largeur minimale l_{\min} du voile devra satisfaire la condition

$$L_{\min} \geq 4e.$$

- $4e = 80\text{cm}$
- $L_{\min} = 150 \text{ cm} \geq 4e.$

III. CALCUL DES ELEMENTS

Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non-structuraux : l'acrotère, les escaliers, poutre palière, la dalle salle machine, les planchers.

III.1 L'ACROTÈRE

1. La définition de l'acrotère et son rôle :

Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse.

Son rôle est d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible

L'acrotère est sollicitée par :

- Un effort normal G dû à son poids propre,
- Un effort horizontal Q (non pondéré) dû à la main courante engendrant un moment de renversement M .

Le calcul se fera en flexion composée à l'ELU et à l'ELS pour une bande de 1m de largeur dans la section d'encastrement.

2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

Hauteur : $h = 60\text{cm}$

La surface : $S = 0,068\text{m}^2$

L'épaisseur : $h_0 = 10\text{cm}$

L'enrobage $c = 3\text{cm}$

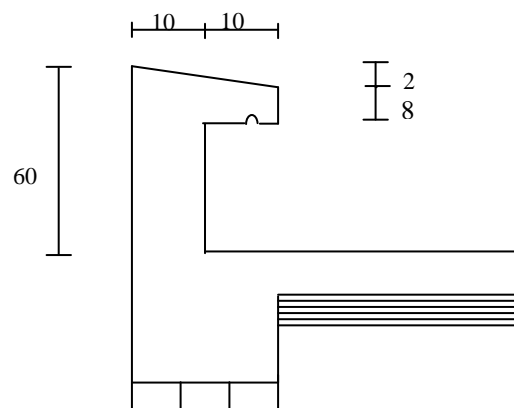


Fig. III 1.1 : coupe verticale de l'acrotère

3. Détermination des sollicitations

✓ Chargement :

$$G = \rho_b \times S$$

On a :

$$\rho_b = 25\text{KN/m}^3. \text{ (La masse volumique du béton)}$$

$$S = \left[(0,5 \times 0,1) + (0,08 \times 0,2) + \left(\frac{0,02 \times 0,2}{2} \right) \right] = 0,068\text{m}^2$$

$$G = 25 \times 0,068 = 1,7\text{KN/ml}$$

Donc

Le poids propre de l'acrotère : $G = 1,7\text{KN/ml}$

Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1,0\text{KN/ml}$

✓ Les sollicitations :

Effort normal du au poids propre : $N_G = G \times 1\text{ml} = 1,7 \times 1\text{ml} = 1,7\text{KN}$

Effort tranchant : $T_Q = Q \times 1\text{ml} = 1 \times 1\text{ml} = 1,0\text{KN}$

Moment de renversement du à la surcharge Q : $M_Q = Q \times 1\text{ml} \times H = 1 \times 1\text{ml} \times 0,6 = 0,6\text{KN.m}$

4. Combinaisons de charges

➤ A L'ELU: $1,35G + 1,5Q$ (BAEL 91/ART A.3.2.2, 1)

L'effort de compression : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,7 = 2,30\text{KN}$.

L'effort tranchant du à la main courante: $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN}$.

Moment de flexion du à Q : $M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9\text{KN.m}$

➤ A L'ELS: $G + Q$ (BAEL 91/ART A.3.3.3)

L'effort de compression : $N_s = G = 1,7\text{KN}$.

L'effort tranchant du à la main courante: $T_s = Q = 1\text{KN}$.

Moment de flexion du à Q : $M_s = M_Q = 0,6\text{KNm}$.

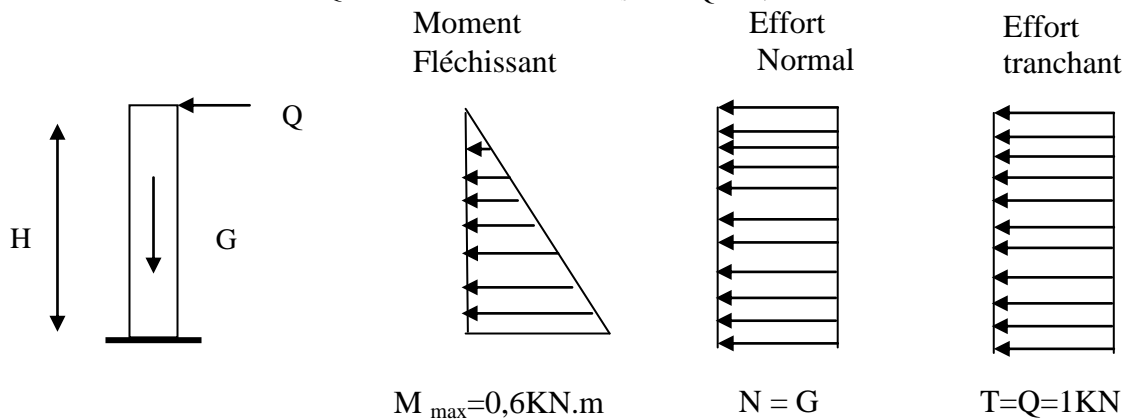


Fig. III.1.2 Schéma statique

5. Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire d'une hauteur ($h = 10\text{cm}$) et d'une largeur ($b = 100\text{cm}$). Le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .

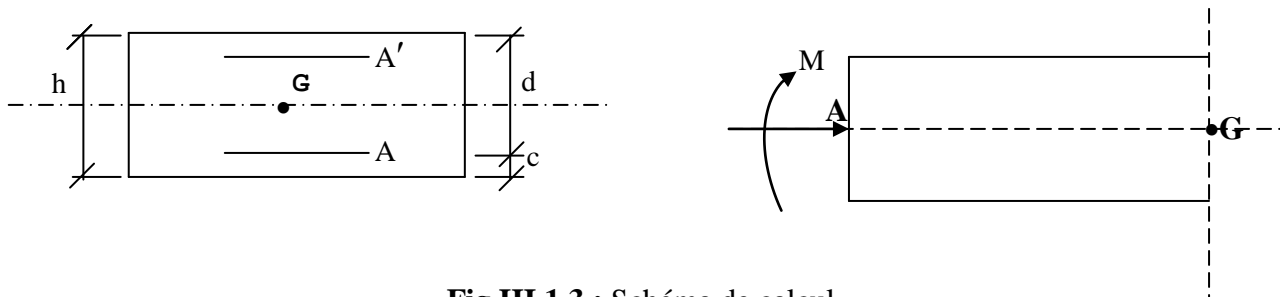


Fig.III.1.3 : Schéma de calcul

Avec :

h : épaisseur de la section

c : la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

d : $h-c$: hauteur utile.

M_f : moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

1) Calcul a l'ELU:

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,30} = 0,39\text{m} = 39\text{cm}$$

Avec :

M_u : moment du à un effort de compression.

N_u : effort de compression.

e_u : l'excentricité

$\frac{h}{2} - c$: La distance entre le centre de gravite de la section et le centre de gravite des armatures tendue

Donc :

$$e_u = 39\text{cm} > 2\text{cm}$$

Le centre de pression se trouve a l'extérieur de la section limitée par les armatures donc la section est partiellement comprimée (SPC)

✓ **Calcul en flexion simple :****a. Calcul du moment fictif:**

$$M_f = N_u \times a \quad \text{avec} \quad a = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_f = 2,3 \times \left[0,39 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,03\right)\right]$$

$$M_f = 0,943 \text{KN.m}$$

b. Calcul des armatures fictives:

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,943 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0103 < \mu = 0,392$$

La section est simplement armée. Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires

$$\mu = 0,0103 \longrightarrow \beta = 0,995$$

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

Avec :

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

A.N :

$$A_f = \frac{0,943 \times 10^6}{0,995 \times 80 \times 348} = 0,34 \text{cm}^2$$

✓ **Calcul en flexion composée :****a. Calcul des armatures réelles :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

A.N :

$$A = 0,34 - \frac{2,3 \times 10^3}{348 \times 10^2} = \frac{0,273 \text{cm}^2}{\text{ml}}$$

On opte pour : 4HA8/ml soit $A_r = 2,01 \text{cm}^2$

Avec un espacement : $S_t = 25 \text{cm}$.

b. Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4}$$

$$A_r = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{cm}^2$$

On opte pour : 4HA8/ml soit $A_r = 2,01 \text{cm}^2$

Ces armatures sont réparties sur 60 cm de hauteur, avec un espacement : $S_t = 18 \text{cm}$.

6. Vérification à l'ELU:

➤ Condition de non fragilité : (BAEL91/Art-4.2,2)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec :} \quad e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,6}{1,7} = 0,35m$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,96\text{cm}^2$$

On a $A = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,96\text{cm}^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.2)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

On a :

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

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,019\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/Art 6.1,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1.5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)

1.0 : pour les barres rondes lisse (R.L)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum U_i = n\phi\pi$ ou (n) le nombre de barre ;

$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,04\text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,4} = 0,21 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,21 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = 40\phi = 40 \times 8 = 32 \text{cm} \longrightarrow L_s = 35 \text{cm}$$

➤ **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 30 \text{cm} \longrightarrow \text{soit } S_t = 25 \text{cm}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 30 \text{cm} \longrightarrow \text{soit } S_t = 15 \text{cm}$$

7. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée préjudiciable. Dans ce cas, on doit vérifier que :

- Les contraintes dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$.
- Les contraintes dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a. Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \right\}$$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$ pour les barres rondes lisse (RL).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max \left\{ 0,5 \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \right\} \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266,66; 201,63\} \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa}$$

On a :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}; \quad \beta_1 \text{ En fonction de } \rho$$

Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{100 A}{bd}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\longrightarrow \beta_1 = 0,920 \quad \longrightarrow K_1 = 47,50$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{201 \times 0,920 \times 80} = 40,56 \text{ MPa}$$

On a :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

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

On a aussi :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40,56}{47,50} = 0,85 \text{ MPa}$$

On a :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques a l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{ (RPA99 version 2003/Art6.2.3)}$$

Si:

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

Dans ce cas : (zone III) $\longrightarrow A = 0,25$ (tableau 4-1 ; RPA 99+addenda).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.

Soit :

$C_p = 0,8$ car on a un élément en console (0,3 pour les autres éléments : murs, cloisons).

W_p : Poids propre de l'acrotère = 1,7 KN/ml.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,7 = 1,36 \text{ KN/ml} > Q = 1 \text{ KN/ml.} \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on doit calculer l'acrotère au séisme.

8. Calcul au séisme :

✓ Calcul des sollicitations sous F_p :

Effort normal du au poids propre : $N_G = G \times 1\text{ml} = 1,7 \times 1\text{ml} = 1,7\text{KN}$

Effort tranchant : $T = F_p \times 1\text{ml} = 1,36 \times 1\text{ml} = 1,36\text{KN}$

Moment de renversement du à la surcharge Q :

$$M = F_p \times 1\text{ml} \times H = 1,36 \times 1\text{ml} \times 0,6 = 0,816\text{KN.m}$$

✓ Combinaisons de charges :

- A L'ELU: $1,35G + 1,5Q$

L'effort de compression : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,7 = 2,30\text{KN}$.

L'effort tranchant du à la main courante: $T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 1,36 = 2,04\text{KN}$.

Moment de flexion due à Q: $M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,816 = 1,224\text{KN.m}$

- A L'ELS: $G + Q$

L'effort de compression : $N_s = G = 1,7\text{KN}$.

L'effort tranchant du à la main courante: $T_s = F_p = 1,36\text{KN}$.

Moment de flexion du à Q: $M_s = M = 0,816\text{KN.m}$.

A. Calcul a l'ELU:

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,224}{2,30} = 0,53\text{m} = 53\text{cm}$$

Avec :

M_u : moment dus a un effort de compression.

N_u : effort de compression.

e_u : l'excentricité

$\frac{h}{2} - c$: La distance entre le centre de gravite de la section et le centre de gravite des armatures tendues

Donc :

$$e_u = 53\text{cm} > 2\text{cm}$$

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

✓ **Calcul en flexion simple :**

a. Calcul du moment fictif:

$$M_f = N_u \times a \quad \text{avec} \quad a = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_f = 2,3 \times \left[0,53 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,03\right)\right]$$

$$M_f = 1,265\text{KN.m}$$

b. Calcul des armatures fictives:

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,265 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0103 < \mu = 0,392$$

La section est simplement armée. Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires

$$\mu = 0,014 \longrightarrow \beta_u = 0,993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

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

A.N :

$$A_f = \frac{1,265 \times 10^6}{0,994 \times 80 \times 348} = 0,45\text{cm}^2$$

✓ **Calcul en flexion composée :**

a. Calcul des armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

A.N :

$$A = 0,45 - \frac{2,3 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,38\text{cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour : 5HA8/ml soit $A_r = 2,51\text{cm}^2$

Avec un espacement : $S_t = 25\text{cm}$.

b. Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4}$$

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,63\text{cm}^2$$

On opte pour : 4HA8/ml soit $A_r = 2,01\text{cm}^2$

Ces armatures sont réparties sur 60 cm de hauteur, avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$.

B. Vérification à l'ELU:

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec :} \quad e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,6}{1,7} = 0,35\text{m}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,96\text{cm}^2$$

On a $A = 2,51\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,96\text{cm}^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

On a :

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

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,019\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/Art 6.1,3)**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1.5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)

1.0 : pour les barres rondes lisse (R.L)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum U_i = n\phi\pi$ ou (n) le nombre de barre ;

$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56\text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 125,6} = 0,17\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,17\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = 40\phi = 40 \times 8 = 32\text{cm} \longrightarrow L_s = 35\text{cm}$$

➤ **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 30\text{cm} \longrightarrow \text{soit } S_t = 25\text{cm}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 30\text{cm} \longrightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

C. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée préjudiciable. Dans ce cas, on doit vérifier que :

- Les contraintes dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$.
- Les contraintes dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a. Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \right\}$$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$ pour les barres rondes lisse (RL).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max \left\{ 0,5 \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \right\} MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66; 201,63 \} MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 MPa$$

On a :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}; \quad \beta_1 \text{ En fonction de } \rho$$

Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{100 A}{bd}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,314$$

$$\longrightarrow \beta_1 = 0,912 \quad \longrightarrow K_1 = 41,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{251 \times 0,912 \times 80} = 32,76 MPa$$

On a :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

On a aussi :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{31,76}{41,82} = 0,78 MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

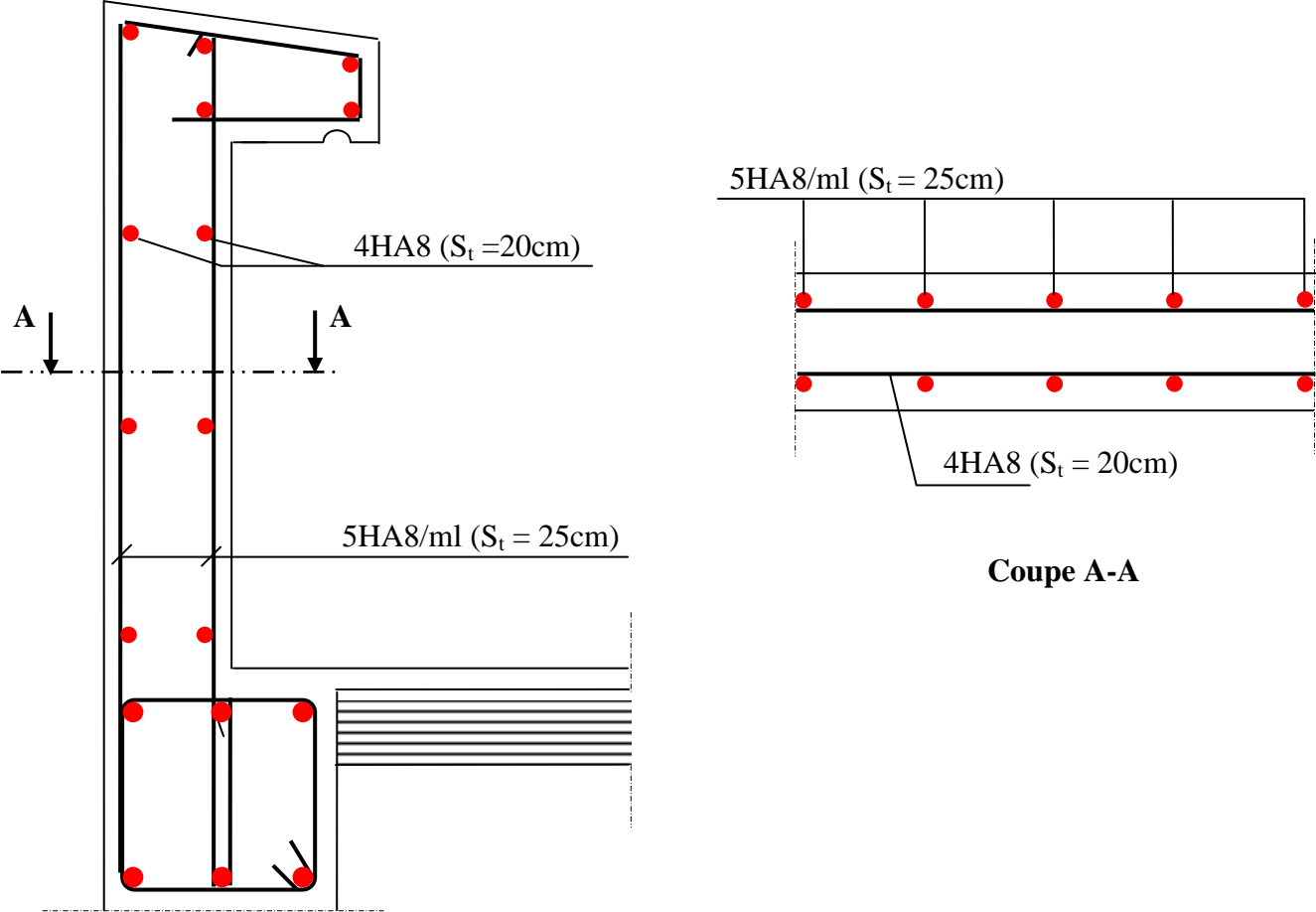


Fig.III.1.4 : Ferrailage de l'acrotère

III.2 ESCALIERS

1. Définitions

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant l'accès verticale entre les différents étages de la structure, il est composé de palier et de volées (paillasse) assimilé dans le calcul à des poutres isostatiques calculées à la flexion simple soumise à son poids propre et aux surcharges.

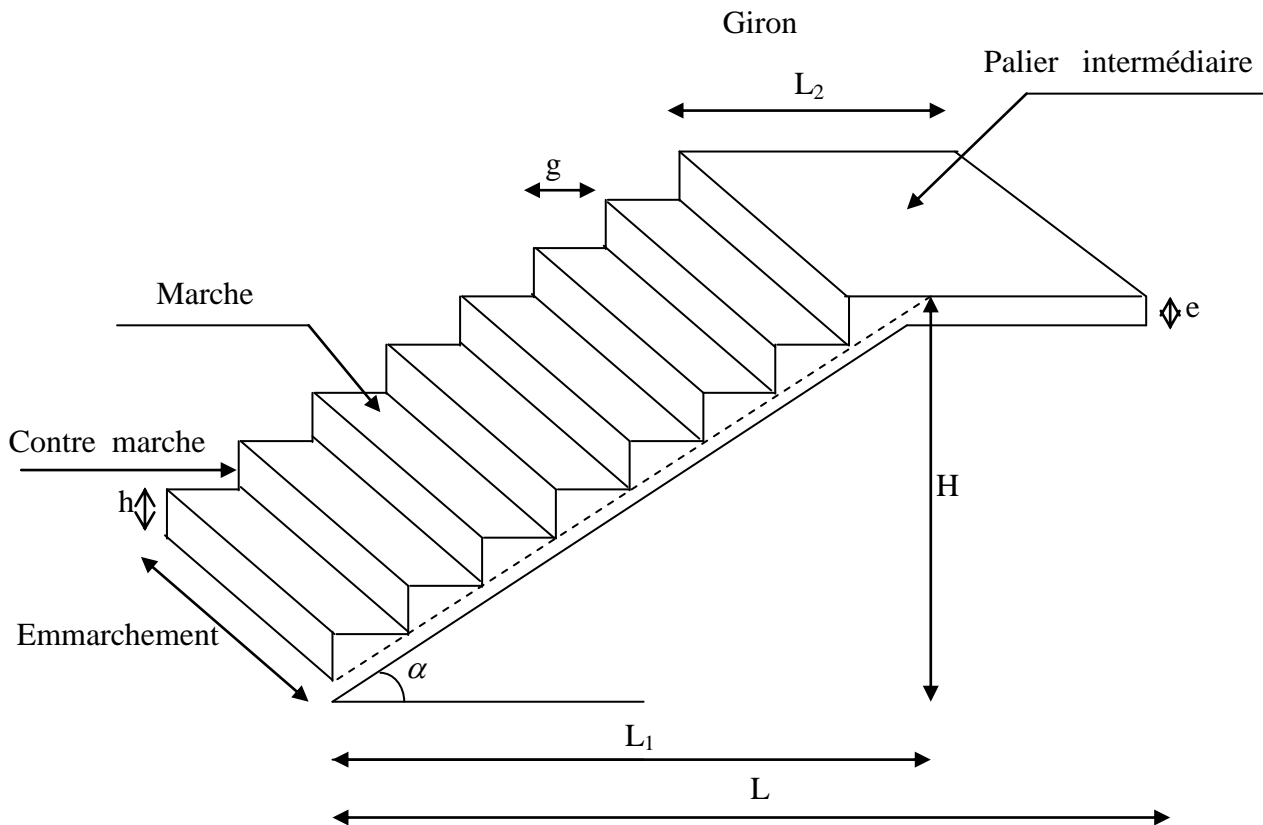


Fig.III.2.1 Schéma statique de l'escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondis.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme de repos entre deux volées de chaque étage.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé comportant les marches et les contre marches.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.

- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier

❖ **NB :**

Pour nos calculs, on prend le cas du RDC.

2. Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) giron et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL, qui est la suivante :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

h: varie de 14 à 20 cm (17 en moyenne).

g: varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

a. Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche **h = 17 cm**.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = \mathbf{10 \text{ contre marches.}}$$

b. Nombre de marches

$$M = n - 1 = 10 - 1 = \mathbf{9 \text{ marches}}$$

c. Emmarchement

$$E = \mathbf{1,95m.}$$

d. calcul de giron:

il est calculé comme suite :

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{9} = \mathbf{27cm}$$

✓ Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h = 61 \leq 65 \text{ cm}$$

—————> **La relation est vérifiée**

e. Étude de la paillasse :

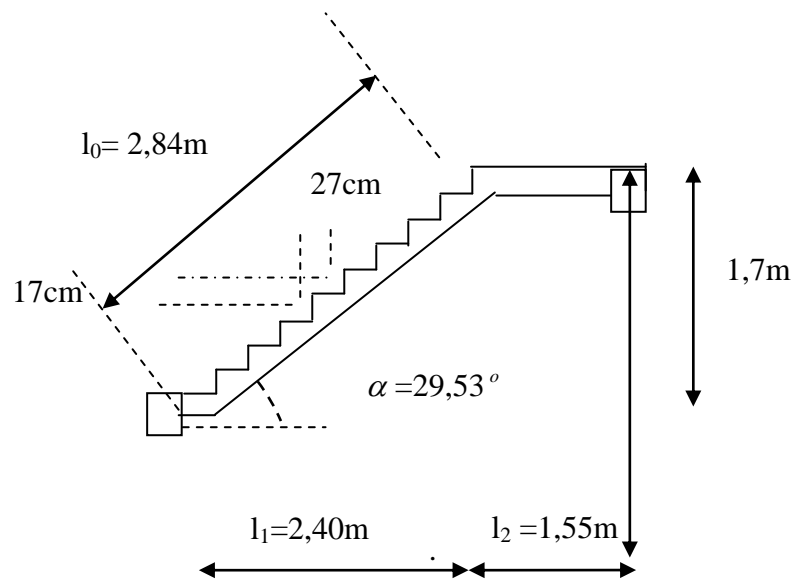


Fig.III.2.2 Coupe verticale de la paillasse d'étage courant.

La profondeur du palier de repos $l_2 = 1,55\text{m}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{27} = 0,629 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 32,2^\circ$$

➤ Calcul de la longueur réelle de la paillasse :

$$l_0 = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos 32,2} = 2,84\text{m}$$

$$L_0 = l_0 + l_2 = 2,84 + 1,55 = 4,39\text{m}$$

➤ Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \longrightarrow \quad \frac{4,39}{30} \leq e_p \leq \frac{4,39}{20} \quad \longrightarrow \quad 14,63\text{cm} \leq e_p \leq 21,95\text{cm}.$$

On prend une épaisseur $e_p = 20\text{cm}$.

3. Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse nous pourrions admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse, le calcul alors se fait pour une bande de 1 ml de largeur de projection horizontale et d'une longueur

$L = 2,40 + 1,55 = 3,95\text{m}$ et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple

1) Charges permanentes

▪ Volée

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Carrelage	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Marche	0,17/2	25	2,125
Garde corps	/	/	0,2
Paillasse	Ep/cosa	25	5,91
G_{tot}=			9,755

Tableau III.1.1: Charges permanentes de la volée

▪ Le palier

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Carrelage	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA	0,2	25	5
G_{tot}=			6,52

Tableau III.2.2 : Charges permanentes de palier

2) Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est de :

$$Q = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

4. Calcul à l'ELU :

a. Combinaison de charge

✓ Palier

$$q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 12,552\text{KN/ml}$$

✓ Volée

$$q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 9,755 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 16,92\text{KN/ml}$$

b. Calcul des réactions d'appuis

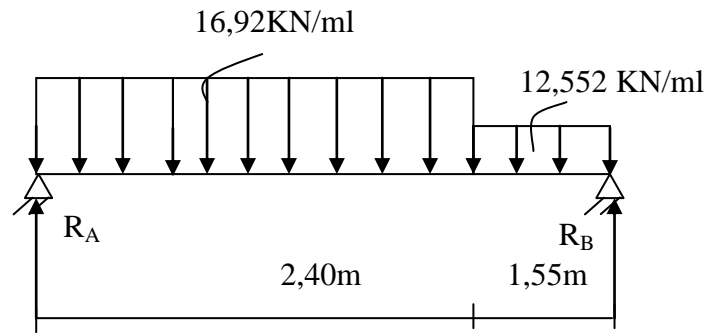


Fig.III.2.3 Schéma statique à l'ELU

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Sigma M/A = (R_B \times 3,95) - (16,92 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2}) - [12,552 \times 1,55 \times (\frac{1,55}{2} + 2,4)] = 0$$

$$\Sigma M/A = (R_B \times 3,95) - 48,73 - 61,77 = 0 \quad \longrightarrow \quad R_B = 27,97 \text{ KN}$$

$$\Sigma F = 0$$

$$\Sigma F = R_A + R_B - (16,92 \times 2,40) - (12,552 \times 1,55) = 0$$

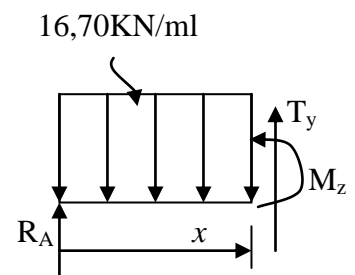
$$R_A = 60,06 - R_B = 60,06 - 27,97 \quad \longrightarrow \quad R_A = 32,09 \text{ KN}$$

c. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

$$T_y = 16,92x - 32,09 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_y = -32,09 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 8,51 \text{ KN} & \text{pour } x = 2,4 \text{ m} \end{cases}$$

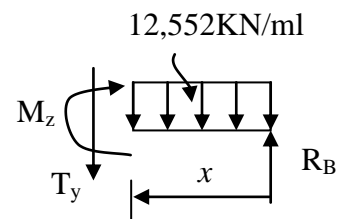
$$M_z = -16,92 \frac{x^2}{2} + 32,09x \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 28,28 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2,4 \text{ m} \end{cases}$$



- 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,55 \text{ m}$

$$T_y = -12,552x + 27,97 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_y = 27,97 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ T_y = 8,51 \text{ KN} & \text{pour } x = 1,55 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -12,552 \frac{x^2}{2} + 27,97x \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 28,28 \text{ KNm} & \text{pour } x = 1,55 \text{ m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \longrightarrow -16,92x + 32,09 = 0$$
$$\longrightarrow x = 1,896\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,896\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{\max} = -16,92 \frac{(1,896)^2}{2} + 32,09(1,896)$$
$$\longrightarrow M_z^{\max} = 30,43\text{KN.m}$$

❖ Remarque

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées.

- Aux appuis :

$$M_u^a = -0,3.M_z^{\max} = -0,3 \times 30,43 = -9,129\text{KN.m}$$

- en travées :

$$M_u^t = 0,85.M_z^{\max} = 0,85 \times 30,43 = 25,866\text{KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

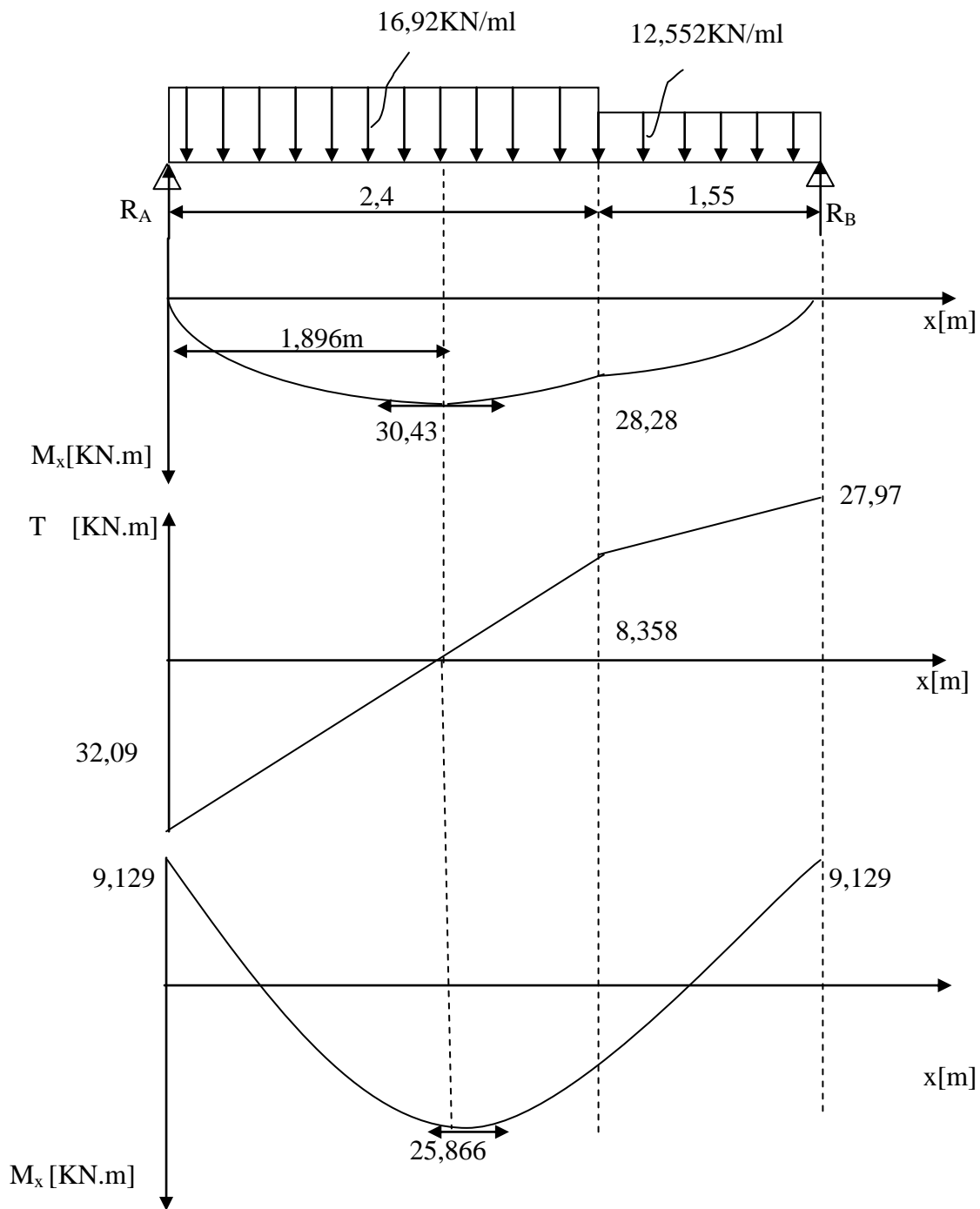


Fig.III.2.4 Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

5. Ferrailage

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une section de ($1m^2$) en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100\text{cm}, \quad h = 20\text{cm}, \quad d = 17\text{cm}, \quad c = 3\text{cm}, \quad h = d + c$$

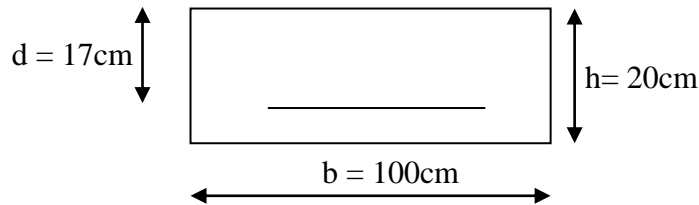


Fig.III.2.5 Section droite de la paillasse à étudié

A. Armatures principales

➤ Aux appuis

Nous avons aux $M_u^a = 9,129\text{KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9129}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,0220 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9128}{0,989 \times 17 \times 348} = 1,56\text{cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 ($A_a = 3,93\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

➤ En travées

$M_u^t = 25,609\text{KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{25866}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,063 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,063 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0,9675$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25609}{0,967 \times 17 \times 348} = 4,47\text{cm}^2$$

On opte pour : 5HA12/ml ($A_t = 5,65\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

B. Armatures de répartition

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA8 ($A_r = 2,51 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

6. Vérifications à l'ELU

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

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{B}{1000}, 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,025 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,052 \text{ cm}^2$

- En travées : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,052 \text{ cm}^2$

—————> **La condition est vérifiée**

✓ **Espacement des barres :**

- **Armatures principales**

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$
 - En travées : $e = 25 \text{ cm}$ } $< \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ —————> **condition vérifiée.**

- **Armatures de répartition**

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$
 - En travées : $e = 25 \text{ cm}$ } $< \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ —————> **condition vérifiée.**

✓ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant** (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

$$T_{u \max} = 32,09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{32090}{1000 \times 170} = 0,188 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$\tau_u = 0,192 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ —————> **condition vérifiée.**

✓ **Justification des sections d'appuis** (Art 5-1-3)

$$A_s \geq \frac{T_u^{\max}}{f_u} = \frac{32090}{348 \times 100} = 0,992 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,922 \text{ cm}^2 < A_a = 3,93 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres** (BAEL 91, Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1,5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)

1,0 : pour les barres rondes lisse (R.L)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi$ ou (n) le nombre de barre ;

$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{32090}{0,9 \times 170 \times 188,4} = 1,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Ancrage des barres** (A-6-1-23)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

Forfaitairement : $L_s = 40 \cdot \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_c = 0,4 L_s$

$$L_c = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm} \longrightarrow L_a = 20 \text{ cm}$$

7. Calcul à l'ELS

a. Combinaison de charge

- Palier :
 $q_{sp} = G_p + Q = 6,52 + 2,5 = 9,02 \text{ KN/ml}$
- Volée :
 $q_{sv} = G_v + Q = 9,755 + 2,5 = 12,255 \text{ KN/ml}$

b. Calcul des réactions aux appuis

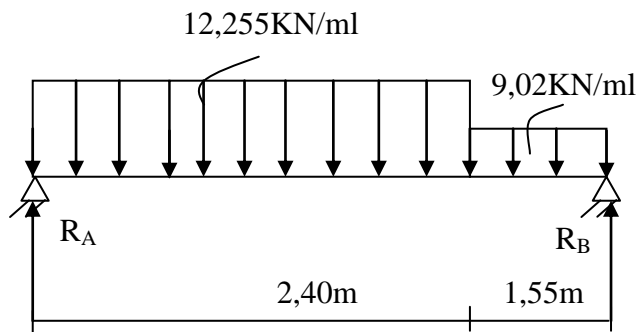


Fig.III.2.6 Schéma statique à l'ELS

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Sigma M/A = (R_B \times 3,95) - (12,255 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2}) - [9,02 \times 1,55 \times (\frac{1,55}{2} + 2,40)] = 0$$

$$\Sigma M/A = (R_B \times 3,95) - 35,29 - 44,389 = 0 \quad \longrightarrow \quad R_B = 20,17 \text{ KN}$$

$$\Sigma F = 0$$

$$\Sigma F = R_A + R_B - (12,255 \times 2,40) - (9,02 \times 1,55) = 0$$

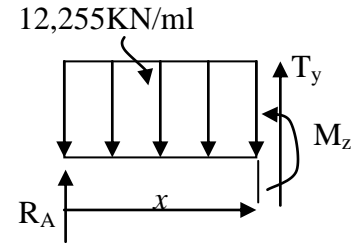
$$R_A = 43,393 - R_B = 43,009 - 20,17 \quad \longrightarrow \quad R_A = 23,223 \text{ KN}$$

c. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants

- 1^{er} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,4 \text{ m}$:

$$T_y = 12,255x - 23,223 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -23,223 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 6,18 \text{ KN} & \text{pour } x = 2,4 \text{ m} \end{cases}$$

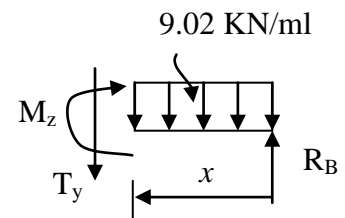
$$M_z = -12,255 \frac{x^2}{2} + 23,223x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 20,44 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2,4 \text{ m} \end{cases}$$



- 2^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,55 \text{ m}$:

$$T_y = -9,02x + 20,17 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 23,223 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 6,18 \text{ KN} & \text{pour } x = 1,55 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -9,02 \frac{x^2}{2} + 20,17x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 20,44 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1,55 \text{ m} \end{cases}$$



Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \longrightarrow -12,255x + 23,223 = 0$$

$$\longrightarrow x = 1,895 \text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : 1,895m

D'où :

$$M_z^{\max} = -12,255 \times \frac{(1,895)^2}{2} + 23,223(1,895)$$

$$\longrightarrow M_s^{\max} = 22 \text{ KN.m}$$

❖ Remarque

pour tenir compte des encastrement partiel aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées

- Aux appuis :

$$M_s^a = -0,3.M_z^{\max} = -0,3 \times 22 = 6,6 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_s^t = 0,85.M_z^{\max} = 0,85 \times 22 = 18,7 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

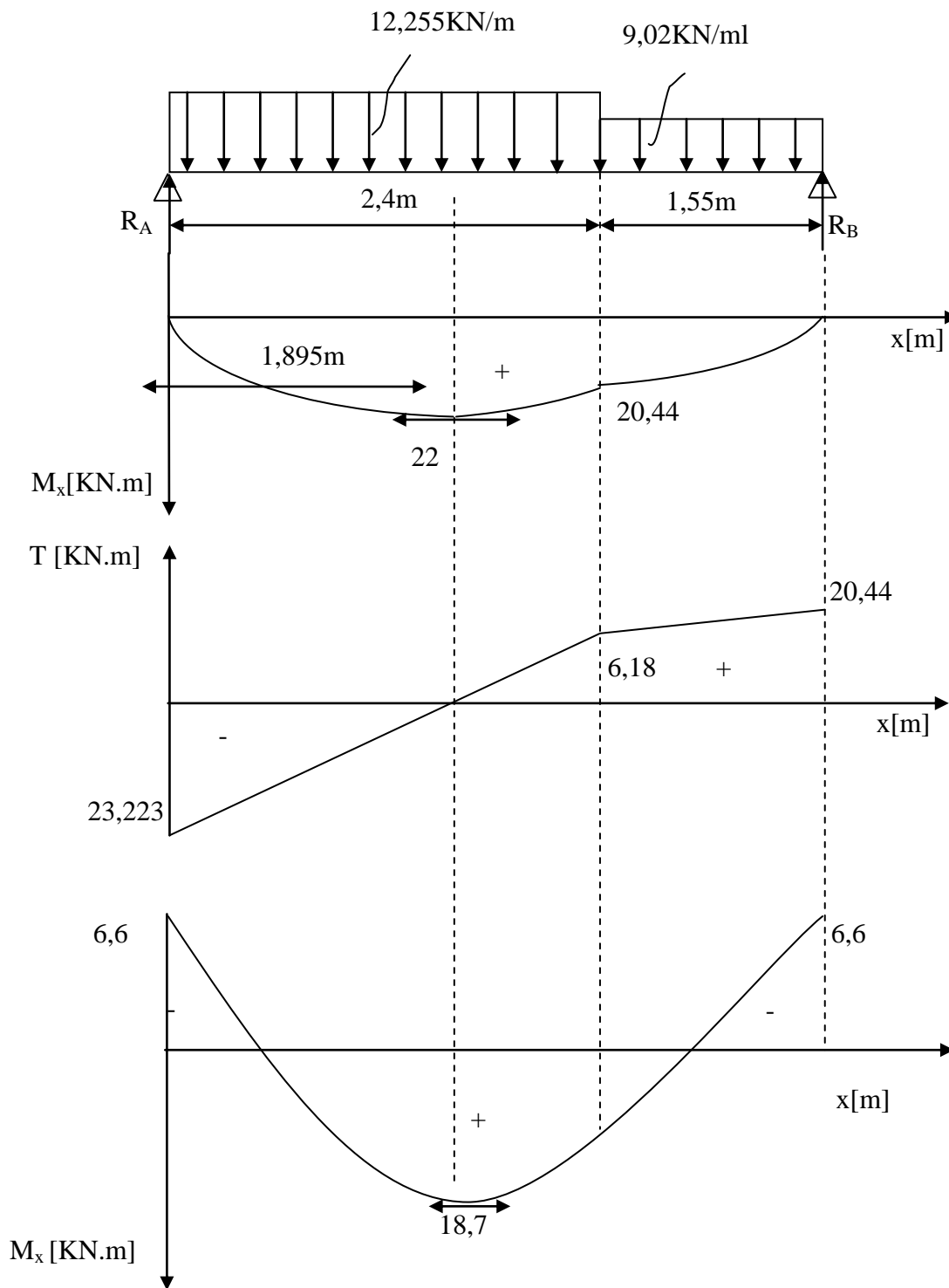


Fig.III.2.7 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

8. Vérifications à l'ELS :

1) Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'emmarchement.

