

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

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil
Option : construction civile et industrielle

THEME

ETUDE D'UNE STRUCTURE EN SOUS-SOL + RDC EN ENTRE SOL
+ 6 ETAGES COURANT + UN ETAGE EN ATTIQUE A USAGE
D'HABITATION ET COMMERCE EN VOILES ET PORTIQUES AVEC
L'APPLICATION DU LOGICIEL ETABS



Etudié par :

M^{elle} ATTOUCHEIK Ahlam

M^{elle} GUERRAH Celia

Dirigé par :

M^r MEGHLAT El-Mahdi

Promotion 2018/2019

Remerciement

En premier lieu, nous remercions DIEU tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin d'accomplir ce modeste travail à terme.

A nos parents qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur **Mr MEGHLAT** pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.

Nous tenons aussi à remercier le bureau d'étude **Building Tour** tout particulièrement à Mme **MADOUNI Lamia** et M^r **MAHTOUT**.

A toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Enfin, nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre modeste travail et qui nous feront l'honneur de juger et enrichir notre travail par leurs propositions.



Dédicace

Tout d'abord je tiens à remercier DIEU, le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail que je le dédie à :

Ma très chère mère, qui m'a tant aidé avec son soutien, elle est ma source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance et mon très cher père pour sa patience et tous ses efforts.

A mes très chères sœurs : Samia, Atika et Sabiha et leurs maris.

A mes très chers frères : Mohammed et sa femme Zakia, Kamel et sa femme Djamila, Khaled et sa femme Karima, Malek et sa femme Djedjiga, Nacer et sa femme Amira,

A mes chères nièces et neveux,

A ma binôme adorée Celia, et toute sa famille.

Toute la famille ATTOUCHEIK,

Toute la famille MAZZARI.

A mes très chères amis (es).

A mes collègues.

A toute la promotion 2018/2019

A ceux que j'aime.

Ahlan





Dédicace

Tout d'abord je tiens à remercier DIEU, le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce modeste travail que je le dédie à :

Ma très chère mère, qui m'a tant aidé avec son soutien, elle est ma source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance et mon très cher père pour sa patience et tous ses efforts.

A mes très chers frères : Nabil, Yanis et Lamine

A mes très chers grands-parents

A mes chers oncles et tantes

A mes chers cousins et cousines spécialement Dihia

A ma binôme adorée Ahlam, et toute sa famille.

Tous les membres de ma famille chaque'un par son nom.

A mes très chères amis(es)

Et spécialement Fatiha, Meriem, Lamia, Dihia, Akila, Sabrina, Katia et Amina

A mes collègues.

A toute la promotion 2018/2019

A ceux que j'aime.

Celia



Liste des Figures

Chapitre I: Présentation et caractéristiques de l'ouvrage.

Figure I.1 : diagramme contraintes-déformations du béton à ELU.

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

Figure I.3 : Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier à l'ELU.

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments.

Figure II.1 : dimensions des poutres.

Figure II.2 : Coupe d'un plancher en corps creux.

Figure II.3 : Coupe de voile en élévation.

Figure II.4 : Coupe de voile en plan.

Figure II.5: Surface d'influence.

Figure II.6 : Coupe transversale du plancher terrasse accessible.

Figure II.7 : coupe de plancher étage courant.

Figure II.8 : coupe de plancher dalle pleine.

Figure II.9 : coupe verticale d'un mur extérieur.

Figure II.10 : coupe verticale d'un mur intérieur.

Figure II.11 : Dégression verticale des surcharges d'exploitations.

Figure II.12 : Coupe du poteau.

Chapitre III: Calcule des éléments non structuraux.

Figure III.1.1 : plancher à corps creux.

Figure III.1.2 : Treillis soudées de (15×15) cm².

Figure III.1.1.3 : caractéristique géométrique de la section en T.

Figure III.1.1.4 : Dimensionnement de la poutrelle.

Figure III.1.1.5 : Schéma statique de la grande travée pour le calcul de la poutrelle.

Figure III.1.1.6 : Description des cas a étudié.

Figure III.1.1.7 : Diagramme des moments.

Figure III.1.1.8 : Schéma statique de calcul du 1^{er} type de plancher à l'ELU.

Figure III.1.1.9 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Figure III.1.1.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Figure III.1.1.11 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Figure III.1.1.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Figure III.1.1.13 : Schéma statique de calcul du 2^{ème} type de poutrelles à l'ELU.

Figure III.1.1.14 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Figure III.1.1.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Figure III.1.1.16 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Figure III.1.1.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Figure III.1.1.12 : Ferrailage du plancher à corps creux.

Figure III.1.2.1 : dalles pleines.

Figure III.1.2.2 : Représentation de la dalle pleine.

Figure III.1.2.4 : Ferrailage de la dalle pleine.

Figure III.2.1 : coupe verticale de l'escalier.

Figure III.2.2 : schéma statique d'un escalier.

Figure III.2.3 : Diagramme efforts internes à l'ELU.
Figure III.2.4 : Diagramme efforts internes à l'ELS.
Figure III.2.5 : ferrailage des escaliers.
Figure III.3.1 : Acrotère.
Figure III.3.2 : Coupe transversale d'un acrotère.
Figure III.3.3 : diagramme des efforts internes de l'acrotère.
Figure III.3.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.
Figure III.3.5 : ferrailage de l'acrotère.
Figure III.4.1 : composition d'un ascenseur.
Figure III.4.2 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.
Figure III.4.3 : vue en plan de la dalle.
Figure III.4.4 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.
Figure III.4.5 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS.
Figure III.4.6 : Ferrailage de la dalle de la salle machine.
Figure III.5.2 : schéma statique de la console.
Figure III.5.1 : Schéma de la console.
Figure III.5.3 : Ferrailage de la console.

Chapitre IV : Etude de contreventement.

Figure IV.1 : Disposition des voiles.
Figure IV.2 : les surfaces revenant aux poteaux.
Figure IV.3 : Coupe du voile en plan.
Figure IV.4 : trapèze de calcul.
Figure IV.5 : Diagramme des moments des aires.

Chapitre V : Modélisation et vérification selon les exigences RPA.

Figure V.2.1 : systèmes d'unités.
Figure V.2.2 : Création d'un nouveau model.
Figure V.2.3 : Définition de dimensions pour la grille horizontale et nombre et la hauteur des étages.
Figure V.2.4 : Introduction des distances selon $x-x$ et $y-y$.
Figure V.2.5 : Les lignes de grille de la structure.
Figure V.2.6 : Définition des propriétés du matériau CONC (Béton).
Figure V.2.7 : Définition des poutres.
Figure V.2.8 : Définition des poteaux.
Figure V.2.9 : Définition corps creux, voile et dalle pleine.
Figure V.2.10 : Affectation des poutres.
Figure V.2.11 : Affectation des poteaux.
Figure V.2.12 : Affectation de corps creux et dalles pleines.
Figure V.2.13 : Affectation des voiles.
Figure V.2.14 : Définition des charges statique.
Figure V.2.15 : Le spectre de réponse.
Figure V.2.16 : Définition du spectre.
Figure V.2.17 : Définir la charge sismique.
Figure V.2.18 : Création des combinaisons.

Figure V.2.19 : Encastrement des appuis.

Figure V.2.20 : diaphragme de chaque plancher.

Figure V.2.21 : Schéma de la structure en 3D.

Figure V.2.22 : Choix des tableaux à afficher.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

Figure VI.1.1 : Les moments dans les poteaux.

Figure VI.1.2 : diagramme des efforts Normaux.

Figure VI.1.3 : diagramme des efforts Tranchants.

Figure VI.1.4 : diagramme des Moments fléchissant.

Figure VI.1.5 : Zone nodale.

Figure VI.1.6: Ferrailage des poteaux.

Figure VI.2.1 : section simplement armée.

Figure VI.2.2 : section doublement armée.

Figure VI.3.1 : Disposition des voiles dans la structure.

Figure VI.3.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Chapitre VII: Etude du mur plaque.

Figure VII.1 : Schéma du mur plaque (Vue en élévation).

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

Figure VII.3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

Figure VII.4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

Figure VII.5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.

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

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

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

Figure VII.9 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

Figure VII.10 : ferrailage du mur plaque.

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.

Figure VIII.1 : Les dimensions du radier.

Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes.

Figure VIII.3 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU dans le sens X-X.

Figure VIII.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

Figure VIII.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Figure VIII.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU dans le sens Y-Y.

Figure VIII.7 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU dans le sens Y-Y.

Figure VIII.8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS dans le sens Y-Y.

Liste des tableaux

Chapitre I: Présentation et caractéristiques de l'ouvrage.

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers utilisés.

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments.

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Tableau II.2 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.3 : charges permanentes revenants à étage courant.

Tableau II.4 : charges permanentes revenants à la dalle pleine.

Tableau II.5 : charge revenant aux murs extérieurs.

Tableau II.6 : charge revenant aux murs intérieurs.

Tableau II.7 : surcharge d'exploitation.

Tableau II.8 : valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

Tableau II.9 : pré dimensionnement des poteaux.

Tableau II.10 : Rigidité des poutres dans le sens (x-x).

Tableau II.11 : Rigidité des poutres dans le sens (Y-Y).

Tableau II.12 : Rigidité des poteaux dans le sens (x-x).

Tableau II.13 : Rigidité des poteaux dans le sens (Y-Y).

Tableau II.14 : les sections des poteaux adoptées.

Tableau II.15 : Pré dimensionnement des différents éléments.

Tableau II.6 : Rigidité des poutres dans le sens longitudinale.

Tableau II.7: Rigidité des poutres dans le sens transversal.

Tableau II.8 : Rigidité des poteaux dans le sens longitudinale.

Tableau II.9 : Rigidité des poteaux dans le sens transversal.

Tableau II.10 : Rigidité des portiques suivant (x-x).

Tableau II.11 : Rigidité des portiques suivant (y-y).

Tableau II.12 : Calcul des flèches dans les refends.

Tableau II.13 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (X-X).

Tableau II.14 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversal (Y-Y).

Tableau II.15 : Résumé des inerties fictives des portiques.

Chapitre III: Calcule des éléments non structuraux.

Tableau III.2.1 : charge permanentes du palier.

Tableau III.2.2 : charge permanentes de la volée.

Tableau III.5.1 : charges permanente de garde corps.

Chapitre IV : Etude de contreventement.

Tableaux IV.1 : Poids propre revenant aux poteaux.

Tableaux IV.2 : pourcentage des charges verticales.

Tableau IV.3 : L'inertie des voiles dans le sens longitudinale.

Tableau IV.4 : L'inertie des voiles dans le sens transversal.

Tableau IV.5 : La rigidité des voiles dans le sens longitudinale.

Tableau IV.6 : La rigidité des voiles dans le sens transversal.

Chapitre V : Modélisation et vérification selon les exigences RPA.

Tableau V.1 : périodes et participations massiques.

Tableau V.2 : valeurs des pénalités P_q Sens longitudinal.

Tableau V.3 : valeurs des pénalités P_q Sens transversal.

Tableau V.4 : L'effort tranchant à la base.

Tableau V.5 : vérification de L'effort normal réduit.

Tableau V.6 : vérification l'excentricité.

Tableau V.7 : Vérification des déplacements dans le sens longitudinal.

Tableau V.8 : Vérification des déplacements dans le sens transversal.

Tableau V.9 : Vérification de l'effet $P - \Delta$.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.

Tableau VI.1.2 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens Longitudinal.

Tableau VI.1.3 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens transversal.

Tableau VI.1.4 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens transversal.

Tableau VI.1.5 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

Tableau VI.1.6 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens longitudinal.

Tableau VI.1.7 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal.

Tableau VI.1.8 : Délimitation de la zone nodale.

Tableau VI.9 : Vérification de la quantité d'armatures.

Tableau VI.10 : Vérification au cisaillement.

Tableau VI.11 : Vérification des ferrillages à l'ELS dans le Sens longitudinal.

Tableau VI.12 : Vérification des ferrillages à l'ELS dans le Sens transversal.

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes dans le sens transversal.

Tableau VI.1.15 : Ferrailage finale des poteaux.

Tableau VI.2.1 : Ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles.

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poutres principales adhérents aux voiles.

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres secondaires non adhérents aux voiles.

Tableau VI.2.4 : Ferrailage des poutres secondaires adhérents aux voiles.

Tableau VI.2.5 : Ferrailage des poutres palières.

Tableau VI.2.6 : Ferrailage des poutres de chaînage (25x45).

Tableau VI.2.7 : Ferrailage des poutres de chaînage (25x35).

Tableau VI.2.8 : Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles.

Tableau VI.2.9 : Vérification du ferrailage des Poutres principales adhérents aux voiles.

Tableau VI.2.10 : Vérification du ferrailage des Poutres secondaires non adhérents aux voiles.

Tableau VI.2.11 : Vérification du ferrailage de poutres secondaires adhérents aux voiles.

Tableau VI.2.12 : Vérification du ferrailage des poutres palière.

Tableau VI.2.13 : Vérification du ferrailage des poutres de chaînage (25x45).

Tableau VI.2.14 : Vérification du ferrailage des poutres de chaînage (25x35).

Tableau VI.1.15 : Ferrailage finale des poutres.

Tableau VI.3.1 : Contraintes dues à $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{correspondants}} \Rightarrow T_{\text{correspondants}}$.

Tableau VI.3.2 : Contraintes dues à $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{correspondants}} \Rightarrow T_{\text{correspondants}}$.

Tableau VI.3.3 : Contraintes dues à $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{correspondants}} \Rightarrow T_{\text{correspondants}}$.

Tableau VI.3.4 : Les armatures verticales.

Tableau VI.3.5 : Caractéristiques géométriques du voile V1.

Tableau VI.3.6 : Ferrailage adopté pour le voile longitudinal V_{L1} .

Tableau VI.3.7 : Ferrailage des voiles longitudinales V_1 .

Tableau VI.3.8 : Ferrailage des voiles longitudinales V_2 .

Tableau VI.3.9 : Ferrailage des voiles longitudinales V_3 .

Tableau VI.3.10 : Ferrailage des voiles longitudinales V_4 .

Tableau VI.3.11 : Ferrailage des voiles transversales V_5 .

Tableau VI.3.12 : Ferrailage des voiles longitudinales V_6 .

Chapitre VII: Etude du mur plaque.

Tableau VII.1 : Ferrailage du mur plaque.

Tableau VII.2 : vérifications de la condition de non fragilité.

Tableaux VII.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.

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

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

Tableau VIII.3 : Résultante des charges sous poteaux.

Tableau VIII.4 : calcul des moments.

Tableau VIII.5 : Les résultats des contraintes.

Tableau VIII.6 : vérification des contraintes.

Tableau VIII.7 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

Tableau VIII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Tableau VIII.9 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans les deux sens.

Tableau VIII.10 : Résumés des efforts internes dans la nervure.

Tableau VIII.11 : Résultats du calcul des armatures des nervures.

Tableau VIII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

Sommaire

Introduction générale

| | |
|--|------------|
| Chapitre I: Présentation et caractéristiques de l'ouvrage | 1 |
| Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments | 13 |
| Chapitre III: Calcul des éléments non structuraux. | |
| III.1. plancher | 37 |
| III.2. Escalier | 78 |
| III.3. Acrotère | 96 |
| III.4. Dalle salle machine | 103 |
| III.5. consoles | 116 |
| Chapitre IV : Etude du contreventement | 122 |
| Chapitre V : Modélisation et vérification des conditions exigée par l'RPA | 142 |
| Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux. | |
| VI.1. Poteaux | 166 |
| VI.2. Poutres | 187 |
| VI.3. Voiles | 205 |
| Chapitre VII: Etude du mur plaque | 224 |
| Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure | 235 |

Plans d'exécution

Conclusion

Bibliographie

Introduction Générale

Le dévalent économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

L'expérience a montré que la plus part des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses) ;
- Confort ;
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B-A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie. Car il est moins cher par rapport aux autres matériaux avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation ;
- Durabilité (durée de vie) ;
- Résistance au feu.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail qui nous a été confié. Notre travail vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'une structure en béton armé à usage d'habitation et commerce. Implantée à TIZI OUZOU, comportant un RDC en entre sol + 6 étages courants + Un étage en attique+sous-sol, contreventé par des voiles.

Le travail a été partagé en deux parties principales :

- La première partie réservée à la superstructure, qui contient :
 - Des généralités ;
 - Pré dimensionnement des éléments ;
 - Calcul des éléments non-structuraux ;
 - Étude de contreventement
 - Modélisation de la structure et Vérification RPA 99 version 2003 ;
 - Ferrailage des éléments structuraux;
 - Étude du mur plaque.
- La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure.

Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés, tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir :

- Règlement parasismique algériens (**RPA 99, modifier 2003**) ;
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé (**BAEL91modifié99**) ;
- Charge et surcharge d'exploitation (**DTR.BC.22**) ;
- Conception et calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93**.

I.1 Description de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment en sous-sol +RDC en entre sol + 6 étages courant + un étage en attique, à usage d'habitation et commercial.

Cet ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou qui est classée par les Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99Version 2003**), comme zone de moyenne Sismicité (z_{onell_a})

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne », et comme le rapport du sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur 1.5bars. Cette contrainte correspond à un sol meuble «S3».

Ce bâtiment est composé de :

- Un Sous-sol à usage commercial ;
- RDC en entre sol à usage d'habitation ;
- 06 étages courant à usage d'habitations ;
- Un étage en attique ;
- Une cage d'escaliers ;
- Une cage d'ascenseur.

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les dimensions de l'ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet qui sont :

I.2.1 Dimension en plan

- Longueur totale du bâtiment : $l = 22\text{m}$;
- Largeur totale du bâtiment : $L = 19.90\text{m}$.

I.2.2 Dimension en élévation

- Hauteur totale du bâtiment: $H = 31.9\text{m}$;
- Hauteur de sous-sol : 4.62m ;
- Hauteur de RDC : 3.06m ;
- Hauteur d'étage courant : 3.06m .

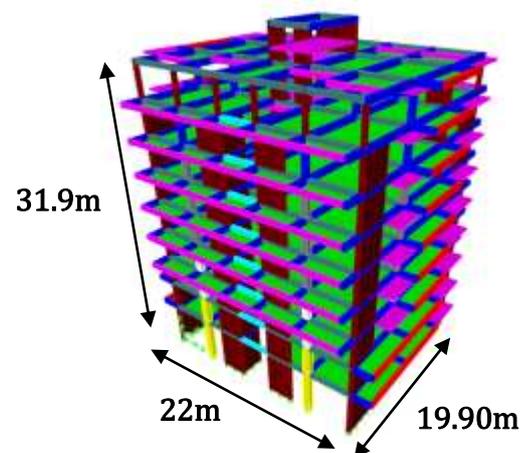


Figure I.1 : Dimensions de la structure.

I.3 Les éléments constitutifs de l'ouvrage

Le bâtiment est partagé en deux parties essentielles :

I.3.1 La superstructure

La superstructure d'un bâtiment regroupe l'ensemble des organes situés au-dessus de la terre. Elle est composée de :

a. L'ossature

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

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

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

b. Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol. Ils ont pour fonctions :

-assurer la transmission des efforts horizontaux aux contreventements.

-assurer l'isolation phonique et thermique.

-ils supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.

On distingue deux types de planchers:

1. **Plancher à corps creux** : avec une dalle de compression, porté sur des poutrelles préfabriquées qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutre) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
2. **Plancher en dalle pleine** : La dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulée sur un coffrage plat, reposant sur des appuis. Le diamètre des armatures et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.
3. **Plancher terrasse** : sera réalisé avec un système d'étanchéité multicouche avec forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux.

c. Les escaliers

C'est un élément de la construction qui permet de monter ou descendre d'un niveau à un autre. Dans notre ouvrage, les escaliers constitués de paillasses et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par étage.

d. La cage d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

e. Maçonnerie

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, etc.) unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.), Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et doubles cloisons.

1. Les murs extérieurs : Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.
2. Les Murs intérieurs : Ils seront réalisés en brique creuses de 10cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

f. Revêtement

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour les salles d'eau et cuisine ;
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eau et les locaux humides.

g. Système de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution. Par ailleurs ce type de coffrage, même s'il est coûteux, il offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles ;
- Réalisation rapide des travaux ;
- Sécurisation de la main d'œuvre.

h. Acrotère

La terrasse inaccessible sera entourée d'un élément en béton armé appelé **acrotère**, Il a pour but de permettre un bon façonnement de l'étanchéité.

i. Mur plaque

Il assure la fonction de soutènement et de résistance à la pression latérale des terres.

B. L'infrastructure

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise «sol », elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble. Ces principaux rôles peuvent être décrits comme suit :

- reprendre les charges et surcharges de la structure ;
- transmettre les efforts au sol (la décente des forces) ;
- assurer la stabilité sans tassement ni glissement ;
- être un organe de liaison entre la structure et le terrain.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un coup minimum.

I.3 Contraintes limites

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le **BAEL91 modifié 99**. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue deux états limites.

I.3.1 Etat limite ultime (ELU)

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- Stabilité de forme (pas de flambement).

I.3.2 Etats limites de service (ELS)

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton ;
- Etats limites d'ouverture des fissures ;
- Etats limites de service de déformation.

I.4 Actions

Les actions sont l'ensemble des charges (permanentes, climatiques, d'exploitations...etc.) qui s'appliquent à une construction, on distingue :

I.4.1 Les actions permanentes(G)

S'appliquant pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comportant :

- Le poids propre de la structure ;
- Les charges de la superstructure (équipements fixes).

I.4.2 Les actions variables(Q)

Actions dont l'intensité est plus ou moins constante et définies par des textes réglementaires (DTR.BC.22).

I.4.3 Les actions accidentelles

Séisme, action du feu, chocs...etc.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le choix des matériaux entrant dans la composition d'une structure à grande dimension dépend d'un critère majeur qui est sa résistance mécanique. Cependant, d'autres critères sont pris en considération tel que la disponibilité des matériaux sur place, leur coût et la facilité de la mise en œuvre.

Dans notre ouvrage nous utiliserons deux matériaux à savoir: **le béton et l'acier.**

I.5.1 Le béton

A. Définition

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), eau de gâchage et d'un liant hydraulique qui est le ciment. Mais de point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

B. Résistance caractéristique du béton à la compression

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon (BAEL91 modifiées 99/ Art A. 2.1, 11) comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} ; \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} ; \text{pour } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

⇒ Pour notre projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

C. Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours, est conventionnellement définie par la relation suivante : (BAEL91 modifie 99/Art A.2.1, 12)

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} ; \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$$

Pour notre projet :

$$\text{On à : } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times (25) = 2.1\text{MPa}$$

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

D. Contrainte limite ultime de résistance à la compression

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article (BAEL91 modifié 99/Art.4.3-4-1) :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1.5$ Situation durable.
- $\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle.

θ : Coefficient tenant compte de la durée d'application des actions (t).

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures ($t > 24\text{h}$).
- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures ($01\text{h} < t < 24\text{h}$).
- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure ($t < 01\text{h}$).

Pour la vérification à l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit "parabole - rectangle"

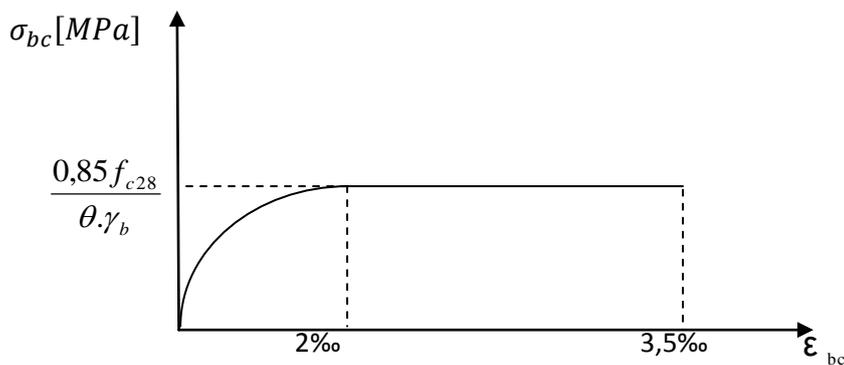


Figure I.1 : diagramme contraintes-déformations du béton à ELU.