➤ Armatures longitudinales

• Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6600}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,016 \longrightarrow \beta_1 = 0,8243$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6600}{0,8243 \times 17 \times 348} = 1,353 \text{cm}^2$$

$$A_a < 3,93 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• En travée

$$\mu_a = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18700}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,0455 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,0455 \longrightarrow \beta_1 = 0,762$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18700}{0,762 \times 17 \times 348} = 4,148 \text{cm}^2$$

$$A_t < 5,65 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers

• En travées

$$M_t = 0,85 M_z^{\max} = 0,85 \times 23,223 = 18,7 \text{KN.m}$$

$$A_t = 5,65 \text{cm}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,33$$

$$\rho_1 = 0,33 \longrightarrow \beta_1 = 0,910 ; \alpha_1 = 0,270$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,270}{15(1 - 0,270)} = 0,0246$$

$$\alpha_1 = 0,270 \quad K = 0,0246$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{18,7 \times 10^6}{565 \times 0,910 \times 170} = 213,95 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,0246 \times 213,95 = 5,26 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,26 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \cdot M_z^{\max} = 6,6 \text{KN.m}$$

$$A_a = 3,93 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 17} = 0,231$$

$$\rho_1 = 0,231 \longrightarrow \beta_1 = 0,923 ; \alpha_1 = 0,231$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,231}{15(1 - 0,231)} = 0,02$$

$$\alpha_1 = 0,231 \quad K = 0,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6,6 \times 10^6}{393 \times 0,923 \times 170} = 107,03 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,02 \times 107,03 = 2,14 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,14 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

3) Vérification de la flèche

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec } h : \text{la hauteur de la poutre}$$

L : longueur max entre nus d'appuis.

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

M_t : moment max en travée.

M_0 : valeur maximum de moment en travée

$$\checkmark \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

A : section des armatures

b : longueur de la section

d : hauteur utile de la section droite

- $\frac{h}{L} = \frac{0,2}{3,95} = 0,050 < \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow$ **Condition non vérifiée**
- $\frac{h}{L} = 0,050 < \frac{M_t}{15M_0} = \frac{18,7}{10 \times 22} = 0,085 \longrightarrow$ **Condition non vérifiée**
- $\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,0033 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

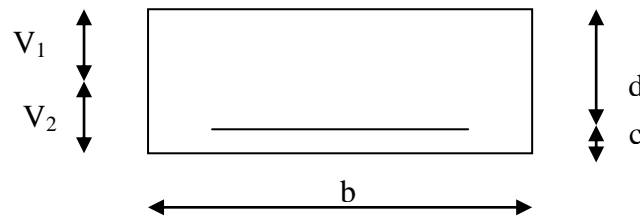


Fig.III.2.8 section droite des escaliers.

$$f = \frac{5 \cdot q_s \times l^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3950}{500} = 9,7 \text{mm}$$

Avec :

f : flèche due aux charges instantanée

\bar{f} : flèche admissible

E : module de la déformation différée

Ou :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

On a :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ et } V_2 = h - V_1$$

Avec :

$$S_{xx} : \text{moment statique, } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 17 = 21152,6 \text{cm}^2$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \times h + 15A_t$.

$$B_0 = b \times h + 15A_t = 100 \times 20 + 15 \times 4,52 = 2067,8 \text{cm}^2$$

$$\longrightarrow V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} = \frac{21152,6}{2067,8} = 10,23$$

$$\longrightarrow V_2 = h - V_1 = 20 - 10,23 = 9,77$$

Alors :

$$I_{fv} = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

$$= \frac{100}{3}(10,23^3 + 9,77^3) + 15 \times 4,52(9,77 - 3)^2 = 69879,94 \text{ cm}^2$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{5 \times 12,255 \times 3,95^4}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 69879,94 \times 10^{-8}} = 0,0051 \text{ m}$$

Donc : $f = 5,1 \text{ mm} < \bar{f} = 7,9 \text{ mm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91, Art A.5.34)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

❖ **Remarque :**

On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

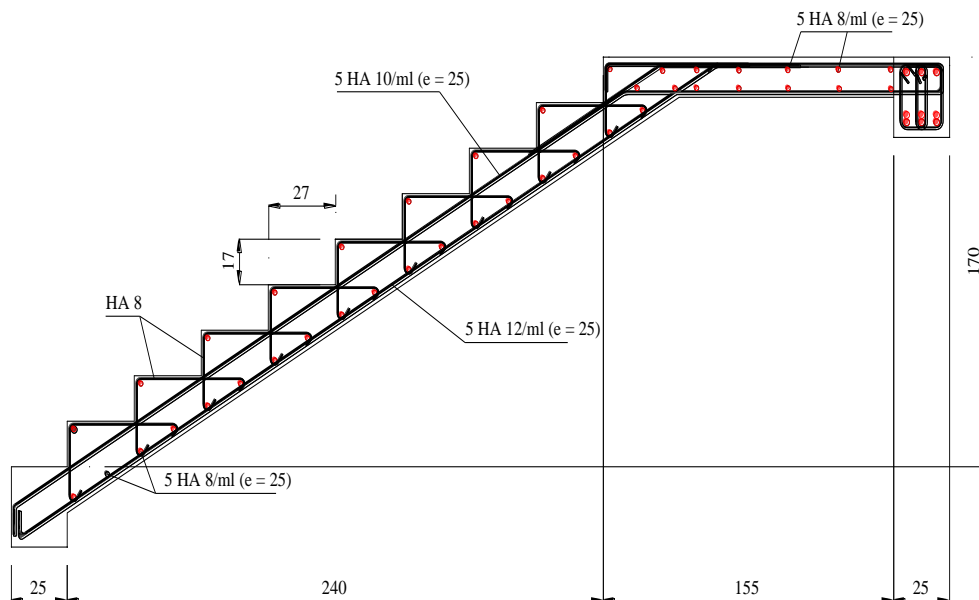


Fig.III.2.9 ferrailage des escaliers

III.3 LA POUTRE PALIERE

1. Pré-dimensionnement

La poutre palier est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

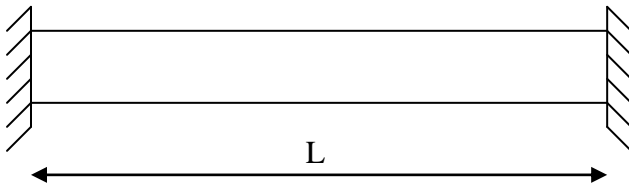


Fig.III.3.1 Schéma de la poutre palier.

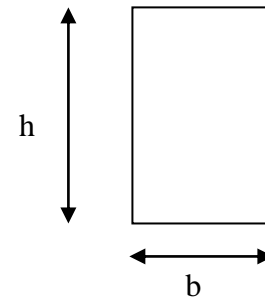


Fig.III.3.2 section de la poutre palier.

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

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

Avec :

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

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

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

Alors nous avons pour une longueur de L= 4.80m

- **La hauteur h**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 32 \leq h \leq 48 \quad \text{on prend } h = 40\text{cm}$$

- **La largeur b**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 16 \leq b \leq 28 \quad \text{on prend } b = 25$$

Conditions	Poutre palière	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	25	Vérifiée
$h / b \leq 4$	1,6	Vérifiée

Tableau III.3.1 : Les conditions de la section de la poutre palière

2. Détermination des charges

- Poids propre de la poutre :

$$G_p = 25 \times 0,25 \times 0,40 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- poids du mur

$$G_M = 2,36 \times 2,75 = 6,49 \text{ KN/ml}$$

- Réaction du palier à l'ELU :

$$R_u = 27,814 \text{ KN}$$

- Réaction du palier à l'ELS :

$$R_s = 20,056 \text{ KN}$$

3. Calcul à l'ELU

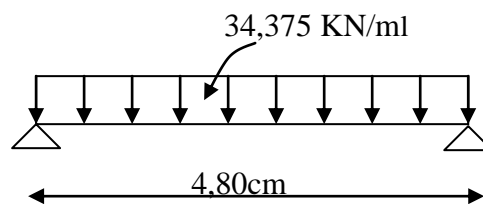


Fig.III.3.3: charge de la poutre a l'ELU

a. Combinaisons des charges

$$q_u = 1,35G + \frac{R}{1ml}$$

$$q_u = 1,35 \times (2,5 + 2,36) + \frac{27,814}{1ml} = 34,375 \text{ KN/ml}$$

b. Calcul des efforts internes

✓ Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{34,375 \times 4,8^2}{8} = 99 \text{ KN.m}$$

✓ Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{34,375 \times 4,8}{2} = 82,5 \text{ KN.m}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_u^a = -0,3.M_u = -0,3 \times 99 = -29,7 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0,85.M_u = 0,85 \times 99 = 84,15 \text{ KN.m}$$

✓ Diagramme du moment et de l'effort

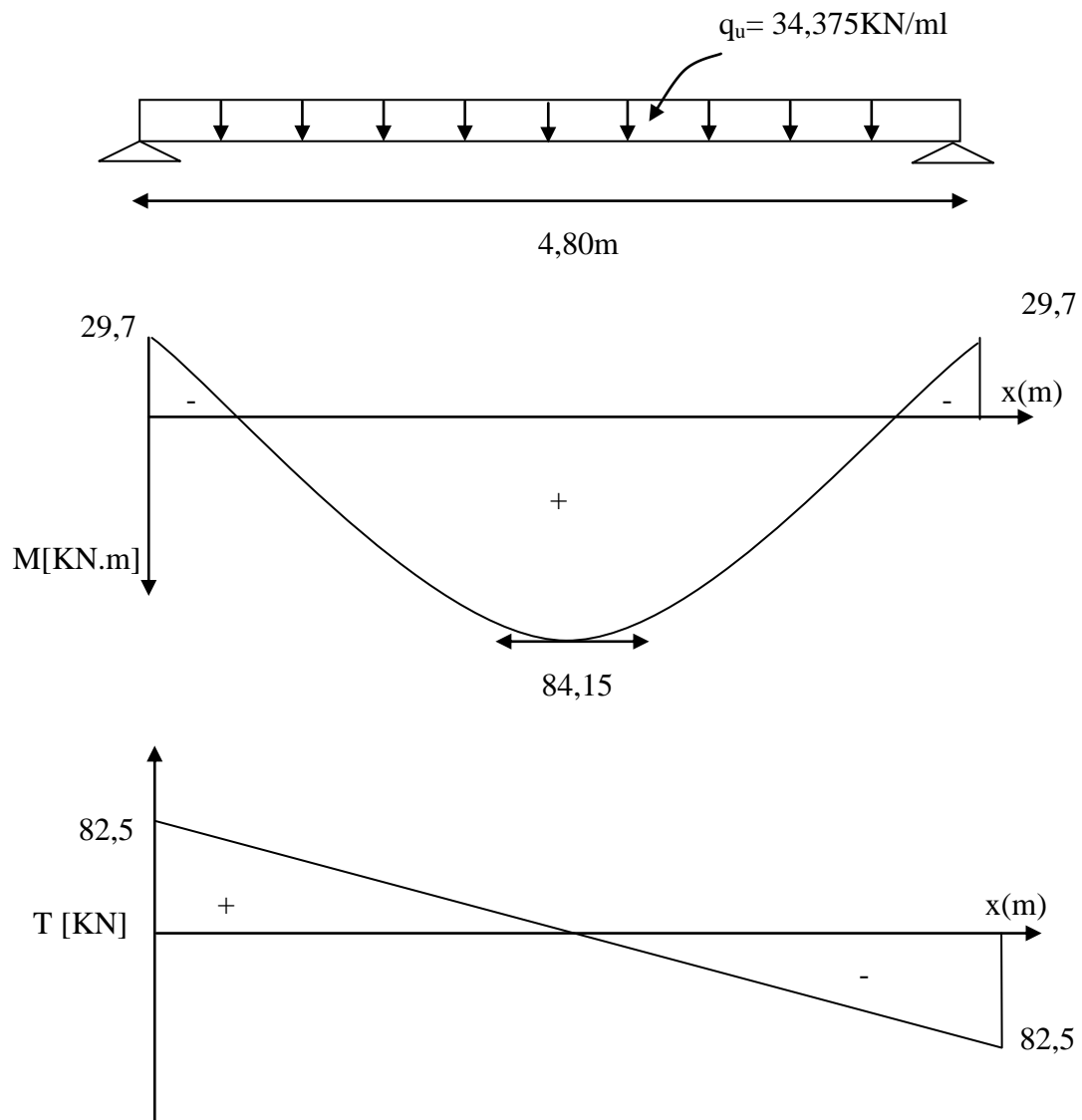


Fig.III.3.4: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

c. Ferrailage

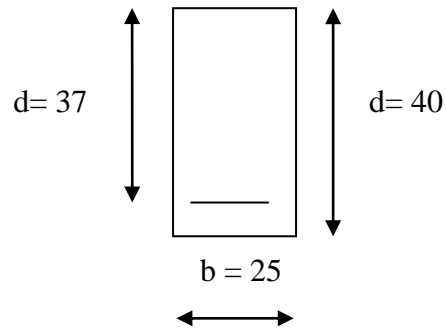


Fig.III.3.5: Dimensions de la poutre

$h = 40\text{cm}$; $d = 37\text{cm}$; $c = 3\text{cm}$; $b = 25\text{ cm}$.

➤ En travées

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{84,15 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14,2} = 0,173 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,173 \longrightarrow \beta_1 = 0,9045$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{84,15 \times 10^3}{0,9045 \times 37 \times 348} = 7,23\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : (6 HA14)} \longrightarrow A_u^t = 9,23\text{cm}^2$$

➤ Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{29,7 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14,2} = 0,061 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,061 \longrightarrow \beta_1 = 0,9685$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{29,7 \times 10^3}{0,9685 \times 37 \times 348} = 2,38\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : (3HA12)} \longrightarrow A_u^a = 3,39\text{cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

la quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est de

$$\begin{cases} S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varphi ; 30\text{cm} \right) & \longrightarrow & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \longrightarrow & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Avec :

φ_1 : est le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 7cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

$$S_t \leq \min (10; 14.4; 30\text{cm}) \longrightarrow S_t = 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm} \longrightarrow S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone courante.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75\text{cm}^2 \longrightarrow 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2 \text{ en zone nodale}$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125\text{cm}^2 \longrightarrow 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2 \text{ en zone courante}$$

4. Vérification a l'ELU

Les vérifications a effectuée sont les suivantes :

➤ **Condition de non fragilité** (Art-A-4.2, 1 BAEL)

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23. b. d \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec } f_{t28} = 0,6 \times 0,06f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,116\text{cm}^2$$

✓ **En travée :**

$$A_t = 9,23\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,104\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_a = 3,39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,845\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{82,5 \times 10^3}{250 \times 370} = 0,89\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,89\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis**
(BAEL, Art. 5.1.3.2)

a) **Influence sur le béton**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4b \times 0,9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u = 0,4b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 250 \times 0,9 \times 370 \times \frac{25}{1,5} = 555\text{KN} > T_u = 82,5\text{KN}$$

—————> **Condition est vérifiée**

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton**
(BAEL91 Art .A.6.1, 3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1,5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)

1,0 : pour les barres rondes lisse (R.L)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum U_i = n \cdot \emptyset \cdot \pi$ ou (n) le nombre de barre ;

$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304\text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{82,5 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 113,04} = 2,19\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,19 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ La Condition est vérifiée, Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

➤ Ancrage des barres (A-6-1-2)

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposé constante et égale a sa valeur fixe

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

✓ Calcul de la longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{-Pour } \phi 12 : L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour } \phi 14 : L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 50 \text{ cm}$$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet L_c , est au moins égale à $0,4 L_s$ pour les aciers H.A.

On le $L_s = 50$ pour ($\phi 12 ; \phi 14$)

$$\longrightarrow L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

5. Calcul a l'ELS

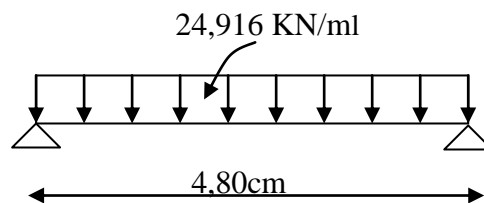


Fig.III.3.6: charge de la poutre à l'ELS

a. Combinaison des charges

$$q_s = G + R_s/1 \text{ml}$$

$$q_s = (2,5 + 2,36) + \frac{20,056}{1 \text{ml}} = 24,916 \text{ kN/ml}$$

b. Calcul des efforts internes

✓ Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{24,916 \times 4,8^2}{8} = 71,758 \text{KN.m}$$

✓ L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{24,916 \times 4,8}{2} = 82,5 \text{KN.m}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement.

$$M_s^a = -0,3.M_s = -0,3 \times 71,758 = -21,527 \text{KN.m}$$

$$M_s^t = 0,85.M_s = 0,85 \times 71,758 = 60,994 \text{KN.m}$$

✓ Diagramme du moment et de l'effort

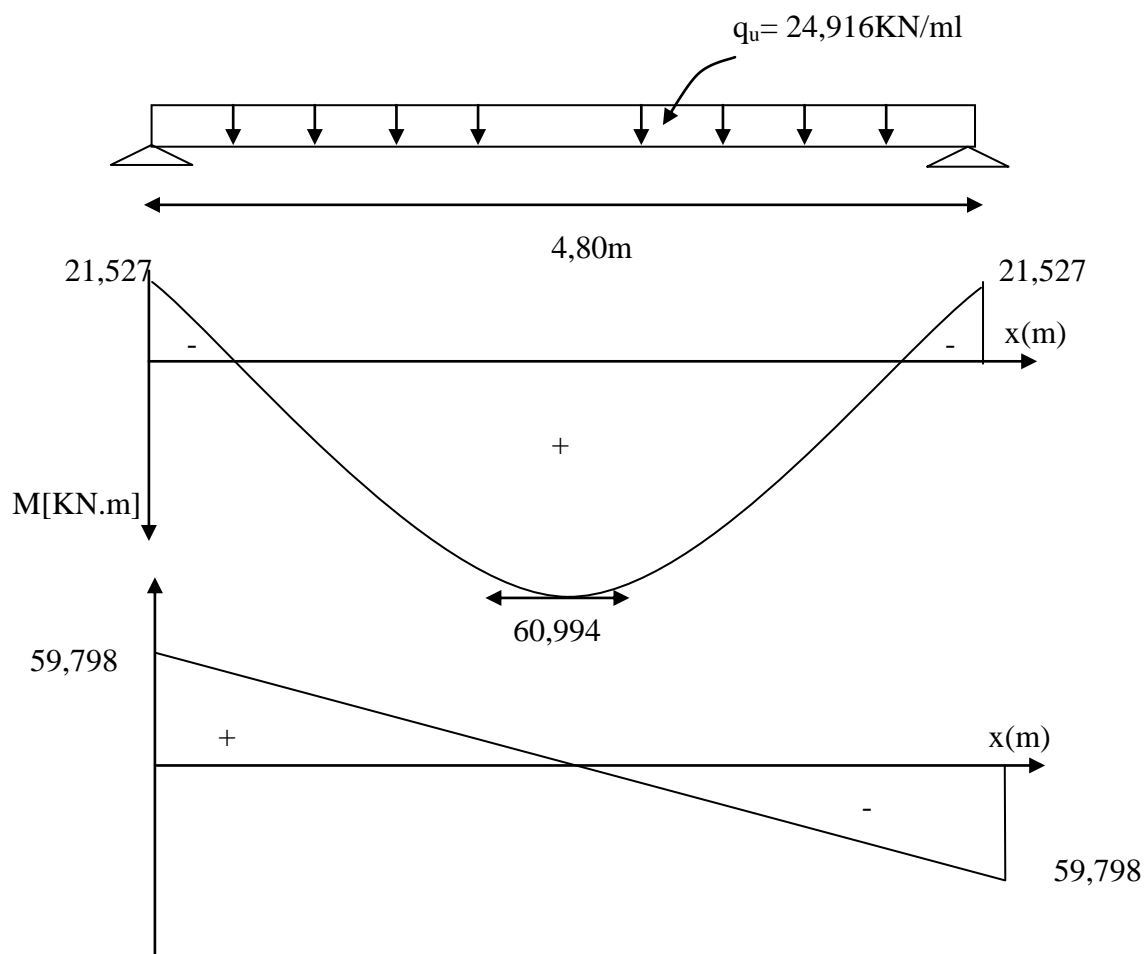


Fig.III.3.7: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

c. Vérification des contraintes✓ Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration, dans les poutres est considérée comme peu nuisible cette vérification n'est pas nécessaire

✓ Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression dans le béton elle ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

• **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 37} = 0,366$$

$$\rho_1 = 0,366 \longrightarrow \beta_1 = 0,9066 ; \alpha_1 = 0,281$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,281}{15(1 - 0,281)} = 0,026$$

$$\alpha_1 = 0,281 \quad K = 0,026$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21,527 \times 10^6}{339 \times 0,9066 \times 370} = 189,31\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,026 \times 189,31 = 4,92\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,92\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **En travées**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,23}{25 \times 37} = 0,998$$

$$\rho_1 = 0,998 \longrightarrow \beta_1 = 0,8602 ; \alpha_1 = 0,4176$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,4176}{15(1 - 0,4176)} = 0,047$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{60,994 \times 10^6}{9,23 \times 0,8602 \times 370} = 207,63\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,030 \times 207,63 = 6,229\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,72\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

d. Vérification de la flèche

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

avec h : la hauteur de la poutre

L : longueur max entre nus d'appuis.

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

M_t : moment max en travée.

M_0 : valeur maximum de moment en travée

$$\checkmark \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

A : section des armatures

b : longueur de la section

d : hauteur utile de la section droite

$$- \frac{h}{L} = \frac{0,40}{4,8} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$- \frac{h}{L} = 0,050 < \frac{M_t}{15M_0} = \frac{60,994}{10 \times 71,758} = 0,084 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$- \frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{9,23}{37 \times 25} = 0,00997 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

vu que la deuxième et la troisième conditions ne sont pas vérifiées, on doit procéder au calcul de la flèche

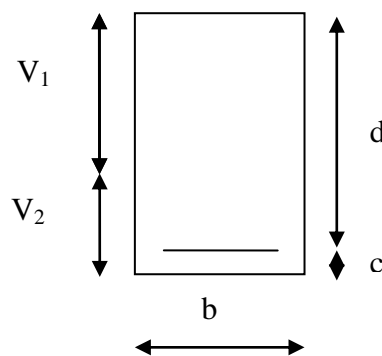


Fig.III.3.8 section droite de la poutre palière.

$$f = \frac{5 \cdot q_s \times l^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4800}{500} = 9,6\text{mm}$$

Avec :

f : flèche due aux charges instantanée

\bar{f} : flèche admissible

E : module de la déformation différée

Ou :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86\text{MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

On a :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ et } V_2 = h - V_1$$

Avec :

$$S_{xx} : \text{moment statique, } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d = \frac{25 \times 40^2}{2} + 15 \times 9,23 \times 37 = 20356,51\text{cm}^2$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \times h + 15A_t$.

$$B_0 = b \times h + 15A_t = 25 \times 40 + 15 \times 9,23 = 1138,45\text{cm}^2$$

$$\longrightarrow V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{20356,51}{1138,45} = 17,88\text{cm}$$

$$\longrightarrow V_2 = h - V_1 = 40 - 17,88 = 22,12\text{cm}$$

Alors :

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$= \frac{25}{3} (22,12^3 + 17,18^3) + 15 \times 9,23 (22,12 - 3)^2 = 188026,16\text{cm}^2$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{5 \times 24,916 \times 4,8^4}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 188026,16 \times 10^{-8}} = 0,008\text{m}$$

Donc : $f = 8\text{mm} < \bar{f} = 9,6\text{mm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

e. Etat limite de déformation

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

❖ Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

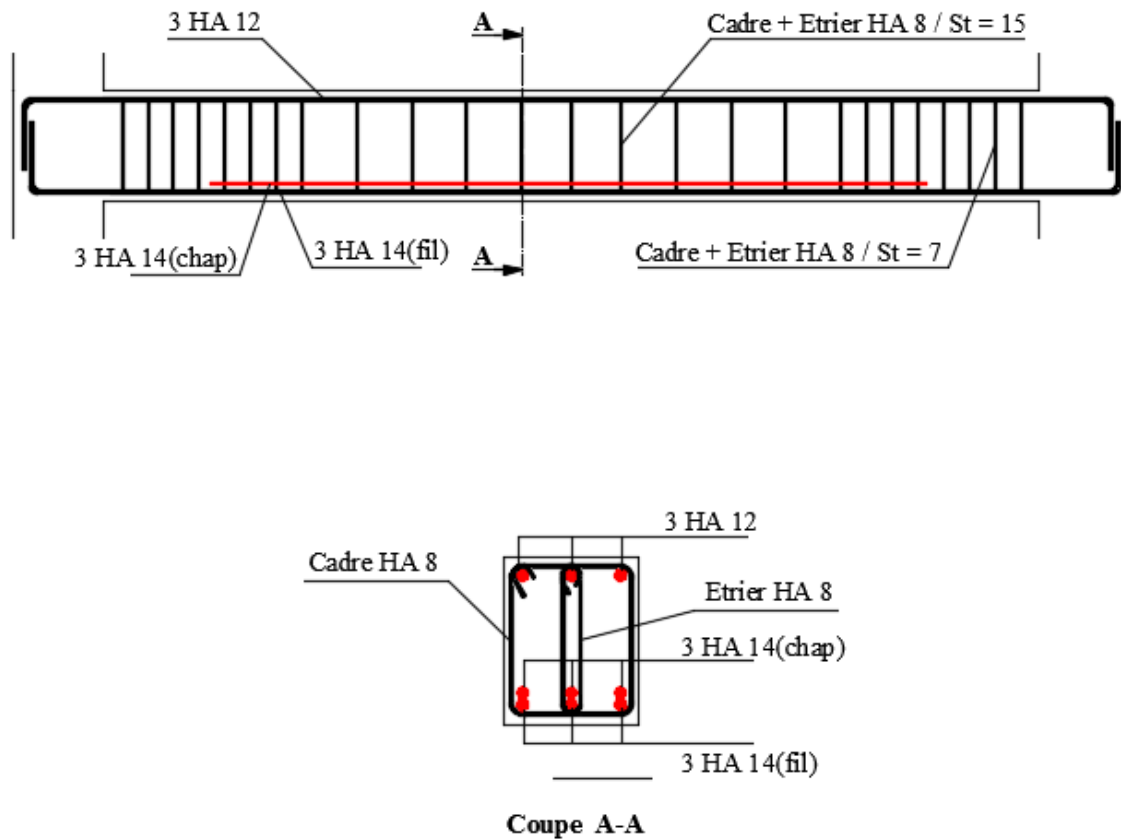
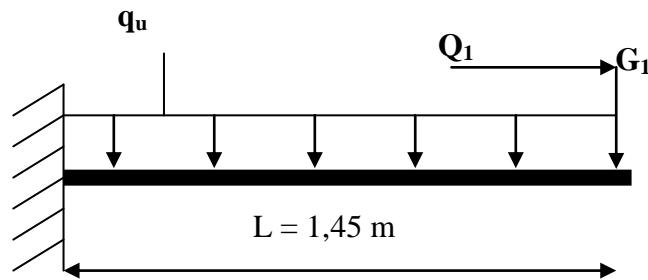


Figure III.3.9 Schéma de ferrailage de la poutre. Palière.

III.4 LES BALCONS

1. Introductions

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher, soumise à des charges permanentes dues à son poids propre << G >>. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de [1ml].



III.4.1 Schéma Statique

q_u : charges et surcharges uniformes verticales revenant à la dalle.

G_1 : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre de la brique creuse de 10cm d'épaisseur.

Q_1 : charge horizontale due à la main courante.

2. dimensionnement du balcon

L'épaisseur de la dalle est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{145}{10} = 14,5 \quad \text{Soit } e_p = 15\text{cm}$$

3. Charge et surcharge du balcon

✓ Les charges permanentes :

➤ Poids de la dalle pleine :

$$25 \times 0,15 \times 1 = 3,75\text{KN /ml.}$$

➤ Poids des revêtements

Nom	ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Couche de sable	18	0.02	0.36
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Total			1.60

III.4.1 tableau poids de revêtements

$$G_{\text{total}} = 1,60 + 3,75 = 5,35 \text{KN/ml.}$$

➤ Charge concentrée (poids du mur extérieur)

$$G = 2,36 \times 1 \text{ml} = 2,36 \text{KN/ml.}$$

➤ Charge due à la main courante (horizontale)

$$Q_1 = 1 \text{KN /ml.}$$

✓ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{KN /ml (uniformément répartie).}$$

4. Calcul a L'ELU➤ **Combinaisons de charge**

Pour la dalle :

$$q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) = 1,35 \times 5,35 + 3,5 \times 1,5 = 12,47 \text{KN /ml.}$$

Le mur :

$$q_{u2} = 1,35 \times 2,36 = 3,186 \text{KN/ml.}$$

Main courante :

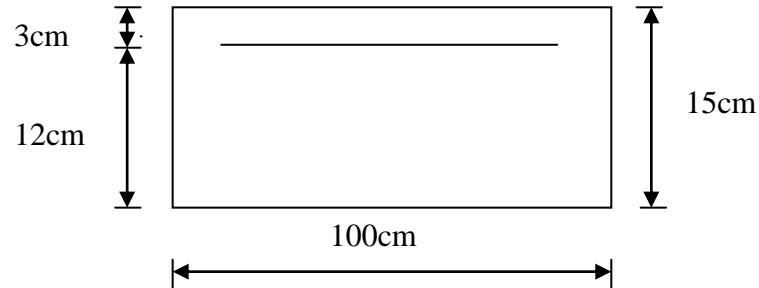
$$q_{u3} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{KN /ml.}$$

➤ **Calcul du moment**

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,47 \times 1,45^2}{2} + 3,186 \times 1,45 = 17,72 \text{KN.m}$$

5. Ferrailage à l'ELU

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



III.4.2 section transversale de la dalle

1) Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17,72 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,086 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

Donc : $A' = 0$

$$\mu = 0,086 \longrightarrow \beta = 0,955$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_c} = \frac{17,72 \times 10^3}{0,955 \times 12 \times 348} = 4,44 \text{cm}^2$$

On adopte 6HA12 = 6,79cm² avec $S_t = 20\text{cm}$

2) Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{cm}^2$$

On adopte 5HA8 = 2,51cm² avec : $S_t = 25\text{cm}$

6. Vérifications L'ELU

➤ Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2,1/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{cm}^2 \leq A_{\text{adopté}} = 6,79 \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au cisaillement (Art.5.1.2 / BAEL91)

$$\tau_u = \min (0,15 f_{c28} ; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa.} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

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

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,47 \times 1,45 + 3,186 = 21,26 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{21,26 \times 1000}{120 \times 1000} = 0,177 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification de l'adhérence des barres (Art. A.6.1, 3/ BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} \\ \sum u_i = 3,14 \times 6 \times 1,2 = 22,608 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{21,26 \times 10}{0,9 \times 12 \times 22,608} = 0,87 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage rectiligne des barres**

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

D'où :

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

Le BAEL propose (A.6.1.22,)

$$l_s = \begin{cases} 40\varphi & \text{pour un HA feE400} \\ 50\varphi & \text{pour un HA feE500 ou un rond lisse} \end{cases}$$

$$l_s = 40 \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{cm}$$

Alors :

$$l_s = 48 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront Ancrée, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$l_c = 0,4 \times l_s \quad \text{pour les barres HA (} f_e 400 \text{ ou } f_e 500 \text{) (art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

$$\text{Soit la longueur hors du crochet égal a : } l_c = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{cm.}$$

On prend

$$l_c = 20 \text{ cm}$$

➤ **Espacements des barres**

• **Armatures longitudinales**

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures transversaux**

$$S_t \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (4 \times 15; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

7. Vérifications L'ELS

A. Combinaisons de charge

Pour la dalle :

$$q_{s1} = 5,35 + 3,5 = 8,85 \text{ KN/ml.}$$

Le mur :

$$q_{s2} = 2,36 \text{ KN/ml.}$$

Main courante :

$$q_{s3} = 1 \text{ KN/ml.}$$

B. Calcul du moment

$$M_s = \frac{q_{s2} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8,85 \times 1,45^2}{2} + 2,36 \times 1,45 = 12,72 \text{ KN.m}$$

❖ Remarque

Le moment de la main courante est nul ($M = 0$).

➤ Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Vérification de la condition suivante : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ «Fissuration préjudiciable»

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

Contraintes dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 12} = 0,567$$

$$\rho_1 = 0,567 \longrightarrow \alpha_1 = 0,336 ; \beta_1 = 0,888$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,336}{15(1 - 0,336)} = 0,033$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{A_s \beta d} = \frac{12,72 \times 10^6}{6,79 \times 10^2 \times 0,888 \times 120} = 175,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 175,80 \times 0,033 = 5,80 \text{ MPa}$$

5,80 MPa < 15 MPa \longrightarrow **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} &= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \text{Max}(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} \\ &= \text{Min}\{266,66; \text{Max}(200; 201,63)\} \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa}$$

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

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho_1 = 0,567 \\ \beta_1 = 0,888 \end{cases}$$

Alors :

$$\sigma_{st} = \frac{12,72 \times 10^6}{0,888 \times 120 \times 6,79 \times 10^2} = 175,80 \text{MPa}$$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow$ **La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures**

➤ **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

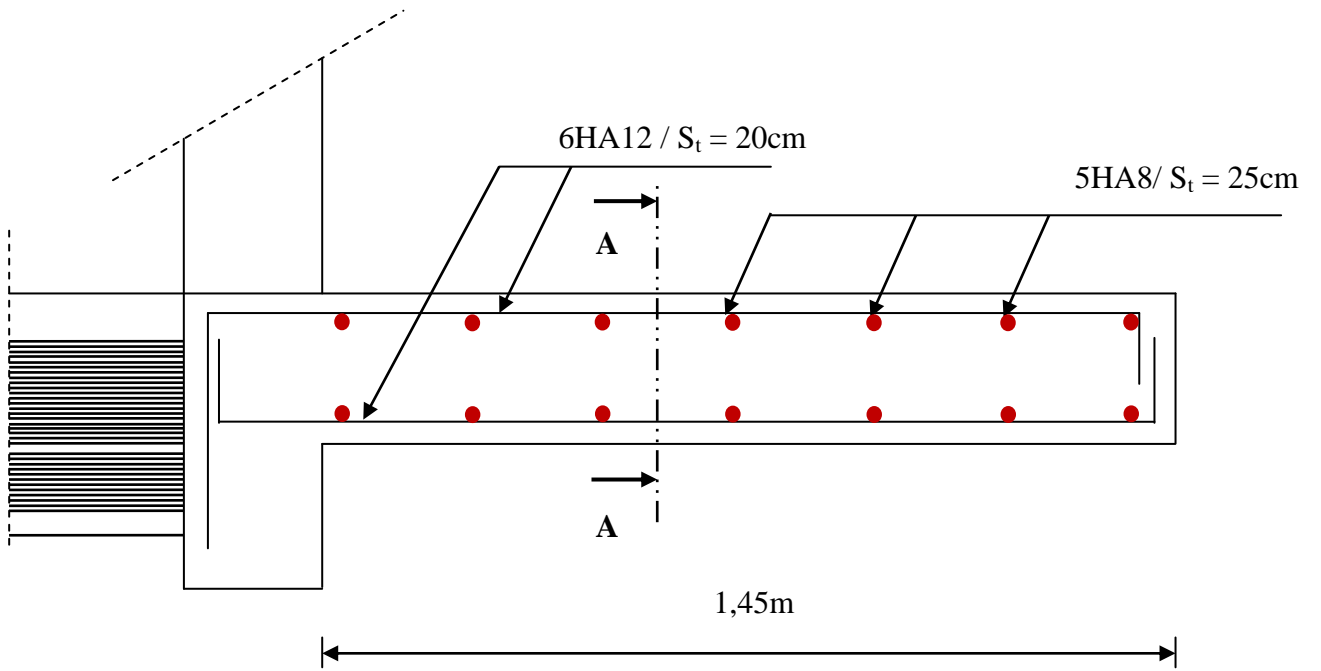
$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0,15}{1,45} = 0,103 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{0,15}{1,45} = 0,103 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{12,72}{12,72} = 0,1 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

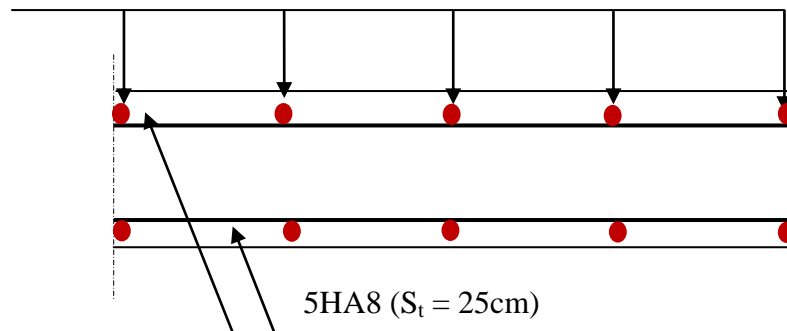
$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,00512 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la Flèche.



6HA12/ml ($S_r = 20\text{cm}$)



Coupe A-A

III.4.3 Ferrailage du balcon.

III.5 LA SALLE MACHINE

1. Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (10 niveaux), un ascenseur a été prévu .

Définition de l'ascenseur :

C'est un appareil élévateur desservant les différents niveaux, il manifeste l'accès des personnes se déplaçant le long du guide verticale. L'ascenseur est composé de trois parties essentielles

- Treuil de levage et sa polie
- La cabine
- Le contre poids

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur en béton armé, de vitesse d'entraînement de $v = 1\text{m/s}$, dont la surface de la cabine est de $(2,1 \times 1,95)\text{ m}^2$

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 9 tonnes (90KN), répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8)\text{ m}^2$ transmise par le système de l'ascenseur.

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent les coefficients permettant de calculer les moments.