Ce diagramme est constitué :

- D'un tronçon de courbe parabolique (état élastique) où la déformation relative : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$
- D'un rectangle (état plastique) où la déformation relative : $2 \text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$

E. Contrainte limite de service de résistance à la compression

D'après (BAEL91modifié99/ Art 4.5.2.) la contrainte limite de service à la compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6f_{cj}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte admissible à l'ELS.

A 28 jours $\sigma_{bc} = 0.6f_{cj} = 0.6 \times (25) = 15MPa$

Les déformations nécessaires pour atteindre l'état limite de service sont relativement faibles, on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique ce qui donne un diagramme de « contrainte – déformation » linéaire :

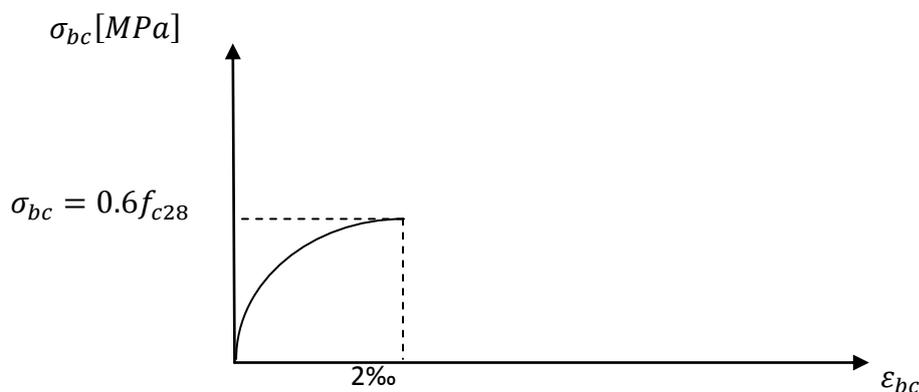


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.

F. Contrainte limite ultime de cisaillement

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad (\text{BAEL91modifié99/ A.5.1, 1}).$$

Avec : V_u : valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée.

b : valeur de la largeur de la section cisailée.

d : valeur de la hauteur utile ($d = h - c$).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} \dots \dots \dots \text{Cas d'une fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} \dots \dots \dots \text{Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

G. Module d'élasticité

Le module d'élasticité représente le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation engendrée. On distingue deux modules de déformation :

a. Module de déformation longitudinale

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

- Module de déformation longitudinale instantanée

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

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } (f_{cj} \text{ en MPa}) \quad (\text{BAEL91modifier /99.A2.1.21}).$$

Dans notre cas : $f_{c28}=25$ MPa. Alors :

$$E_{ij} = 11000(25)^{1/3} = 32164.195 \text{ MP}$$

$$\Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Remarque

Cette formule est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier.

- Module de déformation longitudinale différée

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

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

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} \quad (\text{BAEL 91 modifier99/A2.1.22}).$$

Pour $f_{c28}=25$ MPa. Alors :

$$E_{vj} = 3700 (25)^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

b. Module de déformation transversal

Il est notée par G, il est proportionnel au module de Young, en fonction du coefficient de Poisson :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL 91 modifier99/A.2.1,3})$$

Avec

E : module de Young ;

ν : Coefficient de Poisson.

H. Coefficient de Poisson

C'est le rapport de la déformation relative transversale et de la déformation longitudinale.

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l) \quad (\text{BAEL91modifie99/A2.1.3})$$

Il est égale à : $\begin{cases} \nu = 0 \text{ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = 0.2 \text{ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.} \end{cases}$

I.3.2 Acier

A. Définition

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone. Il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour des éléments faibles, il porte le nom d'armature lorsqu'il est enrobé dans le béton. Les aciers ont le rôle de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, généralement aux efforts de traction. Pour la réalisation de notre projet, on a besoin de deux types d'aciers dont les principales caractéristiques sont reprises dans le tableau ci-après :

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers utilisés.

| Type d'acier | Nominalisation | Symbole | Limite d'élasticité fe en [MPa] | Résistance à la rupture en [MPa] | Allongement relatif à la rupture en |
|-------------------|-------------------------------|---------|---------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| Acier en barre | Haute Adhérence FeE400 | HA | 400 | 480 | 14 |
| Acier en treillis | Treillis soudé TL.520 (0 < 6) | TS | 520 | 550 | 8 |

B. Module d'élasticité longitudinale

C'est le module de Young ou module d'élasticité (longitudinale) ou encore module de traction est la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope. **Le module d'élasticité longitudinale (E_s)**, a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91modifie99/A.2.2 ,1})$$

C. Contrainte limite de l'acier

1. Contrainte limite ultime (ELU)

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec un coefficient de sécurité.

Pour les calculs de béton armé à l'état limite ultime, on utilisera le diagramme conventionnel suivant :

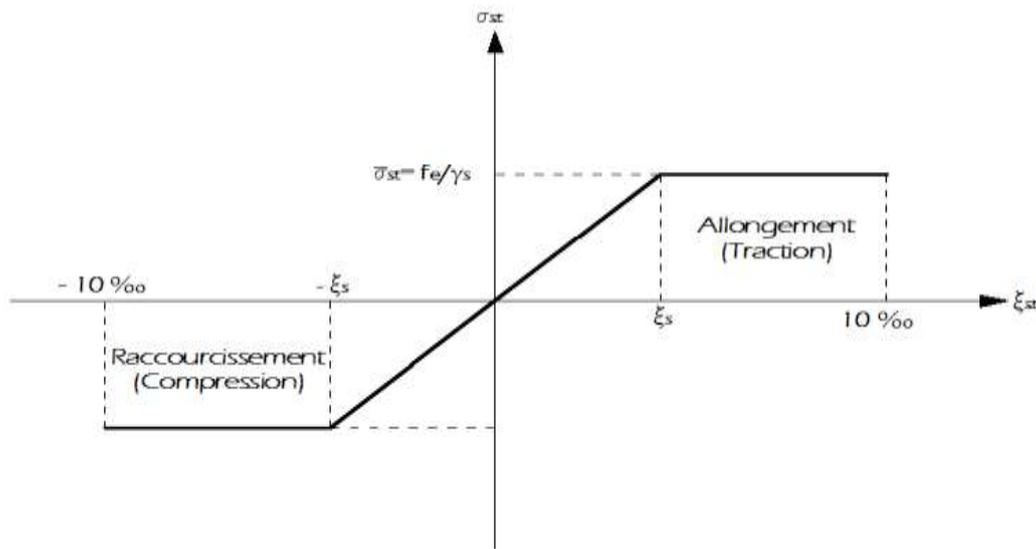


Figure I.3 : Diagramme « contrainte - déformation » de l'acier à l'ELU.

- L'allongement et le raccourcissement sont limités à 10‰.

- La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL91 modifié 99/A.4.2})$$

Avec :

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte de l'Acier.
- f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, d'où :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ (Situation courante)} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ (Situation accidentelle)} \end{cases}$$

Pour le présent projet, en situation courante, on obtient les valeurs suivantes :

Pour les aciers HA (FeE400) : $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$.

Pour les treillis soudés TL520 : $\sigma_{st} = 452,17 \text{ Mpa}$.

2. Contrainte limite de service (ELS)

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées, en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

On distingue 3 cas de fissurations :

a. Fissuration peu préjudiciable (BAEL91 modifié 99/Art A.4.5.3.2)

Cas des éléments situés dans des locaux couverts, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

b. Fissuration préjudiciable (BAEL91 modifié 99/Art A.4.5.3.3)

Cas des éléments exposés aux intempéries où il y a risque d'infiltration, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min [2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}].$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,3 \text{ pour les aciers de haute adhérence } (\phi < 6mm). \\ \eta = 1,6 \text{ pour les aciers de moyenne adhérence } (\phi > 6mm). \\ \eta = 1.0 \text{ pour les RL.} \end{array} \right.$$

c. Fissuration très préjudiciable (BAEL91 modifié 99/Art A.4.5.3.4)

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité parfaite, il faut vérifier que :

$$\sigma_s = \min [1/2f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}}].$$

D. Protection des armatures

D'après l'article (BAEL91 modifié 99/A.7.2.4), pour avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, il faut veiller à ce que l'enrobage «c» des armatures soit :

- $c \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $c \geq 3\text{cm}$: pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $c \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Conclusion

Après avoir fait une description de notre structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser, on passe directement au pré-dimensionnement des éléments.

Introduction

Après avoir déterminé les éléments caractérisant notre structure nous passons dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment ; tel que les poutres (principales et secondaires), les planchers, les poteaux, les voiles.... Nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure. Et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91modifié99, CBA, DTR et RPA99 version 2003**.

II.1 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé). On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres Secondaires qui assurent le chaînage.

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

Les dimensions des poutres sont déterminées en fonction de leurs portées. Elles sont données par référence au BAEL 91 révisées 99 comme suit :

$$\frac{L_{Max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{Max}}{10} \quad (\text{BAEL91modifié99/ Art A.4.14}).$$

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

Avec :

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L_{Max} : portée maximum entre nus d'appuis.

Les dimensions choisies (b et h) doivent satisfaire les exigences de l'article 7.5.1 du RPA 99 ; version 2003, qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4 \end{cases} \quad (\text{RPA99version2003/ Art 7.5.1})$$

II.1.1 Poutres principales

a. Hauteur

Sachant que : $L_{Max} = 560 - 25 = 535$ cm

$$\frac{535}{15} \leq h_p \leq \frac{535}{10}, \text{ Ce qui donne : } 35.66 \leq h_p \leq 53.5$$

On prend : $h_p = 45$ cm.

b. Largeur

$$0.4h_p \leq b \leq 0.7h_p$$

$$0.4h_p = 18\text{cm}$$

$$0.7h_p = 31.5\text{cm}$$

$$18\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$$

On prend: **b=25cm.**

II.1.2 Poutres secondaires**a. Hauteur**

Sachant que $L_{\text{Max}} = 390 - 25 = 365$ cm,

$$\frac{365}{15} \leq h_p \leq \frac{365}{10}, \text{ Ce qui donne : } 24.33 \leq h_p \leq 36.5$$

On prend : **h_p = 35 cm.**

b. Largeur

$$0.4h_p \leq b \leq 0.7h_p$$

$$0.4h_p = 12\text{cm}$$

$$0.7h_p = 21\text{cm}$$

On prend : **b= 25cm.**

II.1.3 Poutres palière**a. Hauteur**

Sachant que : $L_{\text{Max}} = 320 - 25 = 295$ cm

$$\frac{295}{15} \leq h_p \leq \frac{295}{10}, \text{ Ce qui donne : } 19.66 \leq h_p \leq 29.5$$

On prend : **h_p =35cm.**

b. Largeur

$$0.4h_p \leq b \leq 0.7h_p$$

$$0.4h_p = 14\text{cm}$$

$$0.7h_p = 24.5\text{cm}$$

$$14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

On prend: **b=25cm.**

II.1.4 Poutres de chaînage

Type 1 : $L_{\text{Max}} = 560\text{cm.}$

a. Hauteur

Sachant que : $L_{\text{Max}} = 560 - 25 = 535$ cm

$$\frac{295}{15} \leq h_p \leq \frac{295}{10}, \text{ Ce qui donne : } 35.67 \leq h_p \leq 53.5$$

On prend : **h_p =45cm**

a. Largeur

$$0.4h_p \leq b \leq 0.7h_p$$

$$0.4h_p = 18\text{cm}$$

$$0.7h_p = 31.5\text{cm}$$

$$18\text{cm} \leq b \leq 31.5$$

On prend : **b=25cm**

Type 2 : $L_{Max} = 390\text{cm}$.

a. Hauteur

Sachant que : $L_{Max} = 390 - 25 = 365\text{ cm}$

$$\frac{365}{15} \leq h_p \leq \frac{365}{10}, \text{ Ce qui donne : } 24.33 \leq h_p \leq 36.5$$

On prend : **$h_p = 35\text{cm}$.**

b. Largeur :

$$0.4h_p \leq b \leq 0.7h_p$$

$$0.4h_p = 18\text{cm}$$

$$0.7h_p = 31.5\text{cm}$$

$$18\text{cm} \leq b \leq 31.5$$

On prend: **b=25cm.**

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

| Conditions | Poutres principales | Poutres secondaires | Poutres Palières | Poutres de Chainages | | Vérifications |
|---|---------------------|---------------------|------------------|----------------------|------|-----------------|
| | | | | | | |
| $h \geq 30\text{cm}$ | 45 cm | 35 cm | 35 cm | 45cm | 35cm | Vérifiée |
| $b \geq 20\text{ cm}$ | 25 cm | 25 cm | 25 cm | 25cm | 25cm | Vérifiée |
| $h/b \leq 4$ | 1.8 | 1.4 | 1.4 | 1.8 | 1.4 | Vérifiée |

⇒ Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront Comme suit :

- Poutre principale **(25x45) cm²**
- Poutre secondaire **(25x35) cm²**
- Poutres palières **(25x35) cm²**
- Poutres de chainages **(25x 45) cm² ; (25x35) cm²**

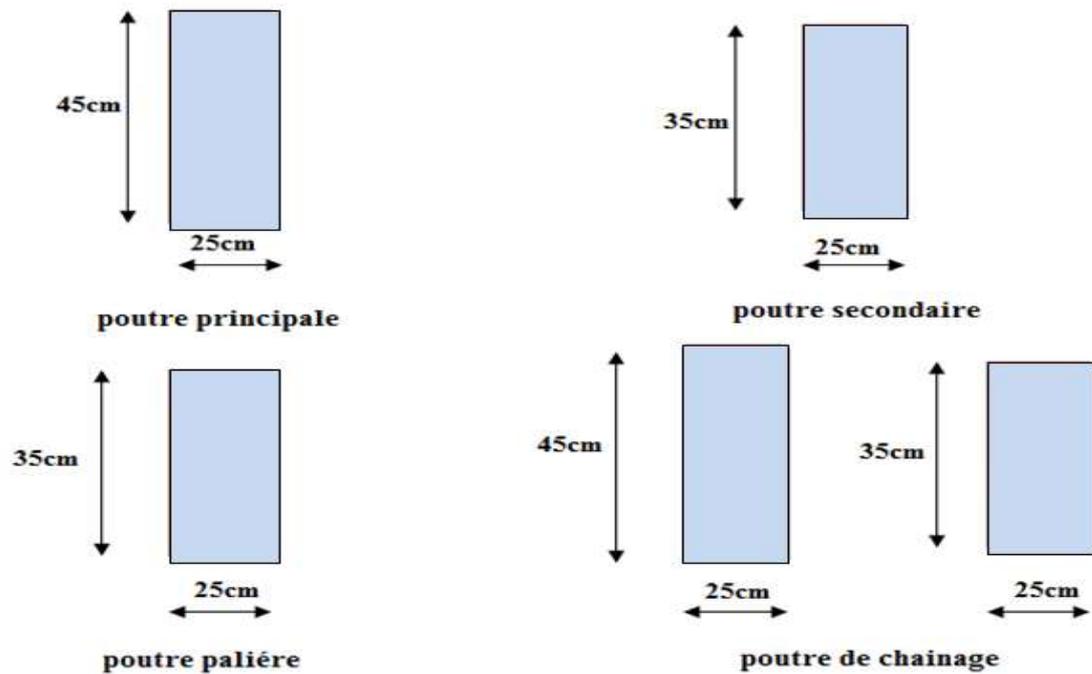


Figure II.1 : dimensions des poutres.

II.2 Pré dimensionnement des planchers

II.2.1 Plancher en corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t = \frac{L_{Max}}{22.5} \quad (\text{BAEL91modifie99/ Art B.6.8.424}).$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher ;

L_{Max} : Portée maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

$$L_{Max} = L - b$$

$$\text{Alors : } L_{Max} = 3.90 - 0.25 = 3.65 \text{ m}$$

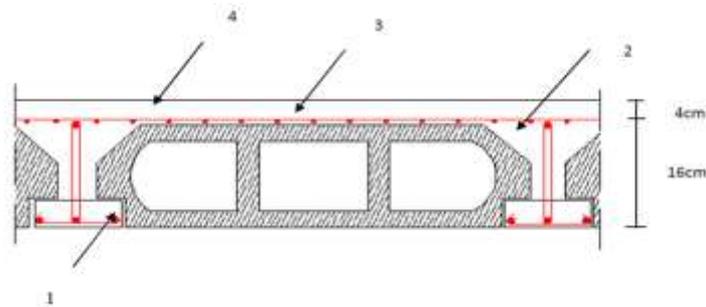
Ce qui nous donne :

$$h_t = \frac{365}{22.5} = 16.22$$

Ainsi, on adoptera : **ht=20cm**.

⇒ Soit un plancher de (16+4) avec :

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



1- Poutrelle. 2- Corps creux. 3- Treillis soudé. 4 - Dalle de compression.

Figure II.2 : Coupe d'un plancher en corps creux.

II.2.2 Plancher en dalle pleine

Une dalle pleine est une plaque mince en béton armé coulé sur place, dont l'épaisseur est moins importante par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée selon les conditions suivantes :

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

A. Condition de résistance à la flexion

Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens

Une dalle porte dans un seul sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \quad ; \quad \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad (l_x \leq l_y)$$

Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens

Une dalle porte dans un deux sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$0.4 \leq \alpha \leq 1 \quad ; \quad \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad (l_x \leq l_y)$$

Avec :

l_x : Petit côté du panneau de dalle considéré.

l_y : Grand coté du panneau de dalle considéré.

L'épaisseur de la dalle est donnée par :

- Dalles reposant sur 1 appui (Porte à faux) : $e_p \leq \frac{l_x}{10}$
- Dalles reposant sur 2 appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e_p \leq \frac{l_x}{30}$
- Dalles reposant sur 3 appuis (dalle pleine) : $\frac{l_x}{40} \leq e_p \leq \frac{l_x}{35}$

- Dalles reposant sur 4 appuis (local machine) : $\frac{l_x}{50} \leq e_p \leq \frac{l_x}{40}$

a. Dalles reposant sur 2 appuis

$$\frac{l_x}{35} \leq e_p \leq \frac{l_x}{30}$$

$$l_x = 1.25m ; \frac{150}{35} \leq e_p \leq \frac{150}{30} \Rightarrow 4.286cm \leq e_p \leq 5cm$$

b. Dalle pleine du local machine

Dalles reposant sur 4 appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e_p \leq \frac{l_x}{40}$

$$l_x = 3.20m ; \frac{320}{50} \leq e_p \leq \frac{320}{40} \Rightarrow 6.4cm \leq e_p \leq 8cm$$

B. Résistance au feu (BAEL91modifié 99/3.1.33)

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

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

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

e_p : Épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu

C'est-à-dire : $e_p \geq 11$ cm

C. Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse ouvrage en béton armée **H.RENAUD page 235**

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

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

$$h_o = M/\rho = 350/2500 = 0.14m = 14cm.$$

Nous prenons: **ho=15cm.**

Finalement :

On prend le max (8cm, 11cm, 15cm) $\Rightarrow e_p = 15cm.$

II.3 Pré dimensionnement des voiles

D'après du (RPA 99modifié 2003 /Art 7.7.1), un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieur à sa largeur ($l \geq 4a$).

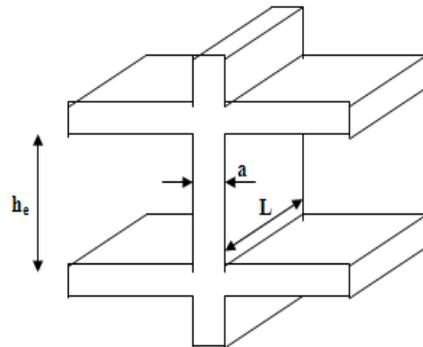


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation.

D'après le même article, l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

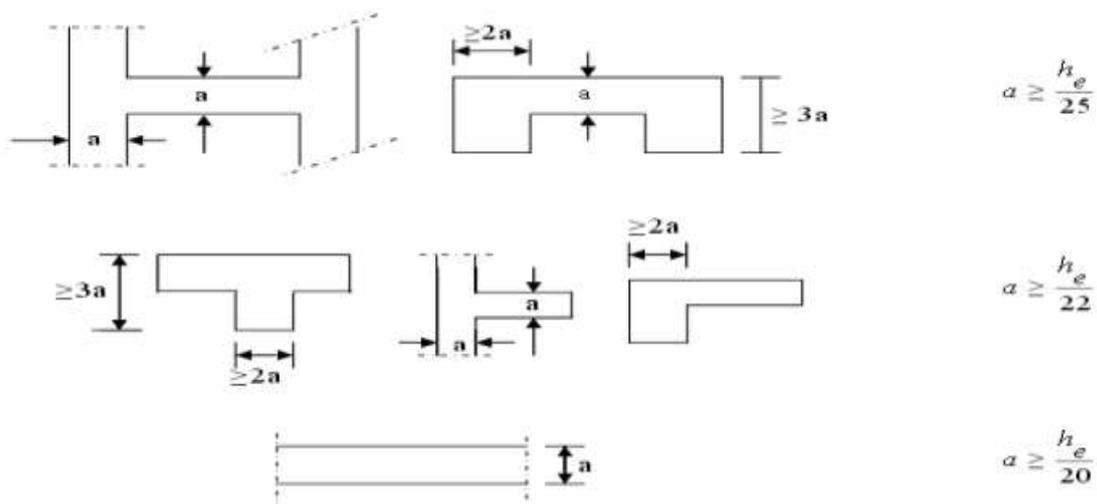


Figure II.4 : Coupe de voile en plan.

Nous opterons pour le 3ème cas puisqu'il est le cas le plus défavorable : $a \geq \frac{h_e}{20}$

Nous avons deux hauteurs différentes dans notre bâtiment :

1. sous-sol

a. L'épaisseur

La hauteur de sous-sol est de 4.62 m.

20 cm : épaisseur du plancher (16+4).

$$a \geq h_e / 20$$

Donc: $a \geq (462/20) = 23.1$ cm

On opte pour : **a = 25cm.**

b. La longueur

$$L \geq 4 \times a \Rightarrow L \geq 4 \times 25 = \mathbf{100}$$
 cm.

2. RDC et Etage courants

a. L'épaisseur

La hauteur est de 3.06 m.

20 cm : épaisseur du plancher (16+4).

$$a \geq h_e / 20$$

Donc: $a \geq 306 / 20 = 15.3$ cm.

On opte pour : **a = 25cm.**

a. La longueur

$$L \geq 4 \times a \Rightarrow L \geq 4 \times 25 = 100$$
 cm.

II.4 Pré dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera avec l'effort normal réduit en considérant un effort $N_s = G + Q$, qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$v = \frac{N_s}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99 version 2003/Art 7.4.3.1}).$$

v : effort normal réduit.

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

B_c : section des poteaux ($B_c = S$).

D'où :

$$B_c \geq \frac{N_s}{0.30 f_{c28}}$$

Remarque

Nous allons considérer, en premiers temps, pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par (RPA99version 2003/Art 7.4.1) qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

Surface d'influence

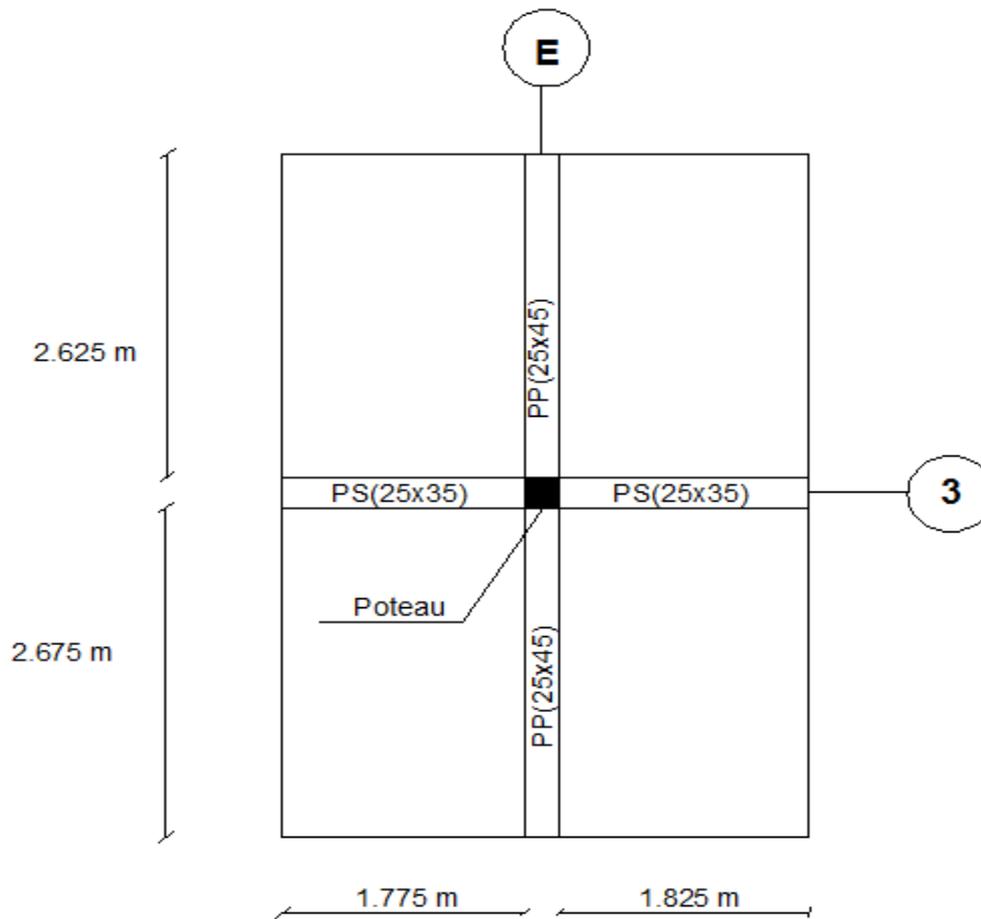


Figure II.5: Surface d'influence.

Calcul de la surface d'influence :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S1 = 1.775 \times 2.625 = 4.659 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.825 \times 2.625 = 4.791 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.775 \times 2.675 = 4.748 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.825 \times 2.675 = 4.882 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S = 19.08 \text{ m}^2$$

II.5 Détermination des charges et surcharges

Les charges permanentes G et surcharges d'exploitation Q sont déduites du document technique réglementaire DTR BC.22 comme suit:

II.5.1 Les charges permanentes « G »

A. les planchers :

- Plancher terrasse (inaccessible)

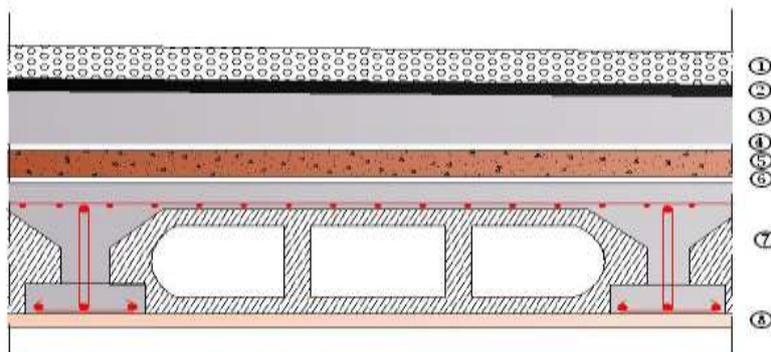


Figure II.6 : Coupe transversale du plancher terrasse accessible.

Tableau II.2 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

| N° | éléments | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/M ³) | Charge (KN/m ²) |
|---------------------------|-------------------------|---------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| 1 | Protection en gravillon | 0.05 | 20 | 1 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0.05 | 02 | 0.1 |
| 3 | Forme de pente 1% | 0.10 | 22 | 2.2 |
| 4 | Isolation thermique | 0.04 | 04 | 0.16 |
| 5 | Dalle en corps creux | 0.20 | 14 | 2.8 |
| 6 | Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| 7 | Couche de papier kraft | / | / | 0.01 |
| 8 | Couche de par vapeur | / | / | 0.01 |
| G_T=6.48 | | | | |

- Plancher étage courant (corps creux)

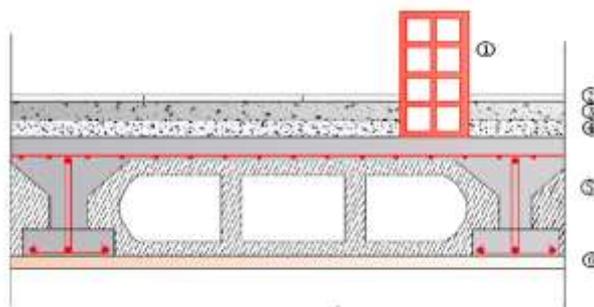


Figure II.7 : coupe de plancher étage courant.

Tableau II.3 : charges permanentes revenants à étage courant.

| N° | éléments | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Charge (KN/m ²) |
|----------------------------|----------------------------|---------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| 1 | Cloison de séparation | 0.10 | 9 | 0.90 |
| 2 | Revêtement en carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 3 | Chape en mortier de ciment | 0.03 | 20 | 0.60 |
| 4 | Couche de sable | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 5 | Dalle en corps creux | 0.20 | 14 | 2.8 |
| 6 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| G_T= 5.38 | | | | |

- Plancher Dalle pleine :

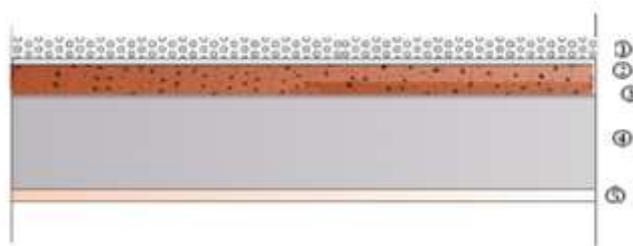


Figure II.8 : coupe de plancher dalle pleine.

Tableau II.4 : charges permanentes revenants à la dalle pleine.

| N° | Eléments | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/M ³) | Charge (KN/m ²) |
|---------------------------|----------------------------|---------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Chape en mortier de ciment | 0.03 | 20 | 0.6 |
| 3 | Couche de sable | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 4 | Dalle pleine en béton armé | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 5 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| G_T=5.43 | | | | |

B. Maçonnerie

- Les Murs extérieurs

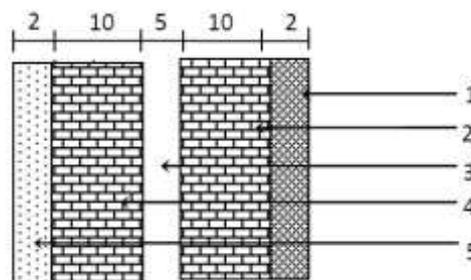
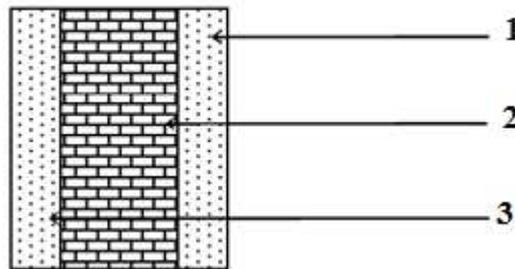


Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau II.5 : charge revenant aux murs extérieurs.

| N° | Eléments | Epaisseur (m) | Poids Volumique [KN/m ³] | Charge [KN/m ²] |
|----------------|-------------------|---------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| 1 | Mortier de ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 9 | 0.9 |
| 3 | Lame d'air | 0.05 | / | / |
| 4 | Brique creuse | 0.10 | 9 | 0.9 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| GT=2.36 | | | | |

- Les murs intérieurs

**Figure II.10 :** Coupe verticale d'un mur intérieur.**Tableau II.6 :** charge revenant aux murs intérieurs.

| N° | Eléments | Epaisseur (m) | Poids Volumique [KN/m ³] | Charge [KN/m ²] |
|----------------|------------------|---------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| 1 | Enduit et plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 9 | 0.9 |
| 3 | Enduit et plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| GT=1.30 | | | | |

II.5.2 Surcharges d'exploitation**Tableau II.7 :** surcharge d'exploitation.

| Eléments | Surcharge Q (KN/m ²) |
|---|----------------------------------|
| Acrotère | 1.0 |
| Plancher terrasse inaccessible | 1.0 |
| Plancher étage courant à usage d'habitation | 1.5 |
| Plancher RDC en entresol (usage d'habitation) | 1.5 |
| Plancher sous-sol (usage commerce) | 3.5 |
| console | 3.5 |
| Escalier | 2.5 |

II.5.3 Descente de charge

A. Poids propre des éléments

- Les planchers

a. plancher étage courant, RDC :

$$P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$$

$$P = 5.38 \times 19.08 = 102.65 \text{ KN.}$$

b. Plancher terrasse inaccessible

$$P_{\text{plancher terrasse}} = G_{\text{plancher terrasse}} \times S$$

$$P = 6.48 \times 19.08 = 123.638 \text{ KN}$$

- Les poutres

a. Poutre principale

$$G_{PP} = b \times h \times L \times \rho \quad \text{avec : } \rho = 25 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{PP} = 0.25 \times 0.45 \times 5.35 \times 25 = 15.05 \text{ KN}$$

b. Poutre secondaires

$$G_{PP} = b \times h \times L \times \rho \quad \text{avec : } \rho = 25 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{PS} = 0.25 \times 0.35 \times 3.65 \times 25 = 7.98 \text{ KN}$$

Donc : Le poids total des poutres est : $G_p = 23.03 \text{ kN}$.

- Les poteaux

a. Poteaux sous-sol

$$G_{\text{poteau}} = b \times h \times L \times \rho \quad \text{avec : } \rho = 25 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0.25 \times 0.25 \times 4.62 \times 25 = 7.22 \text{ KN}$$

b. Poteaux RDC et étage courant

$$G_{\text{poteau}} = b \times h \times L \times \rho \quad \text{avec : } \rho = 25 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

B. Surcharges d'exploitations

a. Plancher terrasse inaccessible

$$Q_0 = 1 \times 19.08 = 19.08 \text{ KN.}$$

b. Plancher RDC, étage courant et attique

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = 1.5 \times 19.08 = 28.62 \text{ KN.}$$

c. Plancher sous-sol

$$Q_9 = 3.5 \times 19.08 = 66.78 \text{ KN.}$$

II.5.4 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression

Le document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanément d'application des surcharges sur tout le plancher. Cette loi s'applique lorsque le bâtiment étudié comporte plus de **5 niveaux** et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante. Ce qui le cas pour notre bâtiment.

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i ; \text{ pour } n \geq 5 \quad (\text{DTR B.C.2.2}).$$

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.

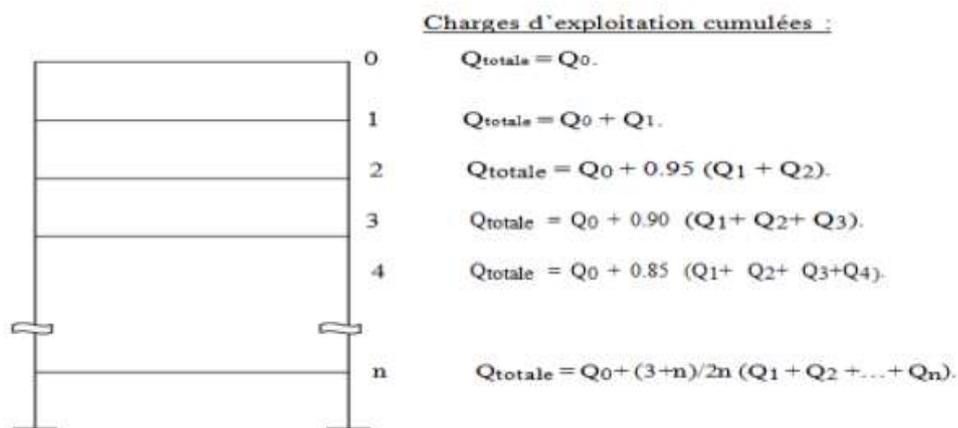


Figure II.11 : Dégression verticale des surcharges d'exploitations.

Tableau II.8 : valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

| niveaux | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | base |
|-------------|---|---|------|-----|------|-----|------|------|------|------|
| Coefficient | 1 | 1 | 0.95 | 0.9 | 0.85 | 0.8 | 0.75 | 0.71 | 0.69 | 0.67 |

Les surcharges cumulées**Niveau 8** : Q_0 **Niveau 7** : Q_0+Q_1 **Niveau 6** : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$ **Niveau 5** : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$ **Niveau 4** : $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ **Niveau 3** : $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ **Niveau 2** : $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ **Niveau 1** : $Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7)$ **Entre sol (RDC)** : $Q_0+0.79 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8)$ **Sous-sol** : $Q_0+0.67 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9)$ **Calcul des surcharges****Niveau 8** : $Q_0 = 19.08\text{KN}$.**Niveau 7** : $Q_1 = 19.08 + 28.62 = 47.7\text{KN}$.**Niveau 6** : $Q_2 = 19.08 + 0,95 (28.62+28.62) = 73.458 \text{ KN}$.**Niveau 5** : $Q_3 = 19.08 + 0,90 (28,62 \times 3) = 96.354\text{KN}$.**Niveau 4** : $Q_4 = 19.08 + 0,85 (28.62 \times 4) = 116.388\text{KN}$.**Niveau 3** : $Q_5 = 19.08 + 0,80 [(28,62 \times 5) = 133.56\text{KN}$.**Niveau 2** : $Q_6 = 19.08 + 0,75 [(28,62 \times 6)] = 147.87 \text{ KN}$.**Niveau 1** : $Q_7 = 19.08 + 0,71 (28,62 \times 7) = 161.321 \text{ KN}$.**Entre sol (RDC)** : $Q_8 = 19.08 + 0,69 (28,62 \times 8) = 177.062 \text{ KN}$.**Sous-sol** : $Q_9 = 19.08 + 0,67[66.78 + (28,62 \times 8)] = 217.226 \text{ KN}$.

Tableau II.9 : prés dimensionnement des poteaux.

| Niveaux | Charges pérennante [KN] | | | | | Charges d'exploitations [KN] | | Efforts Normaux | $S \geq \frac{N_s}{0.3 f_c 28}$ (cm ²) | Section Minimale Limité par Le RPA (cm ²) | Section Adoptée (cm ²) |
|----------|-------------------------|----------|-----------|---------|----------|------------------------------|----------|-----------------|--|---|------------------------------------|
| | G Plancher | G Poutre | G Poteaux | G Total | G Cumulé | Q plancher | Q Cumulé | | | | |
| Terrasse | 123.640 | 23.030 | 4.78 | 151.450 | 151.450 | 19.080 | 19.080 | 170.530 | 227.73 | 25x25 | 35x35 |
| Attique | 102.650 | 23.030 | 4.78 | 130.460 | 281.910 | 28.620 | 47.700 | 329.610 | 439.480 | 25x25 | 35x35 |
| 6 | 102.650 | 23.030 | 4.78 | 130.460 | 412.370 | 28.620 | 73.458 | 485.828 | 647.771 | 25x25 | 35x35 |
| 5 | 102.650 | 23.030 | 4.78 | 130.460 | 542.830 | 28.620 | 96.354 | 639.184 | 852.245 | 25x25 | 35x35 |
| 4 | 102.650 | 23.030 | 4.78 | 130.460 | 673.290 | 28.620 | 116.388 | 789.678 | 1052.904 | 25x25 | 40x40 |
| 3 | 102.650 | 23.030 | 4.78 | 130.460 | 803.750 | 28.620 | 133.560 | 937.310 | 1249.747 | 25x25 | 40x40 |
| 2 | 102.650 | 23.030 | 4.78 | 130.460 | 934.210 | 28.620 | 147.870 | 1082.080 | 1442.773 | 25x25 | 45x45 |
| 1 | 102.650 | 23.030 | 4.78 | 130.460 | 1064.670 | 28.620 | 161.321 | 1225.991 | 1634.655 | 25x25 | 45x45 |
| RDC | 102.650 | 23.030 | 4.78 | 130.460 | 1195.130 | 28.620 | 177.062 | 1372.192 | 1829.589 | 25x25 | 50x50 |
| Sous-sol | 102.650 | 23.030 | 7.22 | 132.900 | 1328.030 | 66.780 | 217.226 | 1545.256 | 2060.34 | 25x25 | 50x50 |

II.6 Vérifications

Après le séisme du 21 Mai 2003 qui a touché les Villes du nord Algérien, causant à son passage des dégâts incroyables, il est recommandé lors de la conception une section forte pour les poteaux et moins forte pour les poutres ainsi avoir la rupture au niveau de la poutre avant les poteaux. **L'article 7.6.2 du RPA 99 révisé en 2003** nous dit que la rigidité linéaire des poteaux doit être supérieure à celle des poutres.

II.6.1 Vérification des rigidités

- Calcul des rigidités linéaires des poteaux et:

Rigidité linéaire d'un poteau $K_p = \frac{I_{pt}}{h_c}$

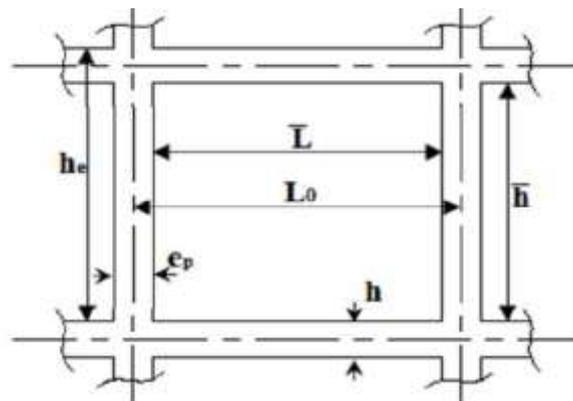
Rigidité linéaire d'une poutre $K_p = \frac{I_p}{L_c}$

- Identification des paramètres :

I : Moment d'inertie de l'élément

h_c, L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement

Avec :



$$l_c = \bar{h} + \frac{1}{2}e_{poteau} \quad ; \quad h_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{poutre}$$

\bar{h} : Hauteur de poteau entre nus des poutres ;

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux) ;

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres ;

h_{poutre} : Hauteur de la poutre ;

e_{poteau} : Largeur des poteaux ;

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux ;

K : Rigidité linéaire (poutre, poteaux).

1) Tableaux des rigidités des poutres dans les deux sens

Tableau II.10 : Rigidité des poutres dans le sens (x-x).

| étage | travée | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | L ₀ (cm) | e _{pot} (cm) | h _{poutre} (cm) | \bar{L} (cm) | L _c (cm) | K (cm ³) |
|--|--------|-----------|-----------|-------------------------|------------------------|--------------------------|-----------------------------|-------------------|------------------------|-------------------------|
| Sous-sol et RDC | A-B | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 50 | 35 | 340 | 357.5 | 249.854 |
| | B-C | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 50 | 35 | 330 | 347.5 | 257.044 |
| | C-D | 25 | 35 | 89322.917 | 320 | 50 | 35 | 270 | 287.5 | 310.688 |
| | D-E | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 50 | 35 | 330 | 347.5 | 257.044 |
| | E-F | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 50 | 35 | 340 | 357.5 | 249.854 |
| 1 ^{er} et 2 ^{eme} étages | A-B | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 45 | 35 | 345 | 362.5 | 246.408 |
| | B-C | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 45 | 35 | 335 | 352.5 | 253.398 |
| | C-D | 25 | 35 | 89322.917 | 320 | 45 | 35 | 275 | 292.5 | 305.377 |
| | D-E | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 45 | 35 | 335 | 352.5 | 253.398 |
| | E-F | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 45 | 35 | 345 | 362.5 | 246.408 |
| 3 ^{eme} étage | A-B | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 40 | 35 | 350 | 367.5 | 243.056 |
| | B-C | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 40 | 35 | 340 | 357.5 | 249.854 |
| | C-D | 25 | 35 | 89322.917 | 320 | 40 | 35 | 280 | 297.5 | 300.245 |
| | D-E | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 40 | 35 | 340 | 357.5 | 249.854 |
| | E-F | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 40 | 35 | 350 | 367.5 | 243.056 |
| 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages | A-B | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 35 | 35 | 355 | 372.5 | 239.793 |
| | B-C | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 35 | 35 | 345 | 362.5 | 246.408 |
| | C-D | 25 | 35 | 89322.917 | 320 | 35 | 35 | 285 | 302.5 | 295.282 |
| | D-E | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 35 | 35 | 345 | 362.5 | 246.408 |
| | E-F | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 35 | 35 | 355 | 372.5 | 239.793 |
| 6 ^{eme} étage au dernier | A-B | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 30 | 35 | 360 | 377.5 | 236.617 |
| | B-C | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 30 | 35 | 350 | 367.5 | 243.056 |
| | C-D | 25 | 35 | 89322.917 | 320 | 30 | 35 | 290 | 307.5 | 290.481 |
| | D-E | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 30 | 35 | 350 | 367.5 | 243.056 |
| | E-F | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 30 | 35 | 360 | 377.5 | 236.617 |

Tableau II.11 : Rigidité des poutres dans le sens (Y-Y).

| étage | travée | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | L ₀ (cm) | e _{pot} (cm) | h _{poutre} (cm) | \bar{L} (cm) | L _c (cm) | K (cm ³) |
|---|--------|-----------|-----------|-------------------------|------------------------|--------------------------|-----------------------------|-------------------|------------------------|-------------------------|
| Sous-sol et RDC | 1-2 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 50 | 45 | 500 | 522.5 | 363.337 |
| | 2-3 | 25 | 45 | 189843.750 | 560 | 50 | 45 | 510 | 532.5 | 356.514 |
| | 3-4 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 50 | 45 | 500 | 522.5 | 363.337 |
| 1 ^{er} et 2 ^{eme} étages | 1-2 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 45 | 45 | 505 | 527.5 | 359.893 |
| | 2-3 | 25 | 45 | 189843.750 | 560 | 45 | 45 | 515 | 537.5 | 353.197 |
| | 3-4 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 45 | 45 | 505 | 527.5 | 359.894 |
| 3 ^{eme} étage | 1-2 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 40 | 45 | 510 | 532.5 | 356.514 |
| | 2-3 | 25 | 45 | 189843.750 | 560 | 40 | 45 | 520 | 542.5 | 349.942 |
| | 3-4 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 40 | 45 | 510 | 532.5 | 356.514 |
| 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages | 1-2 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 35 | 45 | 515 | 537.5 | 353.198 |
| | 2-3 | 25 | 45 | 189843.750 | 560 | 35 | 45 | 525 | 547.5 | 346.747 |
| | 3-4 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 35 | 45 | 515 | 537.5 | 353.198 |
| 6 ^{eme} étage au dernier | 1-2 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 30 | 45 | 520 | 542.5 | 349.942 |
| | 2-3 | 25 | 45 | 189843.750 | 560 | 30 | 45 | 530 | 552.5 | 343.609 |
| | 3-4 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 30 | 45 | 520 | 542.5 | 349.942 |

2) Tableaux des rigidités des poteaux dans les deux sens

Tableau II.12 : Rigidité des poteaux dans le sens (x-x).

| étage | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | h_e (cm) | h_{poutre} (cm) | e_{pot} (cm) | \bar{L} (cm) | h_c (cm) | K (cm ³) |
|----------|--------|--------|----------------------|------------|-------------------|----------------|----------------|------------|----------------------|
| Attique | 30 | 30 | 67500 | 306 | 35 | 30 | 271 | 286 | 236.014 |
| étage 6 | 30 | 30 | 67500 | 306 | 35 | 30 | 271 | 286 | 236.014 |
| étage 5 | 35 | 35 | 125052.083 | 306 | 35 | 35 | 271 | 293.5 | 433.456 |
| étage 4 | 35 | 35 | 125052.083 | 306 | 35 | 35 | 271 | 293.5 | 433.456 |
| étage 3 | 40 | 40 | 213333.333 | 306 | 35 | 40 | 271 | 291 | 733.104 |
| étage 2 | 45 | 45 | 341718.750 | 306 | 35 | 45 | 271 | 291 | 1164.289 |
| étage 1 | 45 | 45 | 341718.750 | 306 | 35 | 45 | 271 | 291 | 1164.289 |
| RDC | 50 | 50 | 520833.333 | 306 | 35 | 50 | 271 | 296 | 1759.572 |
| Sous sol | 50 | 50 | 520833.333 | 462 | 35 | 50 | 427 | 452 | 1152.286 |

Tableau II.13 : Rigidité des poteaux dans le sens (Y-Y).

| étage | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | h_e (cm) | h_{poutre} (cm) | e_{pot} (cm) | \bar{L} (cm) | h_c (cm) | K (cm ³) |
|----------|--------|--------|----------------------|------------|-------------------|----------------|----------------|------------|----------------------|
| Attique | 30 | 30 | 67500 | 306 | 45 | 30 | 261 | 276 | 244.565 |
| étage 6 | 30 | 30 | 67500 | 306 | 45 | 30 | 261 | 276 | 244.565 |
| étage 5 | 35 | 35 | 125052.083 | 306 | 45 | 35 | 261 | 278.5 | 449.02 |
| étage 4 | 35 | 35 | 125052.083 | 306 | 45 | 35 | 261 | 278.5 | 449.02 |
| étage 3 | 40 | 40 | 213333.333 | 306 | 45 | 40 | 261 | 281 | 759.193 |
| étage 2 | 45 | 45 | 341718.750 | 306 | 45 | 45 | 261 | 283.5 | 1205.357 |
| étage 1 | 45 | 45 | 341718.750 | 306 | 45 | 45 | 261 | 283.5 | 1205.357 |
| RDC | 50 | 50 | 520833.333 | 306 | 45 | 50 | 261 | 286 | 1821.096 |
| Sous sol | 50 | 50 | 520833.333 | 462 | 45 | 50 | 417 | 442 | 1178.356 |

Remarque

D'après les tableaux ci-dessus, nous concluons que la rigidité des poteaux par rapport aux poutres n'est pas, donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

Les sections qui satisfassent la vérification des rigidités sont :

Tableau II.14 : les sections des poteaux adoptées.

| niveaux | Section (cm ²) |
|---|----------------------------|
| 6 ^{eme} étage au dernier niveau | (35 × 35) |
| 3 ^{eme} , 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage | (40 × 40) |
| 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage | (45 × 45) |
| Sous-sol et RDC | (50 × 50) |

II.6.2 Vérification relative au coffrage (RPA 99 version 2003/ Art7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur h_e en une seule fois.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de moyenne Sismicité (II_a) doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min (b; h)} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min (b; h)} \geq h_e / 20$$

$$1/4 < b/h < 4$$

- **Sous-sol et RDC poteaux (50x50)**

Min (b_1, h_1) = min(50,50) = 50 cm > 25 cmCondition vérifiée.