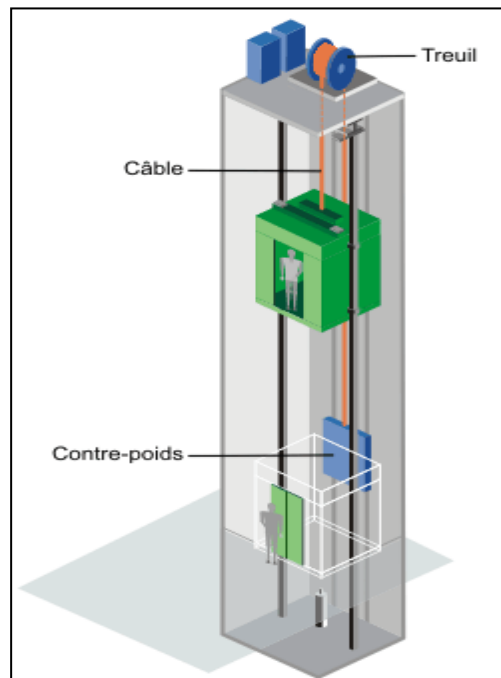


Fig.III.5.1 Schéma de l'ascenseur

2. Calcul de la dalle plane :

On a $L_x = 1,95\text{m}$

$L_y = 2,10\text{m}$

a. épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{195}{30} = 6,5\text{cm}$

❖ **NB :**

le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

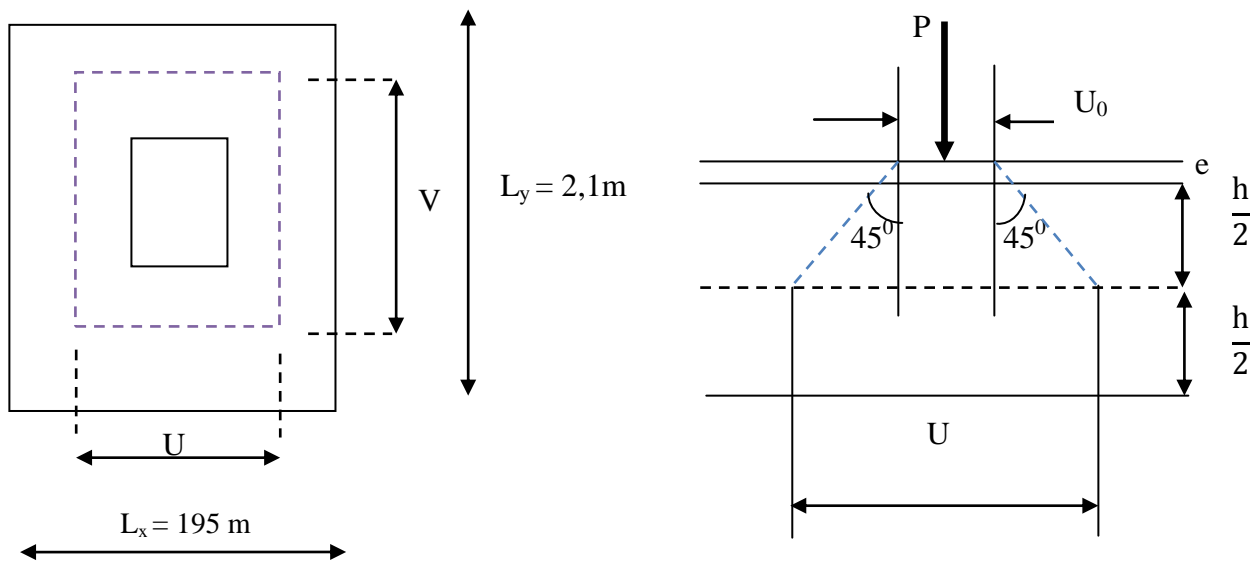


Fig.III.5.2 schéma statique de la salle machine.

$$\text{On a: } \begin{cases} U = U_0 + 2\zeta e + h_t \\ V = V_0 + 2\zeta e + h_t \end{cases}$$

Avec:

$h_t = 15\text{cm}$;

e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$)

U_0, V_0 côté du rectangle sur lequel agit la charge P avec ($U_0, V_0 = 80\text{cm}$)

$\zeta = 1$ car le revêtement est en béton

D'où :

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

✓ Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,95}{2,10} = 0,929$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

b. Calcul des moments au centre du panneau

Les moments au milieu du panneau pour une bande de 1m de largeur dans le sens de petite et la grande portée sont respectivement :

$$\begin{cases} M_x = P (M_1 + vM_2) \\ M_y = P (vM_1 + M_2) \end{cases}$$

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

M_1, M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$ dans les tables de PIGEAUD

v : coefficient de poisson ; $\begin{cases} v = 0 & \text{à l'ELU} \\ v = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

3. Calcul à l'ELU

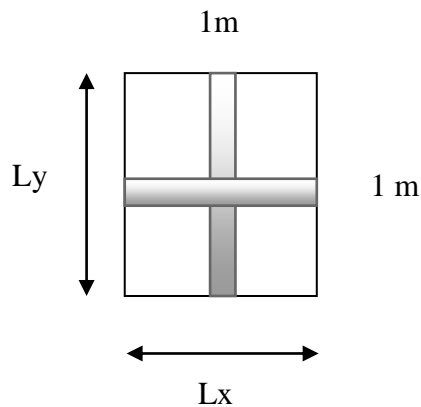


Fig.III.5.3 la section à étudier pour le ferrailage

A. Combinaison des charges

On a :

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{KN}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad / \text{ avec } G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \text{ 1ml} = 4,85 \text{KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,048 \text{KN}$$

B. Les moments M_1^x et M_1^y dues au système de levage :

$$M_1^x = P (M_1 + vM_2) \quad \text{et} \quad M_1^y = P (vM_1 + M_2)$$

$$v = 0 \quad \text{à l'ELU}$$

$$\begin{cases} M_1^x = P_u M_1 \\ M_1^y = P_u M_2 \end{cases}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,95} = 0,538 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,1} = 0,5$$

$$\text{Après interpolation : } M_1 = 0,09318, \quad M_2 = 0,07566$$

$$M_1^x = P_u M_1 = (121,5 \times 0,09318)1\text{ml} = 11,32\text{KN.m}$$

$$M_1^y = P_u M_2 = (121,5 \times 0,07566)1\text{m} = 9,19\text{KN.m}$$

C. Les moments dus au poids propre de la dalle M_2^x et M_2^y :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_2^y = \mu_y M_2^x \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,95}{2,10} = 0,929 \quad ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{Après interpolation : } \mu_x = 0,0434 \quad ; \quad \mu_y = 0,8322$$

On a :

$$q_u = 8,048\text{KN}$$

$$M_2^x = 0,0434 \times 8,048 \times 1,95^2 = 1,328\text{KN.m}$$

$$M_2^y = 0,8322 \times 1,328 = 1,105 \text{ KN.m}$$

D. Les moments globaux

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 11,32 + 1,328 = 12,587\text{KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 9,19 + 1,105 = 10,295\text{KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement sur les appuis on considère le panneau comme un panneau appuyé sur 4 cotes dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

-moments en travées: $0,75M_x, 0,75M_y$.

-moments aux appuis: $0,5M_x, 0,5M_y$

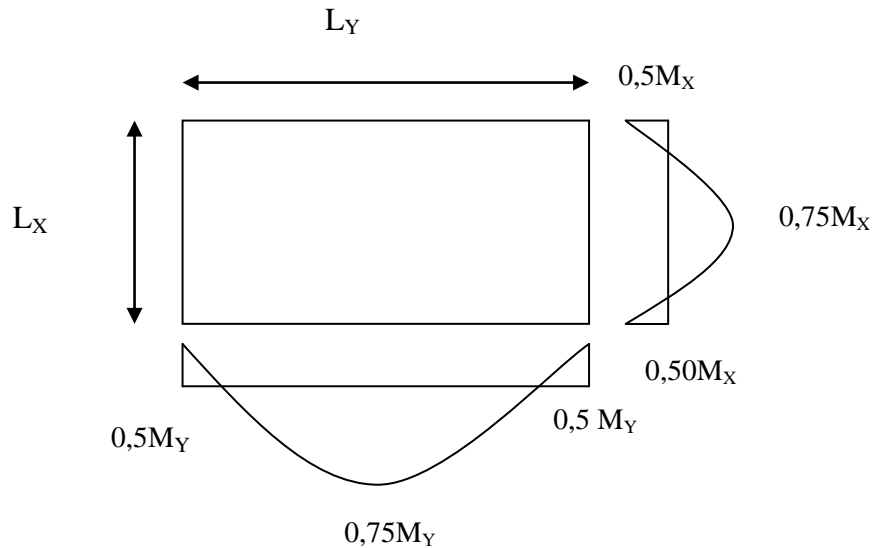


Fig.III.5.4: Correction des moments.

✓ Sens x-x :

- En travées : $M_t^x = 0,75 \times 12,587 = 9,440 \text{KN.m}$

- Aux appuis : $M_a^x = 0,50 \times 12,587 = 6,294 \text{KN.m}$

✓ Sens y-y :

-En travées: $M_t^y = 0,75 \times 10,295 = 7,72 \text{KN.m}$

-Aux appuis: $M_a^y = 0,50 \times 10,295 = 5,148 \text{KN.m}$

4. Ferrailage de la dalle :

➤ **Dans le sens de la petite portée (x-x)**

$b = 100 \text{cm}; \quad d = 15 - 3 = 12 \text{cm};$

➤ **En travée**

$M_t^x = 9,440 \text{KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,440 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,046 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$\mu_t = 0,046 \longrightarrow \beta_1 = 0,976$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,44 \times 10^5}{0,976 \times 12 \times 34800} = 2,32 \text{cm}^2$$

Soit $5\Phi 10$ ($A_s = 3,93 \text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{cm}$

➤ **Aux appuis**

$$M_a^x = 6,294 \text{KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,294 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,030 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,030 \longrightarrow \beta_1 = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,294 \times 10^5}{0,985 \times 12 \times 34800} = 1,53 \text{cm}^2$$

Soit $5\Phi 8$ ($A_s = 2,51 \text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{cm}$

➤ **Dans le sens de la grande portée (y-y)**➤ **En travée**

$$M_t^y = 7,72 \text{KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,72 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14200} = 0,038 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,038 \longrightarrow \beta_1 = 0,981$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,72 \times 10^5}{0,981 \times 12 \times 34800} = 1,88 \text{cm}^2$$

soit $5\Phi 8$ ($A_s = 2,51 \text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{cm}$

➤ **Aux appuis**

$$M_a^y = 5,148 \text{KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,148 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,025 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,148 \times 10^5}{0,9875 \times 12 \times 34800} = 1,25 \text{cm}^2$$

$5\Phi 8$ ($A_s = 2,51 \text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{cm}$

5. Vérification à L'ELU :

A. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91)

✓ **Sens x-x :**

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

Avec :

A_x : la section des armatures

$b \cdot h$: section total du béton

w_0 : taux d'acier minimale (réglementaire) = 0,8‰ (acier HA Fe400).

$$A_x = \frac{0,0008 \times (3 - 0,929)}{2} \times 100 \times 15 = 1,25 \text{ cm}^2$$

- En travées : $A_{\text{adoptée}} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_x = 1,25 \text{ cm}^2$
 - Aux appuis : $A_{\text{adoptée}} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_x = 1,25 \text{ cm}^2$
- } **Condition vérifiée**

✓ **Sens y-y :**

$$W_x = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq W_0 \longrightarrow A_y \geq W_0 \times b \cdot h$$

$$A_y = W_0 \times b \cdot h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- En travées : $A_{\text{adoptée}} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_x = 1,2 \text{ cm}^2$
 - Aux appuis : $A_{\text{adoptée}} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_x = 1,2 \text{ cm}^2$
- } **Condition vérifiée**

B. Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91)

La direction la plus sollicitée :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

La direction la moins sollicitée :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

C. Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42)

$$P \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

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

$$P = \frac{90\text{KN}}{\text{ml}} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5\text{KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D. Calcul des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (P) :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} \times 1\text{ml} = \frac{90}{2 \times 1,05 + 1,05} = 28,57\text{KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} \times 1\text{ml} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57\text{KN}$$

Ainsi on aura :

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,213\text{MPa}$$

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

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$; la condition est vérifiée.

6. Calcul a l'ELS :**a. Combinaison de charge**

On a :

$$P_s = P = 90\text{KN}$$

$$q_s = G + Q \quad / \text{ avec } G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \times 1\text{ml} = 4,85\text{KN/ml}$$

$$q_s = 4,85 + 1 = 5,85\text{KN}$$

b. Les moments M_1^x et M_1^y dus au système de levage

$$M_1^x = P (M_1 + vM_2) \quad \text{et} \quad M_1^y = P (vM_1 + M_2)$$

à L'ELS $v = 0,2$

$$\begin{cases} M_1 = 0,09318 \\ M_2 = 0,07566 \end{cases}$$

$$M_1^x = 90 \times (0,09318 + 0,2 \times 0,07566) = 9,748 \text{KN.m}$$

$$M_1^y = 90 \times (0,2 \times 0,09318 + 0,07566) = 8,486 \text{KN.m}$$

c. Les moments dus au poids propre de la dalle M_2^x et M_2^y

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_2^y = \mu_y M_2^x \end{cases}$$

On a $\rho = 0,929 \longrightarrow \mu_x = 0,056$; $\mu_y = 0,0596$
 $q_s = 5,85 \text{KN/ml}$.

$$M_2^x = 0,056 \times 5,85 \times 1,95^2 = 1,246 \text{KN.m.}$$

$$M_2^y = 0,0596 \times 0,972 = 0,0743 \text{KN.m.}$$

d. Les moments globaux

$$M_x = 9,748 + 1,246 = 10,994 \text{KN.m.}$$

$$M_y = 8,486 + 0,0743 = 8,56 \text{KN.m.}$$

➤ Corrections des moments**✓ Sens x-x :**

$$\text{- En travées : } M_t^x = 0,75 \times 10,994 = 8,245 \text{KN.m}$$

$$\text{- Aux appuis : } M_a^x = 0,5 \times 10,994 = 5,497 \text{KN.m}$$

✓ Sens y-y :

$$\text{-En travées : } M_t^y = 0,75 \times 8,56 = 6,42 \text{KN.m}$$

$$\text{-Aux appuis : } M_a^y = 0,5 \times 8,56 = 4,28 \text{KN.m}$$

7. Vérification a l'ELS :

➤ Etat limite de compression de béton

On peut se disposé de cette vérification si la condition suivante est vérifiée

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad / \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

✓ sens x-x

- en travées

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,44}{8,245} = 1,14 \quad \longrightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32$$

$$\mu = \frac{M_t^x}{b \cdot d f_{bu}} = \frac{8,245 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,040$$

$$\mu = 0,040 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0510 < 0,32 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6,294}{5,497} = 1,14 \quad \longrightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32$$

$$\mu = \frac{M_t^x}{b \cdot d f_{bu}} = \frac{5,497 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0330 < 0,32 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ Sens y-y

- en travées

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7,72}{6,42} = 1,20 \quad \longrightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35$$

$$\mu = \frac{M_t^x}{b \cdot d f_{bu}} = \frac{6,42 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,031$$

$$\mu = 0,031 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,033935 < 0,32 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5,148}{4,28} = 1,20 \quad \longrightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35$$

$$\mu = \frac{M_t^x}{b \cdot d f_{bu}} = \frac{4,28 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,020$$

$$\mu = 0,020 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0252 < 0,32 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification a la flèche**

Dans le cas d'une dalle appuis sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\bullet \quad \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t^x}{20M_x} \quad \longrightarrow \quad \frac{15}{195} = 0,00769 \geq \frac{0,75}{20} = 0,0375 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\bullet \quad \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \longrightarrow \quad \frac{3,93}{100 \times 13} = 0,003 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Diamètre maximale des armatures**

$$\emptyset \leq \frac{h_t}{10} \quad \text{avec : } \emptyset : \text{diamètre des armatures longitudinales}$$

$$\emptyset \leq \frac{h_t}{10} = \frac{15}{10} = 1,5$$

On a $\emptyset_{\max} = 10\text{mm} < 15\text{mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

❖ **Conclusion :**

Les armatures calculées à L'ELU sont justifiées, elles sont récapitulées comme suit :

Dans le sens (x-x) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \\ \text{Aux appuis : } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Dans le sens (y-y) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 \\ \text{Aux appuis : } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

8. Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :

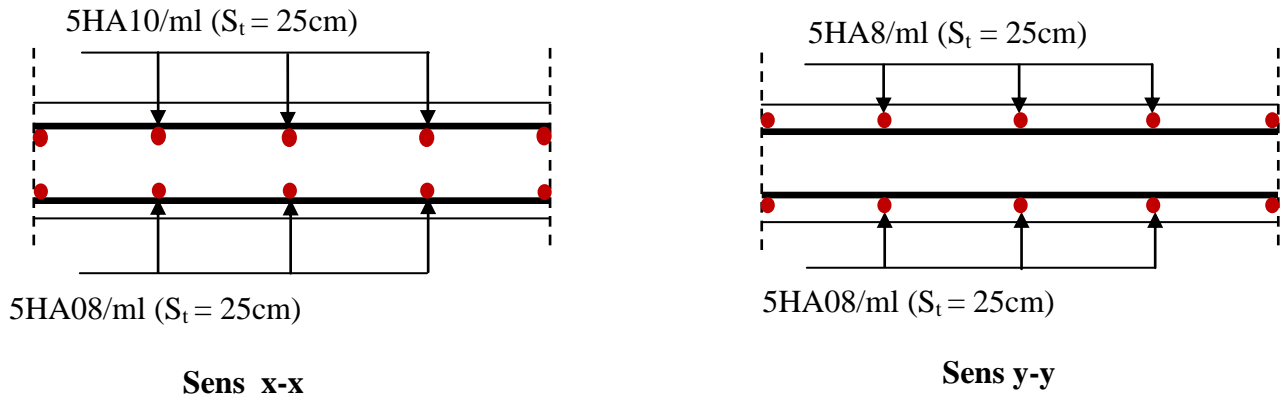


Fig.III.5.5 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

III.6 LES PLANCHERS

1. Introduction

La structure comporte des planchers en corps creux (16 + 4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Sauf les loggias et la salle machine, qui sont en dalle pleine.

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- ✓ Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.
- ✓ a : distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- ✓ Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique. Sa dimension est de 16cm.

- ✓ Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait
- Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le (BAEL91/Art B.6.8, 423) qui sont les suivantes :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

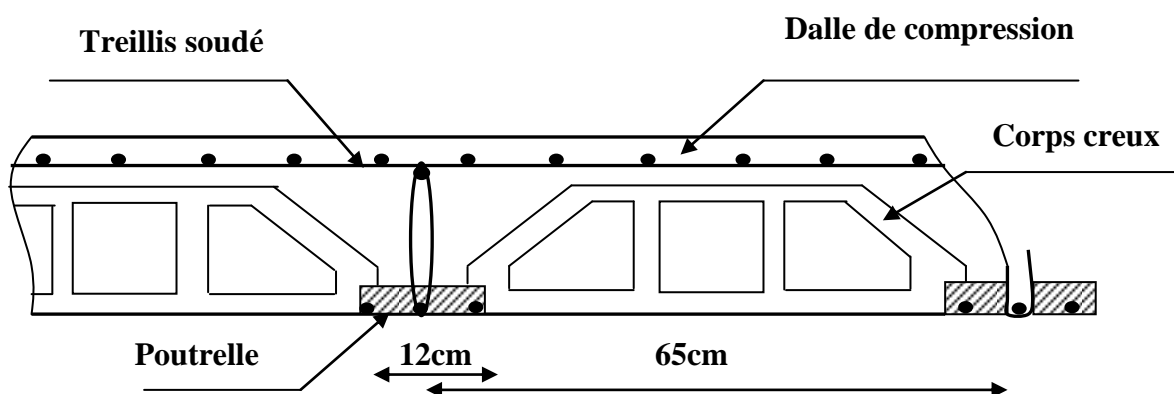


Fig.III.6.1 Schéma descriptif d'un plancher d'étage courant

2. Etude et ferrailage de la dalle de compression :

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

On a la distance entre axes des poutrelles compris entre 50cm et 80cm
($50 \leq L = 65\text{cm} \leq 80\text{cm}$),

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65\text{cm}^2/\text{ml}$$

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

Soit :

$$A_{\perp} = 5T5 = 1,17\text{cm}^2/\text{ml}$$

Avec :

$$e = 20 \text{ cm}$$

2) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,17}{2} = 0,59\text{cm}^2$$

Soit :

$$A_{//} = 5T5 = 1,17\text{cm}^2/\text{ml}.$$

Avec :

$$e = 20\text{cm}$$

La poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$. Elle est disposée parallèlement à la petite portée.

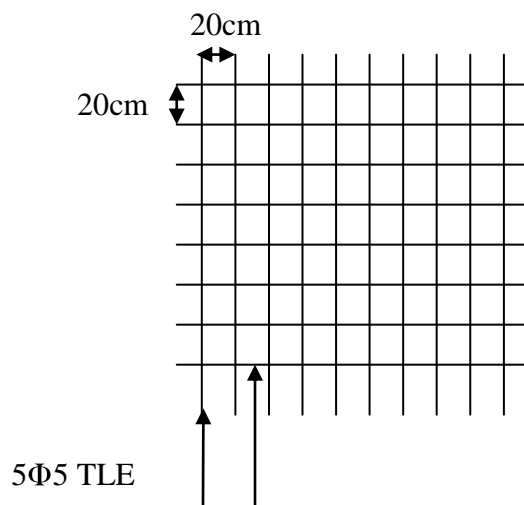


Fig.III.6.2 Treillis soudé

3) Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparties dont la largeur est déterminée par l'enter axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous

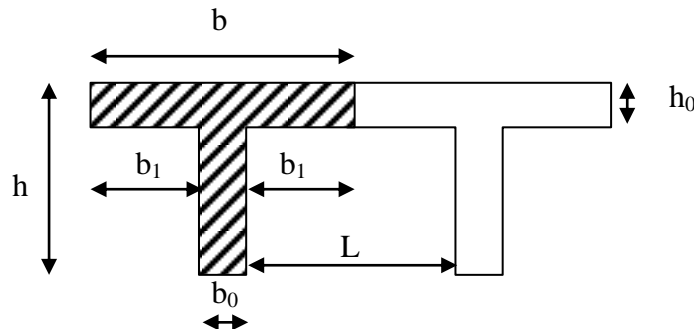


Fig.III.6.3 Section en T

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

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

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

3. Calcul de la poutrelle à l'ELU :

1) Avant le coulage

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12$ KN/ml
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62$ KN/ml
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1$ KN/ml

➤ combinaison d'actions

• A l'ELU

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

• A l'ELS

$$Q_s = G + Q = (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,24 \text{ KN/ml}$$

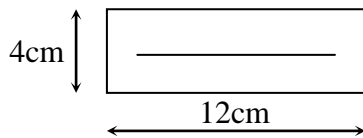


Fig.III.6.4 section transversale de la poutrelle

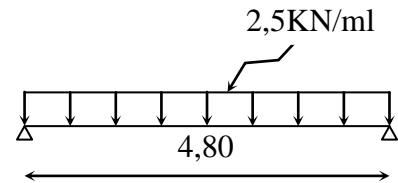


Fig.III.6.5 Schéma statique de la poutrelle

➤ **Calcul du moment en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,8^2}{8} = 7,2 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4,8}{2} = 6 \text{ kN.m}$$

➤ **Ferraillage de la poutrelle**

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,2 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 20,83 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SDA}$$

Donc, les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

2) Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités. Elle est soumise aux charges suivantes :

✓ Poids du plancher :

$$G = 5,83 \times 0,65 = 3,789 \text{ kN/ml}$$

❖ **Remarque**

Pour notre cas les calculs de plancher est celui de la terrasse. (le plus défavorable)

✓ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Combinaisons d'action**

• **l'ELU :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,789 + 1,5 \times 0,65 = 6,09 \text{ KN/ml.}$$

• **l'ELS :**

$$Q_s = G + Q = 4,439 \text{ KN/ml.}$$

3) **Choix de la méthode:**

• $Q = 0,65 \text{ KN/ml}$ $\left\{ \begin{array}{l} 2G = 2 \times 3,789 = 7,578 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ Q \leq 5 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$

• les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. \longrightarrow **Condition vérifiée.**

• les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$(0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25) \text{ on a :}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,20}{3,80} = 1,10 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,80}{3,20} = 1,18 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,20}{3,20} = 1 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,20}{3,80} = 0,84 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,80}{4,20} = 0,90 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \longrightarrow **Condition vérifiée.**

❖ **Conclusion :**

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

4) Principe de la méthode

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

5) Exposé de la méthode:

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à $\frac{2}{3}$ pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

$$\text{En effet pour : } \begin{cases} Q = 0 & \longrightarrow \alpha = 0 \\ Q = 2G & \longrightarrow \alpha = \frac{2}{3} \end{cases}$$

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

Avec :

L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q_u : charge uniformément répartie

M_w et M_e : sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite.

respectivement

M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée.

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

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0).$$

$$M_t \geq -\frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq -\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3M_0$ pour les appuis de rive semi encastés

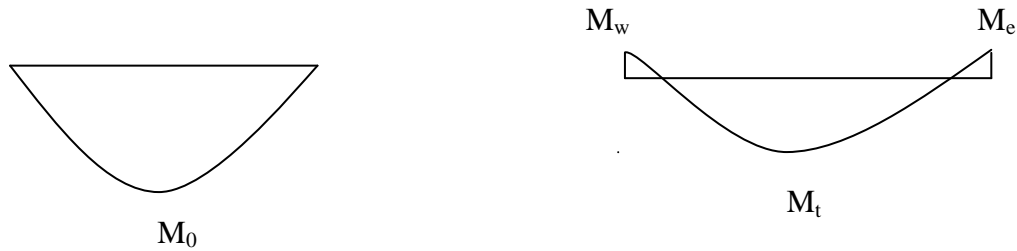


Fig.III.6.6 Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

6) Application de la méthode forfaitaire :

➤ Calcul des coefficients

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} + \frac{0,65}{0,65 + 3,789} = 0,146 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0,146$

$$1 + 0,3\alpha = 1,043$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,52 \qquad \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,62$$

➤ Calcul des efforts

Nous avons deux types de poutres : à 2 et à 6 travées.

Les efforts seront calculés pour les deux types de poutrelles. Nous utiliserons les efforts maximaux pour leur ferrailage et leurs vérifications.

A. Etude de la 1^{ère} poutre

Dans notre cas nous avons une poutre sur 07 appuis, comme présentée dans la figure suivante :

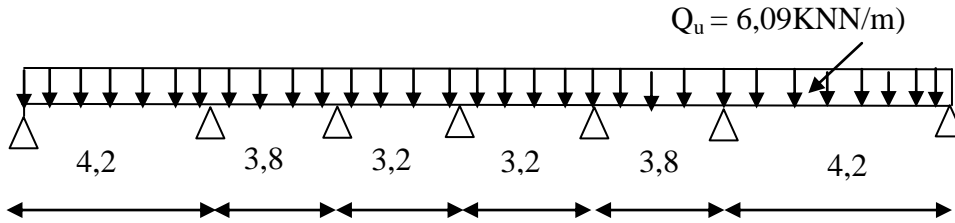


Fig.III.6.7 Schéma statique de la poutre

➤ Calcul des moments en travée

✓ Travée de rive :

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \longrightarrow M_t \geq 0,62M_0$$

$$M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1 + 0,3\alpha = 1,043M_0 \longrightarrow M_t \geq 0,643M_0$$

On prend $M_t = 0,65M_0$

✓ Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \longrightarrow M_t \geq 0,52M_0$$

$$M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1 + 0,3\alpha = 1,043M_0 \longrightarrow M_t \geq 0,593M_0$$

On prend $M_t = 0,6M_0$

➤ Calcul des Moments isostatiques

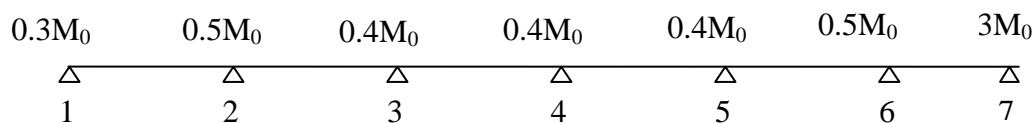


Fig.III.6.8 Diagramme des moments

$$M_{012} = M_{067} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,09 \times 4,2^2}{8} = 13,43 \text{KN.m}$$

$$M_{023} = M_{056} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,09 \times 3,8^2}{8} = 10,99 \text{KN.m}$$

$$M_{034} = M_{045} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,09 \times 3,2^2}{8} = 7,8 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul de Moments sur appuis**

$$M_1 = M_7 = 0,3M_{012} = 0,3 \times 13,43 = 4,029 \text{KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0,5 \max (M_{012}; M_{023}) = 0,5 \times 13,43 = 6,715 \text{KN.m}$$

$$M_3 = M_5 = 0,4 \max (M_{023}; M_{034}) = 0,4 \times 10,99 = 4,396 \text{KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{034}; M_{045}) = 0,4 \times 7,8 = 3,12 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travées	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w (KN.m)	4,026	6,715	4,396	3,12	4,396	6,715
M_e (KN.m)	6,715	4,396	3,12	4,396	6,715	4,026
T_w (KN)	-13,43	-10,96	-9,35	-10,14	12,18	-12,15
T_e (KN)	12,15	12,18	10,14	9,35	10,96	13,43
M_t (KN.m)	8,73	5,69	4,74	4,74	5,69	8,73

Tableau III.6.1 : Tableau des moments fléchissant et des efforts tranchants:

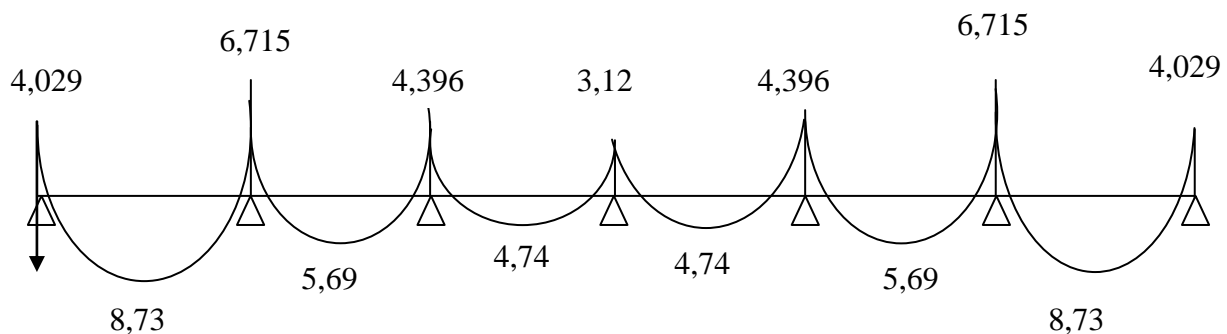


Fig.III.6.9 Diagramme des moments.

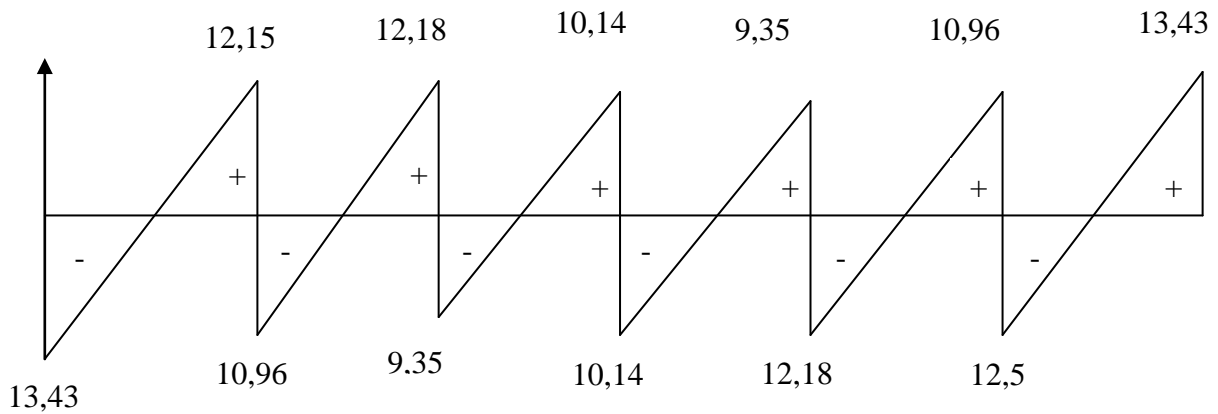


Fig.III.6.10 Diagramme des efforts tranchants.

B. Etude de la 2^{ème} poutre

Dans notre cas nous avons une poutre sur 03 appuis, comme présentée dans la figure suivante :

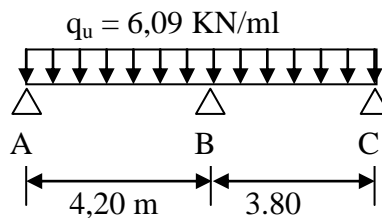


Fig.III.6.11 Schéma statique de la poutre

➤ Calcul des Moments isostatiques

$$M_{012} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,09 \times 4,2^2}{8} = 13,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,09 \times 3,8^2}{8} = 10,99 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de Moments sur appuis

$$M_1 = 0,3M_{012} = 4,029 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{012}, M_{023}) = 6,715 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,3M_{023} = 3,297 \text{ KN.m}$$

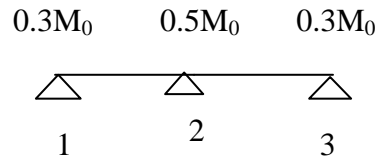


Fig.III.6.12 Diagramme des moments

➤ **Calcul des efforts tranchants**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travées	1-2	2-3
M_w (KN.m)	4,029	6,715
M_e (KN.m)	6,715	3,297
T_w (KN)	-13,43	-10,672
T_e (KN)	12,149	12,47
M_t (KN.m)	8,73	7,144

Tableau III.6.2 : Tableau des moments fléchissant et des efforts tranchants:

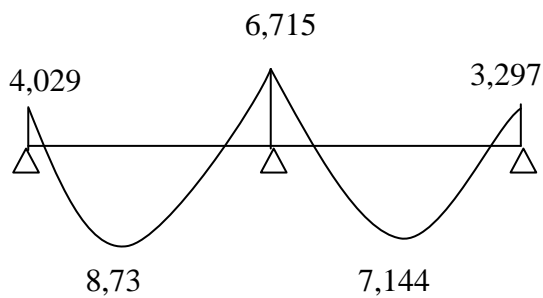


Fig.III.6.13 Diagramme des moments

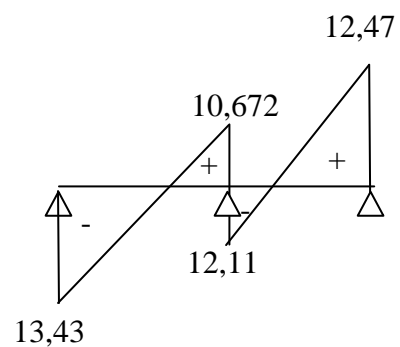


Fig.III.6.14 Diagramme des efforts

4. Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments Max en travées et sur appuis.

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 8,73 \text{KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6,715 \text{KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 13,43 \text{KN.m}$$

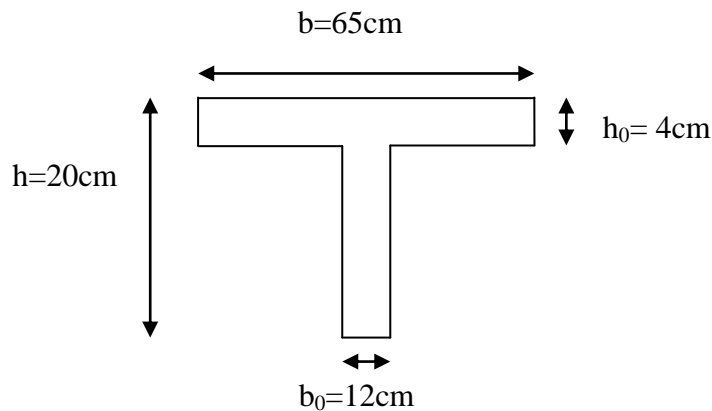


Fig.III.6.15 Section de la poutre en T.

✓ Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,04 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 59,072 \text{KN.m}$$

$$M_t = 59,072 \text{KN.m} > M_t^{\max} = 8,73 \text{KN.m}$$

Alors :

L'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{8,73 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,029 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,029 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{8,73 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 1,41 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 1,41 \text{cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{cm}^2$$

✓ **Armatures aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{6,715 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,112 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,112 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,940$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{6,715 \times 10^3}{0,940 \times 18 \times 348} = 1,14 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 1,14 \text{cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$\varphi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varphi_{\max} \right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\varphi \leq \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right) = 5,71 \text{mm} = 0,571 \text{cm}$$

$$\varphi \leq 0,571 \text{cm}$$

On prend $\varphi = 6 \text{cm}$

$$\text{On adopt } 2\text{HA}6 \quad \longrightarrow \quad A_t = 0,56 \text{cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de **HA6**

- Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 16,2\text{cm}$$

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

5. Les vérifications à l'ELU :

a. Vérification au cisaillement.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right)$ «Fissuration peu nuisible»

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13,43 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,621\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,621\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Condition de non fragilité.

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

➤ En travée

$$A_t = 2,35\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis

$$A_t = 1,57\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la contrainte d'adhérence (Art. A.6.13/BAEL91)

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{13,43 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 3,14 \times 10} = 0,880\text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,880\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec $a=0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 129,6 \text{KN}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,6 \text{KN}$$

➤ Appuis de rive :

$$V_u^{\max} = 13,43 \text{ KN} < 129,6 \text{KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Appuis intermédiaires :

$$V_u^{\max} = 12,89 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e. Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_s} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}^{\text{appuis}}}{0,9d} \right)$

$$A_s = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(13,43 - \frac{6,715}{0,9 \times 0,18} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (13,43 - 41,45)$$

$$A_s = 1,57 \geq -0,81 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

f. Calcul des scellements droit (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

D'où :

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

Forfaitairement :

$$I_s = 50 \cdot \Phi = 50 \times 1,0 = 50 \text{ cm (zone III)}$$

Pour les armatures comportants des crochets, on prend :

$$I_c = 0,4 \times I_s \text{ (Art.6.1.253BAEL99)}$$

Soit un crochet de : $0,4 \cdot I_s = 14,11 \text{ cm}$

6. Calcul de la poutrelle à l'ELS :

➤ Calcul des moments isostatiques

On a :

$$Q_s = 4,439 \text{ KN/ml}$$

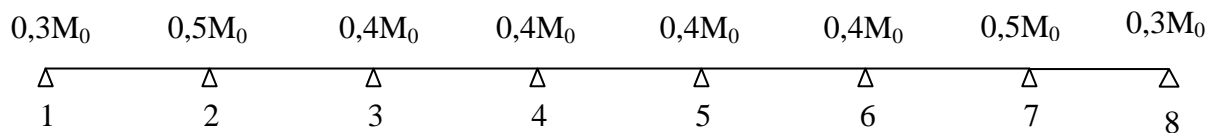


Fig.III.6.16 Moments sur appuis.

$$M_{012} = M_{067} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,439 \times 4,2^2}{8} = 9,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{056} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,439 \times 3,8^2}{8} = 8,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{045} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,439 \times 3,2^2}{8} = 5,68 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de Moments sur appuis

$$M_1 = M_7 = 0,3M_{012} = 0,3 \times 9,79 = 2,93 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0,5 \max (M_{012}; M_{023}) = 0,5 \times 9,79 = 4,895 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_5 = 0,4 \max (M_{023}; M_{034}) = 0,4 \times 8,01 = 3,204 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{034}; M_{045}) = 0,4 \times 5,68 = 2,272 \text{ KN.m}$$

➤ calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_s L$$

Avec :

T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et a droite de l'appui.

Travées	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
$M_w(\text{KN.m})$	2,937	4,895	3,204	2,272	3,204	4,895
$M_e(\text{KN.m})$	4,895	3,204	2,272	3,204	4,895	2,937
$T_w(\text{KN})$	-9,78	-7,989	-6,811	-7,39	-8,879	-8,85
$T_e(\text{KN})$	8,85	8,879	7,39	6,811	7,989	9,78
$M_t(\text{KN.m})$	6,364	4,806	3,408	3,408	4,806	6,364

Tableau III.6.3 : Tableau des moments fléchissant et des efforts tranchants

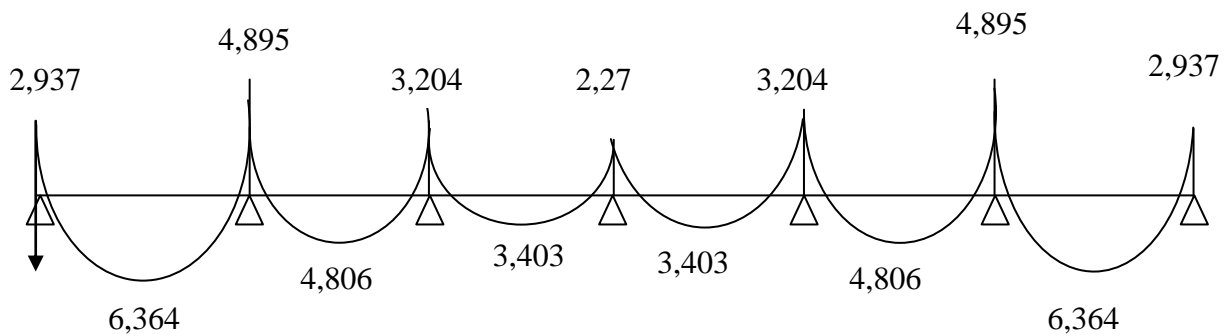


Fig.III.6.17 Diagramme des moments.

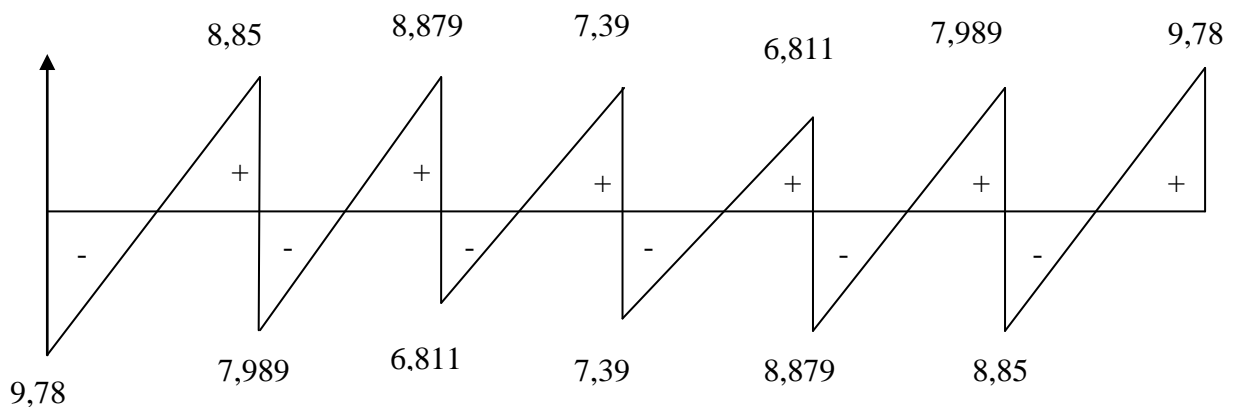


Fig.III.6.18 Diagramme des efforts tranchants.

7. Vérifications à l'ELS :

a) Contrainte dans les aciers

➤ En travée :

$$M_a^{\max} = 6,364 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,08$$

$$\rho_1 = 1,08 \longrightarrow \beta_1 = 0,8565 \longrightarrow K_1 = 19,84$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6,364 \times 10^3}{0,8565 \times 18 \times 2,35} = 175,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

• Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 4,89 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 1,57}{18 \times 12} = 0,72$$

$$\rho_1 = 0,72 \longrightarrow \beta_1 = 0,877 \longrightarrow K_1 = 25,65$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4,895 \times 10^3}{0,877 \times 18 \times 1,57} = 197,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

b) Contrainte de compression dans le béton

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

➤ En travée :

$$M_a^{\max} = 6,364 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{On a } \sigma_{st} = 175,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{175,65}{19,84} = 8,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

- **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 4,895 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

On a :

$$\sigma_{st} = 197,5 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{197,5}{19,84} = 7,7 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,7 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

❖ **Conclusion :**

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

c) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures

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

d) Etat limite de déformation : (BAEL91.AB.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \quad \frac{h}{L} > \frac{1}{22,5}$$

$$2- \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \quad \frac{A_{sa}}{b_0 d} > \frac{3,6}{400}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

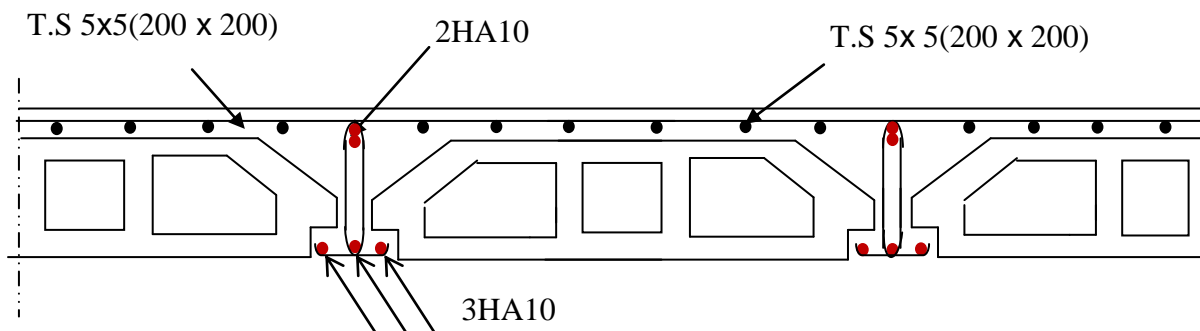
M_t : moment maximum de flexion.

b_0 : largeur de nervure.