Min (b_1, h_1) = 50 cm > $h_e / 20 = 462/20 = 23.6$ cm..... Condition vérifiée.

$1/4 < 50/50 < 4$ $0.25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

- **1^{er} et 2^{eme} étages poteaux (45x45)**

Min (b_1, h_1) = min(45,45) = 45 cm > 25 cmCondition vérifiée.

Min (b_1, h_1) = 45 cm > $h_e / 20 = 306/20 = 15.3$ cm.....Condition vérifiée.

$1/4 < 45/45 < 4$ $0.25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

- **3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étage poteaux (40x40)**

Min (b_1, h_1) = min(40,40) = 40 cm > 25 cmCondition vérifiée.

Min (b_1, h_1) = 40 cm > $h_e / 20 = 306/20 = 15.3$ cmCondition vérifiée.

$1/4 < 40/40 < 4$ $0.25 < 1 < 4$Condition vérifiée.

- **6^{eme} étage au dernier niveau poteaux (35x35)**

Min (b₁, h₁) = min(35,35) = 35 cm > 25 cmCondition vérifiée.

Min (b₁, h₁) = 30 cm > h_e / 20 = 306 / 20 = 15.3 cmCondition vérifiée.

1/4 < 35/35 < 4 0.25 < 1 < 4Condition vérifiée.

Les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA99 version 2003

II.6.3 Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le flambement est une perte de stabilité, lorsque l'élément (poteau) est soumis à des forces de compression par la suite à tendance à fléchir et à se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion).

Le risque de flambement d'un élément étant lié aux dimensions de cet élément, on dit que le flambement est un phénomène d'instabilité de forme.

Cette instabilité dépend de :

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

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL91 modifié 99 / Art B.8.4.1}).$$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

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

BAEL99/ B.8.3, 31

D'où : L_0 = hauteur libre du poteau.

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

D'où :

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

I : Moment d'inertie du poteau $\Rightarrow \begin{cases} I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \\ I_{yy} = \frac{hb^3}{12} \end{cases}$

Avec : $b = h$

Donc $\Rightarrow I = I_{xx} = I_{yy} = \frac{bh^3}{12}$

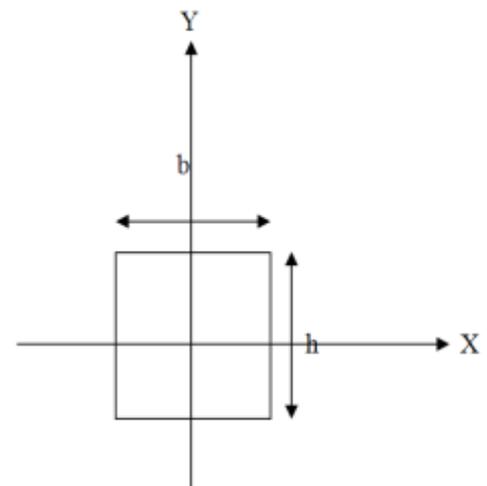


Figure II.12 : Coupe du poteau.

Donc :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12}}}{\sqrt{\frac{12}{hb}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Alors :

- **Sous-sol et RDC poteaux (50x50)**

$L_0 = 4.62$ m d'où $\lambda = 0.7 \times 4.62 (\sqrt{12} / 0.50)$ $\lambda = 22.41 < 50$ condition vérifiée.

- **1^{er} et 2^{eme} étages poteaux (45x45)**

$L_0 = 3.06$ m d'où $\lambda = 0.7 \times 3.06 (\sqrt{12} / 0.45)$ $\lambda = 16.49 < 50$ condition vérifiée.

- **3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étage poteaux (40x40)**

$L_0 = 3.06$ m d'où $\lambda = 0.7 \times 3.06 (\sqrt{12} / 0.40)$ $\lambda = 18.55 < 50$ condition vérifiée.

- **6^{eme} étage et attique poteaux (35x35)**

$L_0 = 3.06$ m d'où $\lambda = 0.7 \times 3.06 (\sqrt{12} / 0.35)$ $\lambda = 21.20 < 50$ condition vérifiée.

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Conclusion

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, en sachant que les sections adoptées pour chaque élément ne sont pas définitives car peuvent être modifier après l'étude dynamique.

Les différentes règles, lois, et documents techniques utilisés nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Tableau II.15 : Pré dimensionnement des différents éléments.

| Elément | | Pré dimensionnements |
|----------------|--|--|
| Planchers | | ht= 20 cm |
| Dalles pleines | | ep= 15 cm |
| voiles | | a= 25 cm |
| poutres | Poutres principale | $(25 \times 45)cm^2$ |
| | Poutres secondaires | $(25 \times 35)cm^2$ |
| | Poutres de chainages | $(25 \times 45)cm^2, (25 \times 35)cm^2$ |
| | Poutres palières | $(25 \times 35)cm^2$ |
| poteaux | Sous-sol et RDC | $(50 \times 50)cm^2$ |
| | 1 ^{er} et 2 ^{eme} étages | $(45 \times 45)cm^2$ |
| | 3 ^{eme} , 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étages | $(40 \times 40)cm^2$ |
| | 6 ^{eme} étage au dernier niveau | $(35 \times 35)cm^2$ |

Après avoir défini la grandeur des éléments qui constitue notre structure nous passons aux calculs des éléments non structuraux.

III.1 Calcul des planchers

III.1.1 Plancher à corps creux

Comme nous l'avons indiqué déjà au chapitre I ; notre projet est constitué des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée.

Dans notre cas, nous avons deux planchers différents qui diffèrent de leurs charge d'exploitation (habitation et dernier étage) et le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tous les planchers.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ;
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm ;
- Une dalle de compression en béton armé de 4cm d'épaisseur.

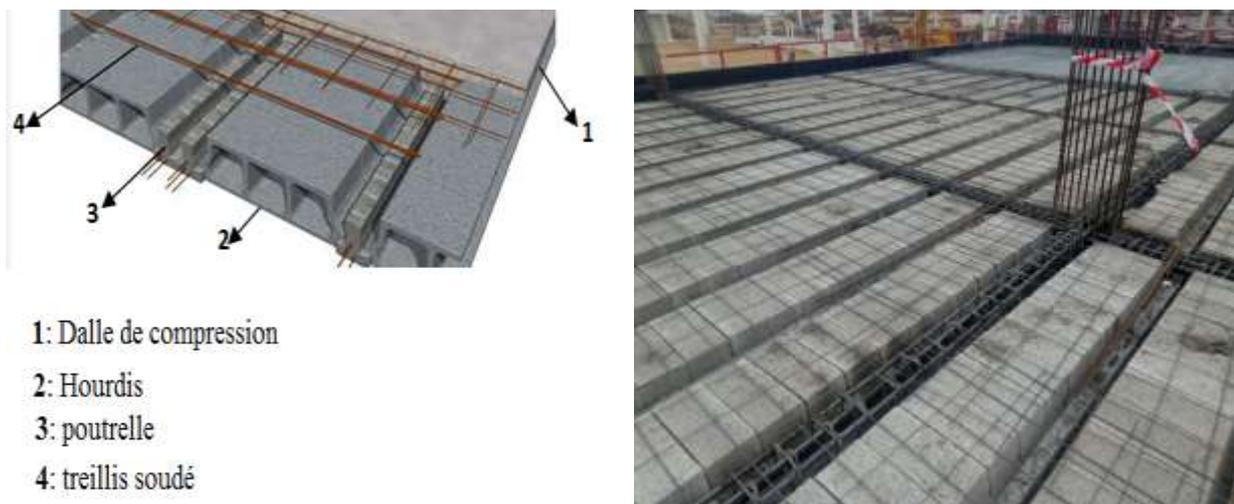


Figure III.1.1.1 : plancher à corps creux.

III.1.2 calcul et Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4 cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520) ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait ;
- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites ;
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au (BAEL91modifié99/ Art B.6.8.423):

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

III.1.2.1 Armatures perpendiculaire aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e}$$

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

f_e : La nuance de treillis soudé.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $A_{\perp} = 6\emptyset 6 = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $e = 15\text{cm}$.

III.1.2.2 Armatures parallèle aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.70}{2} = 0.85\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_{//} = 6\emptyset 6 = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $e = 15\text{cm}$.

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

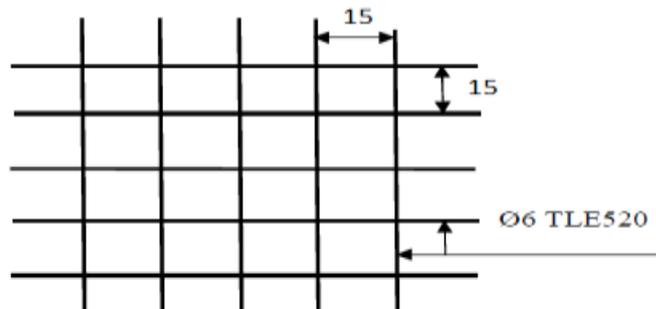


Figure III.1.1.2 : Treillis soudées de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

III.1.3 Etude des poutrelles

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12×4) cm².

III.1.3.1 Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- Critère de la petite portée

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

⇒ Pour notre projet, Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée qu'est le sens X-X.

III.1.3.2 Dimensionnement de la poutrelle (BAEL91 modifié 99/ Art A.4.1, 3)

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, le règlement BAEL91 Préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq L - b_0/2 \\ b_1 \leq L/10 \\ b_1 \leq L/3 \end{cases}$$

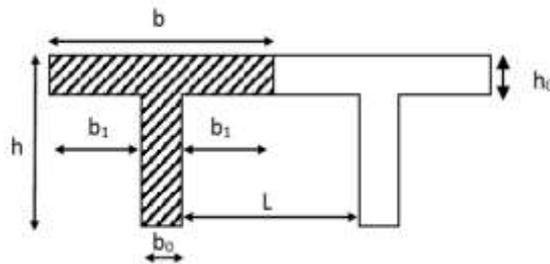


Figure III.1.1.3 : caractéristique géométrique de la section en T.

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3,90$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

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

b_1 : est le débord.

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

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression) ;

$C = 2$ cm (enrobage) ;

$d = 18$ cm (hauteur utile).

D'où : Largeur efficace de la table de compression :

$$b_1 \leq 65 - 12 / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 390 / 10 = 39 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 390 / 3 = 130 \text{ cm}$$

On prend: $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

$$\text{D'où: } b_1 = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

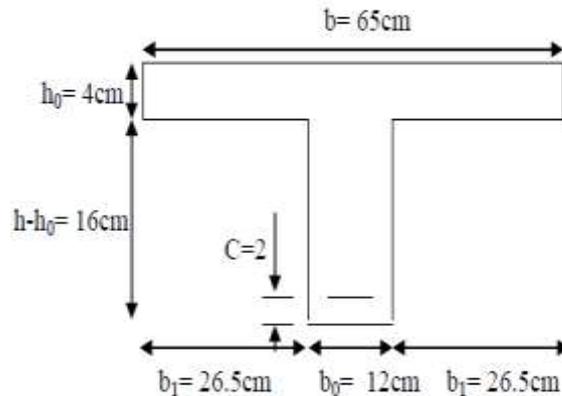


Figure III.1.1.4 : Dimensionnement de la poutrelle.

III.1.3.3 Calcul des poutrelles

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

- Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0,95 KN/m² et celui de l'ouvrier.

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable c'est à dire la travée de plus grande longueur : $L = 3.90 \text{ m}$.

A. Charges et surcharges

- Le poids propre de la poutrelle est : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

- Le poids propre de corps creux est : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$

$$\text{D'ou: } G = G_1 + G_2 = \mathbf{0.74 \text{ KN/ml}}$$

- Le poids de l'ouvrier est estimé à : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

B. Combinaison des charges

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

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,50 (1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

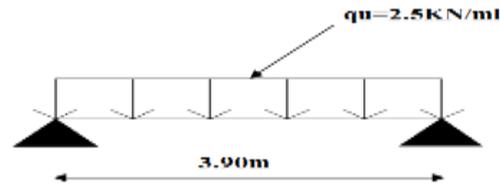


Figure III.1.5 : Schéma statique de la grande travée pour le calcul de la poutrelle

C. Ferrailage à l'état limite ultime

- Le moment en travée

$$M_u = (q_u \times l^2) / 8 = (2,5 \times 3,90^2) / 8 = 4,753 \text{ KN. ml}$$

- L'effort tranchant

$$T_u = q_u \times l / 2 = 2,5 \times 3,90 / 2 = 4,875 \text{ KN}$$

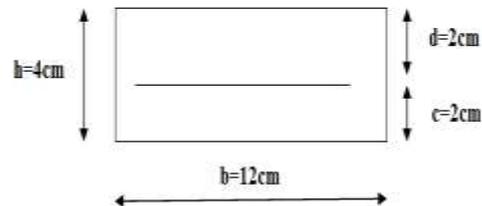
Ferrailage de la poutrelle

$b=12\text{cm}$: largeur de la poutrelle ;

$h=4\text{cm}$: hauteur de la poutrelle ;

$c=2\text{cm}$: enrobage ;

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



On a :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,16 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,20} = 6,103 > 0,392$$

$\mu_b > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ section doublement armé (S.D.A)

\Rightarrow Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles 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.

- **Après coulage de la dalle de compression**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

A. Poids de plancher

- **Plancher dernier étage (terrasse inaccessible)**

Poids propre de plancher : $G=6.48 \times 0.65=4.212\text{KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q=1 \times 0.65=0.65\text{KN/ml}$.

- **Plancher RDC et étage courant**

Poids propre de plancher : $G=5.38 \times 0.65=3.497\text{KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q=1.5 \times 0.65=0.975\text{KN/ml}$.

B. Combinaisons des charges

- **Plancher dernier étage (terrasse inaccessible)**

ELU : $qu_1=1.35G+1.5Q=1.35 \times 4.212+1.5 \times 0.65=6.661\text{KN/ml}$.

ELS : $qu_2=G+Q=4.212+0.65=4.862\text{KN/ml}$.

- **Plancher RDC et étage courant**

ELU : $qu_1=1.35G+1.5Q=1.35 \times 3.497+1.5 \times 0.975=6.183\text{KN/ml}$.

ELS : $qu_2=G+Q=3.497+0.975=4.472\text{KN/ml}$.

Remarques

1. Il n'y a pas de différence significative entre le chargement appliqué aux poutrelles du plancher terrasse et celui appliqué aux poutrelles des planchers courants. Donc, pour simplifier les calculs, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable (Poutrelles du plancher terrasse) et la section d'armatures obtenue sera généralisée pour toutes les autres poutrelles.
2. Nous avons deux différents types de plancher à étudier, Le premier comporte un plancher sur 6 appuis ; le deuxième sur 3 appuis.

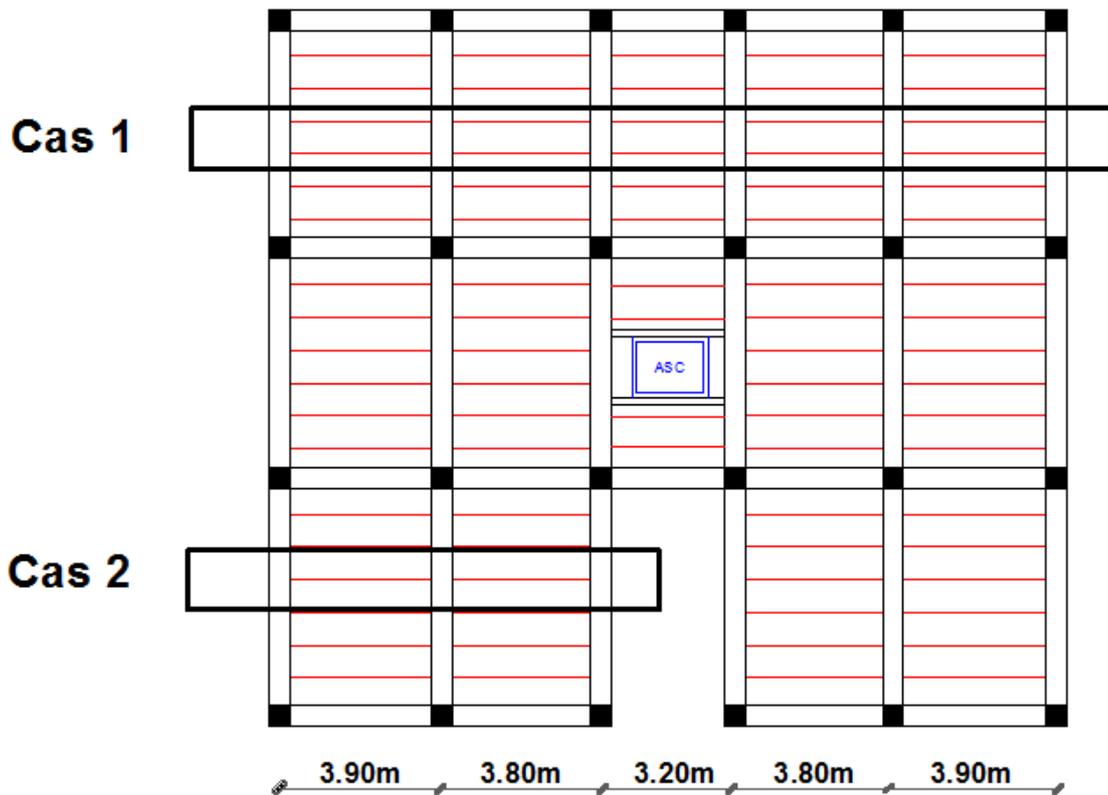


Figure III.1.1.6 : Description des cas a étudié.

III.1.4 Choix de la méthode de calcul

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher, à l'aide l'une de ces méthodes :

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

III.1.4.1 La méthode forfaitaire (BAEL91 modifié 99/Art B.6.2, 210)

A. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Elle s'applique aux constructions dont les hypothèses suivantes sont vérifiées :

1- la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou a 5 KN.

$$Q \leq \max \{2G; 5 \text{ KN}\}.$$

2- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

Considérées.

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

B. Vérifications d'application de la méthode forfaitaire

Cas N°1

1-la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou a 5 KN.

$$Q \leq \max \{2G; 5 \text{ KN}\}.$$

On a:

$$Q=1.5\text{KN/ml} < 2G=2 \times 4.212=8.424\text{KN/ml}$$

$$\Rightarrow Q=1.5\text{KN} \leq 5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Considérées. **Condition vérifiée.**

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

On a:

$$L1 / L2 = 3.90 / 3.80 = 1.03$$

$$L2 / L3 = 3.80 / 3.20 = 1.19$$

$$L3 / L4 = 3.20 / 3.80 = 0.84$$

$$L4 / L5 = 3.80 / 3.90 = 0.97$$

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4-La fissuration est considérée comme non préjudiciable. **Condition vérifiée.**

Cas N°2 :

1-la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou a 5 KN.

$$Q \leq \max \{2G; 5 \text{ KN}\}.$$

On a:

$$Q=1.5\text{KN/ml} < 2G=2 \times 3.497=6.994\text{KN/ml}.$$

$$Q=1.5\text{KN} \leq 5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. **Condition vérifiée.**

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

On a:

$$L1 / L2 = 3.90 / 3.80 = 1.03$$

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4-La fissuration est considérée comme non préjudiciable..... **Condition vérifiée.**

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable pour les Deux cas 1 et 2.

III.1.4.2 Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99/Art B.6.2, 211)

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.

III.1.4.3 Exposé de la méthode



Figure III.1.1.7 : Diagramme des moments.

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec :

L : longueur de la travée entre nus d'appuis ;

q : 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_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{ 1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0 \} ; \\ M_t &\geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire ;} \\ M_t &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.} \end{aligned} \right\} \text{ On prend } M_t^{\max}$$

Avec :

(α) : Le rapport 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 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \Rightarrow \alpha=0$ et pour $Q=2G \Rightarrow \alpha=2/3$

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 encastrés.

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donnée par la formule suivante :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + q \frac{l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{2} - q \frac{l}{2}$$

III.1.4.4 Application de la méthode forfaitaire

Calcul du rapport de charge α : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$; ($0 \leq \alpha \leq 2/3$)

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.65}{0.65+4.212} = 0.134 \quad (0 \leq \alpha \leq 2/3) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Calcul des coefficients

$\alpha = 0.134$ On aura après calcul

$$1 + 0.3\alpha = 1.040.$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.520 \text{ (Travée intermédiaire).}$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.620 \text{ (Travée de rive).}$$

Cas N°1

Calcul à l'ELU ($q_u = 6.661 \text{ KN/ml}$)

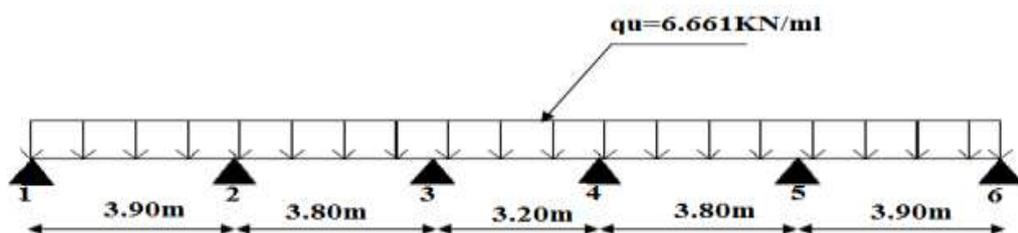


Figure III.1.1.8 : Schéma statique de calcul du 1^{er} type de plancher à l'ELU.