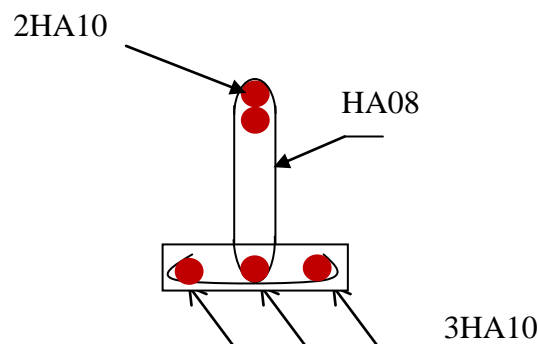
- $\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0,0476 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,048 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{6,364}{15 \times 9,79} = 0,043 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_{sa}}{b_0d} = \frac{1,57}{18 \times 12} = 0,0072 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

❖ Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.



Ferrailage du plancher.



Ferrailage de la poutrelle

Fig.III.6.19 Ferrailage du plancher et de la poutrelle

IV PRESENTATION DE L'ETABS

1. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis les différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, qu'est le problème majeur, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; pour cela, on utilise La méthode des éléments finis (MEF)

Et pour des résultats plus exacts et un travail plus facile, on s'appuie sur l'outil informatique, Et on aura des logiciels qui vont nous éviter le calcul manuel laborieux, et pour notre projet on a choisi ETABS comme logiciel de calcul.

2. Concept :

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).

3. Description d'ETABS :

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul des ouvrages de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément 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 vérifications 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 propre de vibration etc.

✓ Rappel :(terminologie):

- | | |
|---|-----------------------------|
| ❖ Grid line : ligne de grille. | ❖ Concrete : béton. |
| ❖ Joints : nœuds. | ❖ Steel : acier. |
| ❖ Frame : portique (cadre). | ❖ Frame section : coffrage. |
| ❖ Column : poteau. | ❖ Height : hauteur. |
| ❖ Beam : poutre. | ❖ Widh : largeur. |
| ❖ Shell : voile. | ❖ Depth : profondeur. |
| ❖ Elément : élément. | ❖ Weightt : poids. |
| ❖ Restreints : degrés de liberté(D.D.L). | ❖ Show : Afficher, montrer. |
| ❖ Loads : charges. | ❖ Hide : masquer. |
| ❖ Uniformed Loads : point d'application de la charge. | ❖ Add : ajouter. |
| ❖ Define : définir. | ❖ Dellet : supprimer. |
| ❖ Materials : matériaux | |

4. Manuel d'installation et d'utilisation :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0

Pour installer ETABS on suit les étapes suivantes :

Dossier ETABS → ETABS V9.6.0 → Setup (double clique) → Db clique

Et pour l'activation :

Dossier ETABS → Dossier crack → sélectionner les deux fichiers (copier)

Allez sur le bureau → ETABS  BD → propriétés

→ Emplacement des fichiers → BD coller.

➤ NB : copier et remplacer deux fois .

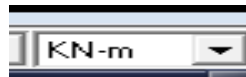
5. Les étapes de modélisation :

➤ Etape 1 :

La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

✓ Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélection **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

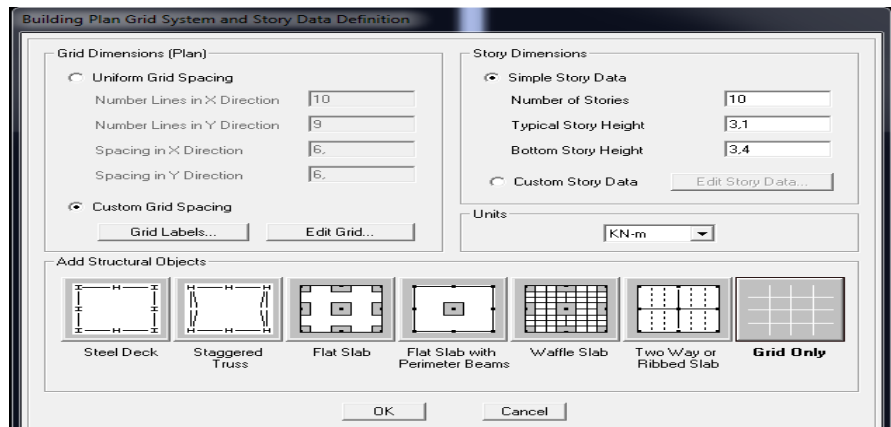


✓ Géométrie de base

En haut de l'écran à gauche, on clique sur :

File new → **model** → **No**

Une fenêtre s'affichera :



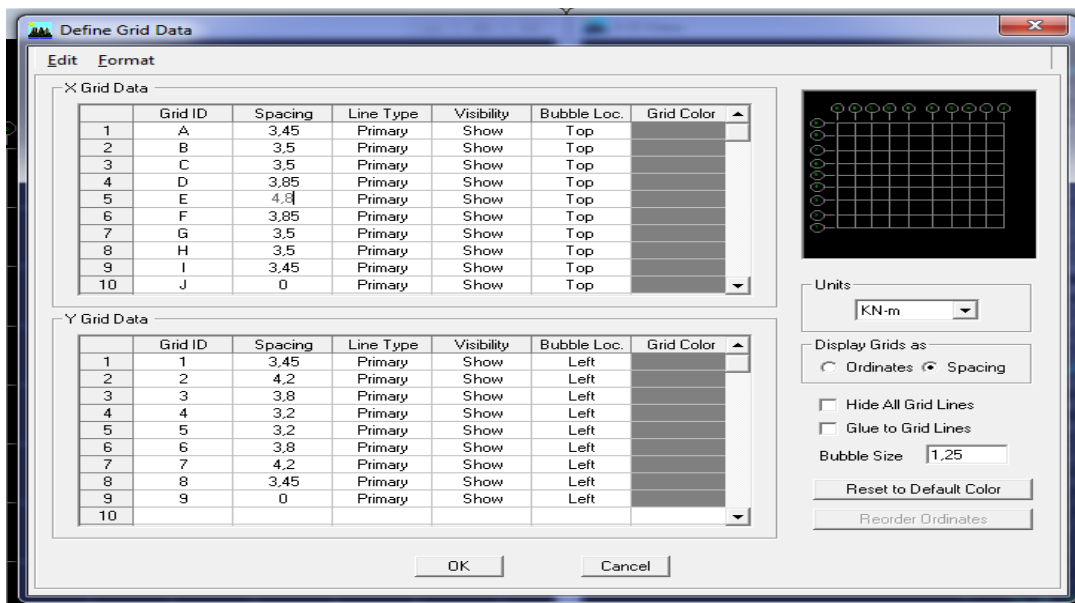
Cette fenêtre nous permet d'introduire :

- Le nombre de travées suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de travées suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différentes hauteurs.

Et pour cela on suit les étapes suivantes :

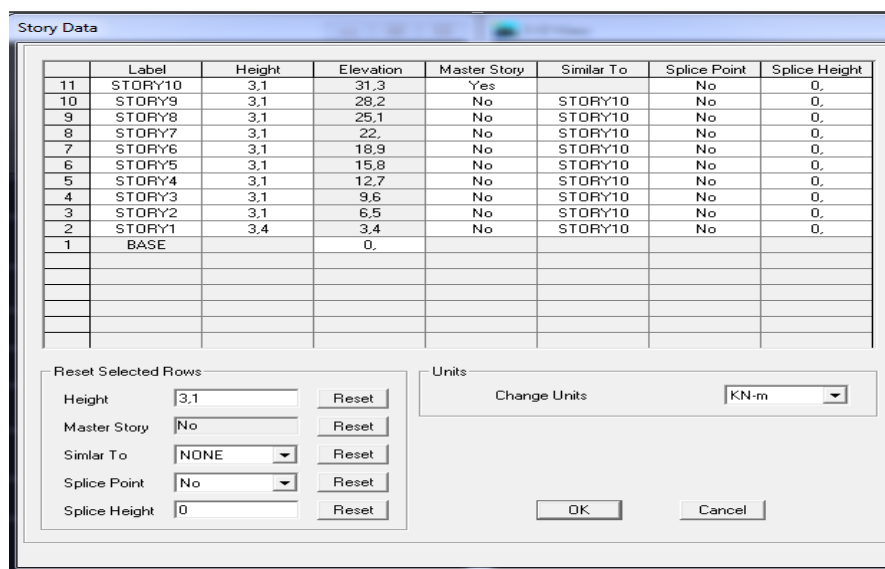
➤ **Pour la longueur des travées :**

Custom Grid Spacing, et on remplit les tableaux comme suit :



➤ **Pour la longueur des travées :**

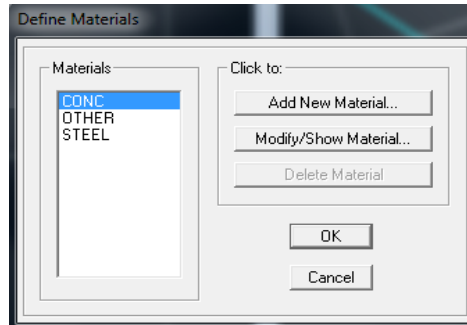
Custom Story Data, et on remplit le tableau comme suit :



➤ **Étape 2:**

La deuxième étape consiste à la définition des **Propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence, l'acier et le béton, et pour cela on suit les étapes suivantes :

Define → **Material Properties** → **Conc**



→ **Modify/Show Material**

Et on le remplit comme suit:

➤ **Étape 3 :**

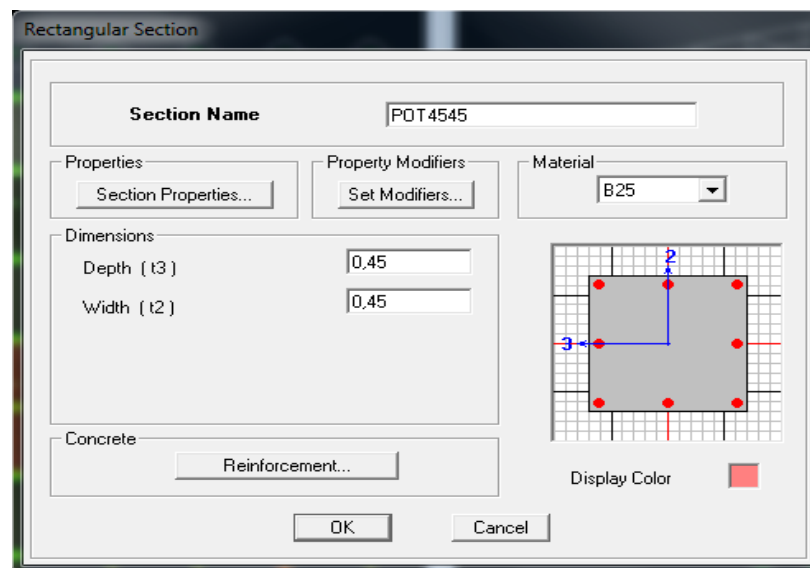
Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles,...), et les affecte dans la structure

1. propriétés géométriques des éléments

✓ **poteaux :**

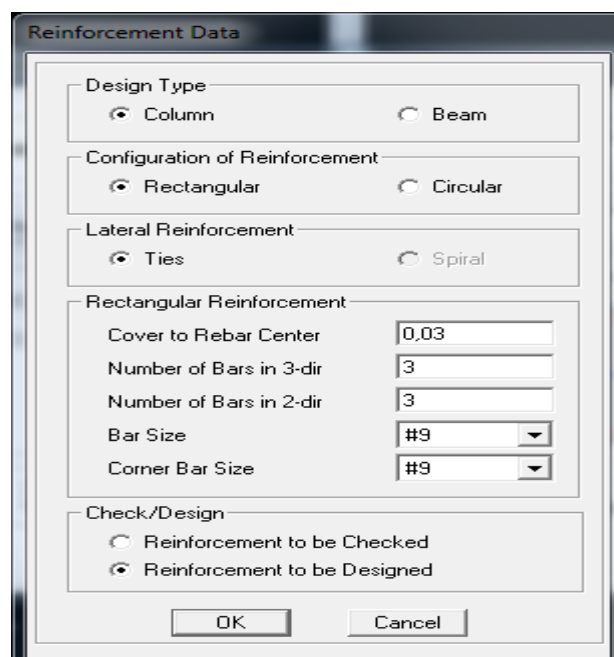
Define → **Frame Sections** → **Add Rectangular**

Et on remplit comme il est montré dans la fenetre ci desous



→ **Reinforcement Data**

et on remplit comme il est montré a la fenetre ci-dessous

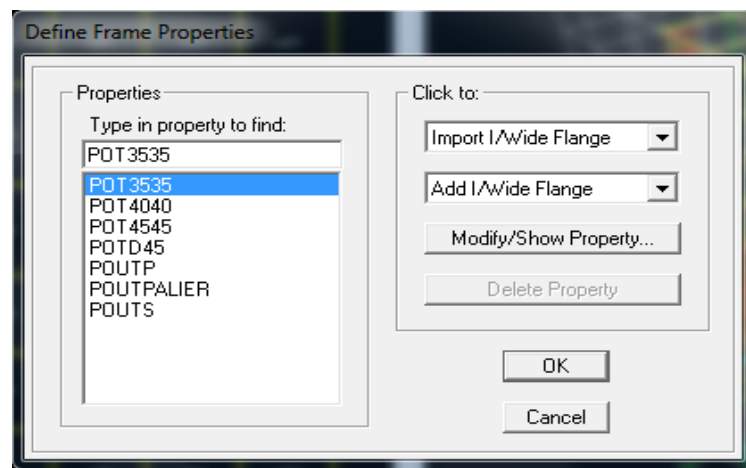


→ **OK** → **OK**

✓ **Poutres:**

Pour les poutres on suit les mêmes étapes juste on remplace **column** par **Beam**

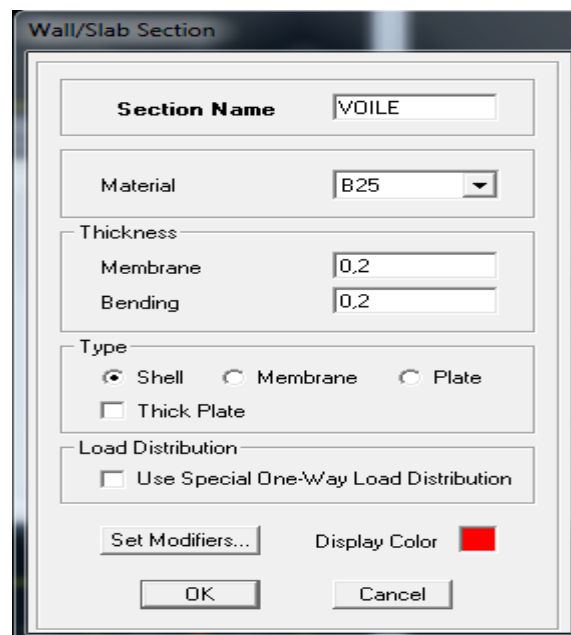
Et au finale pour les poteaux et les poutres on aura :



✓ **Voiles :**

Define → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Wall**

Et on la remplit comme il est montré :



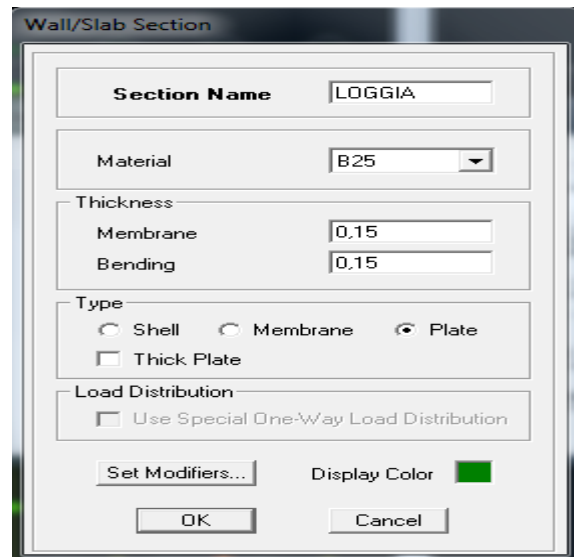
✓ **Volée :**

On suit les mêmes étapes que pour les voiles

✓ **Loggias:**

Define → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Slab**

Et on la remplit comme il est montré :



✓ **Palier de repos et la salle machine :**

On suit les mêmes étapes que pour les loggias.

✓ **Éléments corps creux :**

Pour les corps creux, nous avons choisit le bardage, qu'est un panneau virtuel (qui n'a ni matériau ni épaisseur), et son rôle est de répartir les charges et les surcharges sur les éléments porteurs.

D'abord on définit les propriétés du matériau utilisé :

Define → **Material Properties** → **Add New material**

Material Name

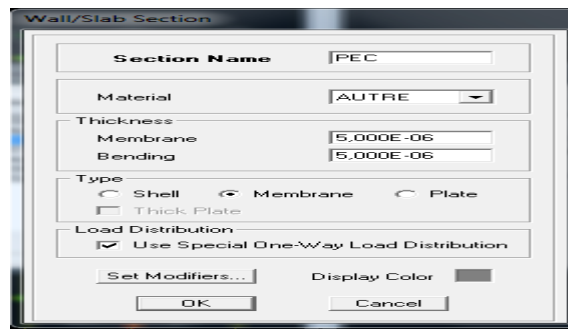
Mass per unit Volume

Weigth per unit Volum

Ensuite on définit ses propriétés :

Define → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Slab**

Puis on remplit la fenetre comme il est montré :



2. L'affectation des éléments dans la structure

Pour affecter les éléments précédents dans la structure on suit les etapes ci-après :

✓ Poteaux

On clique sur l'icône



Property	POT4545
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0,

properties of Object → property

On choisit le nom de la section (pot 45x45 par exemple) et on l'affecte à sa position dans la structure.

On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône

✓ Poutres.....



Et ils seront affectés comme suit

- Poutre principales suivant y-y
- Poutres secondaires suivant x-x

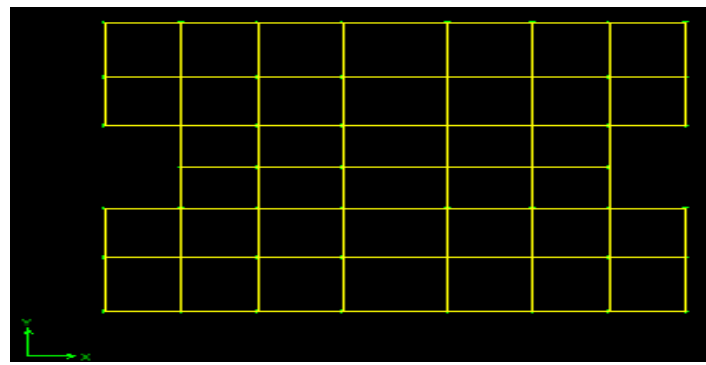



Fig IV.1 disposition des poutres

✓ Voile..... 

Qui seront disposés comme suit :

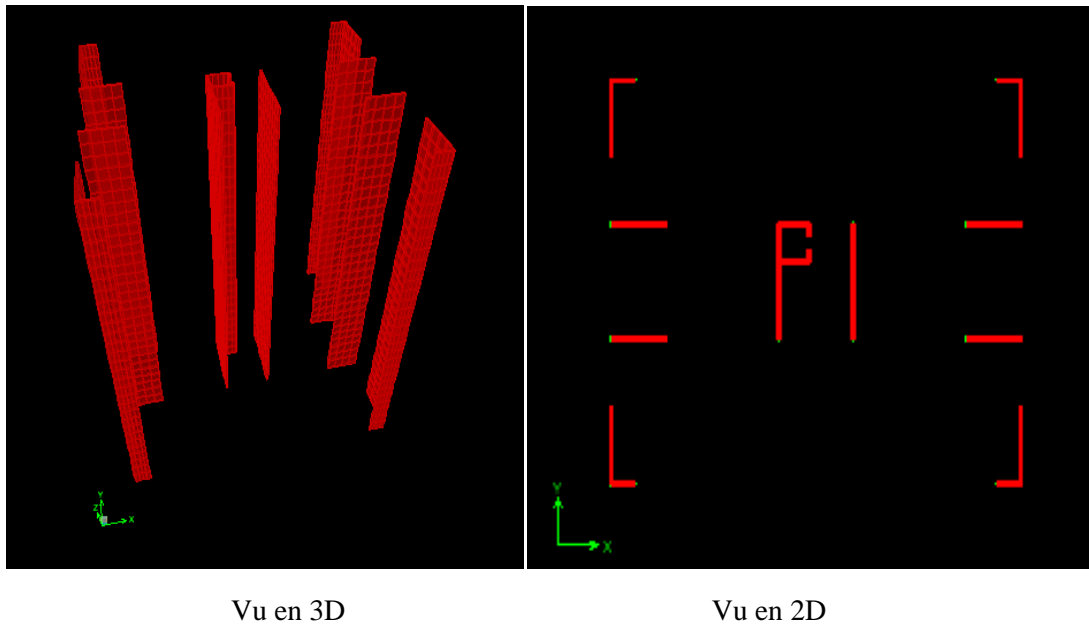
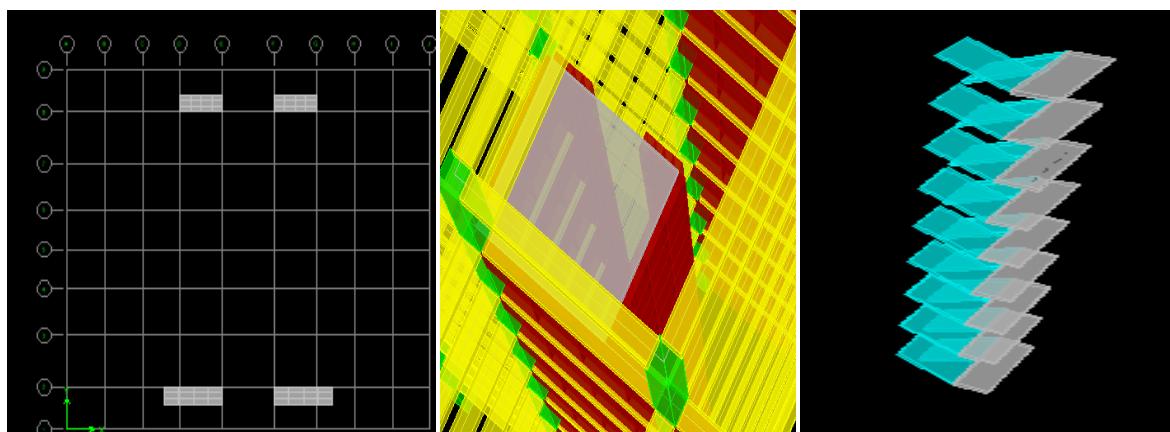


Fig IV.2 disposition des voiles

✓ Loggia, salle machine, palier de repos et volée..... 

Et il seront affectés comme suit :



Loggia

Dalle salle machine

Escalier (volée, palier de repos)

Fig IV.3 Loggia, Salle machine, Escalier

✓ **Bardage**.....

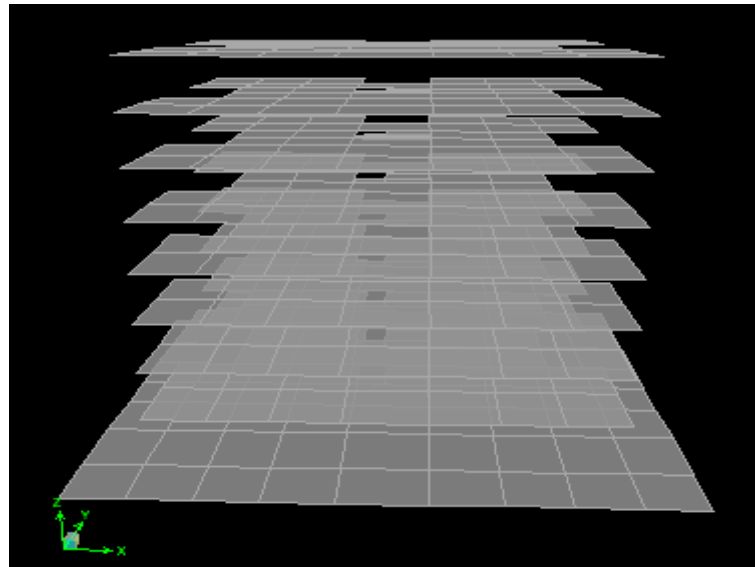


Fig IV.4 Bardage

Et on aura notre structure comme montré ci-dessous :

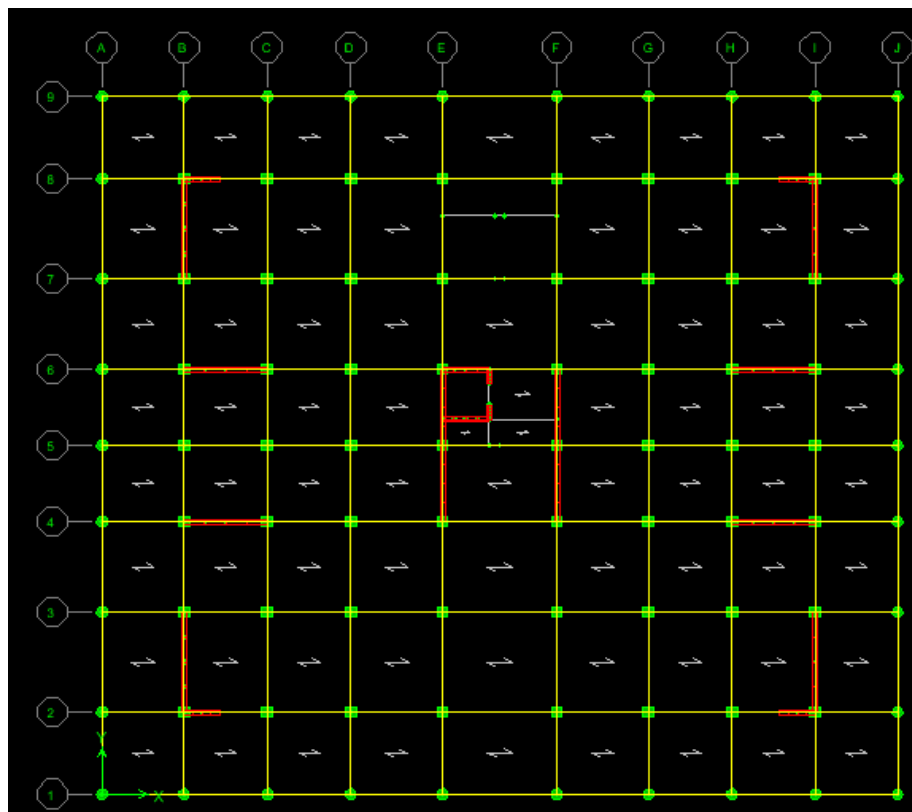


Fig IV.5 Vu en plan de la structure

➤ **Etape 4 :**

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

- Données à introduire dans le logiciel

- ✓ **Zone sismique :**

Zone III (Zone de sismicité élevé, du RPA 2003 Art 3.1)

- ✓ **Groupe d'usage :**

Groupe 2 (Ouvrages courants, du.3.2 du RPA 2003 Art 3.2)

- ✓ **coefficient de comportement R:**

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

R = 5 (contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques)

- ✓ **Remplissage :**

Remplissage dense (Cloisons en maçonnerie) **8,5**

- ✓ **Site :**

Site : **S3 site meuble**

- ✓ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- _ Conditions minimales sur les files de contreventement,
Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)

- _ la redondance en plan,
Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'exécède pas 1,5

- _ la régularité en plan,
La structure est classée non régulière en plan

- _ la régularité et en élévation,
La structure est classée non régulière en élévation

- _ Contrôle de la qualité des matériaux,
- _ Contrôle de la qualité de l'exécution.

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

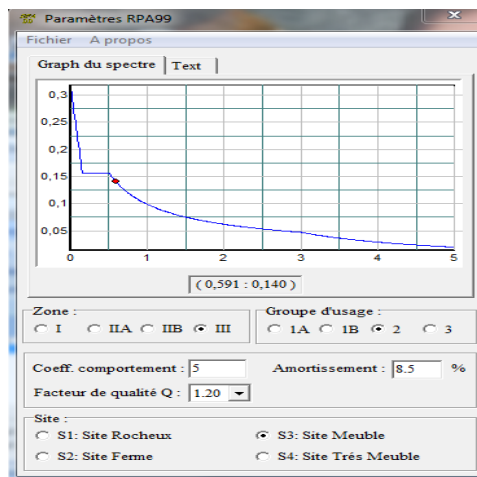
Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	Non observé	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05
Régularité en plan	Non observé	0,05
Régularité en élévation	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0,00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0,00
		Q = 1,20

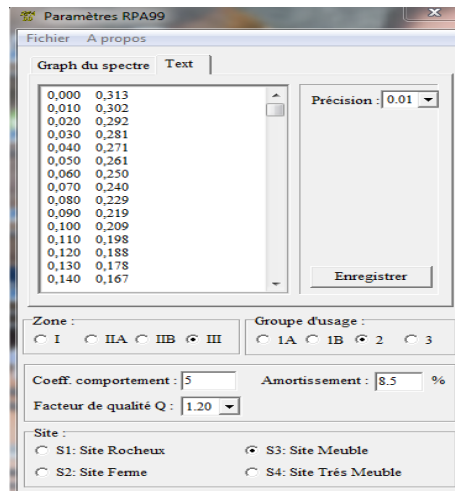
Tableau.IV.1 : Facteur de qualité Q

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus en trouve le facteur de qualité **Q = 1,20**

En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :

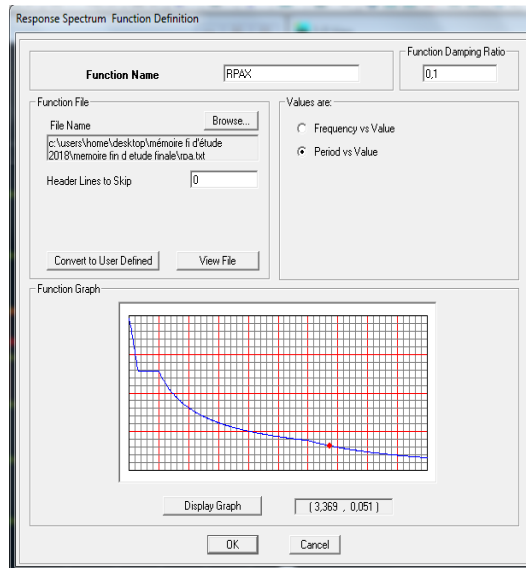


On Clique sur **Text** → enregistré



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function spectre from file.**



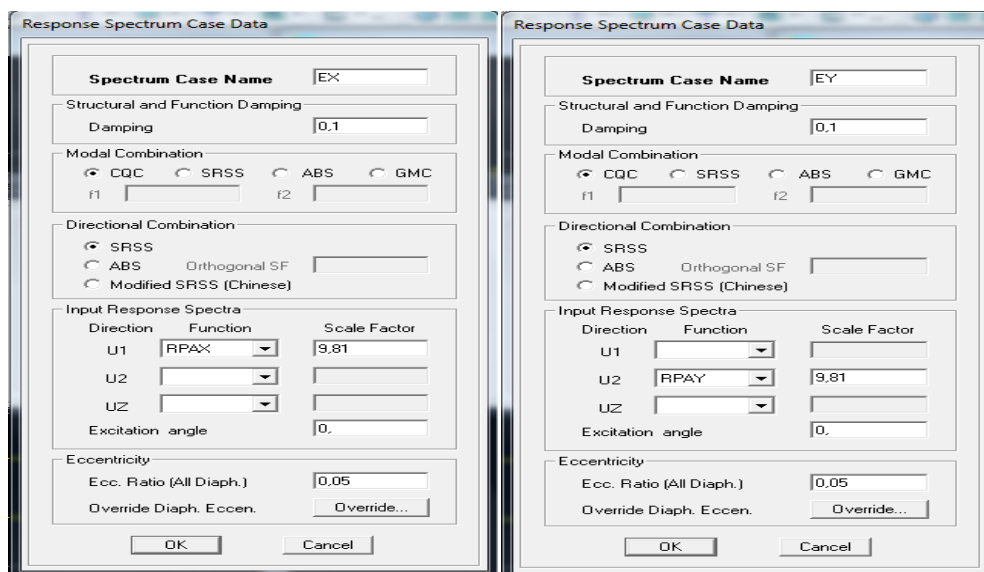
➤ **Etape 5 :**

Cette étape consiste a définir les charges sismiques **E**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

Define → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**

Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :

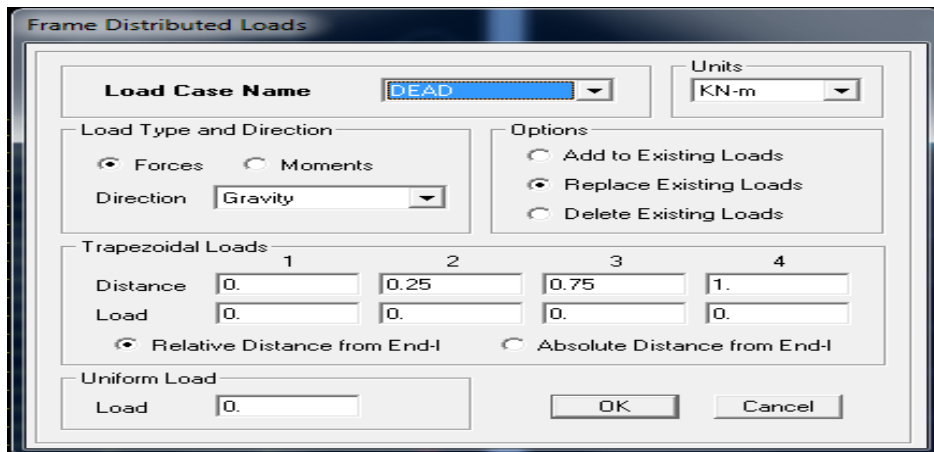


➤ **Etape 6 :**

Cette étape consiste au chargement des éléments surfaciques

On prend chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Sell/areas load** → **Uniform.**



➤ **Etape 7 :**

Introduction des combinaisons d'action.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

▪ **Combinaisons aux états limites :**

$$\text{BAEL91} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G + Q \end{array} \right.$$

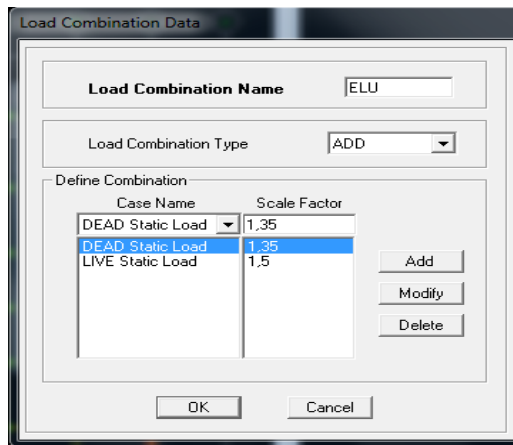
▪ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

$$\text{RPA99} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

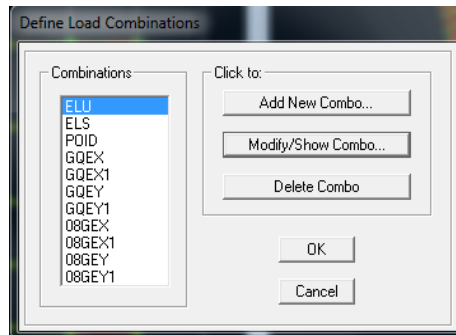
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **Loads Combinaisons** → **Add New Combo.**

❖ Exemple: **ELU** on remplit comme suit



On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 11 combinaisons

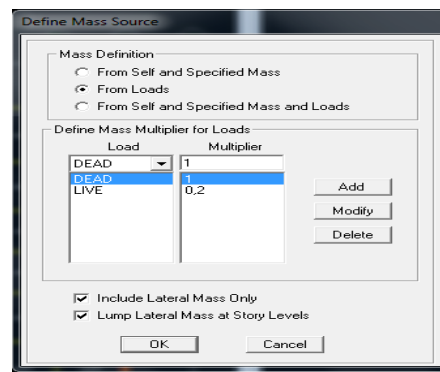


➤ **Etape 8:**

Introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante :

Define → **mass source** → **From Loads**

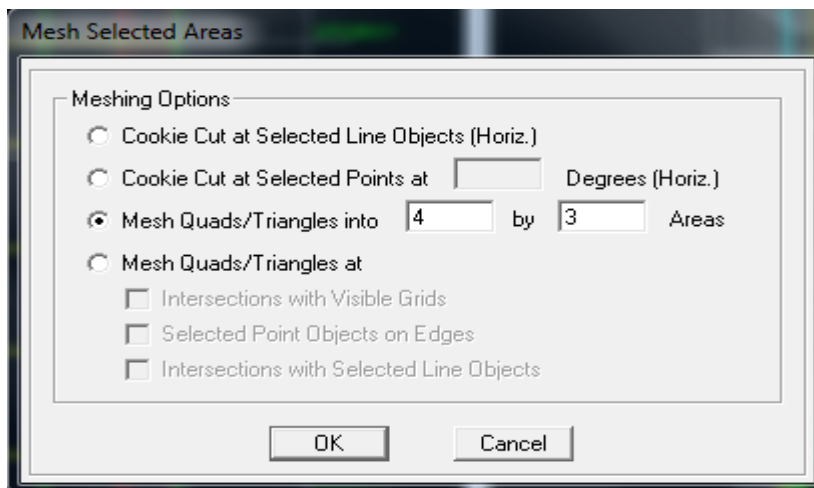


➤ **Etape 9:**


Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles et les dalles pleines
 Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes :
 Sélectionnez tout les voiles et les loggias

Edit —————> **Mesh Areas**

Une fenêtre s affichera et elle sera rempli comme suit



➤ **Etape 10:**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône  la fenêtre ci-après s'affichera :



On clique sur l'icône de l'encastrement  et tous les nœuds seront encastrés.

➤ **Etape 11:**

Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maître), Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

Assign → **joint/ point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm** .

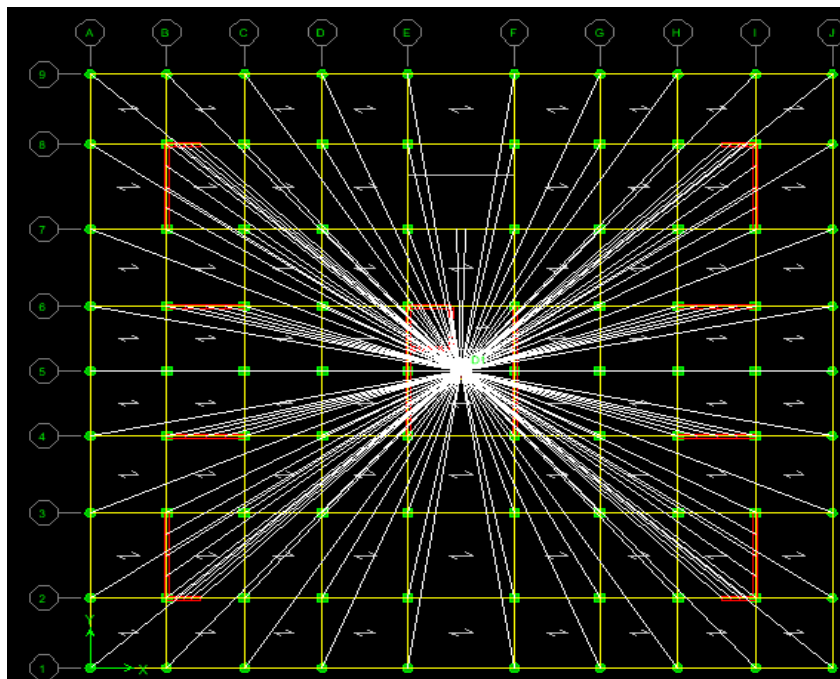
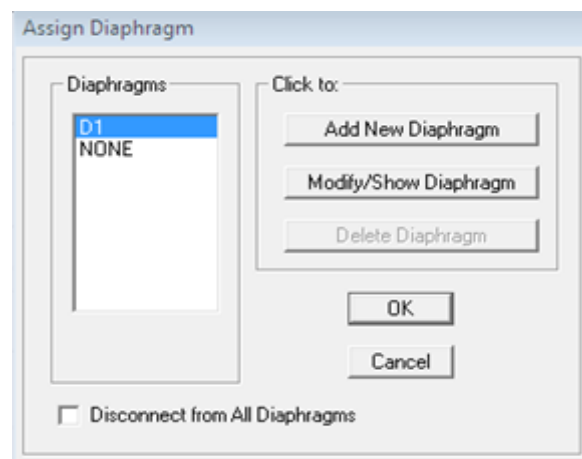


Fig.IV.6 Diaphragme planché 1

On suit les mêmes étapes pour les autres planchers.