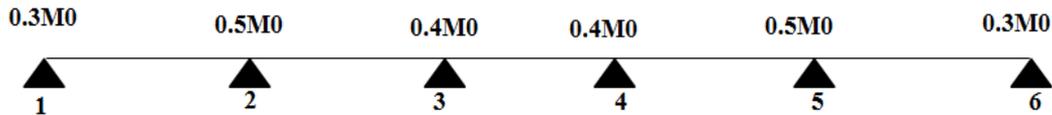
1. Calcul du moment isostatique

$$M_{0(1-2)} = M_{0(5-6)} = qu \frac{L^2}{8} = 6.661 \frac{3.9^2}{8} = 12.664 \text{KN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = M_{0(4-5)} = qu \frac{L^2}{8} = 6.661 \frac{3.80^2}{8} = 12.023 \text{KN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = qu \frac{L^2}{8} = 6.661 \frac{3.20^2}{8} = 8.562 \text{KN.m}$$

2. Moments aux appuis



$$M_1 = M_6 = 0.3 M_{01-2} = 3.799 \text{KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = 0.5 \max (M_{0(1-2)}, M_{0(2-3)}) = 6.332 \text{KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = 0.4 \max (M_{0(2-3)}, M_{0(3-4)}) = 4.809 \text{KN.m}$$

3. Moments en travée

Travée 1-2 (travée de rive)

$$\bullet \quad M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_{t1-2} \geq -\frac{M_2 + M_1}{2} + \max \{1.05 M_{01}, (1+0.3\alpha)M_{01}\}$$

$$M_{t1-2} \geq -\frac{6.332 + 3.799}{2} + \max \{1.05 \times 12.664, 1.040 \times 12.664\}$$

$$M_{t1-2} \geq 8.232 \text{KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t1-2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{t1-2} \geq 0.620 \times 12.664$$

$$M_{t1-2} \geq 7.852 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t1-2} = 8.232 \text{KN.m}$$

Travée 2-3 (travée intermédiaire)

$$\bullet \quad M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_{t2-3} \geq -\frac{M_3 + M_2}{2} + \max \{1.05 M_{02}, (1+0.3\alpha)M_{02}\}$$

$$M_{t2-3} \geq -\frac{4.809+6.332}{2} + \max \{1.05 \times 12.023, 1.040 \times 12.023\}$$

$$M_{t2-3} \geq 7.054 \text{KN.m}$$

- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$

$$M_{t2-3} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{t2-3} \geq 0.520 \times 12.664$$

$$M_{t2-3} \geq 4.143 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t2-3} = 7.054 \text{KN.m}$$

Travée 3-4 (travée intermédiaire)

- $M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$

$$M_{t3-4} \geq -\frac{M_4 + M_3}{2} + \max \{1.05 M_{03}, (1+0.3\alpha)M_{03}\}$$

$$M_{t3-4} \geq -\frac{4.809+4.809}{2} + \max \{1.05 \times 8.526, 1.040 \times 8.526\}$$

$$M_{t3-4} \geq 4.143 \text{KN.m}$$

- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$

$$M_{t3-4} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{t3-4} \geq 0.520 \times 8.526$$

$$M_{t3-4} \geq 4.434 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t3-4} = 4.434 \text{KN.m}$$

Travée 4-5 (travée intermédiaire)

- $M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$

$$M_{t4-5} \geq -\frac{M_5 + M_4}{2} + \max \{1.05 M_{04}, (1+0.3\alpha)M_{04}\}$$

$$M_{t4-5} \geq -\frac{6.332+4.809}{2} + \max \{1.05 \times 12.023, 1.040 \times 12.023\}$$

$$M_{t4-5} \geq 7.054 \text{KN.m}$$

- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$

$$M_{t4-5} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{t4-5} \geq 0.520 \times 8.526$$

$$M_{t4-5} \geq 6.252 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t4-5} = 7.054 \text{KN.m}$$

Travée 5-6 (travée de rive)

- $M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$

$$M_{t5-6} \geq -\frac{M_6 + M_5}{2} + \max \{1.05 M_{05}, (1+0.3\alpha)M_{05}\}$$

$$M_{t5-6} \geq -\frac{3.799 + 6.332}{2} + \max \{1.05 \times 12.664, 1.040 \times 12.664\}$$

$$M_{t5-6} \geq 8.232 \text{KN.m}$$

- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$

$$M_{t5-6} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{05}$$

$$M_{t5-6} \geq 0.620 \times 12.664$$

$$M_{t5-6} \geq 7.852 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t5-6} = 8.232 \text{KN.m}$$

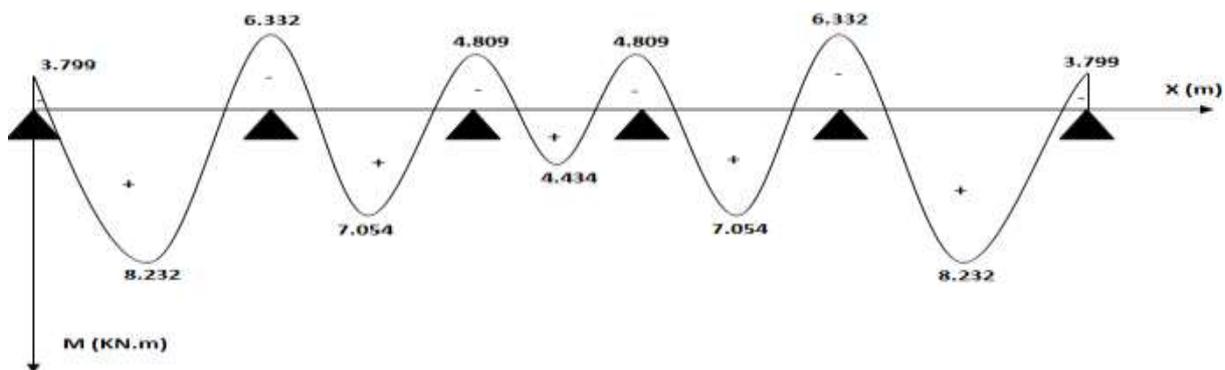


Figure III.1.1.9 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

4. Calcul des efforts tranchants

Travée 1-2

$$\bullet \quad T_1 = \frac{M_1 - M_2}{l_{1-2}} + \frac{q_u \times l_{1-2}}{2}$$

$$T_1 = \frac{3.799 - 6.332}{3.9} + \frac{6.661 \times 3.9}{2}$$

$$T_1 = 12.339 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad T_2 = \frac{M_1 - M_2}{l_{1-2}} - \frac{q_u \times l_{1-2}}{2}$$

$$T_2 = \frac{3.799 - 6.332}{3.9} - \frac{6.661 \times 3.9}{2}$$

$$T_2 = -13.638 \text{ KN}$$

Travée 2-3

$$\bullet \quad T_2 = \frac{M_2 - M_3}{l_{2-3}} + \frac{q_u \times l_{2-3}}{2}$$

$$T_2 = \frac{6.332 - 4.809}{3.8} + \frac{6.661 \times 3.8}{2}$$

$$T_2 = 13.057 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad T_3 = \frac{M_2 - M_3}{l_{2-3}} - \frac{q_u \times l_{2-3}}{2}$$

$$T_3 = \frac{6.332 - 4.809}{3.8} - \frac{6.661 \times 3.8}{2}$$

$$T_3 = -12.255 \text{ KN}$$

Travée 3-4

$$\bullet \quad T_3 = \frac{M_3 - M_4}{l_{3-4}} + \frac{q_u \times l_{3-4}}{2}$$

$$T_3 = \frac{4.809 - 4.809}{3.2} + \frac{6.661 \times 3.2}{2}$$

$$T_3 = 10.658 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad T_4 = \frac{M_3 - M_4}{l_{3-4}} - \frac{q_u \times l_{3-4}}{2}$$

$$T_4 = \frac{4.809 - 4.809}{3.2} - \frac{6.661 \times 3.2}{2}$$

$$T_4 = -10.658 \text{ KN}$$

Travée 4-5

$$\bullet \quad T_4 = \frac{M_4 - M_5}{l_{45}} + \frac{q_u \times l_{4-5}}{2}$$

$$T_4 = \frac{4.809 - 4.809}{3.2} + \frac{6.661 \times 3.2}{2}$$

$$T_4 = 10.658 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad T_5 = \frac{M_4 - M_5}{l_{34}} - \frac{q_u \times l_{4-5}}{2}$$

$$T_5 = \frac{4.809 - 4.809}{3.2} - \frac{6.661 \times 3.2}{2}$$

$$T_5 = -10.658 \text{ KN}$$

Travée 5-6

$$\bullet \quad T_5 = \frac{M_5 - M_6}{l_{4-5}} + \frac{q_u \times l_{4-5}}{2}$$

$$T_5 = \frac{4.809 - 4.809}{3.2} + \frac{6.661 \times 3.2}{2}$$

$$T_5 = 13.638 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad T_6 = \frac{M_5 - M_6}{l_{3-4}} - \frac{q_u \times l_{3-4}}{2}$$

$$T_6 = \frac{4.809 - 4.809}{3.2} - \frac{6.661 \times 3.2}{2}$$

$$T_6 = -12.339 \text{ KN}$$

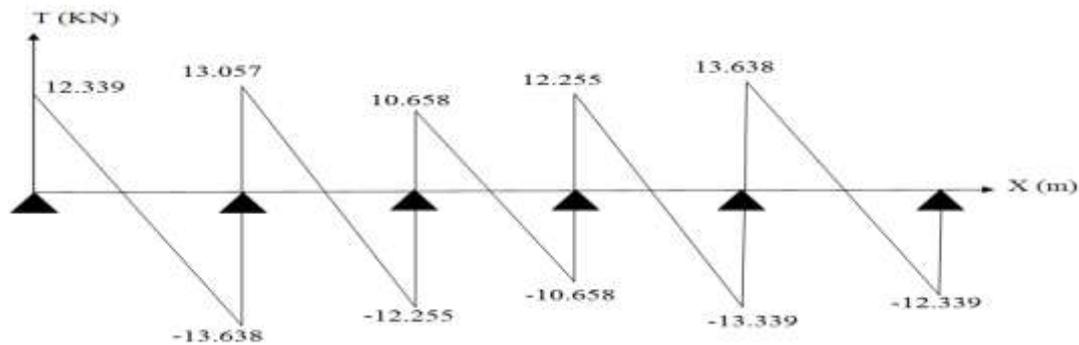


Figure III.1.1.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Calcul a l'ELS ($q_s = 4.862 \text{ KN/ml}$)

1. Calcul du moment isostatique

$$M_{01} = M_{05} = q_s \frac{L^2}{8} = 4.862 \frac{3.9^2}{8} = 9.244 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{05} = q_s \frac{L^2}{8} = 4.862 \frac{3.80^2}{8} = 8.776 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{05} = q_s \frac{L^2}{8} = 4.862 \frac{3.20^2}{8} = 6.223 \text{ KN.m}$$

1. Moments aux appuis

$$M_1 = M_6 = 0.3 M_{01-2} = 2.773 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = 0.5 \max(M_{01-2}, M_{02-3}) = 4.622 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = 0.4 \max(M_{02-3}, M_{03-4}) = 3.510 \text{ KN.m}$$

2. Moments en travée

Travée 1-2 (travée de rive)

$$\bullet \quad M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_{t1-2} \geq -\frac{M_2 + M_1}{2} + \max \{1.05 M_{01}, (1+0.3\alpha)M_{01}\}$$

$$M_{t1-2} \geq -\frac{4.622 + 2.773}{2} + \max \{1.05 \times 9.244, 1.040 \times 9.244\}$$

$$M_{t1-2} \geq 6.009 \text{KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t1-2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{t1-2} \geq 0.620 \times 9.244$$

$$M_{t1-2} \geq 5.731 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t1-2} = 6.009 \text{KN.m}$$

Travée 2-3 (travée intermédiaire)

$$\bullet \quad M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_{t2-3} \geq -\frac{M_3 + M_2}{2} + \max \{1.05 M_{02}, (1+0.3\alpha)M_{02}\}$$

$$M_{t2-3} \geq -\frac{3.512 + 4.622}{2} + \max \{1.05 \times 8.776, 1.040 \times 8.776\}$$

$$M_{t2-3} \geq 5.149 \text{KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t2-3} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{t2-3} \geq 0.520 \times 8.776$$

$$M_{t2-3} \geq 4.564 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t2-3} = 5.149 \text{KN.m}$$

Travée 3-4 (travée intermédiaire)

$$\bullet \quad M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_{t3-4} \geq -\frac{M_4 + M_3}{2} + \max \{1.05 M_{03}, (1+0.3\alpha)M_{03}\}$$

$$M_{t3-4} \geq -\frac{3.512 + 3.512}{2} + \max \{1.05 \times 6.223, 1.040 \times 6.223\}$$

$$M_{t3-4} \geq 3.024 \text{KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t3-4} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{t3-4} \geq 0.520 \times 6.223$$

$$M_{t3-4} \geq 3.236 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t3-4} = 3.236 \text{KN.m}$$

Travée 4-5 (travée intermédiaire)

$$\bullet \quad M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_{t4-5} \geq -\frac{M_5 + M_4}{2} + \max \{1.05 M_{04}, (1+0.3\alpha)M_{04}\}$$

$$M_{t4-5} \geq -\frac{4.622 + 3.510}{2} + \max \{1.05 \times 8.776, 1.040 \times 8.776\}$$

$$M_{t4-5} \geq 5.149 \text{KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t4-5} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{t4-5} \geq 0.520 \times 8.776$$

$$M_{t4-5} \geq 4.564 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t4-5} = 5.149 \text{KN.m}$$

Travée 5-6 (travée de rive)

$$\bullet M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_{t5-6} \geq -\frac{M_6 + M_5}{2} + \max \{1.05 M_{05}, (1+0.3\alpha)M_{05}\}$$

$$M_{t5-6} \geq -\frac{2.773 + 4.622}{2} + \max \{1.05 \times 9.244, 1.040 \times 9.244\}$$

$$M_{t5-6} \geq 6.009 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t5-6} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{05}$$

$$M_{t5-6} \geq 0.620 \times 9.244$$

$$M_{t5-6} \geq 5.731 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t5-6} = 6.009 \text{ KN.m}$$

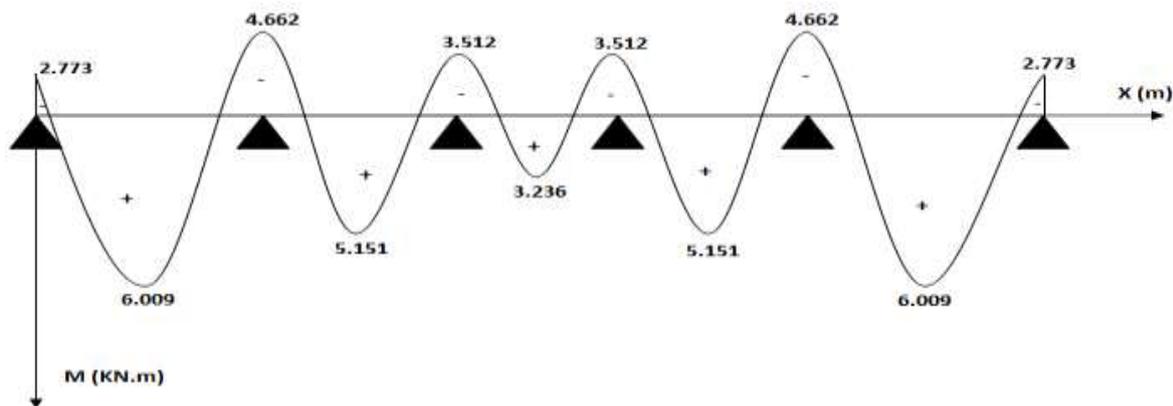


Figure III.1.1.11 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

3. Calcul des efforts tranchants**Travée 1-2**

$$\bullet T_1 = \frac{M_2 - M_1}{l_{12}} + \frac{q_s \times l_{12}}{2}$$

$$T_1 = \frac{6.332 - 3.799}{3.9} + \frac{4.862 \times 3.9}{2}$$

$$T_1 = 9.007 \text{ KN}$$

$$\bullet T_2 = \frac{M_2 - M_1}{l_{12}} - \frac{q_s \times l_{12}}{2}$$

$$T_2 = \frac{6.332 - 3.799}{3.9} - \frac{4.862 \times 3.9}{2}$$

$$T_2 = -9.955 \text{ KN}$$

Travée 2-3

$$\bullet \quad T_2 = \frac{M_3 - M_2}{l_{23}} + \frac{q_s \times l_{23}}{2}$$

$$T_2 = \frac{4.809 - 6.332}{3.8} + \frac{4.862 \times 3.8}{2}$$

$$T_2 = 9.530 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad T_3 = \frac{M_3 - M_2}{l_{23}} - \frac{q_s \times l_{23}}{2}$$

$$T_3 = \frac{4.809 - 6.332}{3.8} - \frac{4.862 \times 3.8}{2}$$

$$T_3 = -8.945 \text{ KN}$$

Travée 3-4

$$\bullet \quad T_3 = \frac{M_4 - M_3}{l_{34}} + \frac{q_s \times l_{34}}{2}$$

$$T_3 = \frac{4.809 - 4.809}{3.2} + \frac{4.862 \times 3.2}{2}$$

$$T_3 = 7.779 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad T_4 = \frac{M_4 - M_3}{l_{34}} - \frac{q_s \times l_{34}}{2}$$

$$T_4 = \frac{4.809 - 4.809}{3.2} - \frac{4.862 \times 3.2}{2}$$

$$T_4 = -7.779 \text{ KN}$$

Travée 4-5

$$\bullet \quad T_4 = \frac{M_5 - M_4}{l_{45}} + \frac{q_s \times l_{45}}{2}$$

$$T_4 = \frac{6.332 - 4.809}{3.2} + \frac{4.862 \times 3.2}{2}$$

$$T_4 = 8.945 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad T_5 = \frac{M_5 - M_4}{l_{34}} - \frac{q_s \times l_{34}}{2}$$

$$T_5 = \frac{6.332 - 4.809}{3.2} - \frac{4.862 \times 3.2}{2}$$

$$T_5 = -9.530 \text{ KN}$$

Travée 5-6

$$\bullet \quad T_5 = \frac{M_6 - M_5}{l_{45}} + \frac{q_s \times l_{45}}{2}$$

$$T_5 = \frac{3.799 - 6.332}{3.2} + \frac{4.862 \times 3.2}{2}$$

$$T_5 = 9.955 \text{ KN}$$

$$\bullet T_6 = \frac{M_6 - M_5}{l_{45}} + \frac{q_s \times l_{45}}{2}$$

$$T_6 = \frac{3.799 - 6.332}{3.2} + \frac{4.862 \times 3.2}{2}$$

$$T_6 = -9.007 \text{ KN}$$

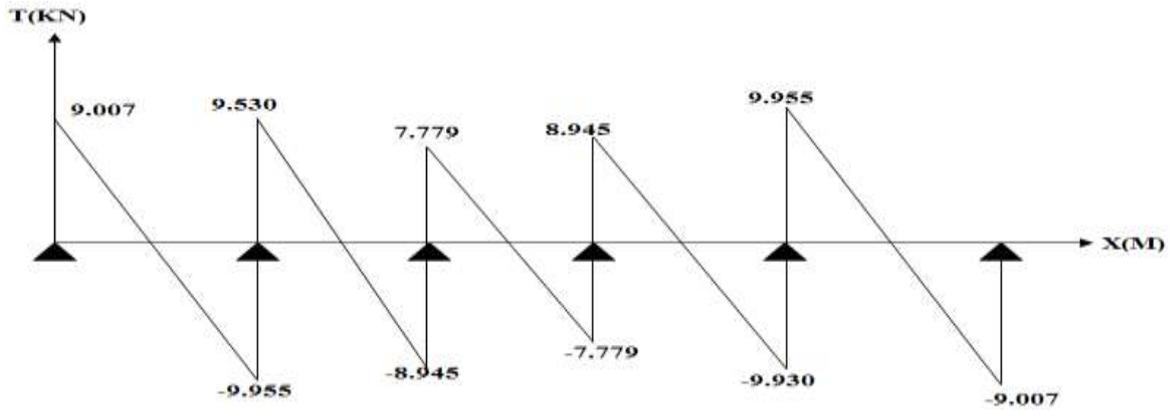


Figure III.1.1.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Cas N°2

Calcul à l'ELU ($q_u = 6.661 \text{ KN/ml}$)

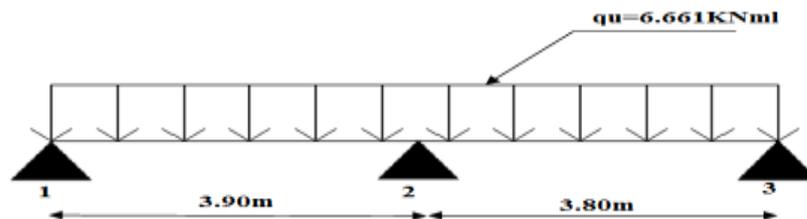


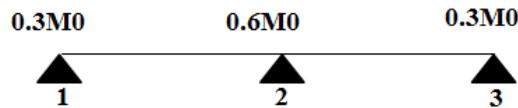
Figure III.1.13 : Schéma statique de calcul du 2^{ème} type de poutrelles à l'ELU.

1. Calcul du moment isostatique

$$M_{01} = q_u \frac{L^2}{8} = 6.661 \frac{3.9^2}{8} = 12.664 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q_u \frac{L^2}{8} = 6.661 \frac{3.8^2}{8} = 12.023 \text{ KN.m}$$

2. Moments aux appuis



$$M_1 = 0.3 M_{01} = 3.799 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 0.6 \max (M_{01}, M_{02}) = 7.598 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0.3 M_{02} = 3.607 \text{KN.m}$$

3. Moments en travée

Travée 1-2 (travée de rive)

- $M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$

$$M_{t1-2} \geq -\frac{M_2 + M_1}{2} + \max \{1.05 M_{01}, (1+0.3\alpha)M_{01}\}$$

$$M_{t1-2} \geq -\frac{7.598 + 3.799}{2} + \max \{1.05 \times 12.664, 1.040 \times 12.664\}$$

$$M_{t1-2} \geq 7.598 \text{KN.m}$$

- $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$

$$M_{t1-2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{t1-2} \geq 0.620 \times 12.664$$

$$M_{t1-2} \geq 7.852 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t1-2} = 7.852 \text{KN.m}$$

Travée 2-3 (travée de rive)

- $M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$

$$M_{t2-3} \geq -\frac{M_3 + M_2}{2} + \max \{1.05 M_{02}, (1+0.3\alpha)M_{02}\}$$

$$M_{t2-3} \geq -\frac{3.607 + 7.598}{2} + \max \{1.05 \times 12.023, 1.040 \times 12.023\}$$

$$M_{t2-3} \geq 7.022 \text{KN.m}$$

- $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$

$$M_{t_{2-3}} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{t_{2-3}} \geq 0.620 \times 12.023$$

$$M_{t_{2-3}} \geq 7.454 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t_{2-3}} = 7.454 \text{ KN.m}$$

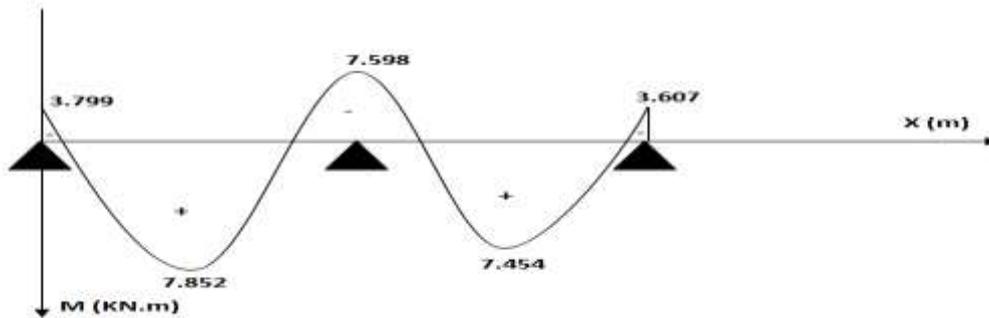


Figure III.1.1.14 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

4. Calcul des efforts tranchants

Travée 1-2

$$\bullet \quad T_1 = \frac{M_2 - M_1}{l_{12}} + \frac{q_u \times l_{12}}{2}$$

$$T_1 = \frac{7.598 - 3.799}{3.9} + \frac{6.661 \times 3.9}{2}$$

$$T_1 = 13.963 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad T_2 = \frac{M_2 - M_1}{l_{12}} - \frac{q_u \times l_{12}}{2}$$

$$T_2 = \frac{7.598 - 3.799}{3.9} - \frac{6.661 \times 3.9}{2}$$

$$T_2 = -12.015 \text{ KN}$$

Travée 2-3

$$\bullet \quad T_2 = \frac{M_3 - M_2}{l_{23}} + \frac{q_u \times l_{23}}{2}$$

$$T_2 = \frac{3.607 - 7.598}{3.8} + \frac{6.661 \times 3.8}{2}$$

$$T_2 = 11.606 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad T_3 = \frac{M_3 - M_2}{l_{23}} - \frac{q_u \times l_{23}}{2}$$

$$T_3 = \frac{3.607 - 7.598}{3.8} - \frac{6.661 \times 3.8}{2}$$

$$T_3 = -13.706 \text{ KN}$$

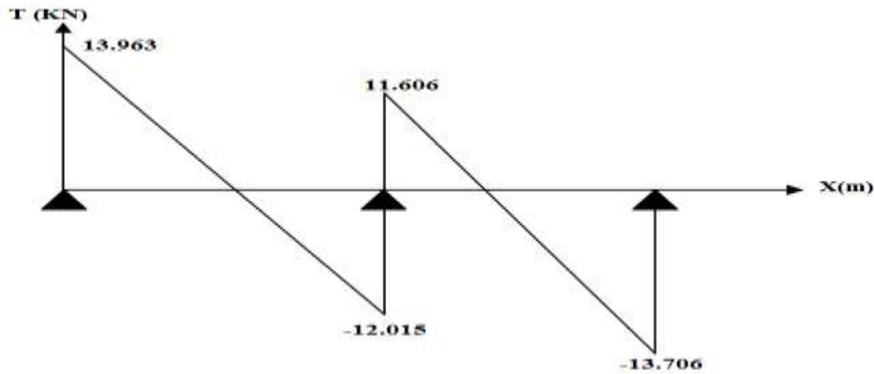


Figure III.1.1.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Calcul à l'ELU ($q_s=4.862\text{KN/ml}$)