➤ **Etape 12 :**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

Analyze → **Run Analysis** ou on clique sur le bouton **F5**

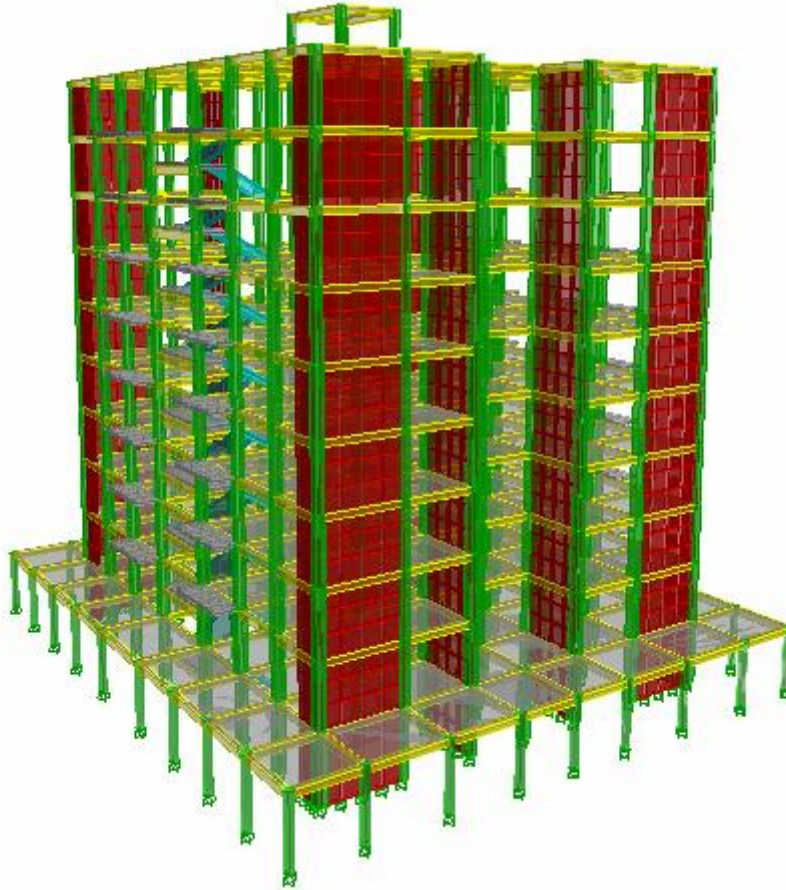


Fig.IV.7 modèle finale de notre structure

V. VERIFICATIONS RPA

Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Vérification de la période
- ✓ Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale
- ✓ Justifications du système de contreventement
- ✓ Vérification des déplacements relatifs
- ✓ Vérifications du déplacement maximal de la structure
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- ✓ Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P- Δ)
- ✓ Spécifications pour les poteaux

V.1 Vérification de la période empirique

➤ **Calcul de la période empirique**

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

$$T_1 = 0,05 \times (31,3)^{3/4} = \mathbf{0,66 \text{ s}}$$

➤ **Calcul de la période empirique majorée**

$$T_{maj} = T + 30\%T = \mathbf{0,858 \text{ s}}$$

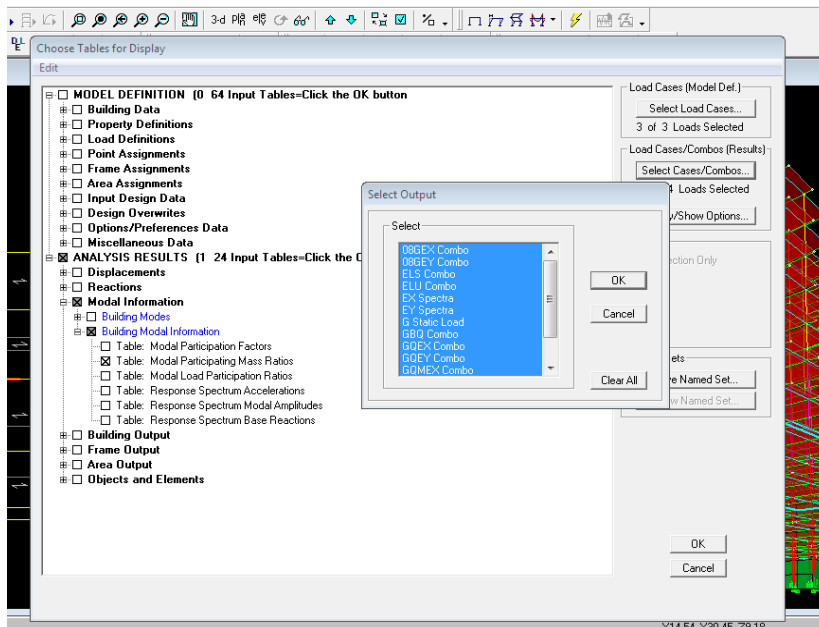
➤ **Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **modal information** → **Building Modal Information**
 → **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,819912	64,2270	0,2676	0,0000	64,2270	0,2676	0,0000	0,4110
2	0,609452	0,1418	57,1013	0,0000	64,3687	57,3688	0,0000	88,8969
3	0,585523	0,2935	5,4083	0,0000	64,6622	62,7772	0,0000	8,4271
4	0,207861	17,1193	0,0619	0,0000	81,7816	62,8390	0,0000	0,0053
5	0,150135	0,0098	6,3104	0,0000	81,7914	69,1494	0,0000	0,6671
6	0,147672	0,8366	0,0168	0,0000	82,6280	69,1662	0,0000	0,0015
7	0,136523	0,0166	0,0706	0,0000	82,6446	69,2368	0,0000	0,0053
8	0,131848	0,0106	0,4899	0,0000	82,6553	69,7267	0,0000	0,0405
9	0,127629	0,0701	14,6829	0,0000	82,7254	84,4097	0,0000	1,2178
10	0,090380	8,2966	0,0312	0,0000	91,0220	84,4409	0,0000	0,0016
11	0,062014	0,0003	0,4121	0,0000	91,0223	84,8530	0,0000	0,0129
12	0,059824	0,0441	8,4432	0,0000	91,0663	93,2962	0,0000	0,2494

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode	Period
1	0,819912

❖ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée $T = 0,66s$
- La période majorée $T_{maj} = 0,858s$
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,819s$

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

Et aussi que celle donnée par etabs est proche de celle majorée

—————> La période est vérifiée

V.2 Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité).

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 5\%L$ (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.

On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Tel que : CM : centre de masse.
CR : centre de rigidité.

➤ **Excentricité calculé :**

✓ Sens longitudinale (x-x) :

$e_x \leq 5\% L_x = 0,05 \times 33,85 = 1,69m$

✓ Sens transversal (y-y) :

$e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 29,75 = 1,487m$

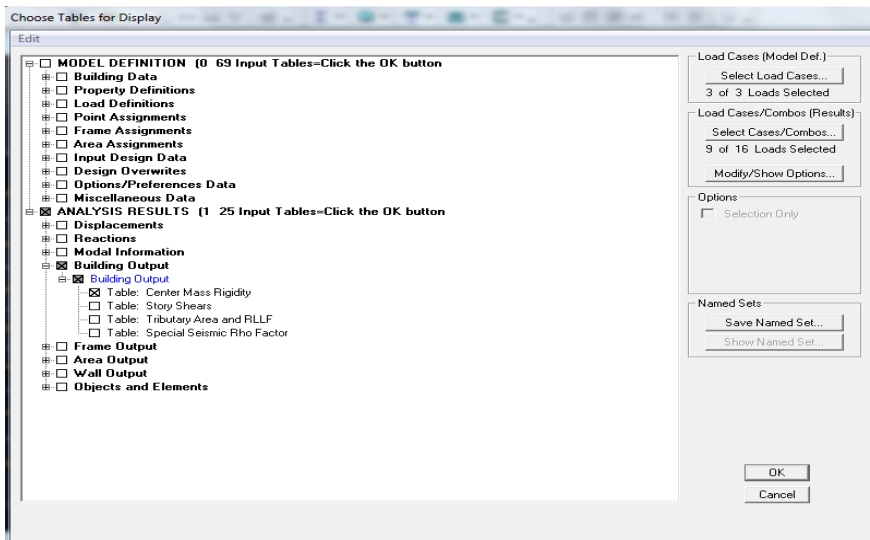
➤ **Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :**

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **building output** → **Table: center mass rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
STORY1	D1	922,4443	922,4443	16,704	14,667	922,4443	922,4443	16,704	14,667	16,636	15,020
STORY2	D2	564,5627	564,5627	16,688	14,594	564,5627	564,5627	16,688	14,594	16,561	15,091
STORY3	D3	555,4942	555,4942	16,688	14,593	555,4942	555,4942	16,688	14,593	16,515	15,143
STORY4	D4	547,5462	547,5462	16,688	14,592	547,5462	547,5462	16,688	14,592	16,491	15,178
STORY5	D5	547,5462	547,5462	16,688	14,592	547,5462	547,5462	16,688	14,592	16,479	15,202
STORY6	D6	539,5446	539,5446	16,688	14,591	539,5446	539,5446	16,688	14,591	16,473	15,219
STORY7	D7	532,6634	532,6634	16,688	14,591	532,6634	532,6634	16,688	14,591	16,472	15,232
STORY8	D8	532,6634	532,6634	16,688	14,591	532,6634	532,6634	16,688	14,591	16,471	15,240
STORY9	D9	527,2438	527,2438	16,696	14,503	527,2438	527,2438	16,696	14,503	16,471	15,245
STORY10	D10	296,1799	296,1799	16,671	14,709	296,1799	296,1799	16,671	14,709	16,470	15,245
STORY10-1	D11	18,3651	18,3651	16,700	16,250	18,3651	18,3651	16,700	16,250	16,687	16,270

Après on copiera ses résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

Edit —————> **copy** —————> **collé dans l'Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

$$\text{Avec: } \begin{cases} e_x = |XCCM - XCR| \\ e_y = |YCCM - YCR| \end{cases}$$

Story	Diaph	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	5%Lx	ey	5%Ly	
STORY1	D1	16,7	14,67	16,636	15,02	0,068	1,69	-0,353	1,847	CV
STORY2	D2	16,69	14,59	16,561	15,091	0,128	1,69	-0,497	1,847	CV
STORY3	D3	16,69	14,59	16,515	15,143	0,173	1,69	-0,55	1,847	CV
STORY4	D4	16,69	14,59	16,491	15,178	0,197	1,69	-0,586	1,847	CV
STORY5	D5	16,69	14,59	16,479	15,202	0,209	1,69	-0,61	1,847	CV
STORY6	D6	16,69	14,59	16,473	15,219	0,215	1,69	-0,628	1,847	CV
STORY7	D7	16,69	14,59	16,472	15,232	0,216	1,69	-0,641	1,847	CV
STORY8	D8	16,69	14,59	16,471	15,24	0,217	1,69	-0,649	1,847	CV
STORY9	D9	16,70	14,5	16,471	15,245	0,225	1,69	-0,742	1,847	CV
STORY10	D10	16,67	14,71	16,47	15,245	0,201	1,69	-0,536	1,847	CV
STORY11	D11	16,70	16,25	16,687	16,27	0,013	1,69	-0,02	1,847	CV

Tableau V.1 : Vérification de l'excentricité

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens

—————> **L'excentricité est vérifiée**

V.3 Vérification de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99V2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ **Détermination de la participation de la masse modale**

On l'a détermine en suivant le cheminement ci-après :

Display ———> **show tables**

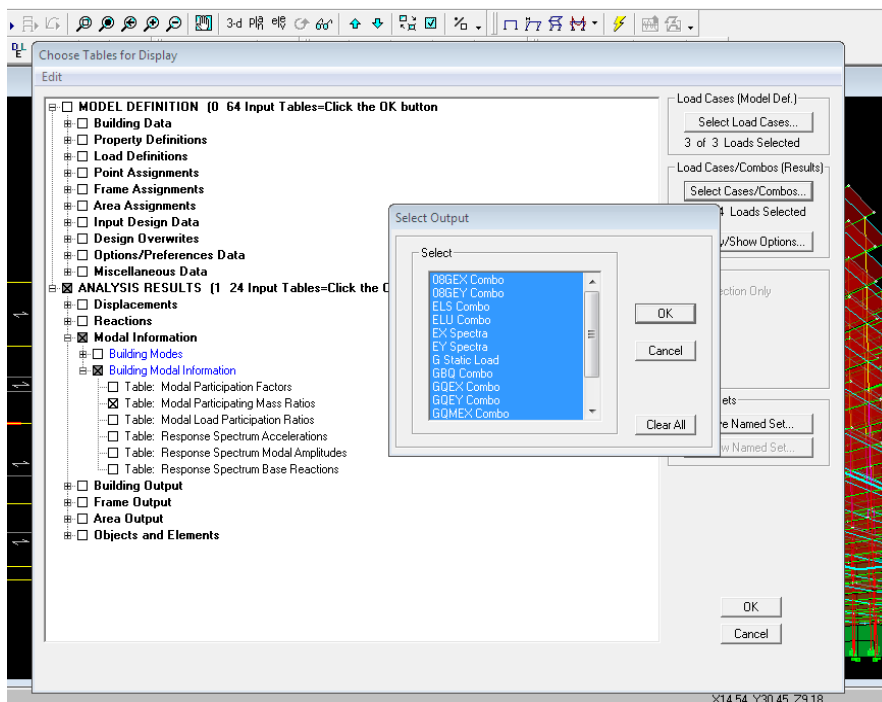
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results ———> **modal information** ———> **Building Modal Information**

————> **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo



Puis on clique : **OK** ———> **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,819912	64,2270	0,2676	0,0000	64,2270	0,2676	0,0000	0,4110
2	0,609452	0,1418	57,1013	0,0000	64,3687	57,3688	0,0000	88,8969
3	0,585523	0,2935	5,4083	0,0000	64,6622	62,7772	0,0000	8,4271
4	0,207861	17,1193	0,0619	0,0000	81,7816	62,8390	0,0000	0,0053
5	0,150135	0,0098	6,3104	0,0000	81,7914	69,1494	0,0000	0,6671
6	0,147672	0,8366	0,0168	0,0000	82,6280	69,1662	0,0000	0,0015
7	0,136523	0,0166	0,0706	0,0000	82,6446	69,2368	0,0000	0,0053
8	0,131848	0,0106	0,4899	0,0000	82,6553	69,7267	0,0000	0,0405
9	0,127629	0,0701	14,6829	0,0000	82,7254	84,4097	0,0000	1,2178
10	0,090380	8,2966	0,0312	0,0000	91,0220	84,4409	0,0000	0,0016
11	0,062014	0,0003	0,4121	0,0000	91,0223	84,8530	0,0000	0,0129
12	0,059824	0,0441	8,4432	0,0000	91,0663	93,2962	0,0000	0,2494

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,819912	64,227	0,2676	0
2	0,609452	64,3687	57,3688	0
3	0,585523	64,6622	62,7772	0
4	0,207861	81,7816	62,839	0
5	0,150135	81,7914	69,1494	0
6	0,147672	82,628	69,1662	0
7	0,136523	82,6446	69,2368	0
8	0,131848	82,6553	69,7267	0
9	0,127629	82,7254	84,4097	0
10	0,09038	91,022	84,4409	0
11	0,062014	91,0223	84,853	0
12	0,059824	91,0663	93,2962	0

Tableau .V.2 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

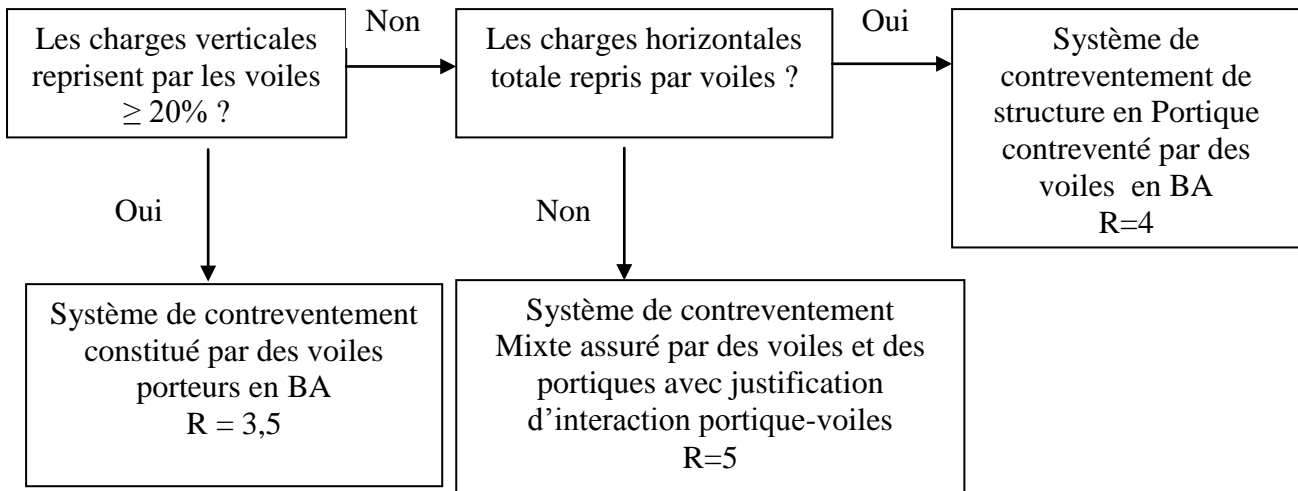
La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions dans le 12^{ème} mode (modélisation),

—————> **La condition est vérifiée.**

V.4 Justifications du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

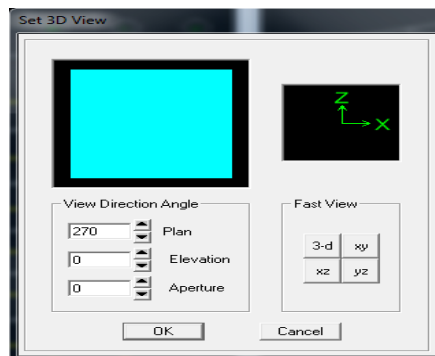
Nous avons :



Pour déterminer les charges verticales et horizontales reprises par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

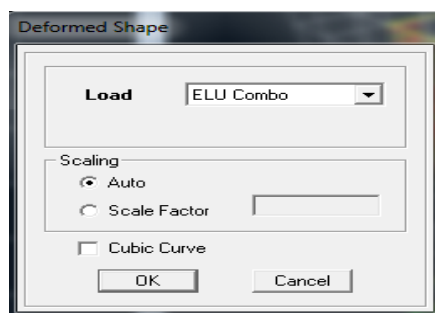
View ———→ **Set 3D view**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:

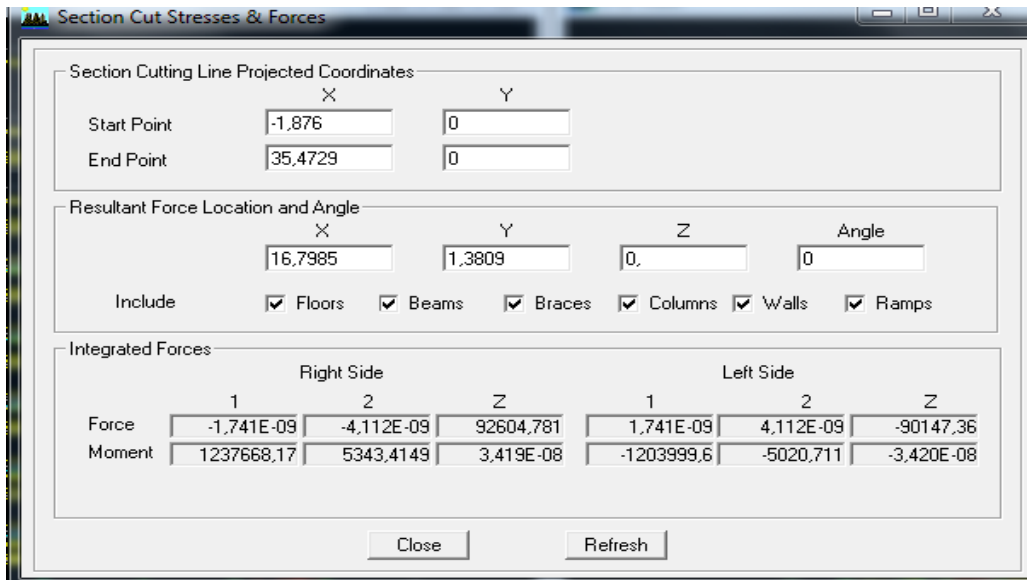
Display ———→ **show Deformed shape** ———→ **Load: ELU**



En suite:

Draw → **Draw Section Cut,**

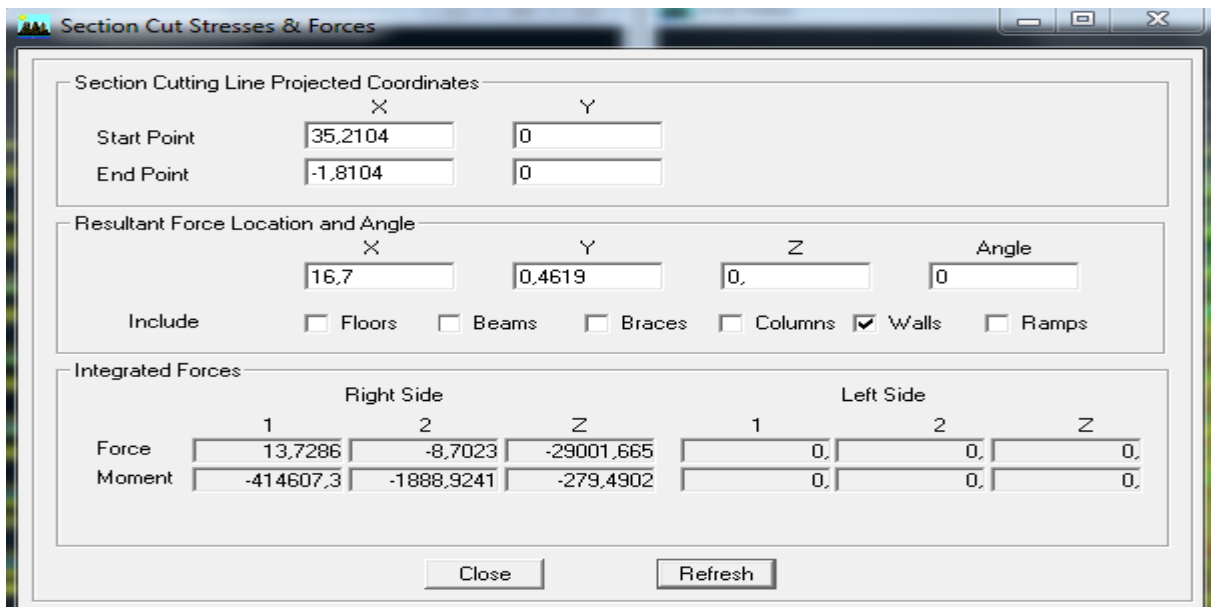
En coupant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-Z**)

C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Au finale, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

Le même cheminement pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELU par Ex et Ey et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2)

❖ **Récapitulatif des résultats :**

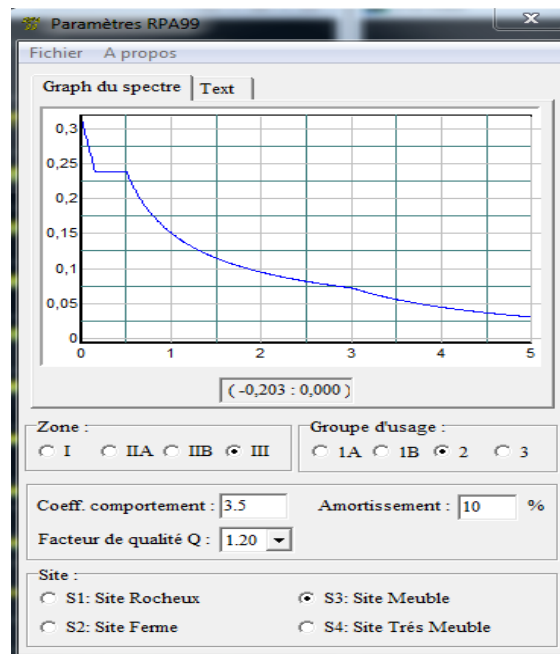
Unité	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voile uniquement	
	KN	%	KN	%
ELU	90565,82	100	29001,665	32,02
sens EX	5792,53	100	4242,41	73,24
sens EY	6855,17	100	5703,07	83,19

Tableau.V.3 pourcentages charges verticales et horizontales repris par les voiles

D'après ses résultats, on voit que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Et d'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R = 3,5**

Vu que aux départs nous avons suppose que le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voiles (**R = 5**),

Alors on doit changer le spectre de RPA et l'introduire à nouveau dans ETABS, puis refaire l'analyse.



V.5 Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Art 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.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- ✓ δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement $R = 3,5$

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

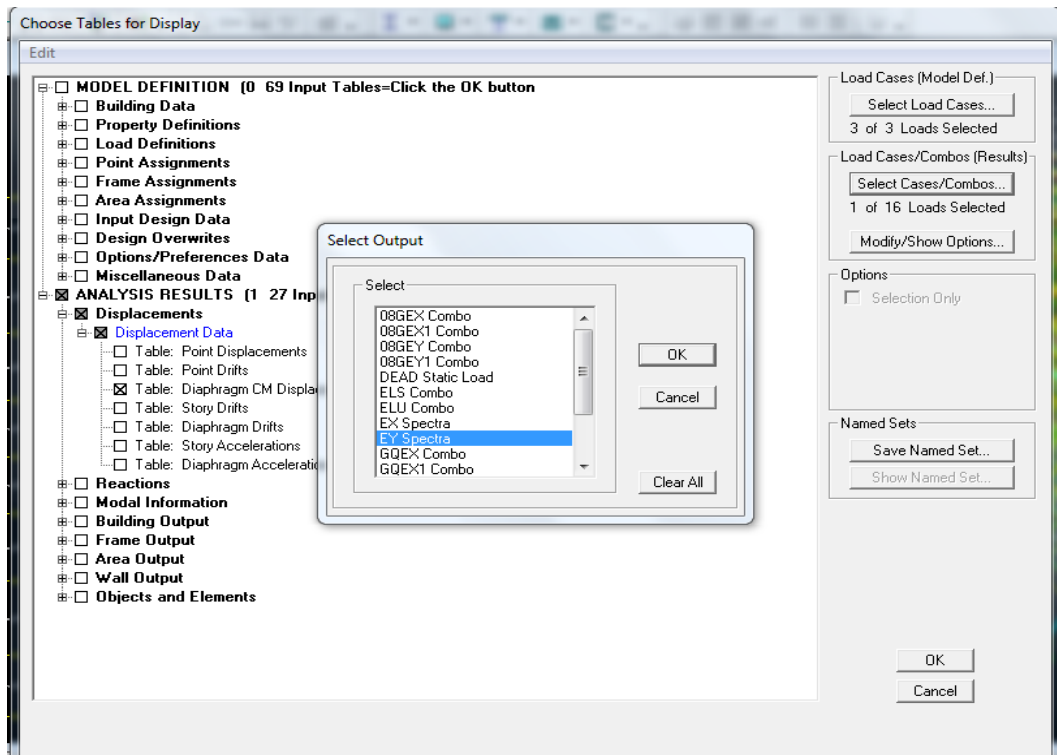
- Dans le sens longitudinal

Display → show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex spectra en cliquant sur : Select cases/combo



Puis on clique : OK → OK

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectra

❖ **Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :**

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% h _{étg} (m)	Cond
	δ _{ek} (m)	δ _k (m)	Δ _k (m)	δ _{ek} (m)	δ _k (m)	Δ _k (m)		
10 ^{ème}	0,0397	0,13895	0,01015	0,03	0,105	0,0168	<0,031	CV
9 ^{ème}	0,0368	0,1288	0,01365	0,0252	0,0882	0,0112	<0,031	CV
8 ^{ème}	0,0329	0,11515	0,0147	0,022	0,077	0,0112	<0,031	CV
7 ^{ème}	0,0287	0,10045	0,01575	0,0188	0,0658	0,0112	<0,031	CV
6 ^{ème}	0,0242	0,0847	0,01575	0,0156	0,0546	0,01085	<0,031	CV
5 ^{ème}	0,0197	0,06895	0,01575	0,0125	0,04375	0,01085	<0,031	CV
4 ^{ème}	0,0152	0,0532	0,01505	0,0094	0,0329	0,0098	<0,031	CV
3 ^{ème}	0,0109	0,03815	0,014	0,0066	0,0231	0,0084	<0,031	CV
2 ^{ème}	0,0069	0,02415	0,01155	0,0042	0,0147	0,007	<0,031	CV
1 ^{er}	0,0036	0,0126	0,0084	0,0022	0,0077	0,00525	<0,031	CV
RDC	0,0012	0,0042	0,0042	0,0007	0,00245	0,00245	<0,034	CV

Tableau .V.4 Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

D'après les résultats trouvés dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de l RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

—————→ **La condition est vérifiée.**

V.6 Vérifications du déplacement maximal de la structure

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible:

$$\delta_{\max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{31,3}{500} = 0,0626\text{m (Art B.6.5,3/BAEL91)}$$

δ_{max} : déplacement maximal

f : La flèche admissible

H_t : Hauteur total.

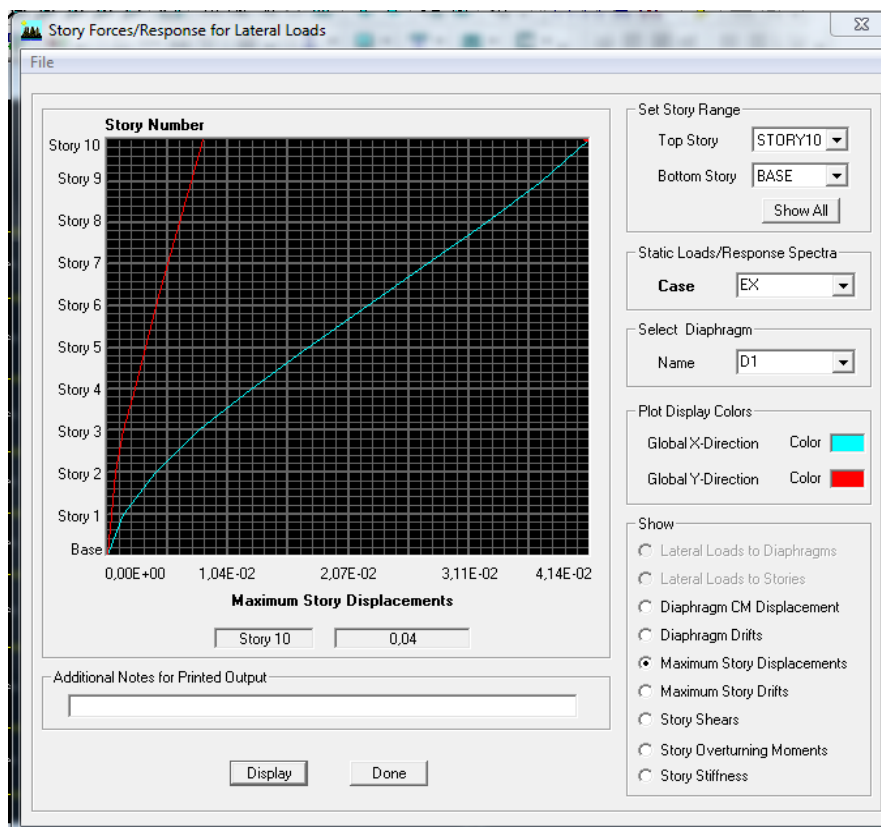
➤ Détermination de déplacement maximal avec ETABS

• dans le sens longitudinal x-x

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ———→ **Show Story Response Plots**

Une fenêtre s'affichera et elle doit être remplie comme indiqué sur l'image



Puis, on clique sur **display**

Et on relèvera la valeur du déplacement maximale



• dans le sens transversal y-y

On le détermine de même manière, on remplaçant la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement

❖ **Résultats trouvés :**

-Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0,04 < f = 0,0626\text{m}$$

-Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\max} = 0,03 < f = 0,0626\text{m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

—————→ **Condition vérifiée.**

V.7 Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

➤ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente**

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ formule 4-1})$$

✓ **Détermination des paramètres :**

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le (tableau 4.1 du RPA)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : III} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A = 0,25}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs **R = 3,50**

Q : Facteur de qualité

Calculé dans le **chapitre IV** : **Q = 1,20**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003) .

$$T_2 (\mathbf{S3}) = \mathbf{0,5sec.}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99v2003}).$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend : $\varepsilon = \mathbf{10\%}$

D'où :

$$\eta = 0,76 \geq 0,7 \longrightarrow \mathbf{Condition\ vérifiée.}$$

T: La période fondamentale donnée par ETABS : $T = 0,819$

Donc :

$$T_2 = 0,5\text{sec} \leq T = 0,819 \leq 3,0\text{sec}$$

D'où :

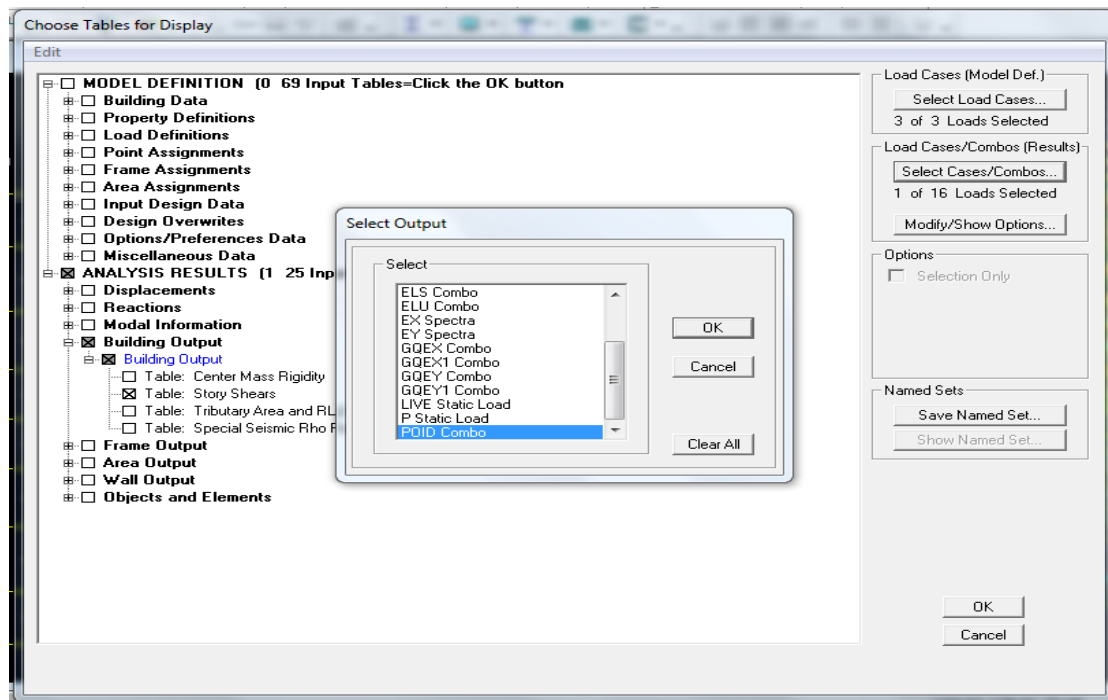
$$D_X = D_Y = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,819}\right)^{2/3} = 1,367$$

W_t : Poids total de la structure, donné par ETABS

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display \longrightarrow **Show Table** \longrightarrow **Building Output** \longrightarrow **Building Output**
 \longrightarrow **Table: Story Shears**

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY10-1	POID	Top	164,52	0,00	0,00	0,000	2673,528	-2747,564
	STORY10-1	POID	Bottom	202,50	0,00	0,00	0,000	3290,622	-3381,747
	STORY10	POID	Top	2485,62	0,00	0,00	0,000	36793,663	-41473,189
	STORY10	POID	Bottom	3846,13	0,00	0,00	0,000	56895,128	-64099,237
	STORY9	POID	Top	7680,72	0,00	0,00	0,000	111690,427	-128168,405
	STORY9	POID	Bottom	9241,83	0,00	0,00	0,000	136544,692	-154144,352
	STORY8	POID	Top	13076,42	0,00	0,00	0,000	191339,991	-218213,520
	STORY8	POID	Bottom	14637,52	0,00	0,00	0,000	216194,257	-244189,467
	STORY7	POID	Top	18472,11	0,00	0,00	0,000	270989,555	-308258,635
	STORY7	POID	Bottom	20033,22	0,00	0,00	0,000	295843,821	-334234,582
	STORY6	POID	Top	23867,81	0,00	0,00	0,000	350639,120	-398303,750
	STORY6	POID	Bottom	25585,85	0,00	0,00	0,000	377792,519	-426900,554
	STORY5	POID	Top	29420,44	0,00	0,00	0,000	432587,818	-490969,722
	STORY5	POID	Bottom	31138,49	0,00	0,00	0,000	459741,218	-519566,525
	STORY4	POID	Top	34973,08	0,00	0,00	0,000	514536,517	-583635,693
	STORY4	POID	Bottom	36691,12	0,00	0,00	0,000	541689,916	-612232,497
	STORY3	POID	Top	40525,71	0,00	0,00	0,000	596485,215	-676301,665
	STORY3	POID	Bottom	42421,61	0,00	0,00	0,000	626244,300	-707868,772
	STORY2	POID	Top	46256,20	0,00	0,00	0,000	681039,599	-771937,940
	STORY2	POID	Bottom	48152,11	0,00	0,00	0,000	710798,685	-803505,047
	STORY1	POID	Top	55242,79	0,00	0,00	0,000	813740,923	-922055,150
	STORY1	POID	Bottom	57802,51	0,00	0,00	0,000	853288,872	-964698,919

Alors le poids total de la structure : **$W_t = 57802,51KN$**

❖ Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,25
Facteur d'amplification dynamique D	1,367
Facteur de qualité Q	1,2
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure W_t [kN]	57802,51

Tableau V.5 récapitulatif des résultats

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0,25 \times 1,367 \times 1,2}{3,5} \times 57802,51 = 6772,8\text{KN}$$

—————> $V_{RPA} = 6772,8\text{KN}$

➤ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

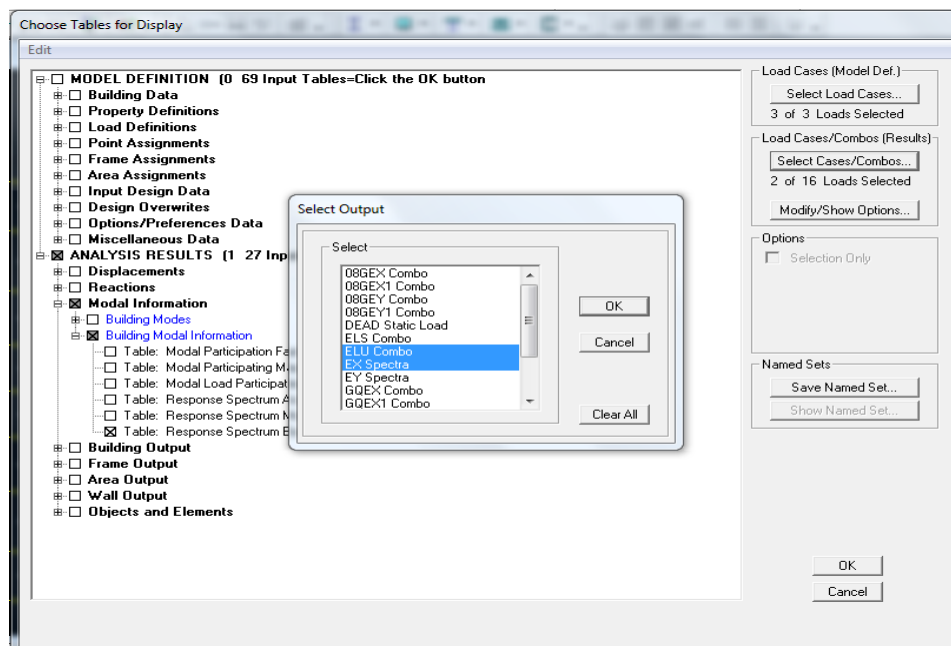
Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display —————> **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS —————> **modal Information** —————> **building modal information**

Puis on définit les combinaisons E_x specter et E_y specter en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** —————> **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	1	U1	5252,86	-339,06	0,00	7591,755	117096,219	-83026,611
	EX	2	U1	14,13	283,51	0,00	-6391,082	318,008	4534,872
	EX	3	U1	30,03	128,90	0,00	-2906,947	654,822	1657,327
	EX	4	U1	1952,43	-117,37	0,00	622,167	8727,297	-30780,210
	EX	5	U1	1,12	28,39	0,00	-166,760	6,128	458,774
	EX	6	U1	96,18	13,64	0,00	-73,779	487,991	-1275,168
	EX	7	U1	1,98	-4,09	0,00	20,251	8,384	-109,685
	EX	8	U1	1,29	-8,74	0,00	45,396	5,554	-172,596
	EX	9	U1	8,61	124,56	0,00	-648,134	42,287	1944,126
	EX	10	U1	1143,46	-70,14	0,00	283,619	4204,081	-17978,849
	EX	11	U1	0,04	-1,55	0,00	4,948	0,127	-26,869
	EX	12	U1	6,60	91,35	0,00	-283,683	17,676	1426,053
	EX	All	All	5792,52	485,27	0,00	10113,258	117937,500	89463,468
	EY	1	U2	-339,06	21,89	0,00	-490,027	-7558,246	5359,144
	EY	2	U2	283,51	5689,84	0,00	-128264,332	6382,195	91011,563
	EY	3	U2	128,90	553,31	0,00	-12478,490	2810,919	7114,316
	EY	4	U2	-117,37	7,06	0,00	-37,403	-524,660	1850,416
	EY	5	U2	28,39	719,69	0,00	-4227,534	155,346	11630,368
	EY	6	U2	13,64	1,93	0,00	-10,464	69,214	-180,863
	EY	7	U2	-4,09	8,42	0,00	-41,726	-17,275	225,999
	EY	8	U2	-8,74	59,34	0,00	-308,205	-37,706	1171,812
	EY	9	U2	124,56	1802,48	0,00	-9378,708	611,910	28132,127
	EY	10	U2	-70,14	4,30	0,00	-17,397	-257,882	1102,840
	EY	11	U2	-1,55	61,35	0,00	-196,396	-5,056	1066,569
	EY	12	U2	91,35	1264,22	0,00	-3925,775	244,607	19734,577
	EY	All	All	485,27	6855,17	0,00	141278,345	10017,302	109691,784

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = \text{Max } F_1 = 5792,59 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = \text{Max } F_2 = 6855,17 \text{ KN}$$

❖ **Vérification :**

✓ **Sens longitudinal :**

$$V_{x\text{dyn}} = 5792,59 \text{ KN} > 0,8 V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 6772,8 \text{ KN} = 5418,24 \text{ KN}. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens transversal :**

$$V_{y\text{dyn}} = 6855,17 \text{ KN} > 0,8 V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 6772,8 \text{ KN} = 5418,24 \text{ KN}. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

—————> **L'effort tranchant à la base est vérifié.**

V.8 Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P-Δ)

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- Δ_K : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- h_K : hauteur de l'étage «K».

Niveau	Sens longitudinal (x)					Sens transversal (y)		
	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_k (m)	V_x (KN)	θ	Δ_k (m)	V_y (KN)	θ
10 ^{ème}	202,5	3,1	0,0101	88,46	0,00749	0,0168	132,78	0,00826
9 ^{ème}	3846,13	3,1	0,0136	908,07	0,01864	0,0112	1035,38	0,01342
8 ^{ème}	9241,83	3,1	0,0147	2011,53	0,02178	0,0112	2375,73	0,01405
7 ^{ème}	14637,52	3,1	0,0157	2818,39	0,02638	0,0112	3377,95	0,01565
6 ^{ème}	20033,22	3,1	0,0157	3483,27	0,02922	0,0108	4185,14	0,01675
5 ^{ème}	25585,85	3,1	0,0157	4075,45	0,03189	0,0108	4883,6	0,01833
4 ^{ème}	31138,49	3,1	0,0150	4571,44	0,03306	0,0098	5459,9	0,01802
3 ^{ème}	36691,12	3,1	0,014	4969,98	0,03334	0,0084	5908,01	0,01682
2 ^{ème}	42421,61	3,1	0,0115	5312,72	0,02975	0,007	6279,12	0,01525
1 ^{er}	48152,11	3,1	0,0084	5579,92	0,02338	0,0052	6577,77	0,01239
RDC	57802,51	3,4	0,0042	5792,53	0,01232	0,0024	6855,17	0,00607

Tableau.V.6 : Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P-Δ)

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ».

Donc l'effet (P- Δ) peut être négligé pour le cas de notre structure.

—————> **Condition vérifiée.**

V.9 Spécifications pour les poteaux

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

- N_d : Effort normal dans les poteaux
- B_c : Section du poteau

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

❖ **Exemple pour les étapes :**

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

✓ **poteau 45 × 45 (RDC, 1^{ère}, 2^{ème} étage)**

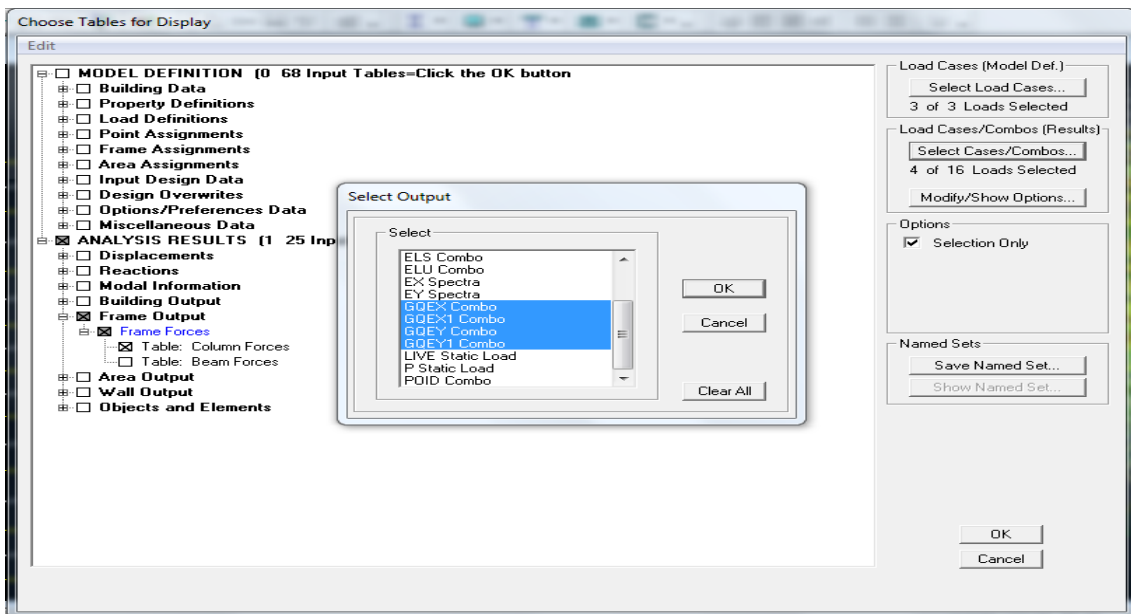
Display → **Show Table** →

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → **Frame Force** → **Table: Colum force**

Puis on définit les combinaisons **G+Q±E** en cliquant sur :

Select cases/combo



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY1	C38	GQEX MAX	0,000	-95,83	22,31	4,54	0,306	9,420
STORY1	C38	GQEX MAX	1,525	-88,11	22,31	4,54	0,306	2,495
STORY1	C38	GQEX MAX	3,050	-80,39	22,31	4,54	0,306	4,975
STORY1	C38	GQEX MIN	0,000	-129,27	-24,46	-5,11	-0,299	-10,61
STORY1	C38	GQEX MIN	1,525	-121,55	-24,46	-5,11	-0,299	-2,821
STORY1	C38	GQEX MIN	3,050	-113,82	-24,46	-5,11	-0,299	-4,43
STORY1	C38	GQEX1 MAX	0,000	-95,83	22,31	4,54	0,306	9,420
STORY1	C38	GQEX1 MAX	1,525	-88,11	22,31	4,54	0,306	2,495
STORY1	C38	GQEX1 MAX	3,050	-80,39	22,31	4,54	0,306	4,975
STORY1	C38	GQEX1 MIN	0,000	-129,27	-24,46	-5,11	-0,299	-10,61
STORY1	C38	GQEX1 MIN	1,525	-121,55	-24,46	-5,11	-0,299	-2,821
STORY1	C38	GQEX1 MIN	3,050	-113,82	-24,46	-5,11	-0,299	-4,43
STORY1	C38	GQEX1 MAX	0,000	-111,38	0,58	15,76	0,359	33,44
STORY1	C38	GQEX1 MAX	1,525	-103,66	0,58	15,76	0,359	9,412
STORY1	C38	GQEX1 MAX	3,050	-95,94	0,58	15,76	0,359	15,17
STORY1	C38	GQEX1 MIN	0,000	-113,72	-2,73	-16,33	-0,352	-34,64
STORY1	C38	GQEX1 MIN	1,525	-106,00	-2,73	-16,33	-0,352	-9,73
STORY1	C38	GQEX1 MIN	3,050	-98,28	-2,73	-16,33	-0,352	-14,67

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

$$N_d = 1483,48 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1483,48 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,29 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Et on procède de la même manière pour les autres sections :

✓ **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 1082,19 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1082,19 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,27 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux 35x35 :**

$$N_d = 602,29 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{602,29 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,20 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

→ L'effort réduit dans les poteaux est vérifié

❖ **Conclusion**

D'après les résultats obtenus ci-dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX

1. Introduction

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée, en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU
- $G + Q \pm E$ RPA 2003
- $0,8G \pm E$ RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- $G + Q$ à l'ELS

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques suivant des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

2. Recommandation de l' RPA 99/Version 2003

➤ Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), et doivent être sans crochet.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimale sera de : 0,09% ($b \times h$) sections du poteau (Zone III).
 - ✓ Poteau (45×45) $A_{min} = 0,009 \times 45 \times 45 = 18,23\text{cm}^2$.
 - ✓ Poteau (40×40) $A_{min} = 0,009 \times 40 \times 40 = 14,4\text{cm}^2$.
 - ✓ Poteau (35×35) $A_{min} = 0,009 \times 35 \times 35 = 8,1\text{cm}^2$.
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 3%(Zone III)
 - ✓ Poteau (45×45) $A_{max} = 0,03 \times 45 \times 45 = 60,75\text{cm}^2$.
 - ✓ Poteau (40×40) $A_{max} = 0,03 \times 40 \times 40 = 48\text{cm}^2$.
 - ✓ Poteau (35×35) $A_{max} = 0,03 \times 35 \times 35 = 36,75\text{cm}^2$.

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6% (Zone III)
 - ✓ Poteau (45 × 45) $A_{\min} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$.
 - ✓ Poteau (40 × 40) $A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$.
 - ✓ Poteau (35 × 35) $A_{\min} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$.

Sections des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
	$A_{\min} = 0,09\% (b \times h)$	Zone de recouvrement	Zone courante
		$A_{\max} = 0,06 (b \times h)$	$A_{\max} = 0,03 (b \times h)$
Poteau (45 × 45)	18,23	121,5	60,75
Poteau (40 × 40)	14,4	96	48
Poteau (35 × 35)	8,1	73,5	36,75

Tableau VI.1.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

3. Etapes de calcul en flexion composé à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

A. Calcul du centre de pression « e »

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

Deux cas peuvent se présenter :

- ✓ **Section partiellement comprimée (SPC)**

Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c}{h}\right)b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

➤ **Calcul des armatures :**

- Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

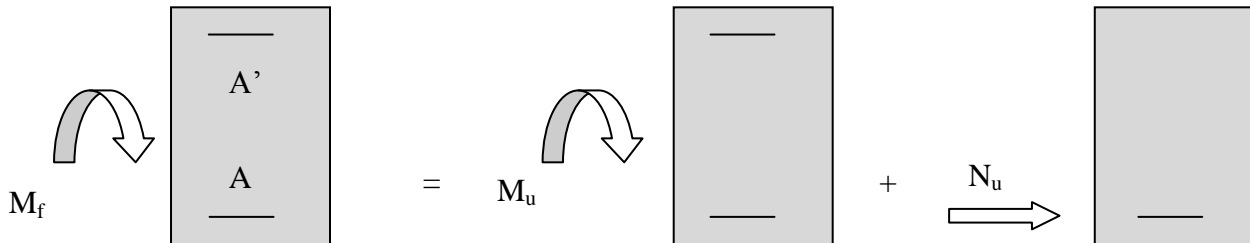


Fig.VI.1.1 : Schéma explicatif du moment fictif

- Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu \leq \mu = 0,392$ \longrightarrow la section est simplement armée (SSA) ($A' = 0$).

- Section des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- Section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_s}$$

Et si $\mu \geq \mu = 0,392$ \longrightarrow La section est doublement armée (SDA) ($A' \neq 0$)

- Armatures en flexion simple :

$$M_f = \mu b d^2 f_{bc} \quad ; \quad \Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- Armatures en flexion composé

La section réelle d'armature est :

$$A' = A_f' \quad A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_s}$$

✓ **Section entièrement comprimée (SEC)**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

➤ **Calcul des armatures :**

Deux cas se présentent :

Si : $N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 \longrightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

$$A_s' = \frac{N_u - 100\Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100\sigma_{st}} \quad A = 0 \text{ avec} \quad \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c) - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

Et si : $N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 \longrightarrow$ La section est doublement armée (SDA)

$$A' = \frac{M - (d - 0,5h)bhf_{bc}}{\sigma_{st}(d - c)} ; \quad A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'$$

A' : armatures comprimées. A : armature tendues.

Et si $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera

$$A = \frac{N_u - Bf_{bc}}{\sigma_s}$$

❖ **Remarque**

Le ferrailage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certains niveaux.

Zone I : du RDC, 1^{ère} étage, 2^{ème} étage \longrightarrow Section (45 × 45).

Zone II : du 3^{ème} étage, 4^{ème} et 5^{ème} \longrightarrow Section (40 × 40).

Zone III : du 6^{ème} étage, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} \longrightarrow Section (35 × 35).

4. Calcul des armatures longitudinales a l'ELU

➤ Les efforts internes dans les poteaux

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	45 × 45	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	-2123,78	7,756
		N ^{min} – M ^{corres}	0,8GE _x	-292,04	46,047
		N ^{corres} – M ^{max}	GQE _x	-1056,94	-110,41
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	40 × 40	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	-1433,63	18,692
		N ^{min} – M ^{corres}	0,8GE _x	225,47	73,81
		N ^{corres} – M ^{max}	GQE _x	-591,41	125,132
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	35 × 35	N ^{max} – M ^{corres}	ELU	-791,07	9,558
		N ^{min} – M ^{corres}	0,8GE _x	90,16	22,927
		N ^{corres} – M ^{max}	GQE _x	-319,42	-99,033

Tableau VI.1.3 : Efforts internes dans les poteaux.

➤ Exemple de calcul manuel

• Poteaux 45 × 45

$$N_u = 2123,78 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{u\text{corr}} = 7,756 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7,756}{2123,78} = 0,00365 < \frac{h}{2} - c = 0,195 \quad \longrightarrow \quad \text{S.E.C}$$

$$N_u (d - c') - M_f \quad \text{avec:} \quad M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad / d = h - c = 0,45 - 0,03 = 0,42$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$\begin{aligned} M_f &= M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ &= 7,756 + 2123,78 \left(\frac{0,45}{2} - 0,03 \right) \\ &= 421,89 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\longrightarrow N_u (d-c') - M_f = 2123,78 (0,42 - 0,03) - 421,89 = 406,38 \text{KN.m}$$

$$\text{Et : } \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 = \left(0,5 - \frac{0,03}{0,45}\right) \times 0,45 \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3 = 560,72 \text{KN.m}$$

$$\text{Donc : } N_u (d-c') - M_f = 406,38 \text{KN.m} < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 = 560,72 \text{KN.m} \longrightarrow \text{S.S.A}$$

a. Calcul des armatures :

$$A'_s = \frac{N_u - 100\Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100\sigma_{st}} \quad A' = 0 \text{ avec } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c) - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$\text{Donc : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{2123,78 (0,42 - 0,03) - 421,89}{0,45 \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,857 - \frac{0,03}{0,45}} = 0,48$$

$$\longrightarrow A_s = -0,0039 \text{ cm}^2 = 0$$

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «Socotec».
Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M[KN.m]	nature	A_{inf} [cm ²]	A_{sup} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	ferrailage	$A_{adopté}$ [cm ²]
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	45 × 45	N ^{max} – M ^{corres}	-2123,78	7,756	SEC	0,00	0,00	18,23	8HA16+2HA14	19,16
		N ^{min} – M ^{corres}	292,04	46,047	SEC	0,00	0,00			
		N ^{corres} – M ^{max}	-1056,94	-110,41	SEC	0,00	0,00			
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	40 × 40	N ^{max} – M ^{corres}	-1433,63	18,692	SEC	0,00	0,00	14,4	8HA14+2HA12	14,58
		N ^{min} – M ^{corres}	225,47	73,81	SPC	2,35	0,00			
		N ^{corres} – M ^{max}	-591,41	125,132	SPC	2,34	0,00			
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	35 × 35	N ^{max} – M ^{corres}	791,07	16,505	SEC	0,00	0,00	11,03	10HA12	11,31
		N ^{min} – M ^{corres}	90,16	22,927	SPC	0,63	0,00			
		N ^{corres} – M ^{max}	-319,42	-99,033	SPC	4,74	0,00			

Tableau VI.1.4 : ferrailage des poteaux.

5. Vérifications a l'ELU :

a. Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone III
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique)
- La zone nodale est constituée par nœuds poutres-poteaux proprement dit, et les extrémités des barres y concourent
- Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :

- h_e : Hauteur de l'étage, elle est de **3,10m** pour tous les étages

-(b_1, h_1): dimensions du poteau.

- h : hauteur de la poutre.

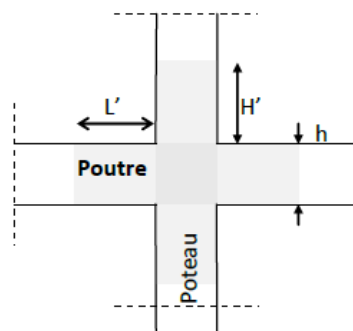


Fig.VI.1.2 : zone nodale dans le poteau.

- poteaux (45 × 45) : $h' = 60\text{cm}$.
- Poteaux (40 × 40) : $h' = 60\text{cm}$.
- Poteaux (35 × 35) : $h' = 60\text{cm}$.

Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$

- Les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone III sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Sections des poteaux (cm^2)	Pourcentage minimal (cm^2)	Pourcentage maximal (cm^2)	
	$A_{\min} = 0,09\% (b \times h)$	Zone de recouvrement	Zone courante
		$A_{\max} = 0,06 (b \times h)$	$A_{\max} = 0,03 (b \times h)$
Poteau (45 × 45)	18,23	121,5	60,75
Poteau (40 × 40)	14,4	96	48
Poteau (35 × 35)	8,1	73,5	36,75

Tableau VI.1.5 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

**b. Armatures transversales selon les recommandations du RPA
[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :**

• **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter ainsi leurs flambement, D après les règles du BAEL91/modifié 99, le diamètre des armatures transversales ϕ_t est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_{lmax} = \frac{1}{3} 16 = 5,33 \quad \text{soit: } \phi_t = 8\text{mm}$$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : $A_t = 2,01\text{cm}^2 = 4\text{HA8}$.

• **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :**

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale en pourcentage est donnée comme suit : $\frac{A_t}{b_1 \times S_t}$ en %.

Si $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_t^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3 \longrightarrow A_t^{\min} = 0,8 \% \times S_t \times b_1$

Et si $3 < \lambda_g < 5 \longrightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad / \quad L_f = 0,7 h_e$$

b_1 ; h_1 : Dimension de la section droite du poteau

ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, Il est pris :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

b. Espacement des barres

S_t : L'espacement des armatures transversales dont les valeurs sont :

Zone nodal $\longrightarrow S_t \leq 10\text{cm} \longrightarrow S_t = 10\text{cm}$

Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10.\phi_l\right) = 12\text{cm} \longrightarrow S_t = 12\text{cm}$

Où

ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	ρ_a
45 × 45	$L_0 = 3,40$ m	5,29	2,5
	$L_0 = 3,10$ m	4,82	3,75
40 × 40	$L_0 = 3,10$ m	5,425	2,5
35 × 35	$L_0 = 3,10$ m	6,2	2,5

Tableau VI.1.6 : coefficients correcteurs " ρ_a " en fonction de l'élancement géométrique du poteau " λ_g ".

poteau	A_t^{\min} [cm ²]		$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]	Observation	
	Zone courante $S_t = 12\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
45×45	1,62	1,35	2,01	CV	CV
	1,998	1,98		CV	CV
40×40	1,44	1,2	2,01	CV	CV
35×35	1.26	1,05	2,01	CV	CV

Tableau VI.1.7 : Quantité minimale d'armatures transversales.

❖ Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (45 × 45), (40 × 40) et (35 × 35) seront composées de 2cardes Ø8 $A_t = 2,01$ cm². Avec un espacement de 10cm en zone nodal et de 12 cm en zone courante.

c. Vérification au cisaillement:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

Avec :
$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

✓ Selon le RPA :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad [\text{Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003}]$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

✓ Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right\} \quad [\text{Art A.5.1.211/BAEL 91}]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section	V_u [KN]	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPa]	observation
45×45	70,32	0,372	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
			0,04	1,000	3,33	Condition vérifiée
40×40	83,3	0,562	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
35×35	68,47	0,611	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée

Tableau VI.1.8 : Vérification des contraintes tangentielles.

d. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Article: A.6.1.221)

Longueur de scellement $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

- Pour les **HA12** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32\text{cm}^2$.
- Pour les **HA14** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38\text{cm}^2$.
- Pour les **HA16** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44\text{cm}^2$.

Selon le RPA :

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \emptyset$

- Pour les **HA12** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \quad L_r = 50 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA14** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56\text{cm} \quad L_r = 60 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA16** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,6 = 64\text{cm} \quad L_r = 65 \text{ cm.}$$

6. Vérifications a 'ELS

a. Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} \cdot b \cdot d$$

Niveau	Section	Sollicitation	N_s [KN]	M_s [KN.m]	A_{\min} [cm ²]	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]	observation
RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage	45 × 45	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	1535,63	5,622	2,28	19,16	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	96,95	1,85			
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	458,43	21,288			
3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage	40 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	1033,99	13,545	1,79	14,58	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	105,73	2,879			
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	272,55	20,331			
6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage	35 × 35	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	566,92	11,96	1,35	11,31	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0,57	0,44			
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	92,54	33,315			

Tableau VI.1.9 : vérification de la condition de non fragilité.

b. État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

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

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Niveau	Section	Sollicitation	N_S [KN]	M_S [KN.m]	e_s [m]	observation	σ_{bsup} [MPa]	σ_{binf} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Vérification
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	45 × 45	$N^{max} - M^{corres}$	1535,63	5,622	0,004	SEC	7,95	7,21	15	CV
		$N^{min} - M^{corres}$	96,95	1,85	0,019	SEC	0,6	0,36		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	458,43	21,288	0,046	SEC	3,67	0,86		CV
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	40 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	1033,99	13,545	0,013	SEC	7,73	5,19		CV
		$N^{min} - M^{corres}$	105,73	2,879	0,027	SEC	0,94	0,36		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	272,55	20,331	0,075	SPC	3,62	0,82		CV
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{max} - M^{corres}$	566,92	11,96	0,021	SEC	6,30	2,95		CV
		$N^{min} - M^{corres}$	0,57	0,44	0,772	SPC	0,21	0		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	92,54	33,315	0,360	SPC	7,4	0		CV

Tableau VI.1.10 : Vérification des contraintes.

7. Schéma de ferrailage des poteaux :

➤ Poteaux (35 × 35) :

- Les armatures longitudinales : 10HA12
 $A_{st} = 11,31\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : 4HA8
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

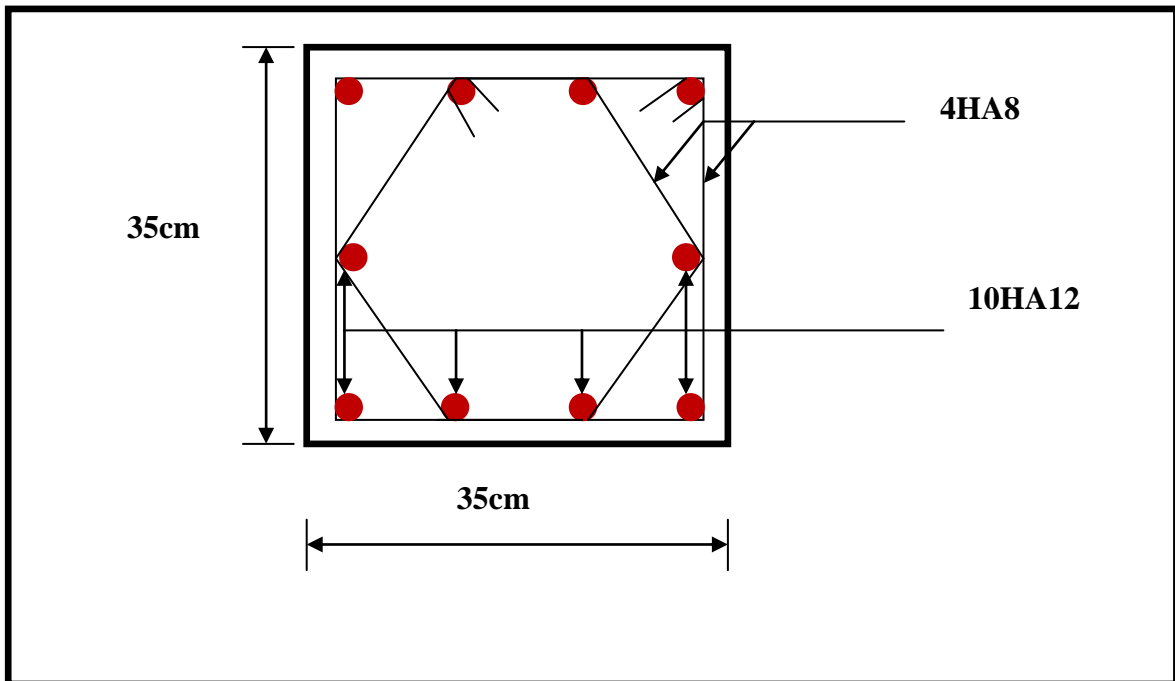


Fig.VI.1.3: Ferrailage Poteau 35 × 35

➤ **Poteaux (40 × 40) :**

- Les armatures longitudinales : 08HA14 + 2HA12
 $A_{st} = 14,58\text{cm}^2$

- Les armatures transversales : 4HA8
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

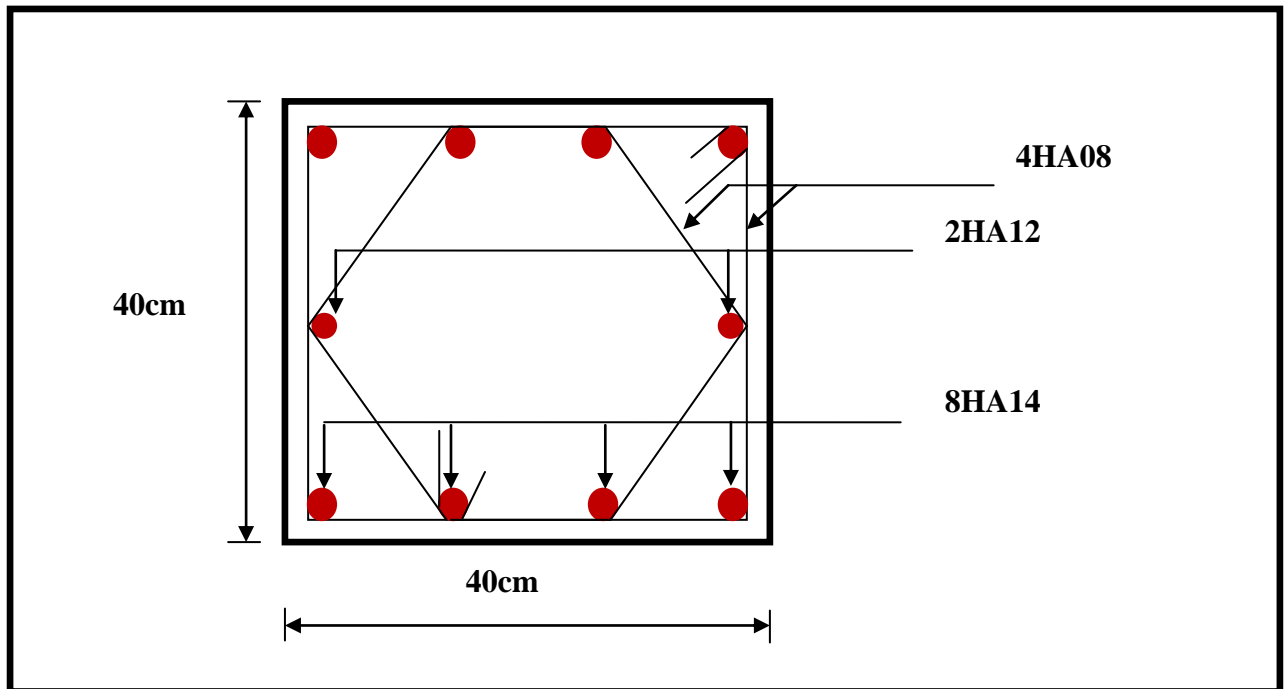


Fig.VI.1.4 : Ferrailage Poteau 40 × 40

➤ **Poteaux (45 × 45) :**

- Les armatures longitudinales : 08HA16 + 2HA14
 $A_{st} = 19,16\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : 4HA8
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

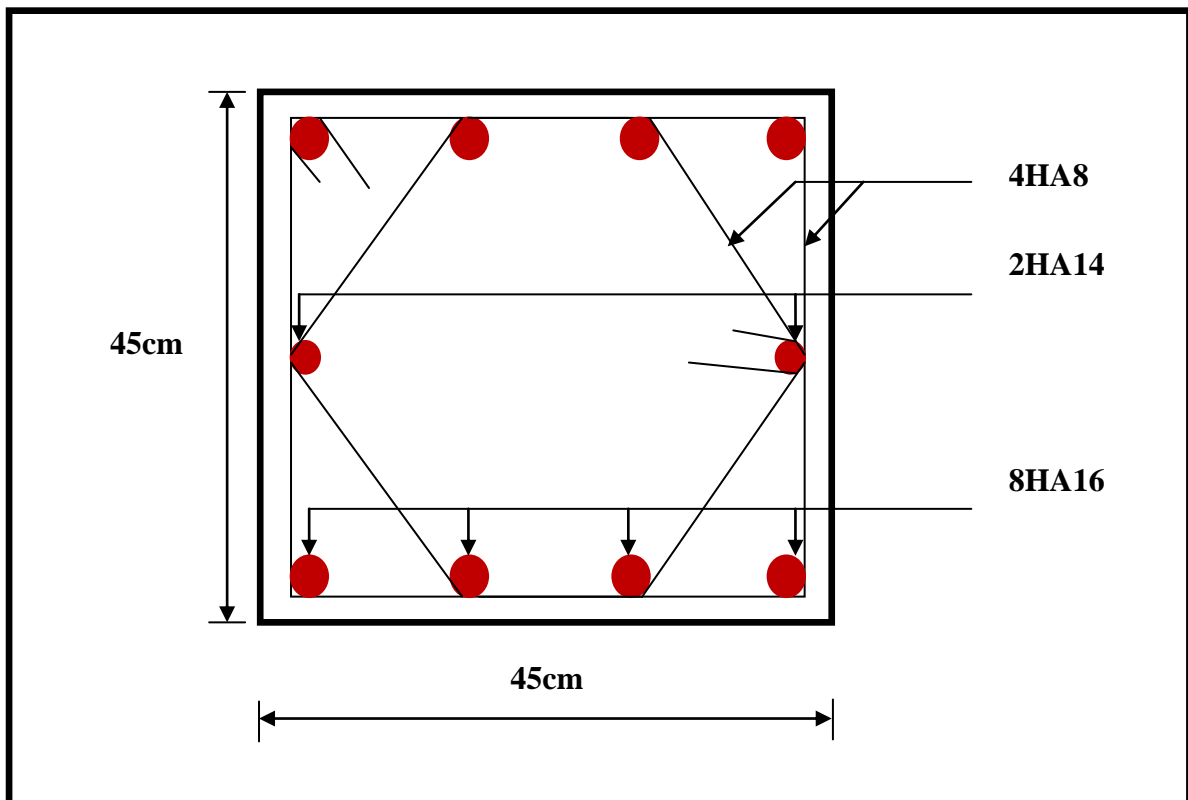


Fig.VI.1.5 : Ferrailage Poteau 45 × 45

VI.2 FERRAILAGE DES POUTRES

1. Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu-nuisible.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel ETABS en tenant comptes des combinaisons suivantes

- 1.35G+1.5Q à l'ELU
- G+Q±E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- G+Q à l'ELS

2. Recommandation et exigence de l'RPA

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- **Pourcentage total minimum**

$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$, en toute section.

- **Pourcentage total maximum**

$A_{\max} = 4\% (b \times h)$; —————> En zone courante.

$A_{\max} = 6\% (b \times h)$; —————> En zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	Pourcentage total minimum	Pourcentage total Maximum	
	$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$,	Zone courante. $A_{\max} = 4\% (b \times h)$	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% (b \times h)$
Poutre principale (30 × 40)	6	48	72
Poutre secondaire (30 × 30)	4,5	36	54

Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales.

- La longueur de recouvrement est de : $50\emptyset$ (en zone III)
- L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right)$

✓ Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. Calcul des armatures a l'ELU :

A. Calcul des armatures longitudinales

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \text{ et } \theta = 0,85 \text{ cas accidentel.} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ et } \theta = 1 \text{ cas durable} \end{cases}$$

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI.2.2 les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

➤ **Etapes de calcul**

Le moment réduit limite « μ_l » est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Ensuite on calcul le moment réduit « μ » avec la relation précédente et on le compare à « μ_l » deux cas se présente a nous :

✓ **1^{ère} cas** : $\mu \leq \mu_l$ —————> Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires —————> $A_{sc}=0$

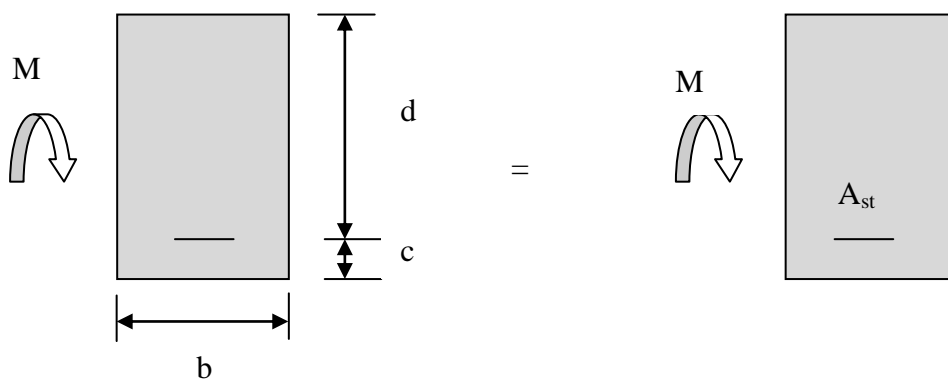


Fig.VI.2.1 : Disposition de l'armature tendue S.S.A

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} \text{ Avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } \gamma_s = 1,15$$

✓ **2^{ème} cas** : $\mu \geq \mu_l$ —————> Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

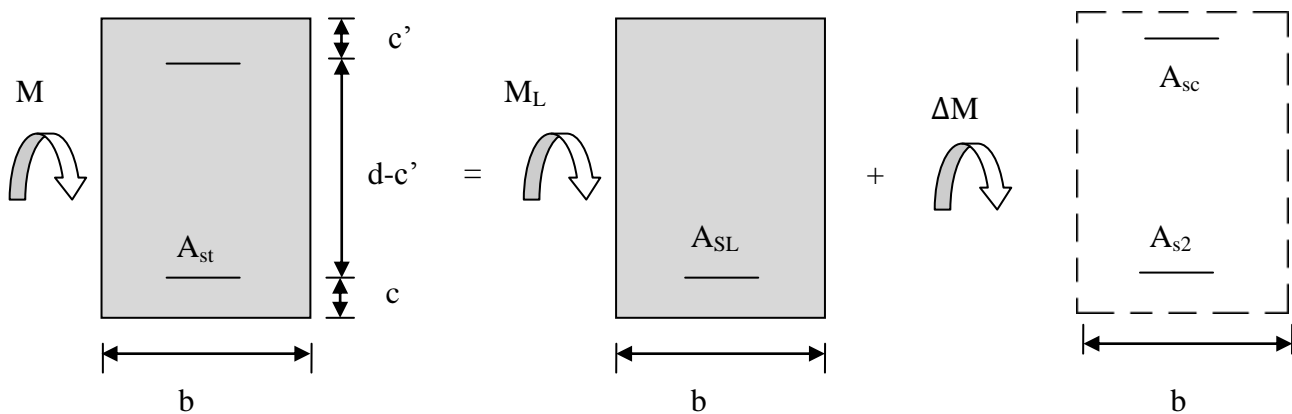


Fig.VI.2.2 : Disposition des armatures S.D.A

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

❖ Remarque

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

➤ Ferrailages des poutres

• Poutres principale (30 × 40):

✓ En travées :

La poutre la plus sollicitée sous le moment en travée ($M_{travées}$) est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre : B105} \\ \text{Combinaison : } 0,8GE_X \\ \text{Moment en travée : } 132,399\text{KN.m} \end{array} \right.$$

On a : $b = 30\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$; $d = h - c = 40 - 3 = 37\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{132,399 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,227$$

$\mu = 0,227 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A) ; $A_{sc}=0$

$\mu = 0,227 \longrightarrow \beta = 0,8695$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{132,399 \times 10^3}{0,8695 \times 37 \times 348} = 11,82 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appuis (M_{appuis}) est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre : B105} \\ \text{Combinaison : } GQE_X \\ \text{Moment en travée : } 171,042\text{KN.m} \end{array} \right.$$

On a : $b = 30\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$; $d = h - c = 40 - 3 = 37\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{171,042 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 18,48} = 0,225$$

$\mu = 0,225 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A) ; $A_{sc} = 0$

$\mu = 0,225 \longrightarrow \beta = 0,871$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{171,042 \times 10^3}{0,871 \times 37 \times 400} = 13,26 \text{ cm}^2$$

• **Poutres secondaires (30 × 30):**

✓ En travées :

La poutre la plus sollicitée sous le moment en travée ($M_{travées}$) est la suivante :

{ Poutre : B152
Combinaison : 0,8GE_x
Moment en travée : 48,84 KN.m

On a : $b = 30\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$; $d = h - c = 30 - 3 = 27\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{48,84 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,2} = 0,154$$

$\mu = 0,154 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A) ; $A_{sc} = 0$

$\mu = 0,154 \longrightarrow \beta = 0,916$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{48,84 \times 10^3}{0,916 \times 27 \times 348} = 5,67 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appuis (M_{appuis}) est la suivante :

{ Poutre : B138
Combinaison : GQE_x
Moment en travée : 102,618KN.m

On a : $b = 30\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$; $d = h - c = 30 - 3 = 27\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{102,618 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 18,48} = 0,253$$

$$\mu = 0,253 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (S.S.A)} ; A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,253 \longrightarrow \beta = 0,8515$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{102,618 \times 10^3}{0,8515 \times 27 \times 400} = 11,15 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

✓ **Ferrailage des poutres principales (30 × 40) :**

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	Obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}^2$ (cm ²)
En travée	132,399	0,227	SSA	0,8695	11,82	3HA16(fil) + 3HA16(chap)	12,06
Aux appuis	171,042	0,225	SSA	0,871	13,26	4HA16(fil) + 2HA20(chap)	14,33

Tableau VI.2.3 Ferrailage des poutres principales

✓ **Ferrailage des poutres secondaires (30 × 30) :**

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	Obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}^2$ (cm ²)
En travée	48,84	0,154	SSA	0,916	5,67	3HA16(fil)	6,03
Aux appuis	102,618	0,253	SSA	0,8515	11,15	3HA16(fil) + 3HA16(chap)	12,06

Tableau VI.2.4 Ferrailage des poutres secondaires

B. Calcul des armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right)$

✓ Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les quantités et les espacements des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

	Calcul de S_t [cm]			$A_t=0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm})$	Min [10;24;30]	$S_t = 10$	0,9	$A_{ad} = 2,01$ 4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm})$	Min [7,5;19.2;30]	$S_t = 10$	0,9	$A_{ad} = 2,01$ 4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$ cm	$S_t = 15$	1,35	

Tableau VI.2.5 Les quantités et les espacements des armatures transversales

4. Vérifications a l'ELU :

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

Les vérifications des armatures longitudinales sont résumé dans le tableau suivant :

		A_{st} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Vérifications
Poutre principale	En travée	12,06	6	CV
	Aux appuis	14,33		CV
Poutre secondaire	En travée	6,03	4,5	CV
	Aux appuis	12,06		CV

Tableau VI.2.6 : Vérifications armatures longitudinales.

❖ Remarque

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b) Vérification au cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

 T_u^{\max} = Effort tranchant max à l'ELU;

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}, 5\text{MPa}\right)$$

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

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}$$

Les résultats des vérifications au cisaillement sont résumés dans les tableaux suivant :

	Efforts tranchant T_u^{\max} [KN]	B [cm]	D [cm]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	observation
Poutres Principales	162,66	30	37	0,15	3,33	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	96,49	30	27	0,12		Condition vérifiée

Tableau VI.2.7: Vérification au cisaillement.**c) Influence de l'effort tranchant :**✓ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

	Efforts tranchant T_u^{\max} [KN]	B [cm]	D [cm]	γ_b	f_{c28} [MPa]	\bar{T}_u [MPa]	observation
Poutres Principales	162,66	30	37	1,5	25	666	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	96,49	30	27			486	Condition vérifiée

Tableau VI.2.8: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

✓ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \leq A_s$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Et si $\left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0 \longrightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

	T_u^{\max} [KN]	M_u [KN.m]	D [m]	$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d}$	observation
Poutres Principales	162,66	171,042	0,37	-350,98	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	96,49	102,618	0,27	-325,81	Condition vérifiée

Tableau VI.2.9: Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

❖ **Remarque**

D'après les résultats du tableau la vérification n'est pas nécessaire.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

Pour la vérification de l'adhérence des barres on doit vérifier la relation :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

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

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement pour les aciers **HA**

Et

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

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

✓ **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (2 \times 3,14 \times 2,0) + (4 \times 3,14 \times 1,6) = 36,42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{162,66 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 364,2} = 1,34 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 6 \times 3,14 \times 1,6 = 30,144 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{96,49 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 301,44} = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

$$\text{Longueur de scellement } L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$$

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

- Pour les **HA20**: $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,54 \text{ cm}^2$.
- Pour les **HA16**: $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}^2$.