1. Calcul du moment isostatique

$$M_{01} = q_s \frac{L^2}{8} = 4.862 \frac{3.9^2}{8} = 9.244 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q_s \frac{L^2}{8} = 4.862 \frac{3.80^2}{8} = 8.776 \text{ KN.m}$$

2. Moments aux appuis

$$M_1 = 0.3 M_{01-2} = 2.773 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.6 \max (M_{01-2}, M_{02-3}) = 5.546 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 M_{02-3} = 2.633 \text{ KN.m}$$

3. Moments en travée

Travée 1-2 (travée de rive)

$$\bullet M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_{t1-2} \geq -\frac{M_2 + M_1}{2} + \max \{1.05 M_{01}, (1+0.3\alpha)M_{01}\}$$

$$M_{t1-2} \geq -\frac{5.546 + 2.773}{2} + \max \{1.05 \times 9.244, 1.040 \times 9.244\}$$

$$M_{t1-2} \geq 5.547 \text{ N.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t1-2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{t1-2} \geq 0.620 \times 9.244$$

$$M_{t1-2} \geq 5.731 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t1-2} = 5.731 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 (travée de rive)

- $M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0\}$

$$M_{t2-3} \geq -\frac{M_3 + M_2}{2} + \max \{1.05 M_{02}, (1+0.3\alpha)M_{02}\}$$

$$M_{t2-3} \geq -\frac{2.633 + 5.546}{2} + \max \{1.05 \times 8.776, 1.040 \times 8.776\}$$

$$M_{t2-3} \geq 5.125 \text{ KN.m}$$

- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$

$$M_{t2-3} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{t2-3} \geq 0.620 \times 8.776$$

$$M_{t2-3} \geq 5.441 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t2-3} = 5.441 \text{ KN.m}$$

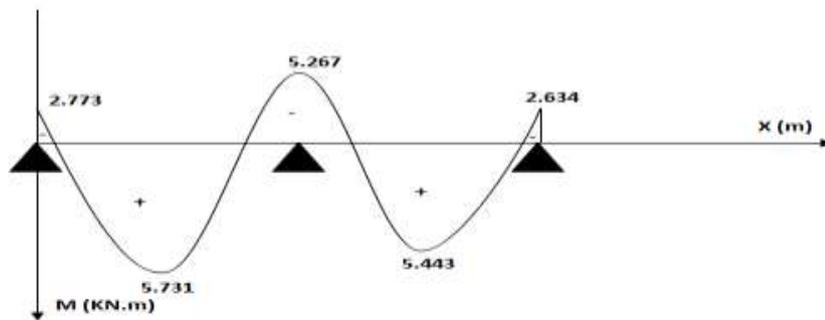


Figure III.1.1.16 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS

4. Calcul des efforts tranchants

Travée 1-2

$$T_1 = \frac{M_2 - M_1}{l_{12}} + \frac{q_s \times l_{12}}{2}$$

$$T_1 = \frac{5.546 - 2.773}{3.9} + \frac{4.862 \times 3.9}{2}$$

$$T_1 = 8.770 \text{ KN}$$

$$T_2 = \frac{M_2 - M_1}{l_{12}} - \frac{q_s \times l_{12}}{2}$$

$$T_2 = \frac{5.546 - 2.773}{3.9} - \frac{4.862 \times 3.9}{2}$$

$$T_2 = -10.192 \text{ KN}$$

Travée 2-3

$$T_2 = \frac{M_3 - M_2}{l_{23}} + \frac{q_s \times l_{23}}{2}$$

$$T_2 = \frac{2.633 - 5.546}{3.8} + \frac{4.862 \times 3.8}{2}$$

$$T_2 = 10.004 \text{ KN}$$

$$T_3 = \frac{M_3 - M_2}{l_{23}} - \frac{q_s \times l_{23}}{2}$$

$$T_3 = \frac{2.633 - 5.546}{3.8} - \frac{4.862 \times 3.8}{2}$$

$$T_3 = -8.471 \text{ KN}$$

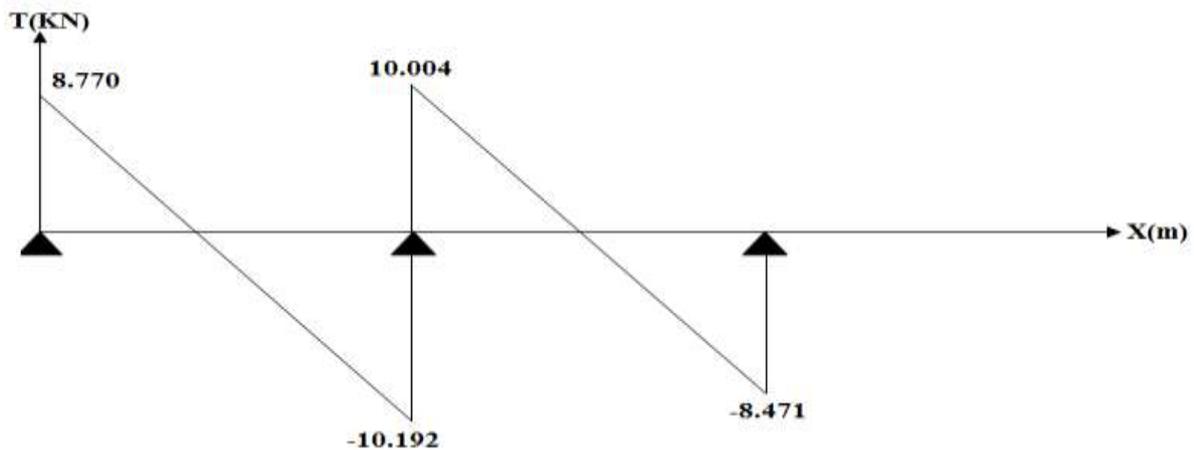


Figure III.1.1.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.1.5 Ferrailage à l'ELU

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

- $M_{t \max} = 8.232 \text{ KN.m}$
- $M_{a \max} = 7.598 \text{ KN.m}$

Calcul des armatures

A. Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivantes : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

1. En travée

$$M_{t \max} = 8.232 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

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

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

- La position de l'axe neutre

Si : $M_{t \max} > M_0$ L'axe neutre est dans la nervure.

Si : $M_{t \max} < M_0$ l'axe neutre est dans la table de compression.

D'où :

$$M_{t \max} = 8.232 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire ($b \times h$) = (65×20).

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.232 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_l = 0.392 \text{ SSA}$$

$$\mu = 0.028 \text{ } \beta = 0.986 \text{ (donnée par le tableau).}$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.232 \times 10^6}{0.986 \times 180 \times 348} = 133.28 \text{ mm}^2 = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

2. Aux appuis

$$M_{a \max} = 7.598 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 7.598 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (65×20).

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.598 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.138$$

$$\mu = 0.138 < \mu_l = 0.392 \dots\dots\dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0.138 \dots\dots\dots \beta = 0.925 \text{ (donnée par le tableau).}$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.598 \times 10^6}{0.925 \times 180 \times 348} = 131.13 \text{ mm}^2 = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

B. Armatures transversales BAEL91 modifiée 99 (Art.7.2.2)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varnothing_l \right\} = \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{20}{35} = 0.571 \text{ cm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{12}{10} = 1.2 \text{ cm} \\ \varnothing_l = 1 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

\varnothing_l : Diamètre longitudinale des barres ;

$$\varnothing_l = \min\{0.571; 1.2; 1\}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers 8 \varnothing avec $A_t = 2\varnothing_8 = 1,00 \text{ cm}^2$.

C. Espacement des armatures BAEL91modifie99 (Art A.5.1, 22)

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

⇒ On prend **St = 15 cm.**

La section des armatures doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times St} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91modifie99 (Art A.4.2, 1)}$$

$$\frac{0.56 \times 400}{12 \times 15} = 1.24 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.6 vérification à l'ELU

A. Condition de non fragilité BAEL91modifie99 (Art A.4.2,1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

1. En travée

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis

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

$$A_{\text{ad}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

B. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres BAEL91modifie99 (Art A6.1.3)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{\tau_u^{\text{max}}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{Somme des périmètres utiles.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 2 \cdot \pi \cdot 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.963 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.372$$

$$\tau_{se} = 1.372 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

C. Ancrage des barres BAEL91modifie99 (Art 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi$$

$$l_s = 35 \times 1.0 = 35$$

La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35 = 14$ cm.
Finalement : La longueur $L_c = 15$ cm.

D. Vérification au cisaillement BAEL91modifie99 (A.5.1, 322)

pour une fissuration peut nuisibles :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{13.963 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.646 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.646 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque de cisaillement.

E. Influence de l'effort tranchant

- Au niveau des appuis de rive BAEL91modifie99 (Art. 5.1, 312)

$$A_{\text{adopté}} > A_s = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e}$$

$$A_s = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 13.963 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.401 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_s = 0.401 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Au niveau des appuis intermédiaires BAEL91modifie99 (Art. 5.1, 321)

« Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord d'appuis (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_u}{0.9d}$ ».

D'où :

$$0.9V_u d = 0.9 \times 13.963 \times 0.18 = 2.262 \text{ kN.m.}$$

$$M_u = 7.598 \text{ kN.m.}$$

Donc :

$$0.9V_u d = 2.262 \text{ kN.m} < M_u = 7.598 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Donc : les armatures calculées sont suffisantes.

- Sur le béton BAEL91 modifié 99 (Art A.5.1, 313)

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 13.963 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.437 \text{ MPa}$$

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

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 0.465 \text{ MPa} < 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.7 vérification à l'ELS

A. Etat limite d'ouverture des fissures BAEL91 modifié 99 (Art.5.3,2)

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

B. Etat limite de compression de béton BAEL91 modifié 99 (Art A.4.5,2)

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

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

1. En travée : $A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$; $M_{st} = 6.009 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} k = 0.034 \\ \beta = 0.876 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.009 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 242.731 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.034 \times 242.731 = 8.253 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis : $A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$; $M_{as} = 5.546 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} k = 0.034 \\ \beta = 0.876 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5.546 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 224.029 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.034 \times 224.029 = 7.617 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

C. Etat limite de déformation BAEL91 modifié 99 (Art B.6.8,424)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier de vérifier les trois condition suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \right\rangle$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0.051 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.00726 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0.051 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{6.009}{15 \times 9.244} = 0.043 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux.

Armatures principales : Aux appuis : $A_{sa}=2HA10$.

En travée : $A_{st}=2HA10$.

Armatures transversales : $A_t=2HA8$ (cadre+étrier) ; $S_t=15cm$.

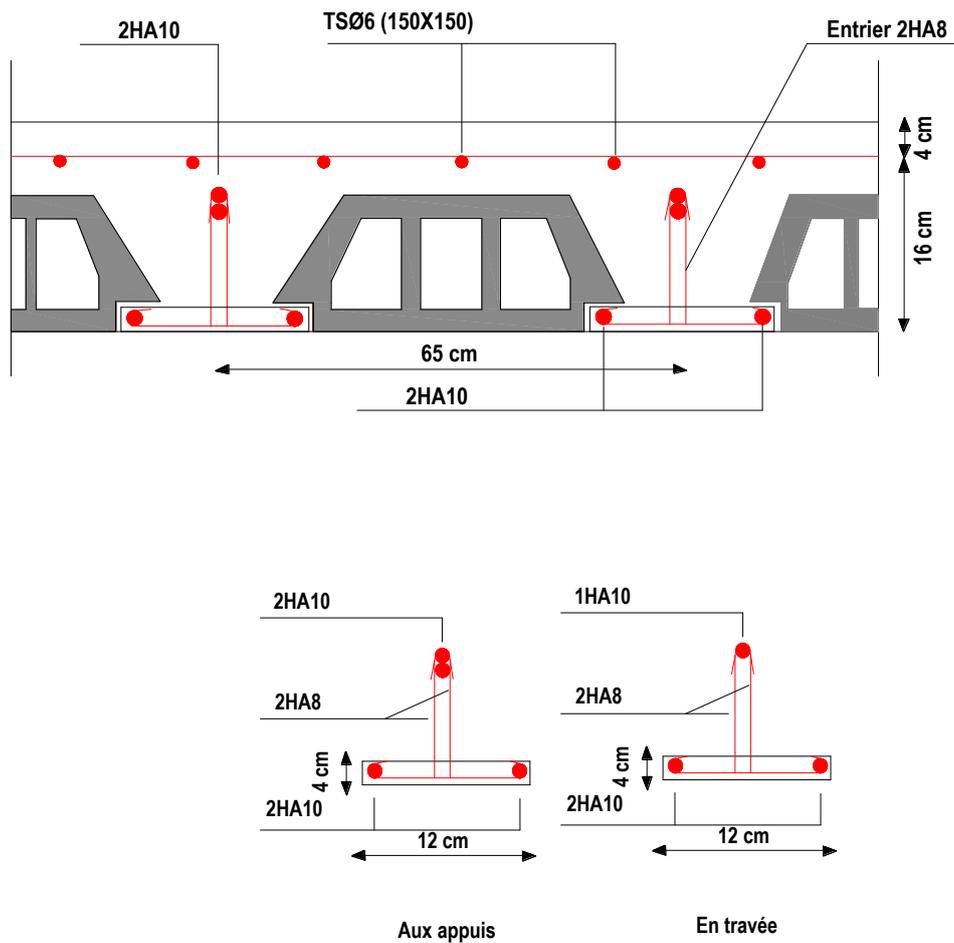


Figure III.1.1.18 : Ferrailage du plancher à corps creux.

III.1.2 planchers en dalle pleine

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

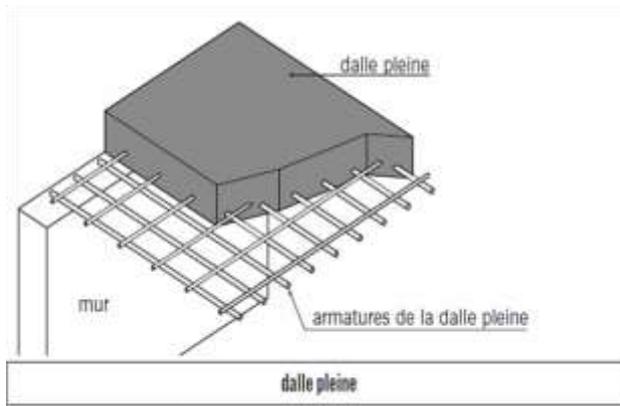


Figure III.1.2.1 : dalles pleines.

Les dalles pleines servent de hall dans les différents étages, elles ont une épaisseur de 15cm, elles reposent sur 3 appuis comme montré dans le schéma ci-dessous.

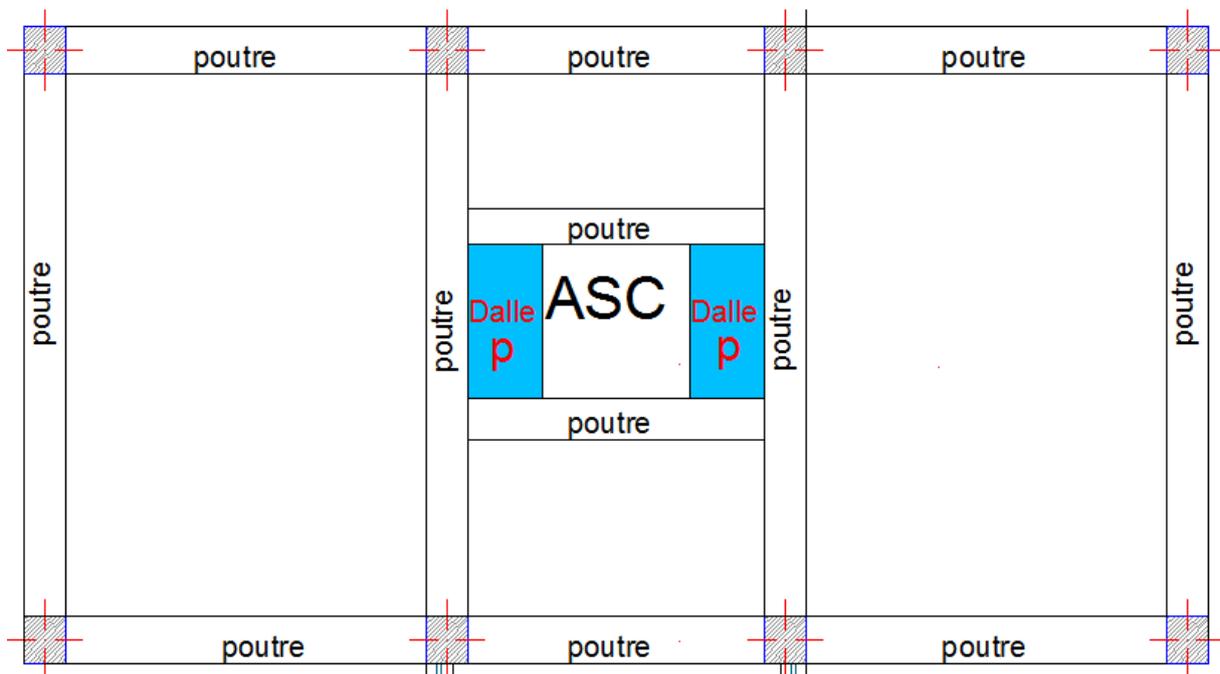


Figure III.1.2.2 : Représentation de la dalle pleine.

III.1.2.1 Dimensionnement de la dalle

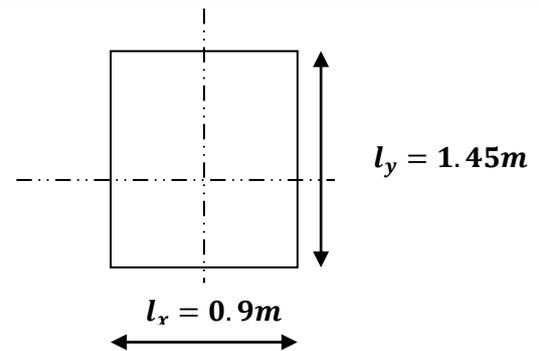
L_x : La plus petite dimension du panneau.

L_y : La plus grande dimension du panneau.

$L_x = 0.9m$.

$L_y = 1.45m$.

Epaisseur de la dalle $h_t = 15cm$ (chapitre II)



III.1.2.3 Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le **BAEL 91 modifié 99**.

Soit l_x, l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$, avec $l_x < l_y$

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{0.9}{1.45} = 0.620 \Rightarrow 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

III.1.2.4 Calcul à l'état limite ultime (ELU)

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

Les moments sont donnés par les formules dans les deux directions :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

M_x : Le moment fléchissant dans le sens de L_x ;

M_y : Le moment fléchissant dans le sens de L_y ;

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et v avec $v = \begin{cases} 0 & \text{à } L'ELU \\ 0.2 & \text{à } L'ELS \end{cases}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} G = 5.43KN/m^2 \\ Q = 1.5KN/m^2 \end{cases} \quad (\text{Chapitre II})$$

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

$$\Rightarrow q_u = (1.35 \times 5.43 + 1.5 \times 1.5) \times 1m = 9.58KN/ml$$

$$\begin{cases} \rho = 0.620 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0785 \\ \mu_y = 0.330 \end{cases}$$

D'où:

$$M_x = 0.0785 \times 9.58 \times (0.9)^2 = 0.609 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.330 \times 0.609 = 0.201 \text{ KN.m}$$

III.1.2.5 ferrailage à l'état limite ultime (ELU)

Détermination de la section des armatures

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

En travée

On a: $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

$$M_x^t = 0.85 \times 0.609 = 0.518 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.518 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.002$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.002 \Rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.518 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.11 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.1 cm²** avec **St = 25cm.**

Aux appuis

$$M_x^a = -0.3 \times 0.609 = -0.183 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.183 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0007$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.0007 \Rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.183 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.04 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

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

En travée

$$M_y^t = 0.85 \times 0.201 = 0.171 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.171 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.007$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.007 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.171 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.04 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

Aux appuis

$$M_y^a = -0.3 \times 0.201 = -0.06 \text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.06 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0003$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.0003 \Rightarrow \beta = 1$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.06 \times 10^3}{1 \times 13 \times 348} = 0.01 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA8=2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

III.1.2.6 Vérification à l'état limite ultime (ELU)

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

$$W_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] \text{ et } W_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq W_0$$

Sens (X-X)

$$W_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

$$\Rightarrow A_{\min}^x \geq 0.0008 \times \frac{1}{2} \times [3 - 0.552] \times 100 \times 15 = 1.47 \text{cm}^2$$

En travée

$$A_{\min}^x = 1.47 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\min}^x = 1.47 \text{ cm}^2 < A_a = 2.01 \text{cm}^2 \text{Condition vérifiée.}$$

a. Sens (Y-Y)

$$W_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq W_0 \Rightarrow A_{\min}^y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{cm}^2$$

En travée

$$A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Aux appuis

$$A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 < A_a = 2.01 \text{cm}^2 \text{Condition vérifiée.}$$

B. Espacements des armatures

BAEL91modifié 99 (Art A.8.2.42)

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

a. Armatures en travée

Sens (X-X) : $St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$

$St = 25\text{cm} \leq \min \{60\text{cm}, 33\text{cm}\}$ **Condition vérifiée.**

Sens (Y-Y): $St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$

$St = 25\text{cm} \leq \min \{80\text{cm}, 45\text{cm}\}$ **Condition vérifiée.**

2. Armatures aux appuis

Sens (X-X) : $St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\}$

$St = 25\text{cm} \leq \min \{60\text{cm}, 33\text{cm}\}$ **Condition vérifiée.**

Sens (Y-Y) : $St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\}$

$St = 25\text{cm} \leq \min \{80\text{cm}, 45\text{cm}\}$ **Condition vérifiée.**

C. Diamètre maximal des armatures

BAEL91modifié 99 (Art A.7.21)

On doit vérifier que : $\emptyset_{max} \leq \frac{h_t}{10}$

$\emptyset_{max} = 8\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm}$**Condition vérifiée.**

D. Vérification de la contrainte tangentielle

BAEL91modifié 99(Art A.5.2.2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$b = 1\text{m}$; $d = 0.9 h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$

Au milieu de L_y

$T_1^U = P / (2L_x + L_y).$

Avec $P = q l_x l_y = 9.58 \times 0.8 \times 1.45 = 11.123 \text{ KN}$

$T_1^U = \frac{11.123}{2 \times 0.8 \times 1.45} = 4.794 \text{ KN}$

Au milieu de L_x

$T_u^2 = P / 3 L_y$

$T_1^U = \frac{11.123}{3 \times 1.45} = 2.557 \text{ KN}$

Donc : $T_u = \max (T_u^1 , T_u^2) = 4.794 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{4.794 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.036 \text{ MPa.}$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.036 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**E. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres
BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).**

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$\Psi_s = 1.5$ pour les H.A

$\Psi_s = 1$ pour les R.L

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$ = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \pi \phi$$

n : nombre des barres

Remarque : Puisqu'on a opté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification est la même.

Dans le sens x-x

$$\sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.557 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.257 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.257 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens y-y

$$\sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4.794 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 0.237 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

F. Longueur du scellement droit

BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.22).