Selon le RPA :

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varnothing$

- Pour les **HA20** :
 $L_r = 40 \times \varnothing = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm}$ $L_r = 80 \text{ cm.}$
- Pour les **HA16** :
 $L_r = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ $L_r = 65 \text{ cm.}$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à 0,4 l_s pour les aciers H.A.

- Pour les \varnothing_{20} : $L_a = 0,4 \times 80 = 32 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{16} : $L_a = 0,4 \times 56,44 = 22,58 \text{ cm}$

5. Vérifications a l'ELS

1) Condition de non fragilité du Béton de la section minimal BAEL (Art A.4.2.1) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_{min} \geq \frac{0,23 bd f_{t28}}{f_e} \\ f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

		A_{st}	A_{min}	Vérifications
Poutre principale	En travée	12,06	1,34	Condition vérifiée
	En appuis	14,33		Condition vérifiée
Poutre secondaire	En travée	6,03	0,98	Condition vérifiée
	Appuis	12,06		Condition vérifiée

Tableau VI.2.10: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

2) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

3) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logicielle ETABS:

Les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

	L_{\max}	$\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500}$	f_{ETABS}	Conditions
Poutre principale	4,80	0,0096	0,000372	Condition vérifiée
Poutre secondaire	4,20	0,0084	0.001	Condition vérifiée

Tableau VI.2.11: Vérification de la flèche.

❖ **Remarque**

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

4) Vérification des contraintes :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

Et à partir des tableaux de ferrailage, à l'ELS. On aura les valeurs de K_1 et β_1

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

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Après avoir extrait les moments maximaux à l'ELS de l'ETABS les vérifications des contraintes dans le béton et dans les aciers sont résumé dans le tableau suivant

		Moment à l'ELS [KN.M]	A_{st} [cm ²]	b	d	ρ	β_1	σ_{st} [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	Obs	K_1	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs
Poutres principales	Travées	36,394	12,06	30	37	1,086	0,8565	95,23	348	CV	19,82	4,80	15	CV
	Appuis	38,54	14,33			1,29	0,8485	87,44		CV	18,33	4,77		CV
Poutres secondaires	Travées	29,865	6,03	30	27	0,74	0,8695	187,35		CV	25,32	7,39		CV
	Appuis	54,164	12,06			1,489	0,8395	198,14		CV	16,16	12,26		CV

Tableau VI.2.12: Vérifications des contraintes à L'ELS.

❖ **Remarque**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées

6. Schéma de ferrailage des poutres:

➤ Poutres principales (30 × 40):

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA16 (fil) + 3HA16 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

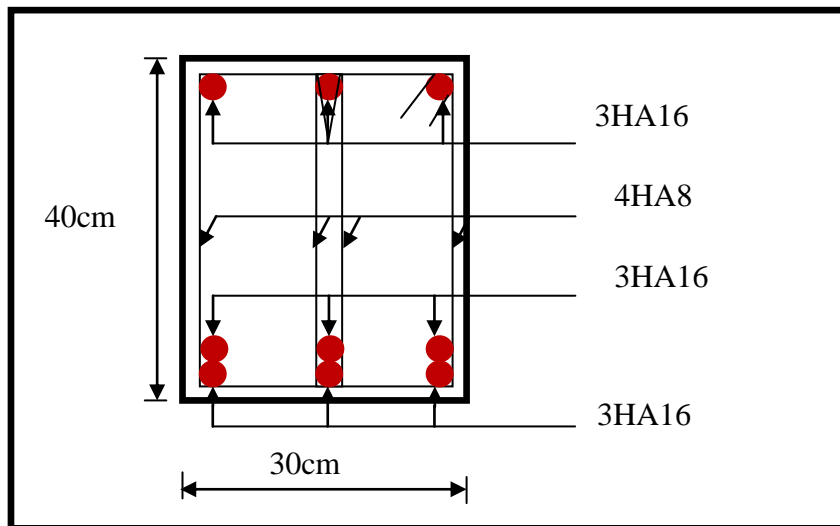


Fig.VI.2.3: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 4HA16 (fil) + 2HA20 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

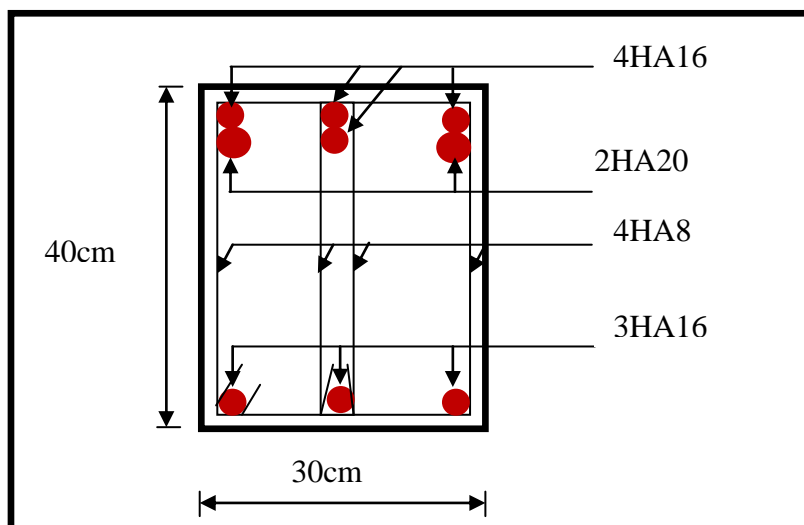


Fig.VI.2.4: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

➤ **Poutres secondaires (30 × 30) :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA16 (fil)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

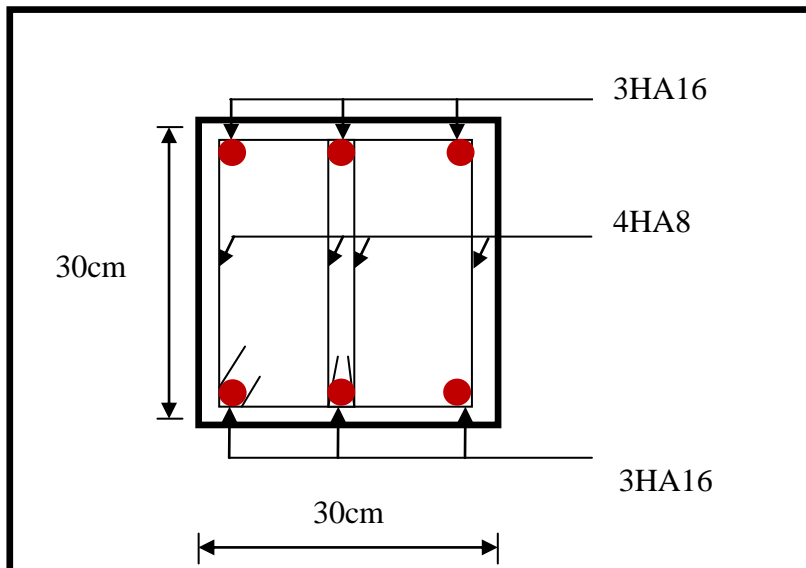


Fig.VI.2.5 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA16 (fil) + 3HA16 (chap).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

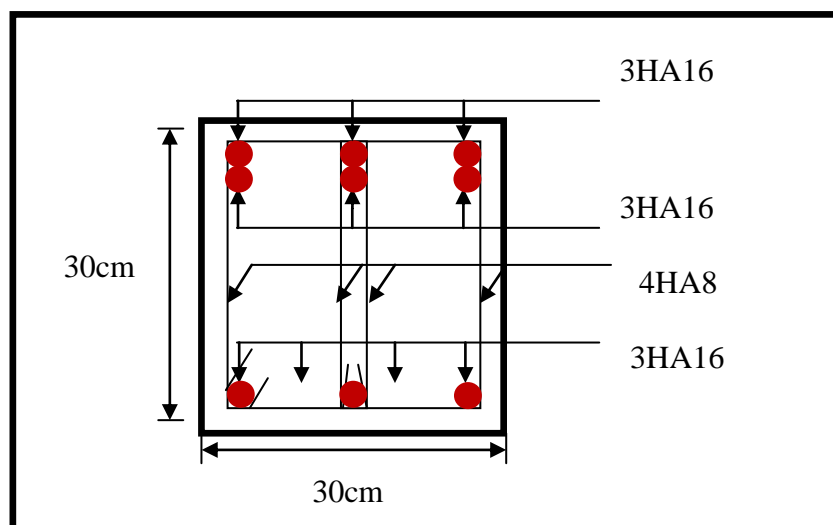


Fig.VI.2.6 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire

VI.3 FERRAILAGE DES VOILES

1. Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrailés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopté me même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I** : RDC, 1^{er}, 2eme étage
- **Zone II** : 3, 4, 5ème étage
- **Zone III** : 6 ,7 , 8 , 9ème étage

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :

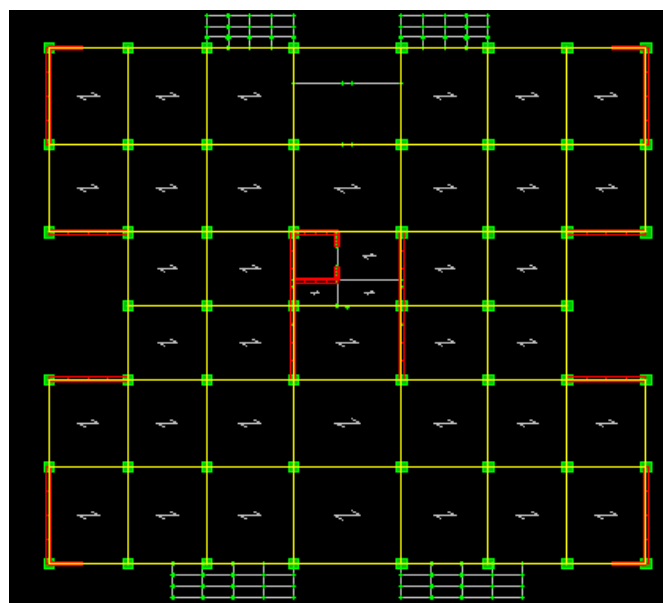


Fig.VI.3.1 : Disposition des voiles dans notre structure

✓ **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- 1.35G+1.5Q à l'ELU
- G+Q±E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

2. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : Section du voile $B = e \times L$

I : Inertie du voile

V, V' : Bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \longrightarrow [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L : longueur du voile.

Après on aura La longueur de la zone tendue **L_t** tel que :

$$L_t = L - L_c$$

3. Déterminations des armatures :

A. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

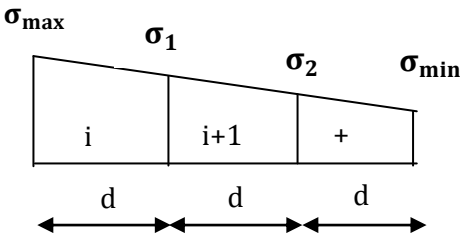
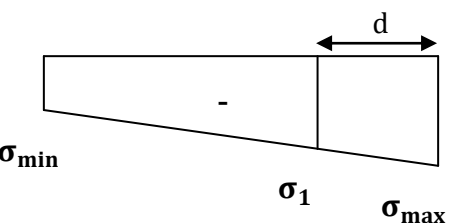
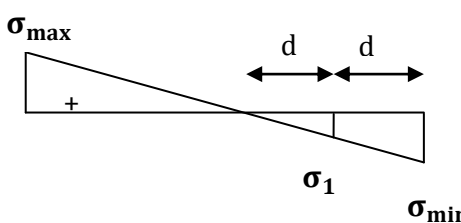
Section	Effort normale N_i	Effort normale N_{i+1}	Section d'armatures verticales (A_{vi})	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{min} > 4cm^2/ml$ $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	

Tableau VI.3.1 : Calcul des armatures verticales.

Avec :

e : épaisseur du voile

B : section du tronçon considéré ;

d : la longueur de la bande sur la quelle se fera le ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400\text{MPa}; \quad f_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348\text{MPa}; \quad f_{bc} = 14,20\text{MPa} \end{array} \right.$$

σ_{\max} : La contrainte la plus défavorable max

σ_{\min} : Contrainte la plus défavorable min

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espace des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

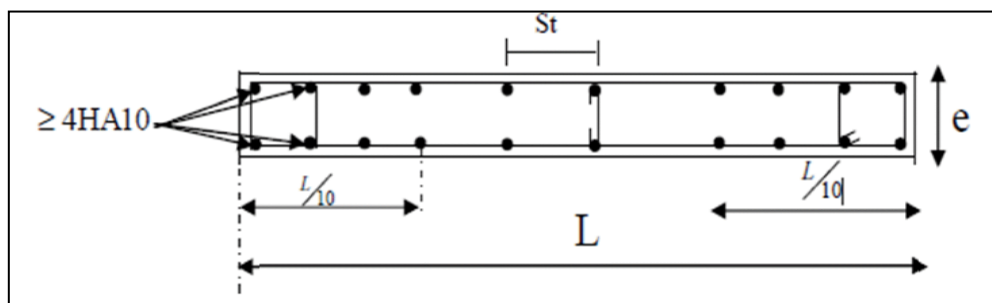


Fig.VI.3.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espace est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

B. Armatures horizontales

D'après (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieur dans chaque nappes d'armatures

Et d'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section des armatures verticales

C. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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 RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

D. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec:

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

❖ Remarque

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

F. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

➤ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ A_h : 0,15%B globalement dans la section du voile
- ✓ A_h : 0,10%B en zone courante

Avec :

B : Section du béton

➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5e & \text{Avec : } e = 20\text{cm : épaisseur du voile} \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diameter maximal :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales (excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égale à $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,11 = 0,1 \times 200 = 20\text{mm}.$$

4. Les vérifications

a. Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : (G+Q) L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\overline{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

➤ **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

➤ **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

Avec:

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

5. Exemple de calcul :**A. Ferrailage des armatures**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale $L = 1,95\text{m}$ sur la zone 1. (VL2.Z1)

1) Caractéristiques géométriques :

$$\begin{cases} \mathbf{L} = 1,95\text{m} \\ \mathbf{e} = 20\text{cm} \\ \mathbf{B} = 0,39\text{m}^2 \end{cases}$$

2) Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\begin{aligned} \checkmark \quad \sigma_{\max} &= 9108,84 = \text{KN/m}^2 \\ \checkmark \quad \sigma_{\min} &= -12731,76 \text{KN/m}^2 \end{aligned}$$

3) Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{9108,84}{9108,84 + 12731,76} \times 1,95 = \mathbf{0,81m}$$

$$L_t = L - L_c = 1,95 - 0,82 = \mathbf{1,14m}$$

4) Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{3,00}{2}; \frac{2}{3} \times 0,81\right) = \min(1,5; 0,43) = \mathbf{0,55m}$$

Avec :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3,40 - 0,40 = 3,0m$$

5) Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{12731,76(1,14 - 0,57)}{1,14} = \mathbf{6365,88KN/m^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{12731,76 + 6365,88}{2} \times 0,57 \times 0,20 = \mathbf{1085,45KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6365,88}{2} \times 0,57 \times 0,20 = \mathbf{361,815KN}$$

6) Calcul des armatures verticales :

✓ 1^{ère} band ∴

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1085,45}{400 \times 10^{-1}} = 27,14cm^2$$

✓ 2^{ème} band :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{361,815}{400 \times 10^{-1}} = 9,05cm^2$$

7) Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{749,48 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{28,85\text{cm}^2}$$

8) Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\% B\right)$$

$$= \max\left(\frac{0,57 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0,57 \times 0,20\right)$$

$$A_{\min} = \max(5,98; 2,28) = \mathbf{5,98\text{ cm}^2}$$

9) Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (27,14) + \left(\frac{28,85}{4}\right) = \mathbf{34,35\text{cm}^2/\text{bande}}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (9,05) + \left(\frac{28,85}{4}\right) = \mathbf{16,26\text{cm}^2/\text{bande}}$

10) Ferrailage adopté :

Le ferrailage adopté est donné dans le tableau suivant

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 34,35\text{cm}^2$	$2 \times 6\text{HA}20 = 37,7\text{cm}^2$	$S_t = 09\text{cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 16,26\text{cm}^2$	$2 \times 6\text{HA}14 = 18,47\text{cm}^2$	$S_t = 15\text{cm}$

Tableau VI.3.2 : Ferrailage adopté.

11) Armatures horizontales :

✓ D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{37,7}{4} = \mathbf{9,43\text{cm}^2}$

✓ D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 114 = \mathbf{3,42\text{cm}^2}$

On prend : $A_H = \mathbf{9,43\text{ cm}^2}$.

Soit : $9\text{HA}12 = 10,18\text{cm}^2 / 1\text{m}$ de hauteur ; avec $S_h = \mathbf{12\text{ cm}}$.

12) Armatures transversals :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec (**4HA8**)

B. Les vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 09\text{cm et } 15\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 12\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{424,98 \times 10^3}{0,39 \times 10^6 + 15 \times 56,17 \times 10^2} = 0,9\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

✓ Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} = \frac{1,4 \times 749,48 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1950} = 2,989\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2,989\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{749,48 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1950} = 2,135\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 3,26\text{MPa}$$

$$\tau_u = 2,135\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **NOTE**

Le ferrailage de tous les voiles dans chaque zone est résumé dans les tableaux suivant :

➤ Ferrailage des Voiles longitudinales de 1,5m (VL1)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,5	1,5	1,5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,3	0,3	0,3	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	11388,28	6082,32	3242,82	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-14555,16	-7965,75	-5609,9	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	698,78	634,18	520,76	
	L _t (m)	0,84	0,85	0,95	
	L _c (m)	0,66	0,65	0,55	
	d (m)	0,42	0,425	0,475	
	σ_1 [KN/m ²]	7277,580	3982,875	2804,950	
	N (kN)	N ₁	918,67	508,15	399,93
		N ₂	306,223	169,382	133,311
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22,97	12,70	10,00
		A _{v2}	7,66	4,23	3,33
	A _{vj} (cm ²)		26,90	24,42	20,05
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	29,69	18,81	15,01
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	14,38	10,34	8,35
	A _{min} (cm ²)		4,42	4,47	4,99
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	31,42	20,11	15,39
Bonde 2		15,39	11,31	11,31	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 5HA20	2 × 5HA16	2 × 5HA14
		Bonde 2	2 × 5HA14	2 × 5HA12	2 × 5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	8cm	8cm	8cm
		Bonde 2	14cm	14cm	14cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,52	3,91	2,30
	A _H /nappe (cm ²)		7,86	5,03	3,85
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nappe	7HA10/nappe	6HA10/nappe
ep =20cm		(A = 7,92cm ²)	(A = 5,50cm ²)	(A = 4,71cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	2,588	2,349	1,929
		τ_b (MPa)	3,623	3,288	2,700
	ELS	N _s (kN)	367,26	317,2	241,11
σ_b (MPa)		0,99	0,91	0,71	

Tableau VI.3.3: ferrailage des voiles longitudinales de 1,5m (VL1)

➤ Ferrailage des Voiles longitudinales de 1,95m (VL2)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,95	1,95	1,95	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,39	0,39	0,39	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	9108,84	5989,77	3266,26	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-12731,76	-8063,89	-4007,96	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	749,48	536,8	391,84	
	L _t (m)	1,14	1,12	1,07	
	L _c (m)	0,81	0,83	0,88	
	d (m)	0,56	0,56	0,535	
	σ_1 [KN/m ²]	6365,880	4031,945	2003,980	
	N (kN)	N ₁	1085,45	676,70	322,97
		N ₂	361,815	225,566	107,655
	A _v (cm ²)	A _{v1}	27,14	16,92	8,07
		A _{v2}	9,05	5,64	2,69
	A _{vj} (cm ²)		28,85	20,67	15,09
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	34,35	22,08	11,85
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	16,26	10,81	6,46
	A _{min} (cm ²)		5,97	5,87	5,64
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	37,7	24,13	13,57
Bonde 2		18,47	13,57	9,42	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 6HA20	2 × 6HA16	2 × 6HA12
		Bonde 2	2 × 6HA14	2 × 6HA12	2 × 6HA10
	S _t (cm)	Bonde1	09cm	09cm	09cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,41	3,36	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		9,43	6,03	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA14/nappe	6HA12/nappe	6HA10/nappe
ep =20cm		(A=10,78cm ²)	(A=6,79cm ²)	(A=4,71cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	2,135	1,529	1,116
		τ_b (MPa)	2,989	2,141	1,563
	ELS	N _s (kN)	424,98	321,49	221,74
σ_b (MPa)		0,90	0,72	0,52	

Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles longitudinales de 1,95m (VL2)

➤ Ferrailage des Voiles longitudinales de 3,5m (VL3)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,5	3,5	3,5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,7	0,7	0,7	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	11366,56	5210,6	4745,84	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-14929,78	-7710,92	-5482,64	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	2015,25	1885,47	1568,41	
	L _t (m)	1,99	2,09	1,88	
	L _c (m)	1,51	1,41	1,62	
	d (m)	0,995	1,045	0,94	
	σ_1 [KN/m ²]	7464,890	3855,460	2741,320	
	N (kN)	N ₁	2225,06	1207,89	771,43
		N ₂	741,685	402,631	257,144
	A _v (cm ²)	A _{v1}	55,63	30,20	19,29
		A _{v2}	18,54	10,07	6,43
	A _{vj} (cm ²)		77,59	72,59	60,38
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	75,02	48,34	34,38
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	37,94	28,21	21,52
	A _{min} (cm ²)		10,43	10,97	9,85
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	75,4	48,25	36,95
Bonde 2		40,21	30,79	22,62	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 12HA20	2 × 12HA16	2 × 12HA14
		Bonde 2	2 × 10HA16	2 × 10HA14	2 × 10HA12
	S _t (cm)	Bonde1	7 cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,96	6,27	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		18,85	12,06	9,24
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA14/nappe	11HA12/nappe	10HA12/nappe
	ep =20cm		(A=18,47cm ²)	(A=12,44cm ²)	(A=11,31cm ²)
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	3,199	2,993	2,490
		τ_b (MPa)	4,478	4,190	3,485
	ELS	N _s (kN)	426,43	326,58	224,1
		"	0,49	0,40	0,28

Tableau VI.3.5 : Ferrailage des voiles longitudinales de 3,5m (VL3)

➤ Ferrailage des Voiles transversaux de 4,2m (VT1)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,2	4,2	4,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,84	0,84	0,84	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	10411,16	6186,03	3640,09	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-13280,81	-7750,12	-4890,96	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	2388,56	2037,06	1903,57	
	L _t (m)	2,35	2,34	2,41	
	L _c (m)	1,85	1,86	1,79	
	d (m)	1,175	1,17	1,205	
	σ_1 [KN/m ²]	6640,405	3875,060	2445,480	
	N (kN)	N ₁	2345,08	1357,64	883,28
		N ₂	781,695	452,547	294,425
	A _v (cm ²)	A _{v1}	58,63	33,94	22,08
		A _{v2}	19,54	11,31	7,36
	A _{vj} (cm ²)		91,96	78,43	73,29
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	81,62	53,55	40,40
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	42,53	30,92	25,68
	A _{min} (cm ²)		12,36	12,26	12,64
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	81,68	52,28	40,02
Bonde 2		43,1	31,67	31,67	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 13HA20	2 × 13HA16	2 × 12HA14
		Bonde 2	2 × 14HA14	2 × 14HA12	2 × 14HA12
	S _t (cm)	Bonde1	8 cm	8 cm	8 cm
		Bonde 2	13 cm	13 cm	13 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		7,06	7,01	1,32
	A _H /nappe (cm ²)		20,42	13,07	10,01
	Choix des barres/nappe (cm ²)		14HA14/nappe	12HA12/nappe	9HA12/nappe
ep =20cm		(A=21,55cm ²)	(A=13,57cm ²)	(A=10,18cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	3,159	2,695	2,518
		τ_b (MPa)	4,423	3,772	3,525
	ELS	N _s (kN)	389,95	282,56	177,96
σ_b (MPa)		0,38	0,29	0,19	

Tableau VI.3.6: Ferrailage des voiles transversaux de 4,2m (VT1)

➤ Ferrailage des Voiles transversaux de 3,2m (VT2)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,2	3,2	3,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,64	0,64	0,64	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	11800,79	7653,53	7405,83	
	σ_{min} [KN/m ²]	-16087,64	-10513,5	-8667,48	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	1790,04	1608,89	1349,46	
	L _t (m)	1,85	1,85	1,73	
	L _c (m)	1,35	1,35	1,47	
	d (m)	0,925	0,925	0,865	
	σ_1 [KN/m ²]	8043,820	5256,730	4333,740	
	N (kN)	N ₁	2227,26	1460,22	1121,74
		N ₂	742,422	486,741	373,913
	A _v (cm ²)	A _{v1}	55,68	36,51	28,04
		A _{v2}	18,56	12,17	9,35
	A _{vj} (cm ²)		68,92	61,94	51,95
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	72,91	51,99	41,03
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	35,79	27,65	22,34
	A _{min} (cm ²)		9,69	9,72	9,06
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	75,4	48,25	48,25
Bonde 2		36,19	27,71	15,71	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 12HA20	2 × 12HA16	2 × 12HA16
		Bonde 2	2 × 9HA16	2 × 9HA14	2 × 9HA14
	S _t (cm)	Bonde1	7 cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,54	5,56	1,26
	A _H /nappe (cm ²)		18,85	12,06	12,06
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA14/nappe	11HA12/nappe	11HA12/nappe
ep =20cm		(A=18,47cm ²)	(A=12,44cm ²)	(A=12,44cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	3,108	2,793	2,343
		τ_b (MPa)	4,351	3,910	3,280
	ELS	N _s (kN)	606,94	473,69	312,36
σ_b (MPa)		0,75	0,63	0,42	

Tableau VI.3.7: Ferrailage des voiles transversaux de 3,2m (VT2)

VII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1. Introduction

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a. 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.

b. 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.

2. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

3. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

4. Fondation

1) Semelle isolée :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

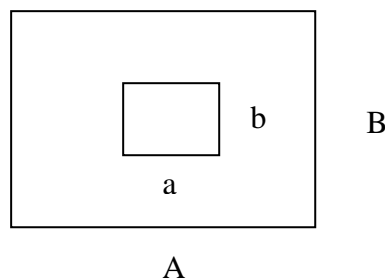


Fig.VII. 1 homothétie les figures

❖ Exemple

$$N_{ser} = 1553,04\text{KN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 \quad B = 2,78\text{m}$$

❖ Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

2) Semelles filantes

a. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 0,2\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	N_{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S = B.L (m ²)
1	2120,84	4,2	2,50	10,58
2	2114,69	4,2	2,51	10,54
3	4384,05	6,4	3,42	21,88
4	5086,41	6,4	3,97	25,40
5	2181,64	4,2	2,53	10,62
6	2139,16	4,2	2,54	10,66
Totale =				89,68

Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 89,68\text{m}^2$

b. Dimensionnement des semelles continues sous poteaux :

Nous aurons à étudier uniquement le portique le plus sollicité:

La longueur totale de la semelle est de **33,4m**.

- **Détermination de la largeur "B" :**

Les différentes sollicitations revenants à chaque point d'appuis ainsi que les longueurs par rapport au point "1" sont résumées dans le tableau suivant :

poteaux	N_{ser}	M_i	L_i	$N_{ser} \times L_i$
1	86,74	-0,002	0	0
2	590,45	0,061	3,45	2037,05
3	1057,55	-0,004	6,95	7419,47
4	1249,22	-0,004	10,45	13054,35
5	1553,04	-1,978	14,30	22208,47
6	1535,63	-0,004	19,1	29330,53
7	1254,52	-0,004	22,95	28791,23
8	1068,45	-0,004	26,45	28260,50
9	565,76	-0,07	29,95	16944,51
10	86,56	-0,002	33,4	2891,11
somme	9057,92	-2,011	/	150937,23

Tableau VII.2 : Résultante des charges sous poteaux.

- **Calcul du centre de pression «par rapport au point d'appuis 1» :**

$$C_p = \frac{\sum M_s/1}{\sum N_s} = \frac{\sum N_i \times L_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$C_p = \frac{1509937,23 - 2,011}{9057,92} = 16,66\text{m}$$

- **Calcul de l'excentricité " e_s " :**

$$e_s = |C_G - C_p| = |16,7 - 16,66| = 0,04\text{m} \quad \text{Où} \quad G = \frac{L_t}{2} = \frac{33,4}{2} = 16,7\text{m}$$

$$\frac{L_t}{6} = \frac{33,4}{6} = 5,56\text{m}$$

$$e_s < \frac{L_t}{6} \quad \text{Répartition trapézoïdale des contraintes.}$$

- **Calcul de $\sigma_{(3/4)}$:**

$$\sigma_{(3/4)} = \frac{N_s}{L_T B} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{ce que donne} \quad B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right)$$

$$B \geq \frac{9057,92}{200 \times 33,4} \left(1 + \frac{3 \times 0,04}{33,4}\right) = 1,37\text{m}$$

On adopte une largeur **B = 1,4m**.

Surface totale (filantes + voiles) :

$$S_s = S_{\text{sous poteaux}} + S_{\text{sous voiles}} = 420,84 + 89,69 = 510,52\text{m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_t = 33,4 \times 29,3 = 978,62\text{m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_t} = \frac{510,52}{978,82} = 52,16\%$$

❖ conclusion

La surface totale des semelles représente 52,16% de la surface totale du bâtiment ($S_s > 50\% S_T$), ce qui nous ramène à opter pour un radier général.

5. Calcul du 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 diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en sous plan horizontale
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

A. Pré-dimensionnement du radier

i. Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

ii. 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

$$L_{\max} = 4,8 \text{ m} \quad 60\text{cm} \leq h \leq 96\text{cm}$$

On prend : $h = 90$ cm

➤ **Sous poteaux**

✓ **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24\text{cm}$$

On prend $h_d = 40\text{cm}$

✓ **La nervure :**

• **La hauteur de la nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{480}{10} = 48\text{cm}$$

On prend $h_n = 60\text{cm}$

- **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40\text{MPa}$

L_{\max} : Portée maximale ($L = 4,80$)

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

I : Inertie de la section du radier ($b = 1\text{m}$)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865\text{MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,8}{3,14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 1\text{m}$$

- **Largeur de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \longrightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend : $b_n = 55\text{cm}$

❖ Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Dalle :

Épaisseur $h = 40\text{cm}$

Nervure:

Hauteur $h = 100\text{cm}$

Largueur $b = 55\text{cm}$

B. Détermination des efforts à la base :

Charge permanente : $G = 55365,14 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 12186,87 \text{ KN}$

a) Combinaisons d'actions :

✓ ELU:

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5 Q = 93023,24 \text{ KN}$$

✓ ELS:

$$N_{s1} = G + Q = 67552,01 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface nécessaire du radier :

✓ ELU:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{93023,24}{1,33 \times 200} = 465,11\text{m}^2$$

✓ ELS:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{67552,01}{1,33 \times 200} = 337,76\text{m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 978,62\text{m}^2 > \text{Max}(S_1 \text{ "ELU"}; S_2 \text{ "ELS"}) = 465,11\text{m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right)$$

Nous prenons : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$\longrightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 978,62 + 0,5 \times 2 \times (29,3 + 33,4) = 1041,32\text{m}^2$$

C. Détermination des efforts à la base du radier :

➤ Poids du radier :

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

Poids de la dalle :

$$\begin{aligned} P_{\text{dalle}} &= S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b \\ &= (1041,32 \times 0,4) \times 25 = 10413,2\text{KN} \end{aligned}$$

$$\mathbf{P_{dalle} = 10413,2KN}$$

Poids de la nervure :

$$\begin{aligned} P_{\text{ner}} &= b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b \\ &= [(0,55 \times (1 - 0,40)) \times ((33,4 \times 9))] \times 25 = 2479,95\text{KN} \end{aligned}$$

$$\mathbf{P_n = 2479,95KN.}$$

Poids de T.V.O:

$$P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}}) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = (33,4 \times 0,55 \times 9) = 165,33\text{m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(1041,32 - 165,33) \times (1 - 0,4)] \times 20 = 10511,88\text{KN.}$$

$$\mathbf{P_{T.V.O} = 10511,88KN}$$

Poids de la dalle flottante libre :

$$\begin{aligned} P_{\text{df}} &= S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b \\ &= 1041,32 \times 0,1 \times 25 = 2603,3\text{KN.} \quad (e_p = 10\text{cm}). \end{aligned}$$

$$\mathbf{P_{df} = 2603,3KN.}$$

Poids totale du radier:

$$G_{\text{rad}} = 2603,3 + 10413,2 + 2479,95 + 10511,88 = 26008,33\text{KN.}$$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 55365,14 + 26008,33 = 81373,47\text{KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 12186,87 + (3,5 \times 10413,2) = 48633,07\text{KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$N_u = 1,35 \times 81373,47 + 1,5 \times 48633,07 = 181203,78\text{KN}$$

$$N_s = 81373,47 + 48633,07 = 130006,54\text{KN}$$

6. Vérifications**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\text{Il faut que } : \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} \quad \text{ou} \quad \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$$\text{Avec : } b = 100\text{cm;}$$

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36\text{cm,}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{181203,78 \times 1}{1041,32} \times \frac{4,8}{2} = 417,63\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{417,63}{1 \times 0,36} \times 10^{-3} = 1,16\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} = \min\{2,5\text{MPa}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,16\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{L_X}{2} = \frac{33,4}{2} = 16,7\text{m;} \quad Y_G = \frac{29,3}{2} = 14,65\text{m;}$$

✓ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 70011,29m^4;$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 90975,77m^4;$$

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.

$$M = M_0 + T_0.h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

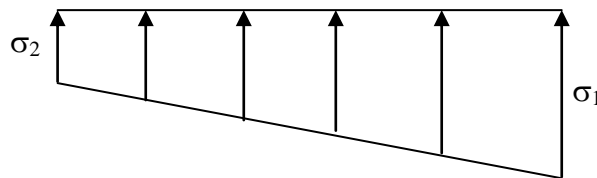


Fig.VII. 2 Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

A P'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

A P'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 200KN/m^2; \quad 1,33\sigma_{sol} = 266KN/m^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I}$$

Calcul les moments de renversement :

$$M_{X-X} = 117937,50 + (5792,53 \times 1) = 123730,03KN.m$$

$$M_{Y-Y} = 141278,34 + (6855,17 \times 1) = 148133,51KN.m$$

➤ **Sens longitudinal :**✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{181203,78}{1041,32} \pm \frac{123730,03}{70011,29} \times 16,7$$

$$\sigma_1 = 203,52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 144,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 188,76 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{130006,54}{1041,32} \pm \frac{123730,03}{70011,29} \times 16,7$$

$$\sigma_1 = 154,35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 95,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 139,59 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{181203,78}{1041,32} \pm \frac{141133,51}{90975,77} \times 14,65$$

$$\sigma_1 = 196,73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 151,29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 185,37 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{130006,54}{1041,32} \pm \frac{141133,51}{90975,55} \times 14,65$$

$$\sigma_1 = 147,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 102,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 136,2 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

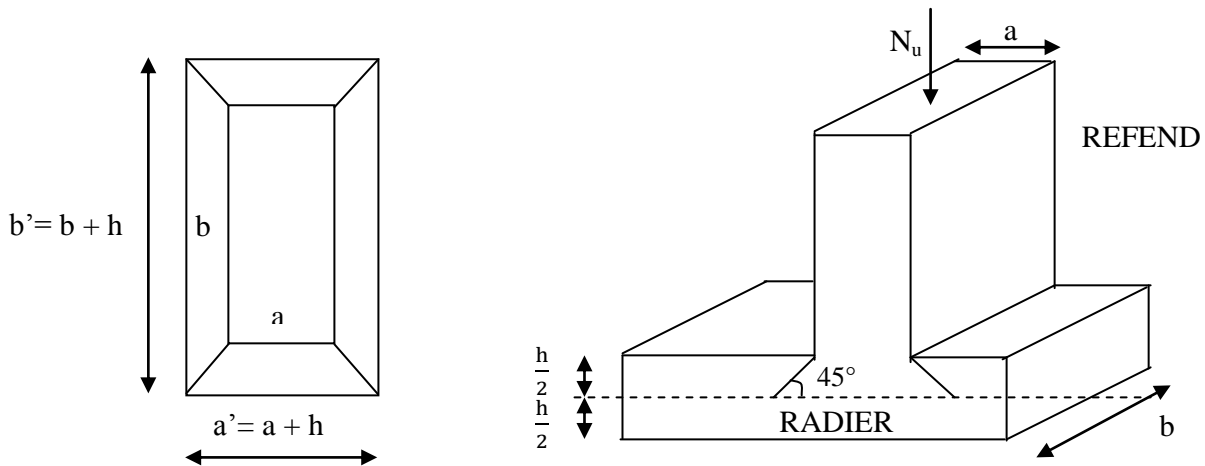


Fig. VII.3 Périmètre utile des voiles et des poteaux

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

✓ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1) = 5,8\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5,8 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4350\text{KN}$$

$$N_u = 2147,89 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4350 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 7001,83 \text{ KN}, e = 20\text{cm}, b = 6,4\text{m}$$

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,2 + 6,4 + 2 \times 1) = 17,2\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 17,2 \times 1 \times 25000}{1,5} = 12900 \text{ KN}$$

$$N_u = 7001,89 \text{ KN} < \bar{N}_u = 12900 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

7. Étude de la dalle :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

▪ Panneaux encastres sur 4 appuis

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

✓ Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

❖ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

▪ Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,2}{4,8} = 0,875 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A l'ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 188,76 - \frac{26008,33}{1041,32} = 163,79 \text{KN/m}^2$$

✓ **A l'ELS**

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 139,2 - \frac{26008,33}{1041,32} = 114,22 \text{KN/m}^2$$

a. Calcul à l'ELU :

1) Evaluation des moments M_x , M_y :

$$M_x = 0,0478 \times 163,79 \times 4,2^2 = 138,10 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0,740 \times 114,09 = 102,19 \text{KN.m}$$

❖ **Remarque**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5 M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

2) Ferrailage

Le sens x-x :

Moments aux appuis

$$\begin{aligned} M_{ua} &= 0,5 M_x \\ &= 0,5 \times 138,10 \\ M_{ua} &= 69,05 \text{KN.m} \end{aligned}$$

Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{ut} &= 0,75 M_x \\ &= 0,75 \times 138,10 \\ M_{ut} &= 103,57 \text{KN.m} \end{aligned}$$

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{103,57 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,054$$

$$\mu_u = 0,054 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,054 \longrightarrow \beta_1 = 0,972$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{103,57 \times 10^3}{0,972 \times 37 \times 348} = 8,27 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **6HA14/ml** = 9,23cm² avec un espacement de **20 [cm]**

✓ **Aux appuis :**

Le signe (-) désigne que la fibre inférieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{69,05 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,036$$

$$\mu_u = 0,036 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,036 \longrightarrow \beta_1 = 0,982$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{69,05 \times 10^3}{0,982 \times 37 \times 348} = 5,46 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **6HA12/ml** = 6,78 cm² avec un espacement de **20 [cm]**

Le sens y-y:

Moments aux appuis

$$\begin{aligned} M_{ua} &= 0,5 M_y \\ &= 0,5 \times 102,19 \\ M_{ua} &= 51,09 \text{KN.m} \end{aligned}$$

Moments en travées

$$\begin{aligned} M_{ut} &= 0,75 M_y \\ &= 0,75 \times 102,19 \\ M_{ut} &= 76,64 \text{KN.m} \end{aligned}$$

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{76,64 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,040$$

$$\mu_u = 0,040 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,040 \longrightarrow \beta_1 = 0,980$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{67,64 \times 10^3}{0,980 \times 37 \times 348} = 6,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **5HA14/ml** = 7,69cm² avec un espacement de **25 [cm]**

✓ **Aux appuis :**

Le signe (-) désigne que la fibre inférieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{51,09 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu_u = 0,026 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,026 \longrightarrow \beta_1 = 0,987$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{51,09 \times 10^3}{0,987 \times 37 \times 348} = 4,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **5HA12/ml** = 5,65cm² avec un espacement de **25 [cm]**

❖ **Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

b. Vérification à l'ELU :➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

		A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
x-x	ELU	6,78	4,47	Condition Vérifiée
		9,23		Condition Vérifiée
y-y	ELS	5,65	4,47	Condition Vérifiée
		7,69		Condition Vérifiée

Tableau VII.3 : vérification de la section minimale

➤ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Calcul à l'ELS

1) Evaluation des moments M_x et M_y :

$$M_x = 0,0478 \times 114,22 \times 4,2^2 = 96,30\text{KN.m}$$

$$M_y = 0,740 \times 96,30 = 71,26\text{KN.m}$$

Le sens x-x :

Moments aux appuis

$$M_{sa} = 0,5 M_x$$

$$= 0,5 \times 96,30$$

$$M_{sa} = 48,15\text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_x$$

$$= 0,75 \times 96,3$$

$$M_{ut} = 72,22\text{KN.m}$$

Le sens y-y:

Moments aux appuis

$$M_{ua} = 0,5 M_y$$

$$= 0,5 \times 71,26$$

$$M_{ua} = 35,63\text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_y$$

$$= 0,75 \times 71,26$$

$$M_{ut} = 53,45\text{KN.m}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec :

α : Position de l'axe neutre.

Sens de la petite portée (X-X):

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{69,05}{48,15} = 1,43$$

$$\mu = 0,036 \longrightarrow \alpha = 0,0459$$

$$\alpha = 0,0459 < \frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{103,57}{72,22} = 1,43$$

$$\mu = 0,054 \longrightarrow \alpha = 0,0694$$

$$\alpha = 0,0694 < \frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens de la grande portée (Y-Y):

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{51,09}{35,63} = 1,43$$

$$\mu = 0,026 \longrightarrow \alpha = 0,0330$$

$$\alpha = 0,0330 < \frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{76,64}{53,45} = 1,43$$

$$\mu = 0,04 \longrightarrow \alpha = 0,0510$$

$$\alpha = 0,0510 < \frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

8. Étude du débord

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

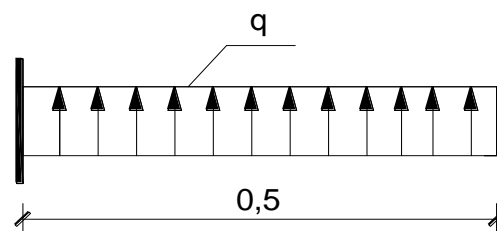


Fig. VII.4 Schéma statique du débord

a. Sollicitations de calcul :

✓ **ELU :**

$$q_{um} = 163,79 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{q_{um} L^2}{2} = \frac{163,79 \times 0,50^2}{2} = 20,47 \text{ KN.m}$$

✓ **ELS:**

$$q_{sm} = 138,82 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_{sm} L^2}{2} = \frac{114,22 \times 0,50^2}{2} = 14,29 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des armatures :

1) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 36 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,47 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,010$$

$$\mu = 0,010 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,01 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,995$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{20,47 \times 10^3}{0,995 \times 37 \times 348} = 1,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25cm**

c. Vérifications à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20,47}{14,29} = 1,43$$

$$\mu = 0,010 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0510 < \frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

❖ **Conclusion :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \quad \longrightarrow \quad$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

9. Étude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenants à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) **Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

❖ **Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

✓ **Charge trapézoïdale :**

- Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant $l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant $l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

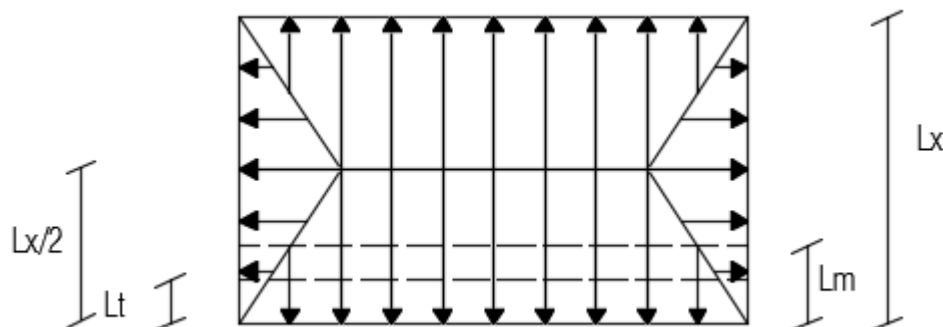


Fig.VII.5 : Représentation des charges trapézoïdales

▪ **Le Chargement simplifié**

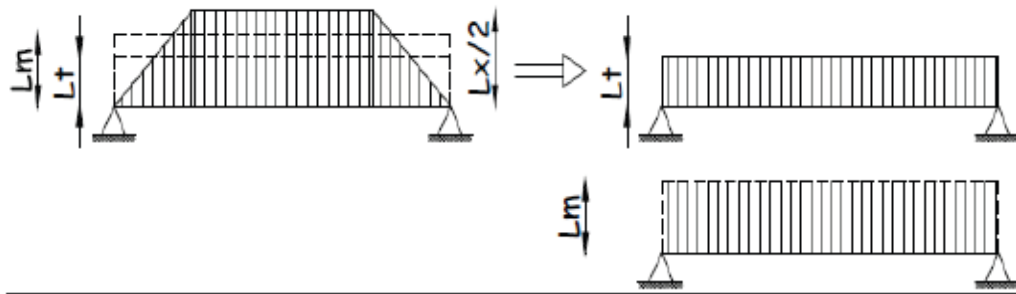


Figure VII.6 : Présentation du chargement simplifié

✓ **Charge triangulaire :**

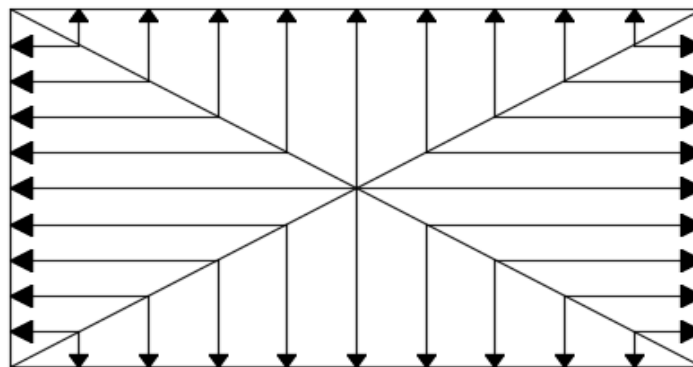


Figure VII.7 : Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $I_m = 0,333 \times I_x$

Effort tranchant : $I_t = 0,25 \times I_x$

b) Charges à considérer :

- Pour les moments fléchissant

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{array} \right.$$

- Pour les efforts tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_t \end{array} \right.$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

c) **Détermination des charges :**

✓ **ELU:**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$
$$= \left(188,76 - \frac{26008,33}{1041,32} - \frac{2479,95}{165,33} \right)$$

$$q_u = 148,79 \text{KN/m}^2$$

✓ **ELS:**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$
$$= \left(139,2 - \frac{26008,33}{1041,32} - \frac{2479,95}{195,33} \right)$$

$$q_s = 99,22 \text{KN/m}^2$$

❖ **Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

travée	panneau	L_x	L_y	ρ	Charge	L_m	L_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A-B	1	3,45	3,8	0,908	trapézoïdale	1,251	1,014	148,790	99,220	186,143	385,078	124,128	256,788	150,883	320,954	100,615	214,027
	2	3,45	4,2	0,821	trapézoïdale	1,337	1,143	148,790	99,220	198,935		132,659		170,072		113,412	
B-C	1	3,5	3,8	0,921	trapézoïdale	1,255	1,008	148,790	99,220	186,752	386,860	124,535	257,976	149,936	319,908	99,984	213,329
	2	3,5	4,2	0,833	trapézoïdale	1,345	1,142	148,790	99,220	200,109		133,442		169,972		113,345	
C-D	1	3,5	3,8	0,921	trapézoïdale	1,255	1,008	148,790	99,220	186,752	386,860	124,535	257,976	149,936	319,908	99,984	213,329
	2	3,5	4,2	0,833	trapézoïdale	1,345	1,142	148,790	99,220	200,109		133,442		169,972		113,345	
D-E	1	3,8	3,85	0,987	trapézoïdale	1,283	0,975	148,790	99,220	190,899	397,095	127,300	264,801	144,998	311,082	96,691	207,444
	2	3,85	4,2	0,917	trapézoïdale	1,386	1,116	148,790	99,220	206,196		137,501		166,084		110,753	
E-F	1	3,8	4,8	0,792	trapézoïdale	1,503	1,305	148,790	99,220	223,641	456,358	149,134	304,321	194,112	386,957	129,442	258,041
	2	4,2	4,8	0,875	trapézoïdale	1,564	1,296	148,790	99,220	232,717		155,186		192,846		128,598	
F-G	1	3,8	3,85	0,987	trapézoïdale	1,283	0,975	148,790	99,220	190,899	397,095	127,300	264,801	144,998	311,082	96,691	207,444
	2	3,85	4,2	0,917	trapézoïdale	1,386	1,116	148,790	99,220	206,196		137,501		166,084		110,753	
G-H	1	3,5	3,8	0,921	trapézoïdale	1,255	1,008	148,790	99,220	186,752	386,860	124,535	257,976	149,936	319,908	99,984	213,329
	2	3,5	4,2	0,833	trapézoïdale	1,345	1,142	148,790	99,220	200,109		133,442		169,972		113,345	
H-I	1	3,5	3,8	0,921	trapézoïdale	1,255	1,008	148,790	99,220	186,752	386,860	124,535	257,976	149,936	319,908	99,984	213,329
	2	3,5	4,2	0,833	trapézoïdale	1,345	1,142	148,790	99,220	200,109		133,442		169,972		113,345	
I-J	1	3,45	3,8	0,908	trapézoïdale	1,251	1,014	148,790	99,220	186,143	385,078	124,128	256,788	150,883	320,954	100,615	214,027
	2	3,45	4,2	0,821	trapézoïdale	1,337	1,143	148,790	99,220	198,935		132,659		170,072		113,412	

Tableau VII.4 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L_x	L_y	ρ	Charge	L_m	L_t	q_u	q_s	Q_{um}	$\sum Q_{um}$	Q_{sm}	$\sum Q_{sm}$	Q_{ut}	$\sum Q_{ut}$	Q_{st}	$\sum Q_{st}$
1-2	1	3,45	4,80	0,719	trapézoïdale	1,428	1,279	148,790	99,220	212,465	400,428	141,682	267,024	190,367	343,979	126,945	229,381
	2	3,45	3,85	0,896	trapézoïdale	1,263	1,032	148,790	99,220	187,962		125,342		153,612		102,436	
2-3	1	4,20	4,80	0,875	trapézoïdale	1,564	1,296	148,790	99,220	232,717	438,913	155,186	292,688	92,846	358,930	128,598	239,351
	2	3,85	4,20	0,917	trapézoïdale	1,386	1,116	148,790	99,220	206,196		137,501		166,084		110,753	
3-4	1	3,80	4,80	0,792	trapézoïdale	1,503	1,305	148,790	99,220	223,641	414,540	149,134	276,435	194,112	339,110	129,442	226,134
	2	3,80	3,85	0,987	trapézoïdale	1,283	0,975	148,790	99,220	190,899		127,300		144,998		96,691	
4-5	1	3,20	4,80	0,667	trapézoïdale	1,363	1,244	148,790	99,220	202,795	386,038	135,233	257,428	185,161	340,993	123,474	227,390
	2	3,20	3,85	0,831	trapézoïdale	1,232	1,047	148,790	99,220	183,242		122,195		155,832		103,916	
5-6	1	3,20	4,80	0,667	trapézoïdale	1,363	1,244	148,790	99,220	202,795	386,038	135,233	257,428	185,161	340,993	123,474	227,390
	2	3,20	3,85	0,831	trapézoïdale	1,232	1,047	148,790	99,220	183,242		122,195		155,832		103,916	
6-7	1	3,80	4,80	0,792	trapézoïdale	1,503	1,305	148,790	99,220	223,641	414,540	149,134	276,435	194,112	339,110	129,442	226,134
	2	3,80	3,85	0,987	trapézoïdale	1,283	0,975	148,790	99,220	190,899		127,300		144,998		96,691	
7-8	1	4,20	4,80	0,875	trapézoïdale	1,564	1,296	148,790	99,220	232,717	438,913	155,186	292,688	192,846	358,930	128,598	239,351
	2	3,85	4,20	0,917	trapézoïdale	1,386	1,116	148,790	99,220	206,196		137,501		166,084		110,753	
8-9	1	3,45	4,80	0,719	trapézoïdale	1,428	1,279	148,790	99,220	212,465	400,428	141,682	267,024	190,367	343,979	126,945	229,381
	2	3,45	3,85	0,896	trapézoïdale	1,263	1,032	148,790	99,220	187,962		125,342		153,612		102,436	

Tableau VII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

d) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

➤ Sens transversal

✓ ELU

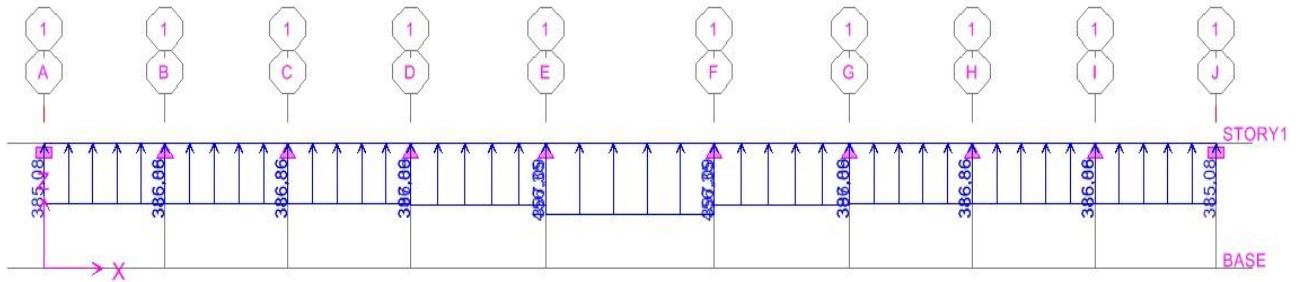


Fig.VII.8 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

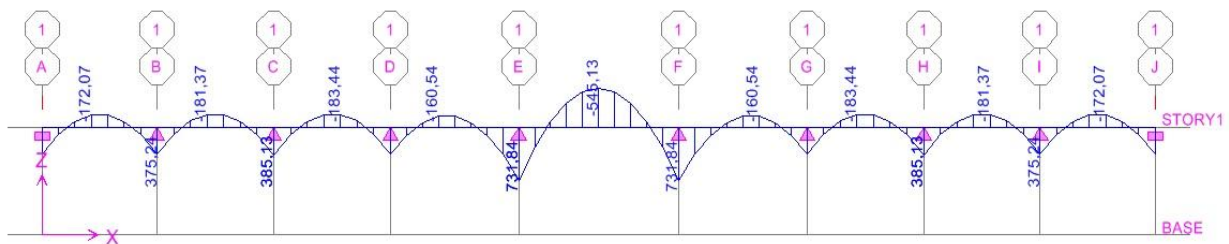


Fig.VII.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

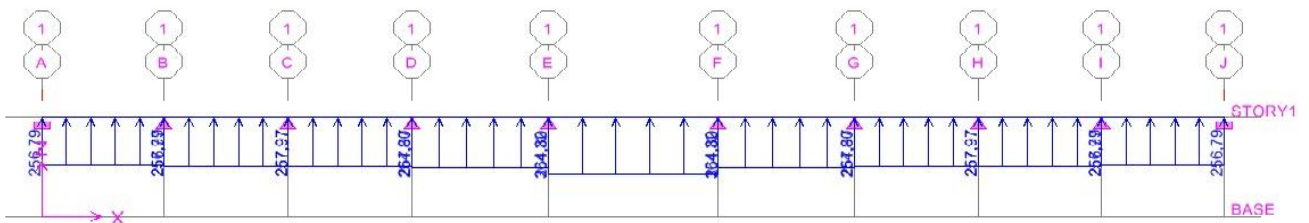


Fig.VII.10 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

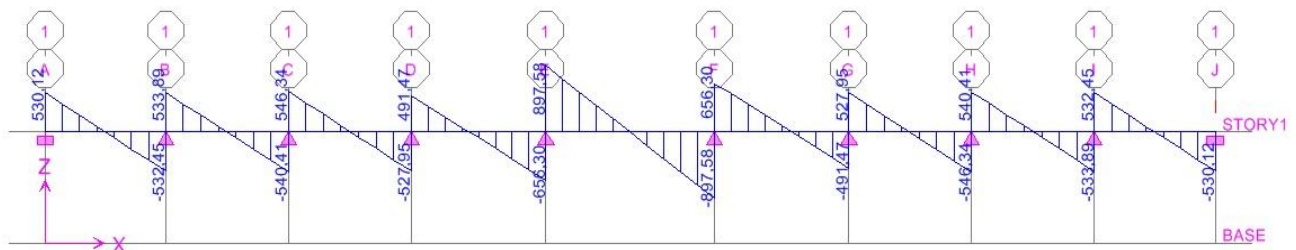


Fig.VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ **ELS**

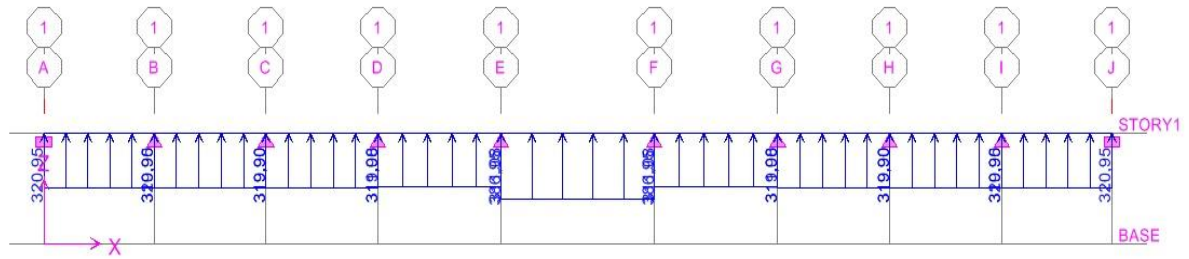


Fig.VII.12 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

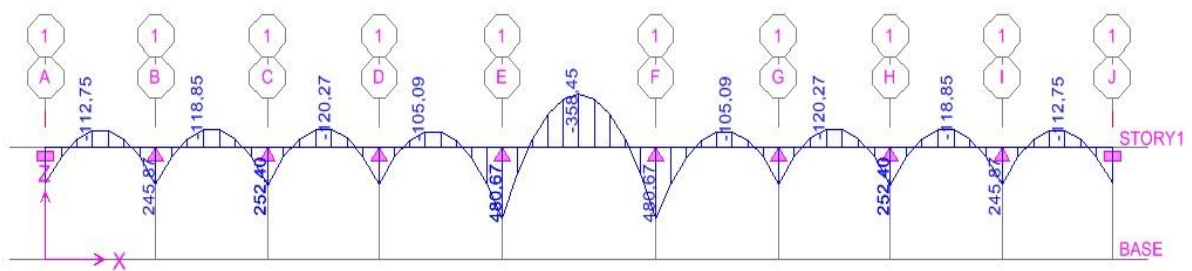


Fig.VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

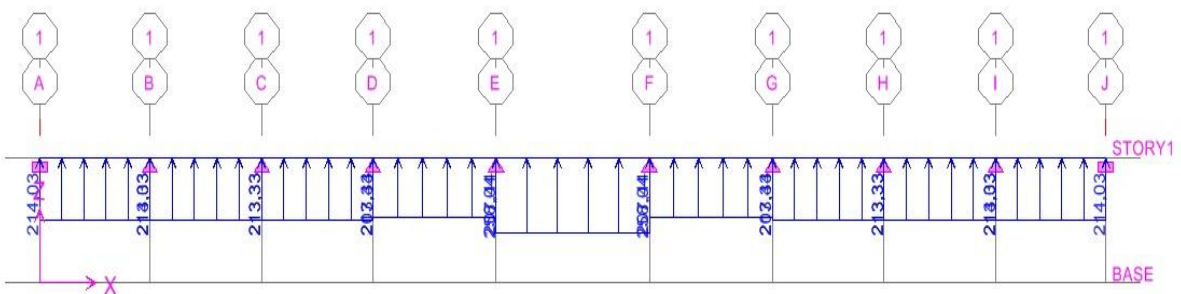


Fig.VII.14 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

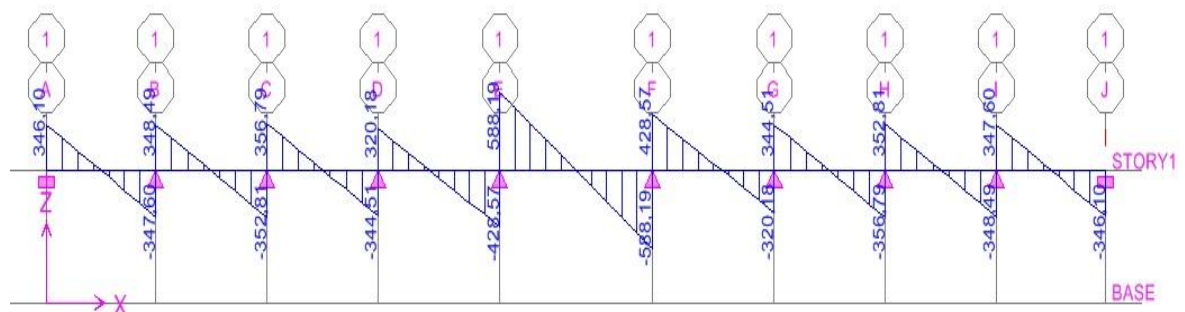


Fig.VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

➤ Sens longitudinale

✓ ELU

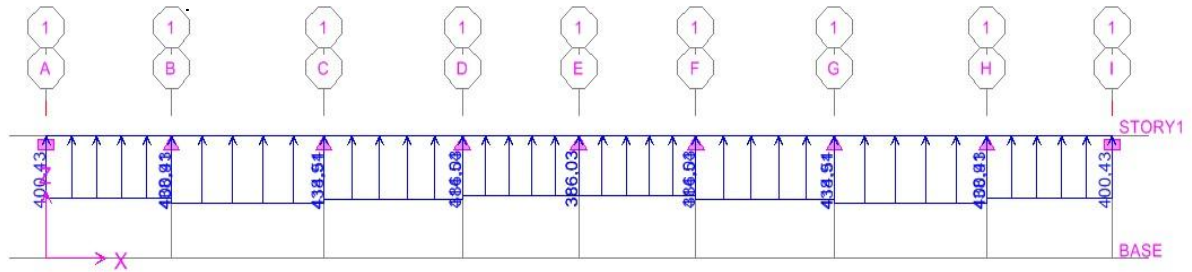


Fig.VII.16 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

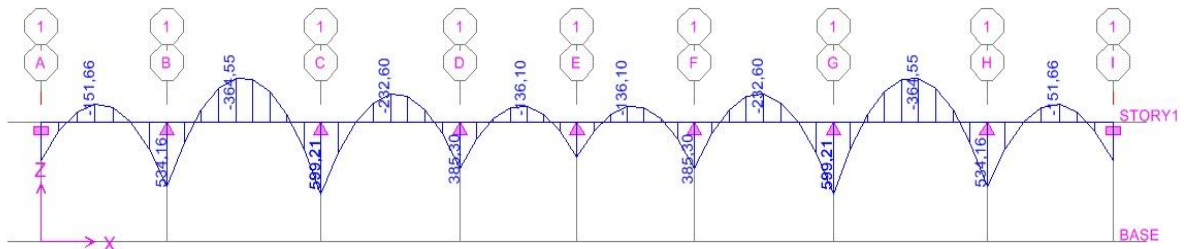


Fig.VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

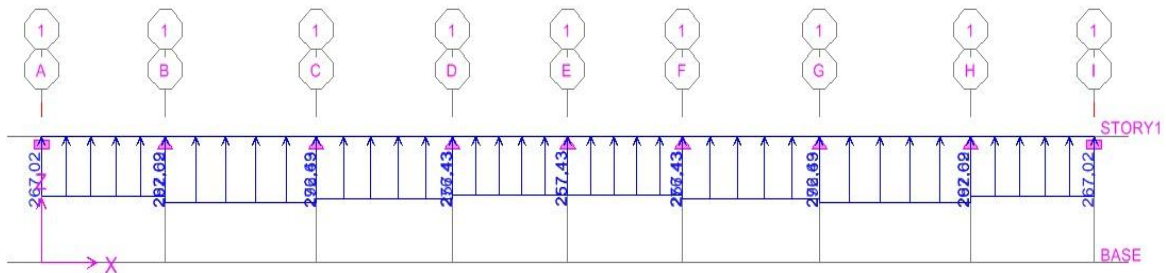


Fig.VII.18 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

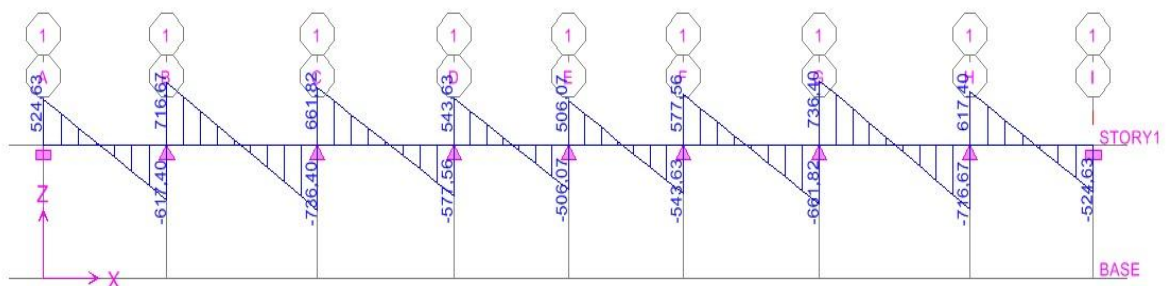


Fig.VII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ **ELS**

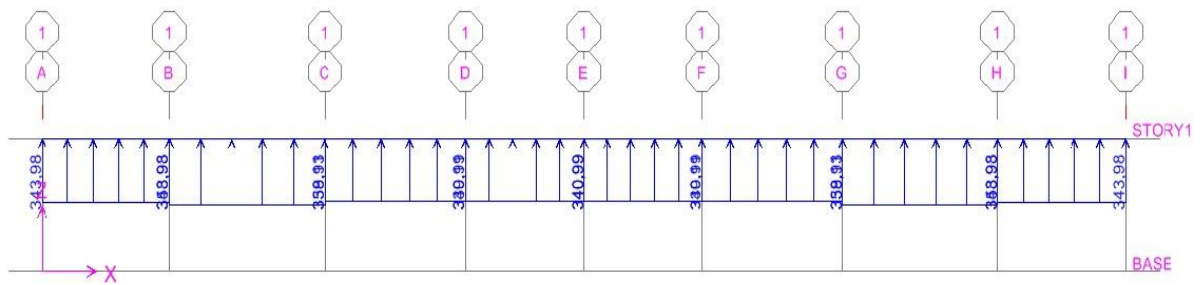


Fig.VII.20: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

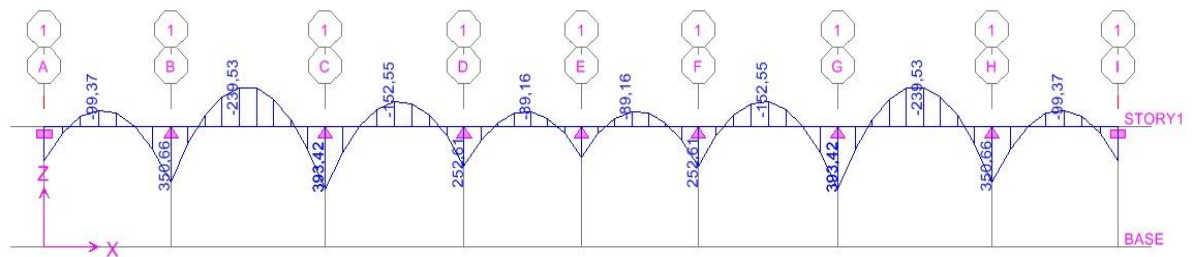


Fig.VII.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

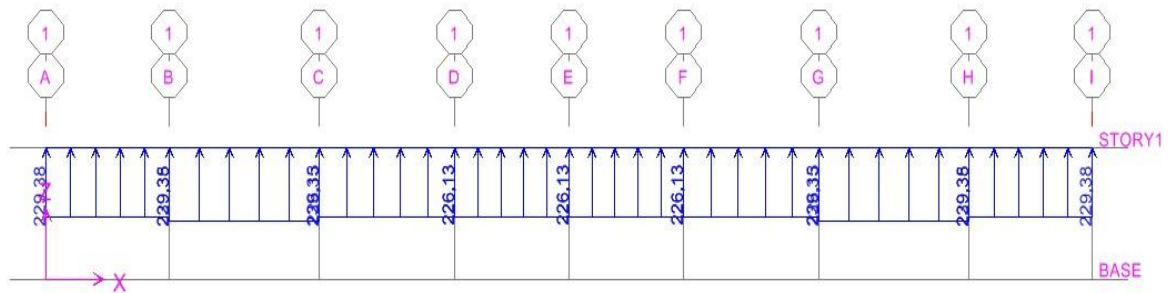


Fig.VII.22 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

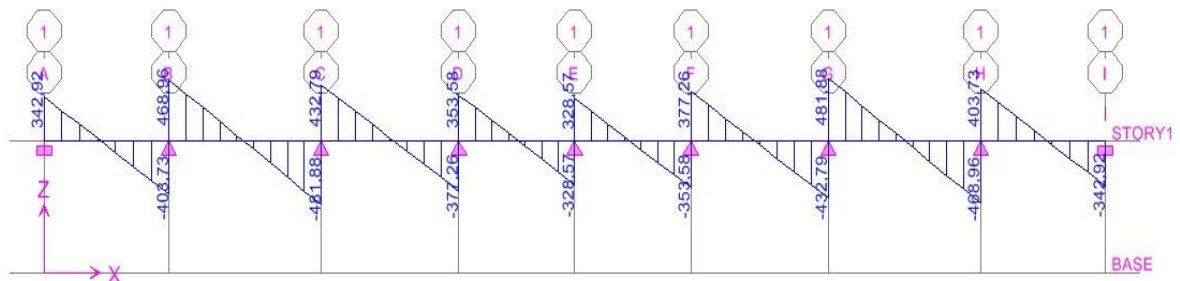


Fig.VII.23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

e) **Ferraillage :**

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{max} (KN.m)	598,08	372,12	730,88	479,32
M_t^{max} (KN.m)	363,90	231,51	543,81	357,52
T_{max} (KN)	734,72	480,17	895,68	586,30

Tableau VII.6 : Les efforts internes dans les nervures.

1) **Calcul des armatures :**

➤ **Armatures longitudinales :**

$B = 55 \text{ cm}$ $d = 95 \text{ cm}$

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	Ferraillage	A_{adop} (cm ²)
X-X	Appuis	730,88	0,104	0,945	SSA	24,39	4HA16 (fil) + (4HA16 + 4HA20) chap	28,64
	Travée	543,81	0,072	0,963	SSA	17,08	4HA20 (fil) + 4HA16chap	20,60
Y-Y	Appuis	598,90	0,084	0,956	SSA	18,94	5HA20 (fil) + 3HA16 (chap)	21,74
	Travée	363,90	0,056	0,971	SSA	11,33	5HA16 (fil) + 3HA14 (Chap)	14,67

Tableau VII.7 : Le ferraillage adopté pour la nervure.

➤ **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\text{mm} \quad \text{Soit } \phi = 8\text{mm}$$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

En zone nodale

$$S_t < \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L\right)$$

$$S_t < \min(25; 24)$$

On prend $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante

$$S_t < \frac{h}{2}$$

$$S_t < \frac{100}{2} = 50$$

On prend $S_t = 20\text{cm}$

✓ **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{t\min} = 0,003 S_t \cdot b$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65\text{cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (**un cadre et un étrier**)

➤ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} \times 1 = 3\text{cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3,14cm²**

2) Vérification à l'ELU:

➤ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 6,3 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

$$A_a = 28,64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ En travées :

$$A_t = 20,60\text{cm}^2 > A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

- **Sens longitudinal :** $T_u^{\max} = 734,72 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{734,72 \times 10^3}{550 \times 950} = 1,40 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :** $T_u^{\max} = 895,68 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{895,68 \times 10^3}{550 \times 950} = 1,71 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification à l'ELS :

- **Dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d}$$

K_1 (on le tire du tableau)

- **Dans les aciers :** $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\begin{aligned} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} &= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \\ &= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} \\ &= \text{Min} \left\{ 266,66 ; 201,63 \right\} \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

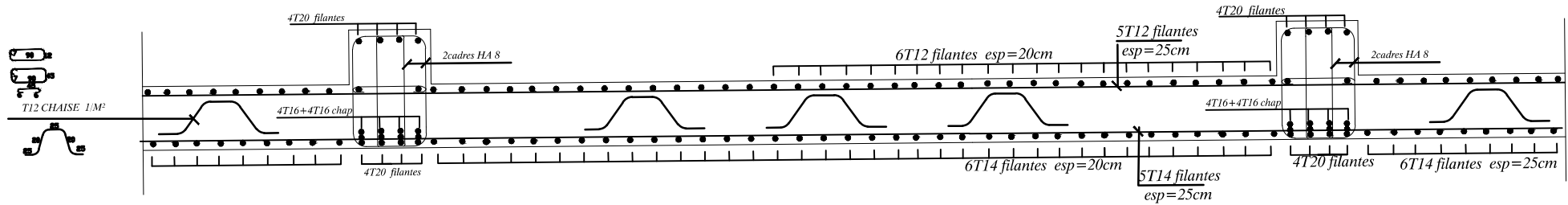
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

Les résultats des vérifications des contraintes dans le béton et les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

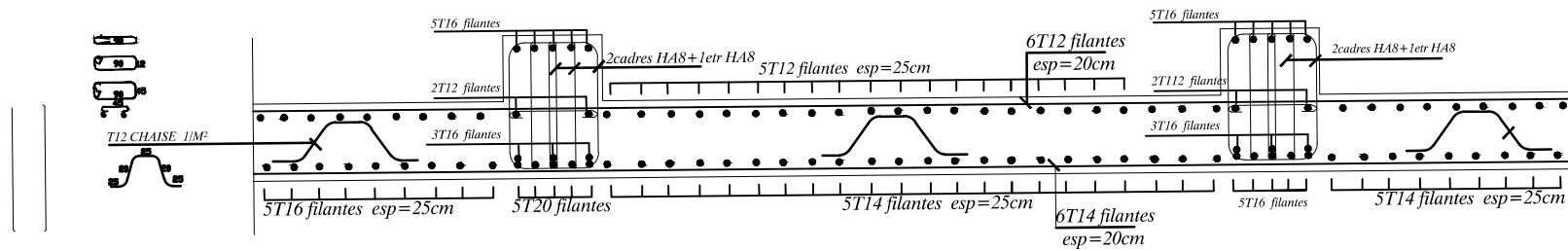
Sens	Zone	A_s (cm^2)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
X-X	Appuis	28,64	479,32	0,593	0,945	28,86	186,42	201,63	6,45	15	Cv
	Travée	20,60	357,52	0,39	0,963	36,55	189,7	201,63	5,19	15	Cv
Y-Y	Appuis	21,94	392,29	0,41	0,956	35,5	198,68	201,63	5,43	15	Cv
	Travée	12,56	331,51	0,24	0,971	48,29	199,8	201,63	4,13	15	Cv

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS

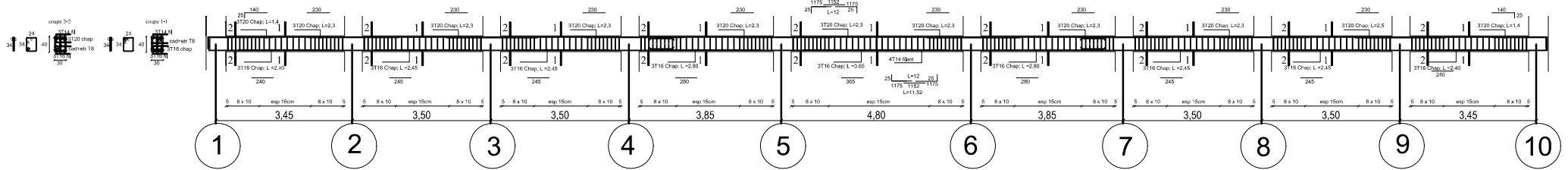
coupe transversal



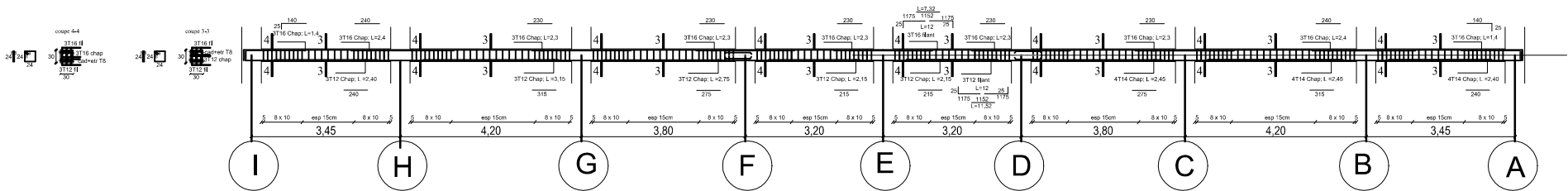
coupe longitudinale



P-P (30 x40) :Axe A, B, C, D, E, F, G, H, I. Niv: +3,40; +6,50; +9,60; +12,7; +15,8; +22; +25,1; +28,2; +31,3;

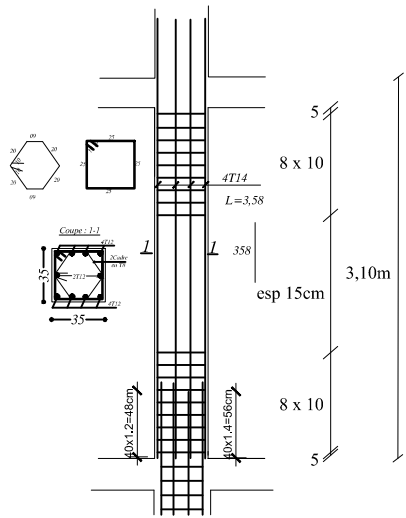


P-P (30 x 30) :Axe 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10. Niv: +3,40; +6,50; +9,60; +12,7; +15,8; +22; +25,1; +28,2; +31,3;

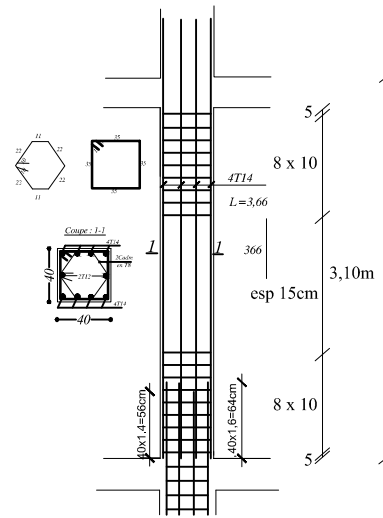


Plan de ferrailage des poutres

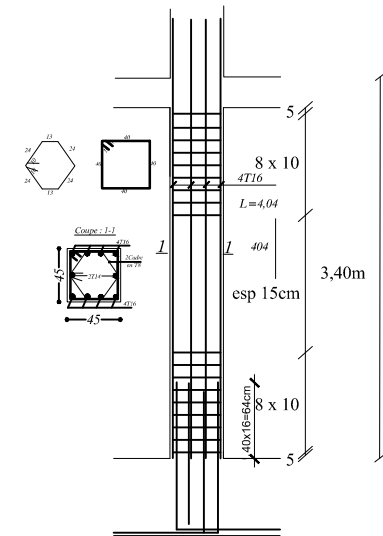
ferrailage des poteaux de la zone 3



ferrailage des poteaux de la zone 2



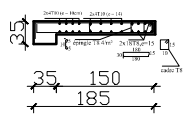
ferrailage des poteaux de la zone 1



Plan de ferrailage des poteaux

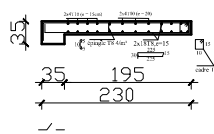
Voile longitudinale 1, zone 3

Coupe 3-3



Voile longitudinale 2, zone 3

Coupe 3-3



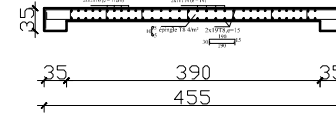
Voile longitudinale 3, zone 3

Coupe 3-3



voile transversale 1, zone 3

Coupe 3-3



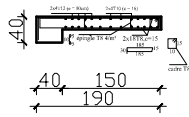
voile transversale 2, zone 3

Coupe 3-3



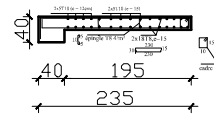
Voile longitudinale 1, zone 2

Coupe 2-2



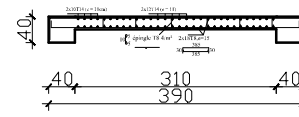
Voile longitudinale 2, zone 2

Coupe 2-2



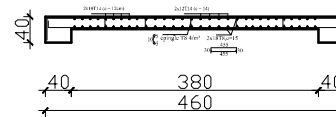
Voile longitudinale 3, zone 2

Coupe 2-2



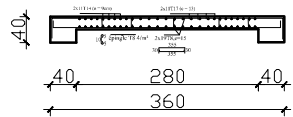
voile transversale 1, zone 2

Coupe 2-2



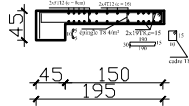
voile transversale 2, zone 2

Coupe 2-2



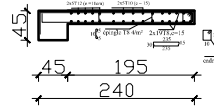
Voile longitudinale 1, zone 1

Coupe 1-1



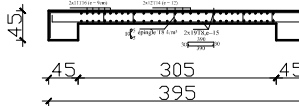
Voile longitudinale 2, zone 1

Coupe 1-1



Voile longitudinale 3, zone 1

Coupe 1-1



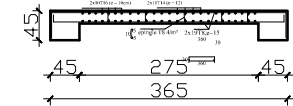
voile transversale 1, zone 1

Coupe 1-1



voile transversale 2, zone 1

Coupe 1-1



Plan de ferrailage des voiles

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, car il nous a permis d'avoir un regard sur les responsabilités, les méthodes de travail, et les procédures que suit un ingénieur en génie civil dans la vie réelle.

Ce travail nous a aidé à découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien (RPA), du BAEL, et des divers documents techniques réglementaires ainsi que leurs applications. Et il nous a également aidé à comprendre et à apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation des logiciels comme : ETABS (le logiciel utilisé pour le calcul de notre structure), AUTOCAD, SOCOTEC....

En effet, les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont d'abord permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, ensuite de nous documenter et d'apprendre des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances.

Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas répondu à toutes les questions que nous nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de voir en général les étapes et les méthodes de calcul de la superstructure (éléments structuraux et non structuraux) et l'infrastructure d'un bâtiment.

Au final nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle, et qu'il servira et contribuera aux travaux et projets des promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de faire face aux difficultés et résoudre les problèmes que nous avons rencontrés au cours de notre étude.

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL99 : Béton Armé aux états Limites.
- DTR B.C.2.2 : charge permanentes et charge d'exploitation.

Cours :

- Résistance des matériaux.
- Béton Armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment

Thèses :

- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

Logiciels et programmes :

- ETABS V9.6.0 (Analyse des structures)
- AUTOCAD 2016 (Dessin)
- SOCOTEC (Ferrailage)
- ACIER
- Office 2007 (Traitement de texte, Calcul...etc)