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_s : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\text{Pour } \phi = 1 \text{ cm} \quad \implies \quad L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est:

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

III.1.2.7 Vérification à l'état limite de service (ELS)

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

Les moments sont donnés par les formules dans les deux directions :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot l^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \text{Avec : } q_s &= (G + Q) \times 1m \Rightarrow q_s = (5.43 + 1.5) \times 1m \\ &\Rightarrow q_s = 6.93 \text{KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.602 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0837 \\ \mu_y = 0.497 \end{cases}$$

D'où:

$$M_x = 0.0837 \times 6.93 \times (0.9)^2 = 0.470 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.497 \times 0.470 = 0.234 \text{KN.m}$$

Correction des moments

$$M_{xt} = 0.85 M_x = 0.85 \times 0.470 = 0.400 \text{KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85 M_y = 0.85 \times 0.234 = 0.200 \text{KN.m}$$

A. Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3).

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

B. Etat limite de compression de béton BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).

Dans le sens x-x

Contrainte dans l'acier

On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.155 \quad \Rightarrow K = 61.92 \quad \Rightarrow \beta = 0.935$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0.347 \times 10^6}{201 \times 0.938 \times 130} = 14.158 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa.Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{14.158}{61.92} = 0.229 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.229 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.Condition vérifiée.}$$

Dans le sens y-y

Contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0.145 \times 10^6}{201 \times 0.931 \times 130} = 5.960 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 5.960 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa.Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{5.960}{61.92} = 0.096 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.096 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

c. Vérification de la flèche BAEL91 modifié 99(Art B.6.5.2)

On peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} \Rightarrow \frac{15}{80} = 0.187 > \frac{0.347}{20(0.408)} = 0.043 \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0016 < \frac{2}{400} = 0.005 \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion

La dalle pleine sera ferrillée comme suit

En travées

4HA8 (sens x-x) $S_t=25\text{cm}$

4HA8 (sens y-y) $S_t=25\text{cm}$

Aux appuis

4HA8 (sens x-x) $S_t=25\text{cm}$

4HA8 (sens y-y) $S_t=25\text{cm}$

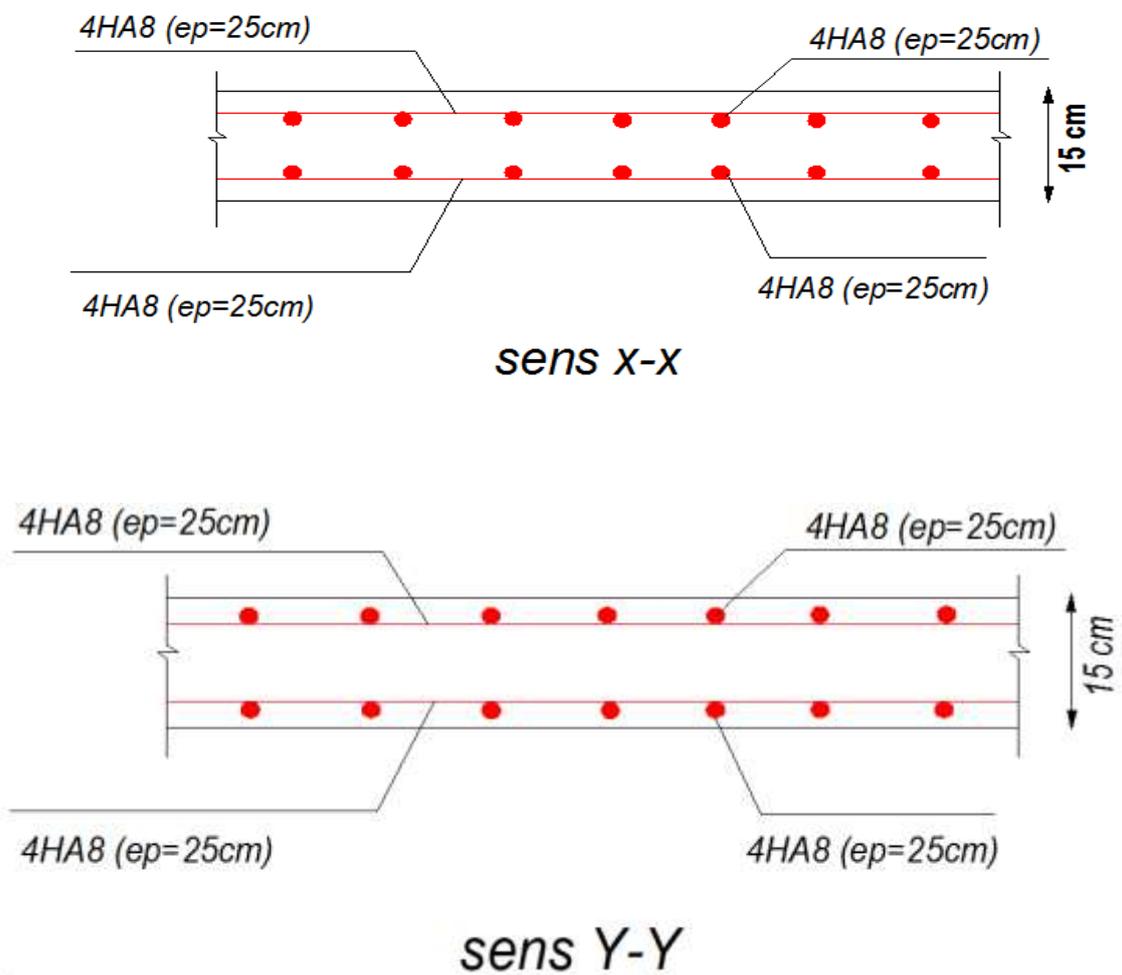


Figure III.1.2.4 : Ferrailage de la dalle pleine.

III.2 Calcul des escaliers

III.2.1 Introduction

Un escalier est un élément vertical entre les différents étages de la structure, il est constitué d'une suite régulière de marche, de façon à assurer la circulation des personnes entre les niveaux en montant et en descendant. L'escalier peut comporter plusieurs volées, séparées par un ou plusieurs paliers de repos, il est assimilé dans le calcul à une poutre isostatique calculée à la flexion simple car il est soumis à son poids propre et aux surcharges.

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

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place (escalier à deux volées avec un palier intermédiaire).

III.2.2 Terminologie

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

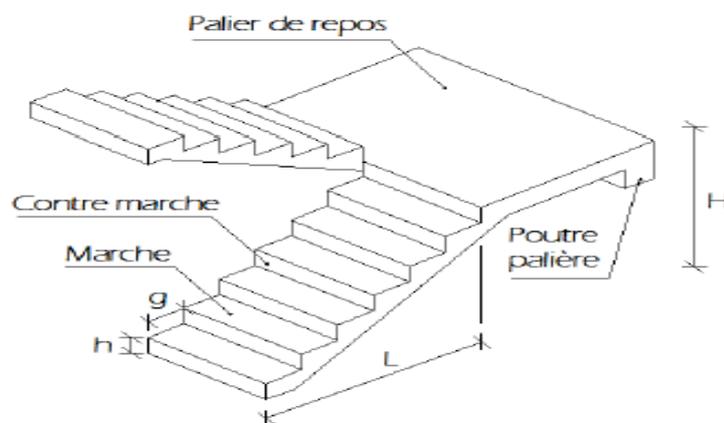


Figure III.2.1 : coupe verticale de l'escalier.

La marche : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

La hauteur de la marche h : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

Le giron : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .

Une volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'embranchement : représente la largeur de la marche.

III.2.3 Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n) ;
- La hauteur de la marche (h), le giron(g) ;
- L'épaisseur de la paillasse (e) ;
- giron (g).

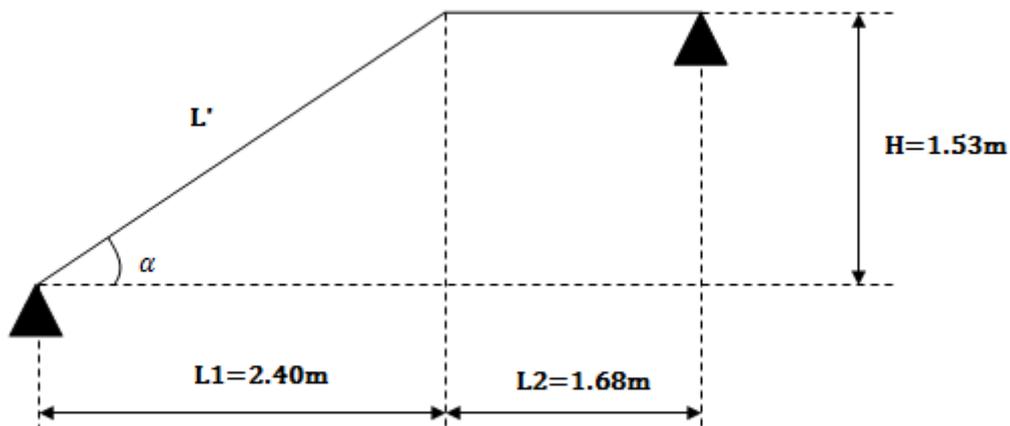


Figure III.2.2 : schéma statique d'un escalier.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

$$14\text{cm} < h < 18\text{cm}$$

On prend h égal à 17 cm.

A. Calcul du nombre de contre marches

$$n = \frac{H}{h} ; \text{ avec } H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm.}$$

$$n = 153/17 = 9 \text{ contre marches.}$$

B. Calcul du nombre de marches

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

C. Calcul de la hauteur de la contre marche

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

D. Calcul de la hauteur du giron

$$g = L_i/n - 1 = 240/8 = 30 \text{ cm.}$$

E. Vérification de la relation de BLONDEL

$$14 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \text{ on a } h = 17 \text{ cm}$$

$$59 < g + 2h < 66 \text{ cm } 59 < 30 + (2 \times 17) = 64 < 66 \text{ cm}$$

⇒ Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

F. Épaisseur de la paillasse et du palier

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} < ep < \frac{L}{10}$$

Avec :

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

L_1 : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du 2^{em} palier.

$$\text{On a: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375$$

$$\text{D'où: } \alpha = 32.518^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

$$L' = \frac{240}{\cos 32.518} = 2.85 \text{ m}$$

$$L = L' + L_2 = 2.85 + 1.68 = 4.53 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } \frac{453}{30} < ep < \frac{453}{20} \Rightarrow 15.1 < ep < 22.65$$

$$\Rightarrow ep = 20 \text{ cm}$$

III.2.4 Détermination des charges et surcharges

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III.2.4.1 Charge permanentes

a. Palier

Tableau III.2.1 : charge permanentes du palier.

| Eléments | Poids (KN/m ²) |
|--|----------------------------|
| Poids propre de la dalle pleine en BA | $25 \times 0.20 = 5.00$ |
| Poids des revêtements : (sable + mortier + carrelage + enduit) (0,44+0,4+0,4+0,2) | 1.44 |
| Charge permanente totale | 6.44 |

b. Volée

Tableau III.2.2 : charge permanentes de la volée.

| Eléments | Poids (KN/m ²) |
|------------------------------|---|
| Poids propre de la paillasse | $25 \times \frac{0.20}{\cos 32.518} = 5.93$ |
| Poids des marches | $\frac{25 \times 17}{2} = 2.125$ |
| Poids des revêtements | 1.44 |
| Poids de garde corps | 0.2 |
| Charge permanente totale | 9.695 |

III.2.4.2 surcharges d'exploitation

Selon le DTR C2-2 pour une construction a usage d'habitation : $Q = 2,5 \text{ KN / m}^2$.

III.2.5 Calcul a l'état limite ultime (ELU)

III.2.5.1 Combinaison des charges

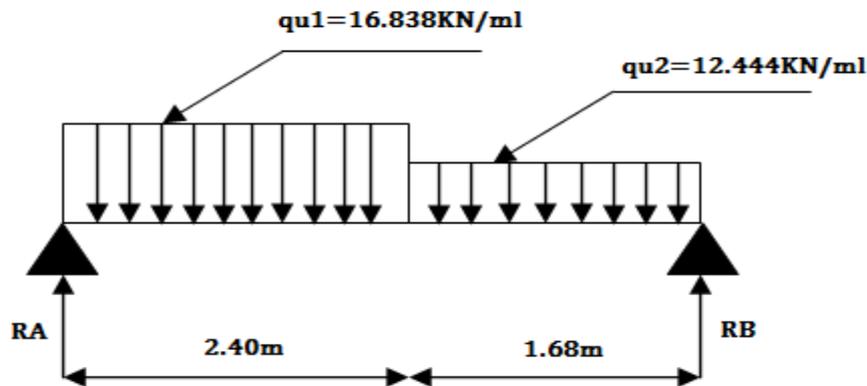
$$\text{ELU: } q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m.}$$

$$\text{Palier : } q_{u1} = (1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,44 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Volée : } q_{u2} = (1,35 \times 9,695 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 16,838 \text{ KN / ml.}$$

III.2.5.2 Calcul des moments et effort tranchant

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L_P = 2,40 \text{ m}$.



A. Les réactions d'appuis

$$\sum F = 0 \Rightarrow RA + RB - q_{u1} \times L_1 - q_{u2} \times L_2 = 0$$

$$RA + RB = q_{u1} \times L_1 + q_{u2} \times L_2$$

$$RA + RB = (16.838 \times 2.40 + 12.444 \times 1.68)$$

$$RA + RB = 61.317 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow RA \cdot L - q_{u1} \cdot L_1 \left(L - \frac{L_1}{2} \right) - q_{u2} \cdot \frac{L_2^2}{2} = 0$$

D'où :

$$RA = \frac{1}{L} \left[q_{u1} \cdot L_1 \left(L - \frac{L_1}{2} \right) + q_{u2} \cdot \frac{L_2^2}{2} \right]$$

$$RA = \frac{1}{3.77} \left[16.838 \times 2.4 \left(4.08 - \frac{2.4}{2} \right) + 12.444 \cdot \frac{1.68^2}{2} \right]$$

$$\Rightarrow RA = 32.830 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } RB = 61.317 - 32.830 = 28.487 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow RB = 28.487 \text{ KN}$$

B. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

1^{er} tronçon $0 < x < 2.4m$ **Effort tranchant**

$$T_y = RA - qu_1 \times x$$

$$T_y = 32.830 - 16.838 \times x$$

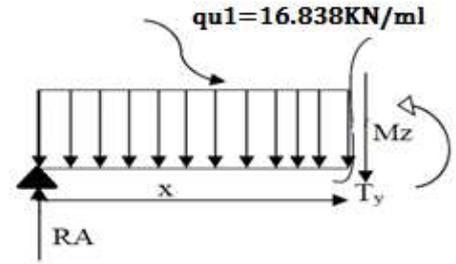
- Pour $x = 0 \Rightarrow T_y = 32.830 \text{ KN}$
- Pour $x = 2.40m \Rightarrow T_y = -7.581 \text{ KN}$

Moment fléchissant

$$M_z = RA \times x - qu_1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 32.830 \times x - 12.444 \times \frac{x^2}{2}$$

- Pour $x = 0 \Rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 2.4m \Rightarrow M_z = 30.299 \text{ KN.m}$

**2^{ème} tronçon $2.4m < x < 4.08m$** **Effort tranchant**

$$T_y = RA - qu_1 \times L_1 - qu_2 (x - 2.4)$$

$$T_y = 32.830 - 16.838 \times 2.4 - 12.444(x - 2.4)$$

- Pour $x = 2.4m \Rightarrow T_y = -7.581 \text{ KN}$
- Pour $x = 4.08m \Rightarrow T_y = -28.487 \text{ KN}$

Moment fléchissant

$$M_z = RA \times x - qu_1 \times L_1 \left(x - \frac{L_1}{2}\right) - qu_2 \times \frac{(x-l)^2}{2}$$

$$M_z = 30.646 \times x - 16.838 \times 2.4 \left(x - \frac{2.4}{2}\right) - 12.444 \times \frac{(x-1.68)^2}{2}$$

$$M_z = -8.19 \times x^2 + 43.849 \times x - 4.493$$

- Pour $x = 2.4m \Rightarrow M_z = 30.299 \text{ KN.m}$
- Pour $x = 3.77m \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN}$

Moment maximum

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z^{max}$$

$$T_y = -16.838x + 32.830 = 0 \Rightarrow x = 1.95m$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.95m$.

$$\text{Donc : } M_z^{max} = -8.419 \cdot x^2 + 32.830 \cdot x \Rightarrow M_z^{max} = 32.005 \text{ KN.m}$$

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des Coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} au niveau des appuis et en travée.

$$\text{- Aux appuis : } Mu(a) = -0.3M_z^{max} = -9.602 \text{ KN.m}$$

- En travées : $M_u(t) = 0.85M_z^{max} = 27.204 \text{KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

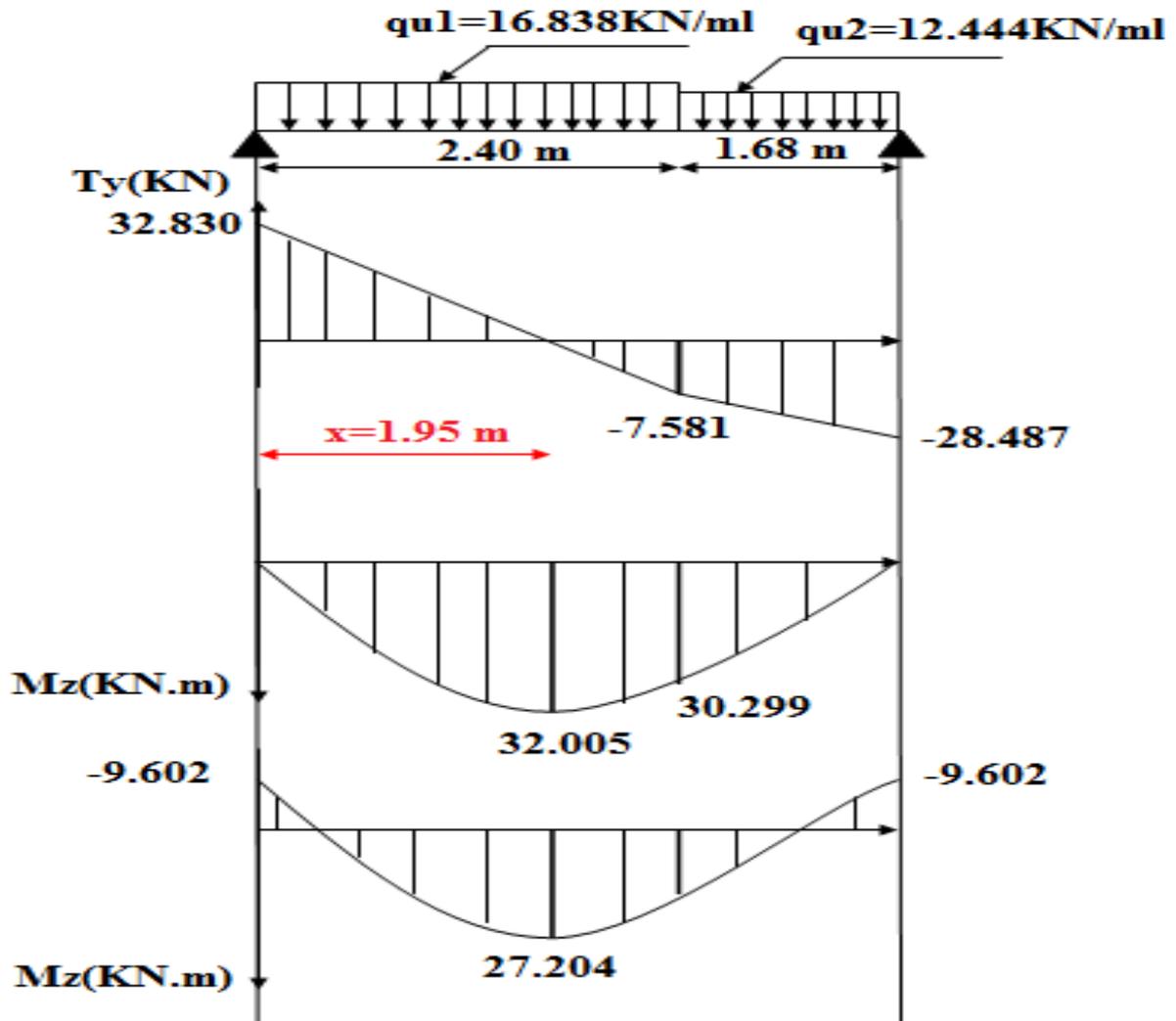
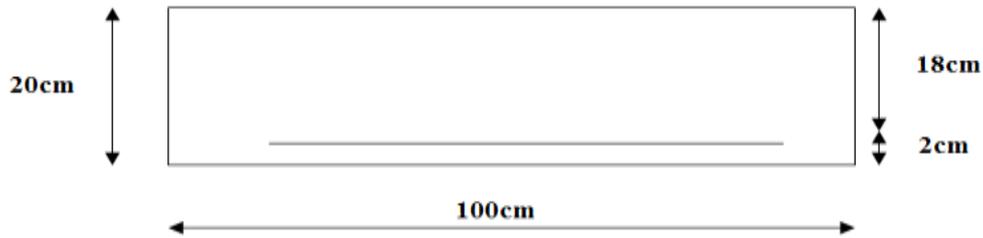


Figure III.2.3 : Diagramme efforts internes à l'ELU.

III.2.5.3 Ferrailage des paillasse (calcul d'armatures à l'ELU)

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur soumise à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.



En travée : $M_t^U = 27.204 \text{ KN.m}$

Armatures principales

$$\mu_b = \frac{M_t^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{27.204 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.059$$

$$\mu_b = 0.059 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27.204 \times 10^3}{0.969 \times 18 \times 348} = 4.48 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12=5.65cm²** ; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armatures répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.413 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10=3.14cm²** ; avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis : $M_a^U = 9.602 \text{ KN.m}$

Armatures principales

$$\mu_b = \frac{M_t^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.602 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$\mu_b = 0.020 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.602 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10=3.14cm²** ; avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}10=3.14\text{cm}^2$; avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

III.2.6 Vérifications à l'état limite ultime (ELU)

A. Condition de non fragilité BAEL 91 modifier 99 (Art A.4.2, 1)

$$A > A_{\min}$$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 18 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

B. Espacement des armatures BAEL 91 modifié 99 (Art A.8.2, 42)

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

Armatures principales :

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) = \text{Min} (60; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

En travée : $S_t = 20 < 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Aux appuis : $S_t = 25 < 33\text{cm}$ condition vérifiée.

Armatures répartition :

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 33\text{cm}) = \text{Min} (80; 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$$

En travée : $S_t = 25 < 45\text{cm}$ condition vérifiée.

Aux appuis : $S_t = 25 < 45\text{cm}$ condition vérifiée.

C. contrainte de cisaillement BAEL 91 modifié 99 (A.5.1, 211)

pour une fissuration peut nuisibles :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct28} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

Avec : $T_{\max} = 30.645 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{32.830 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.182 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.182 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D. Vérification de la condition d'adhérence BAEL91 modifié 99 (Art A.6.13)

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

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 12 = 4 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.830 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.076 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.076 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 10 = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.830 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.613 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.613 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

E. Ancrage des barres

BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1, 221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi$$

- Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35$ cm.
- Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42$ cm.

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4l_s$

- Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14$ cm.
- Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8$ cm.

Finalement : La longueur $L_c = 20$ cm.

F. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

a. Influence de l'effort tranchant sur le béton BAEL91modifié99 (A.5. 1,313)

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 32.830 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.405 \text{ MPa}$$

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

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 0.405 \text{ MPa} < 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Influence de l'effort tranchant sur les armatures BAEL91modifié99 (A.5.1.321)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{min} \geq A_s = \frac{\gamma_s \times v_u}{f_e}$$

$$A_s = \frac{\gamma_s \times v_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 32.830 \times 10^3}{400} = 0.94 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2 > 0.94 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

III.2.7 calcul a l'état limite de service (ELS)

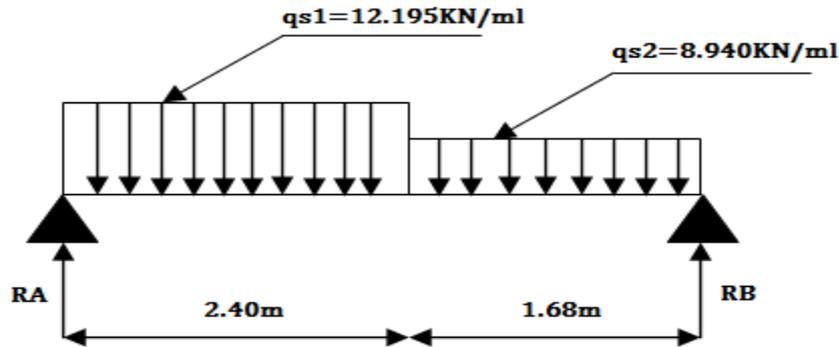
III.2.7.1 Combinaison des charges

$$\text{ELS: } q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$$

$$\text{Palier : } q_{s1} = (6,44 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,940 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Volée : } q_{s2} = (9,695 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,195 \text{ KN / ml.}$$

III.2.7.2 Calcul des moments et effort tranchant



A. Les réactions d'appuis

D'après les formules d'RDM :

$$\sum F = 0 \Rightarrow RA + RB - qs1 \times L1 - qs2 \times L2 = 0$$

$$RA + RB = qs1 \times L1 + qs2 \times L2 +$$

$$RA + RB = (12,195 \times 2,40 + 8,940 \times 1,68)$$

$$RA + RB = 44,287 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow RA \cdot L - qs1 \cdot L1 \left(L - \frac{L1}{2} \right) - qs2 \cdot \frac{L2^2}{2} = 0$$

D'où :

$$RA = \frac{1}{L} \left[qs1 \cdot L1 \left(L - \frac{L1}{2} \right) + qs2 \cdot \frac{L2^2}{2} \right]$$

$$RA = \frac{1}{5,2} \left\{ 12,195 \times 2,4 \left(3,77 - \frac{2,4}{2} \right) + 8,94 \frac{1,68^2}{2} \right\}$$

$$\Rightarrow RA = 23,752 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc: } RB = 44,287 - 23,752 = 20,535 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow RB = 20,535 \text{ KN.}$$

B. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

1^{er} tronçon $0 < x < 1.43m$ **Effort tranchant**

$$T_y = RA - qs_1 \times x$$

$$T_y = 23.752 - 12.195 \times x$$

- Pour $x = 0 \Rightarrow T_y = 23.752 \text{KN}$
- Pour $x = 2.4m \Rightarrow T_y = -5.516 \text{KN}$

Moment fléchissant

$$M_z = RA \times x - qs_1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 23.752 \times x - 12.195 \times \frac{x^2}{2}$$

- Pour $x = 0 \Rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 2.4m \Rightarrow M_z = 21.883 \text{KN.m}$

2^{ème} tronçon $2.4m < x < 3.77m$ **Effort tranchant**

$$T_y = RA - qs_1 \times L_1 - qs_2 (x - 2.4)$$

$$T_y = 23.752 - 12.195 \times 2.4 - 8.94(x - 2.4)$$

- Pour $x = 2.4m \Rightarrow T_y = -5.516 \text{KN}$
- Pour $x = 4.08m \Rightarrow T_y = -20.535 \text{KN}$

Moment fléchissant

$$M_z = RA \times x - qs_1 \times L_1 \left(x - \frac{L_1}{2}\right) - qs_2 \times \frac{(x-L)^2}{2}$$

$$M_z = 23.752 \times x - 12.195 \times 2.4 \left(x - \frac{2.4}{2}\right) - 8.94 \times \frac{(x-2.4)^2}{2}$$

$$M_z = -4.47 \times x^2 + 15.94 \times x + 9.375$$

- Pour $x = 2.4m \Rightarrow M_z = 21.883 \text{KN.m}$
- Pour $x = 4.08m \Rightarrow M_z = 0 \text{KN}$

Moment maximum

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z^{max}$$

$$T_y = -12.195x + 23.752 = 0 \Rightarrow x = 1.95m$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.950m$.

$$\text{Donc : } M_z^{max} = -6.0975 \times x^2 + 23.752 \times x$$

$$23.752 \times x - 12.195 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow M_z^{max} = 23.131 \text{KN.m}$$

$$\text{- Aux appuis : } M_u(a) = -0.3M_z^{max} = -6.939m$$

$$\text{- En travées : } M_u(t) = 0.85M_z^{max} = 19.661 \text{KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

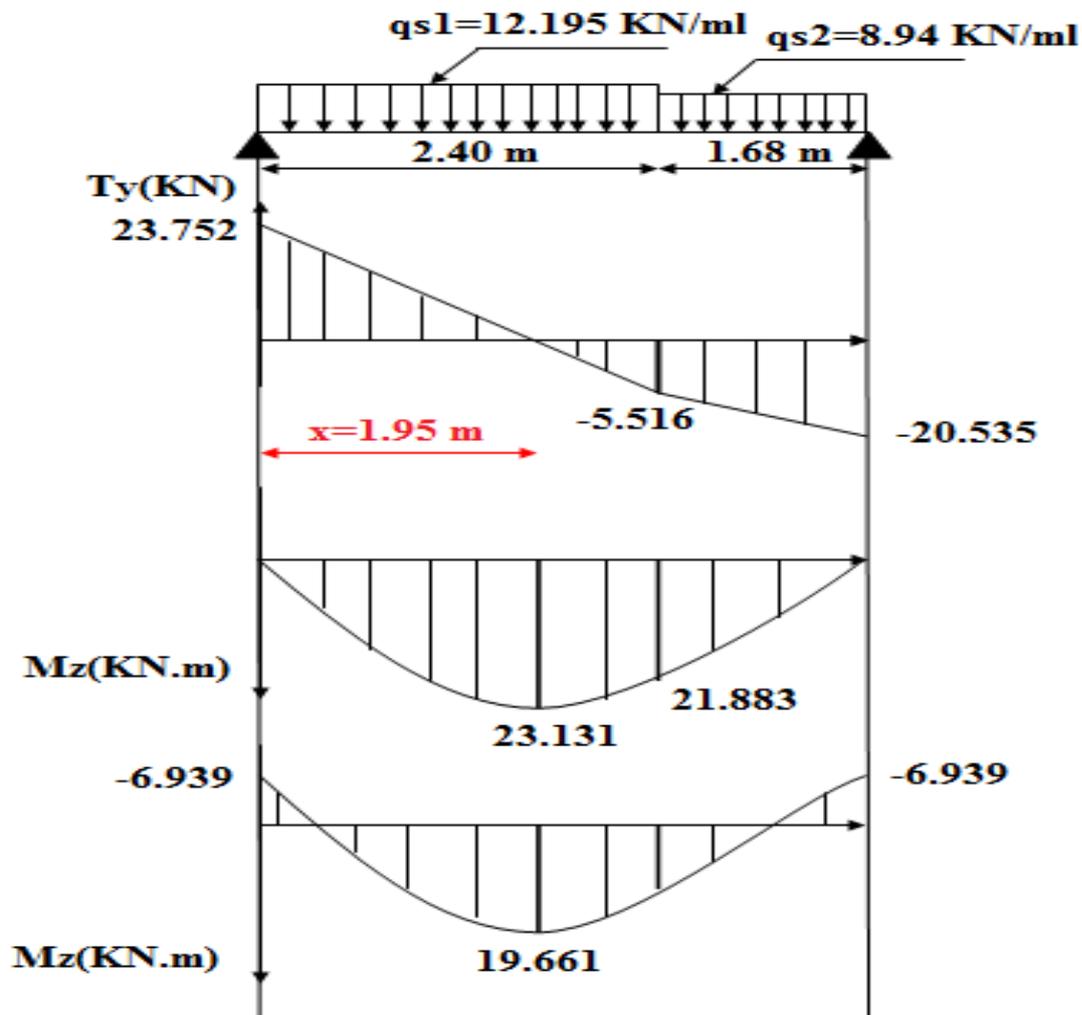


Figure III.3.4 : Diagramme efforts internes à l'ELS.

III.2.8 vérification a l'ELS

A. Etat limite d'ouverture des fissures BAEL91modifié99 (Art.5.3,2)

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

B. Etat limite de compression de béton BAEL91modifié99 (Art. A.4.5,2)

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

En travée : $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$; $M_{st} = 17.14 \text{ KN.m}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 18} \times 100 = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.264 \\ \beta = 0.912 \end{cases} ; k = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0.023$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{17.140 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 565} = 184.797 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.023 \times 184.797 = 4.419 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2$; $M_a = 6.05 \text{ KN.m}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_a}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 18} \times 100 = 0.174$$

$$\rho_1 = 0.174 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.204 \\ \beta = 0.932 \end{cases} ; k = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0.017$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{6.05 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 314} = 114.852 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.017 \times 114.852 = 1.952 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

C. Etat limite de déformation BAEL91 modifié 99 (Art B.6.8,424)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier de vérifier les trois condition suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \right\rangle$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{377} = 0.053 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.003 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{377} = 0.053 < \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{32.322}{15 \times 38.026} = 0.057 \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

Une condition non vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche BAEL91 modifié 99 (Art B6.5.2)

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{377}{500} = 0.754 \text{ cm}$$

Avec :

M_s : Moment flechissant maximal a l'ELS.

$$E_v : \text{module de déformation différé.} \Rightarrow E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818.866$$

$$E_i : \text{module de déformation instantanée.} \Rightarrow E_i = 11000^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt[3]{25} = 32164.195$$

I_{fv} , I_{fi} : moment d'inertie fictif de la section pour les deformations respectivement de langue et courte duree tel que :

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \quad \text{et} \quad I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

Avec :

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

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

S_{xx} : Moment staique par rapport à l'axe xx' , tel que :

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5 \text{ cm}^3$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée.

$$B_0 = bh + 15 A_t = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.325 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.325 = 9.675 \text{ cm}$$

c : anrobage : $c = 2 \text{ cm}$.

Donc :

$$I_0 = \frac{100}{3} ((10.325)^3 + (9.675)^3) + 15 \times 5.65 \times (9.675 - 2)^2 = 71870.168 \text{ cm}^4$$

Aussi :

$$\lambda_i = \frac{0.05ft_{28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{0.02ft_{28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 20} = 0.003 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{17.140.10^3}{0.985.18.5.65} = 171.101 \text{MPa.}$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05.2.1}{\left(2+3\frac{100}{100}\right)0.003} = 7 \quad \text{et} \quad , \quad \lambda_v = \frac{0.02.2.1}{\left(2+3\frac{100}{100}\right)0.003} = 2.8$$

$$\text{Et} \quad \mu = 1 - \frac{1.75.ft_{28}}{4\rho.\sigma_s.ft_{28}} = 1 - \frac{1.75.2.1}{4.0.003.171.101+2.1} = 0.115$$

$$\Rightarrow I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_v.\mu} = 1.1 \frac{71870.168}{1+7 \times 0.115} = 59801.199$$

$$\text{et} \quad I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu} = 1.1 \frac{71870.168}{1+2.8 \times 0.115} = 43798.994$$

Au final :

$$f_v = \frac{17.140.377^2}{10.10818.866.59801.199} = 0.377 \text{cm} < \bar{f} = 0.754 \text{cm}$$

$$f_i = \frac{17.140.377^2}{10.32164.195.43798.994} = 0.173 \text{cm} < \bar{f} = 0.754 \text{cm}$$

La flèche est vérifiée.

Conclusion

L'escalier sera ferrailé comme suit :

En travée

Armatures principale : **5HA12** avec un espacement = **20cm**

Armatures de répartition : **4HA10** avec un espacement = **25cm**

Aux appuis

Armatures principale : **4HA10** avec un espacement = **25cm**

Armatures de répartition : **4HA10** avec un espacement = **25cm**

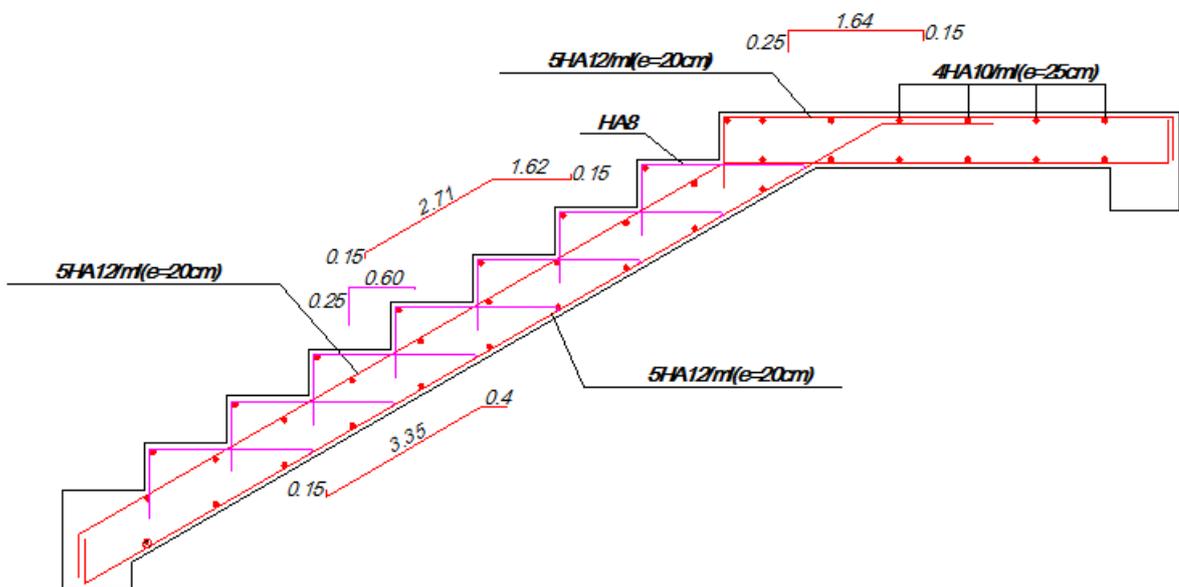
plan de ferrailage des escaliers

Figure III.2.5 : ferrailage des escaliers.

III.3 Calcul de l'acrotère

Introduction

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher.

L'acrotère est un élément en béton armé, de protection qui se trouve du supérieur du bâtiment, non structural assimilé à une console encastrée à sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal provoqué par son poids propre (G)
- Un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge (Q), exercée par la main courante, ou bien une force sismique.



Figure III.3.1 : Acrotère.

Le calcul de l'acrotère se fera sur une bonde de 1m à la flexion composée engendrée par l'effort normal due au poids propre, et le moment fléchissant maximal à la base due aux forces horizontale. Donc la section la plus défavorable est la section de l'encastrement.

III.3.1 Dimensionnement

Hauteur : $h=70\text{cm}$.

Epaisseur : $h_0=10\text{cm}$.

Enrobage : $c=c'=2\text{cm}$.

Surface totale : $S= 0.08275 \text{ cm}^2$.

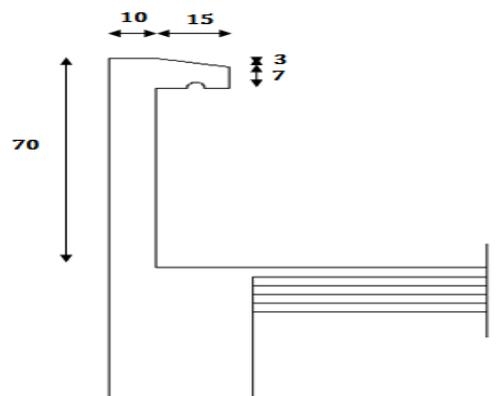


Figure III.3.2 : Coupe transversale d'un acrotère.

III.3.2 Chargement

Poids propre : $G = \gamma_b \times S = 25 \times 0.08275 = 2.069 \text{ KN/ml}$.

$Q = 1 \text{ KN/ml}$.

III.3.3 Détermination des sollicitations

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 2.069 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$

Moment de renversement : $M = P.h.1 = 1 \times 0.7 \times 1 = 0.7 \text{ KN.m}$

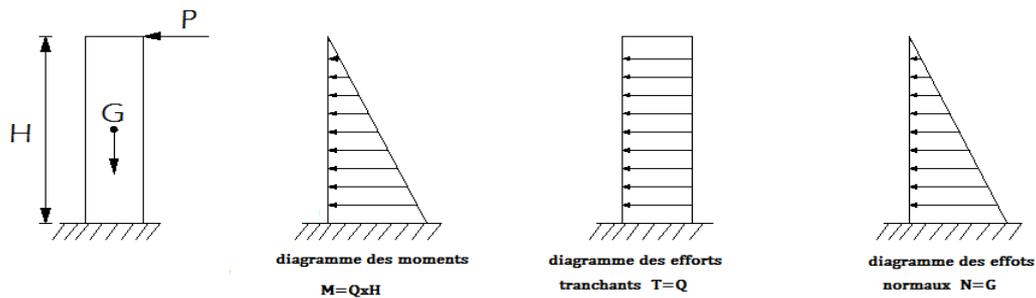


Figure III.3.3 : diagramme des efforts internes de l'acrotère.

III.3.4 Combinaison de charges

A l'ELU $q_u = 1.35G + 1.5Q$

- Effort normal dû a G : $N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.069 = 2.793 \text{ KN/ml}$;
- Effort tranchant : $T_u = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$;
- Moment de renversement dû a Q : $1.5M_Q = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$.

A l'ELS $q_s = G + Q$.

- Effort normal dû a G : $N_u = G = 2.069 = 2.069 \text{ KN/ml}$;
- Effort tranchant : $T_u = T = 1 \text{ KN}$;
- Moment de renversement dû a Q : $M_Q = 0.7 = 0.7 \text{ KN.m}$.

III.3.5 Calcul à l'état limite ultime (ELU)

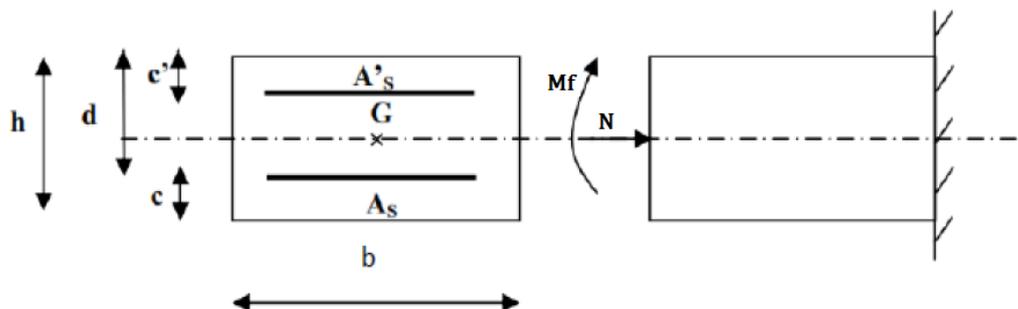


Figure III.3.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$b = 100\text{cm}$, $h = 10\text{cm}$, $d = 8\text{cm}$, $c = 2\text{cm}$, $f_e = 400\text{MPa}$, $\sigma_{st} = 348\text{MPa}$, $f_{bc} = 14.2\text{MPa}$.

Soit : $\left\{ \begin{array}{l} c : \text{centre de pression.} \\ e : \text{excentricité.} \end{array} \right.$

A. Calcul de centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.793} = 0.376\text{m} = 37.6\text{cm}.$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}.$$

$$e = 37.6\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm}.$$

Donc le centre de pression c_p se trouve à l'extérieur de la section, et puisque N_u est un effort de compression, nous pouvons déduire que la **section est partiellement comprimée**.

Le principe de calcul 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 ».

B. Calcul en flexion simple

Moment fictif (M_f)

$$M_f = N_u \times g.$$

g : distance entre le centre de pression C_p et le CDG des armatures inférieures.

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.376 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right) = 0.406\text{m}.$$

$$M_f = 2.793 \times 0.406 = 1.134\text{KN.m}$$

Moment réduit

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.134 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0\text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.012$: $\beta = 0.994$

Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.134 \times 10^6}{0.994 \times 80 \times 348} = 0.41\text{cm}^2$$

C. Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.41 - \frac{2.793 \times 10}{348} = 0.33\text{cm}^2$$

$$A_s = 0.33\text{cm}^2$$

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

III.3.6 Vérifications à l'ELU

A. Condition de non fragilité BAEL 91 modifier 99 (Art A.4.2 ,1)

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{2.069} = 0.338\text{m} = 33.8\text{cm}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{33.8 - 0.445 \times 8}{33.8 - 0.185 \times 8} \right] = 0.904\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0.904\text{cm}^2 > A_s = 0.41\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

La section d'armatures donnée par la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent :

$$A_s = A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2.$$

Soit : Adopté = 5 HA 8 = 2.51 cm²/ml. Avec un espacement St = 20 cm.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.628\text{cm}^2$$

Soit : Adopté = 4 HA 8 = 2.01 cm²/ml. Avec un espacement St = 25 cm.

B. Vérification au cisaillement BAEL 91 modifié 99 (Art A.5.1 ,211)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{25}{1}; 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa} \quad \text{et} \quad \tau_u = \frac{v_u}{bxd} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 8} = 0.019\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.019\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

C. Vérification de l'adhérence des barres BAEL 91 modifié (Art A.6.1 ,3)

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad (\Psi_s = 1.5 \text{ H.A})$$

$$\text{et } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9d \sum U_i} \quad (\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56\text{cm} = 125.6\text{mm})$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa.} \quad \text{et} \quad \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.166\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.166\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

D. Ancrages des barres BAEL91 modifié 99 (Art 5.1.221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\phi = 35 \times 0.8 = 28 \text{ cm.}$$

. Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$l_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \phi \frac{f_e}{4(0.6f_{t28}\Psi^2)} = 8 \frac{400}{4(0.6 \times 2.1 \times 1.5^2)} = 282.186 \text{ mm}$$

$$l_s = 28.2 \text{ cm.}$$

Donc la longueur de scellement droite est prise égale à : $l_s = 30$ cm.

E. Espacements des barres BAEL 91 modifié (Art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées :

Armatures principales

$$St = 20 \text{ cm} = \min(2h; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition

$$St = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

F. Vérification de l'acrotère au séisme RPA 99, modifier 2003 (Art 4-42)

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4AC_pW_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage approprié

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

W_p : Poids de l'élément considéré.

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q.

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 2.069 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.069 = 0.99$$

$$F_p = 0.99 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN /ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.3.7 Vérification des contraintes à l'ELS

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

A. Contraintes dans l'acier $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266.667; \max(200; 201.633)\} = 201.633 \text{ MPa.}$$

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

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0.314 \quad \text{D'ou } \beta_1 = 0.912 \quad \text{et } k_1 = 41.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10^6}{0.912 \times 80 \times 2.51 \times 10^2} = 38.22 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 38.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

B. Contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{38.22}{41.82} = 0.914 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.914 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

Armatures principales : 5 HA 8 avec : ($St = 20$ cm).

Armatures de répartition : 4 HA 8 avec : ($St = 25$ cm).

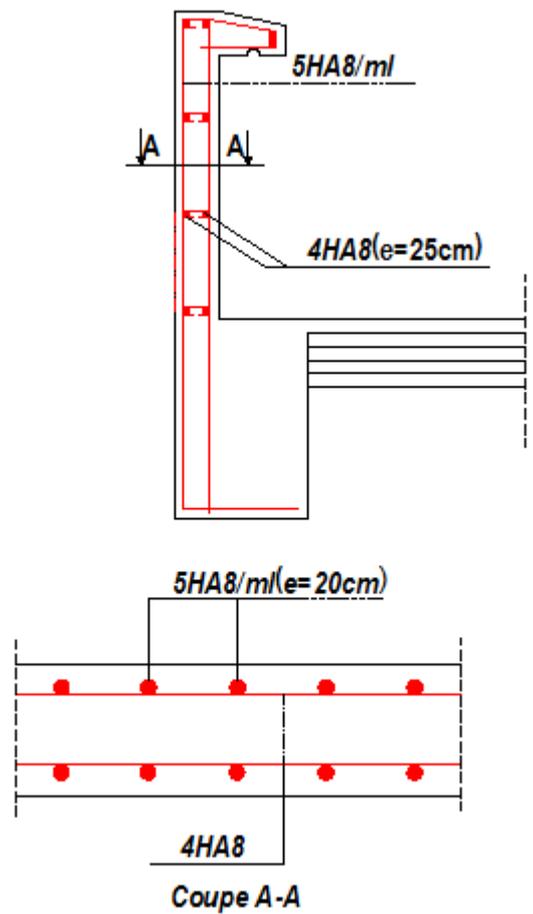


Figure III.3.5 : ferrailage de l'acrotère.

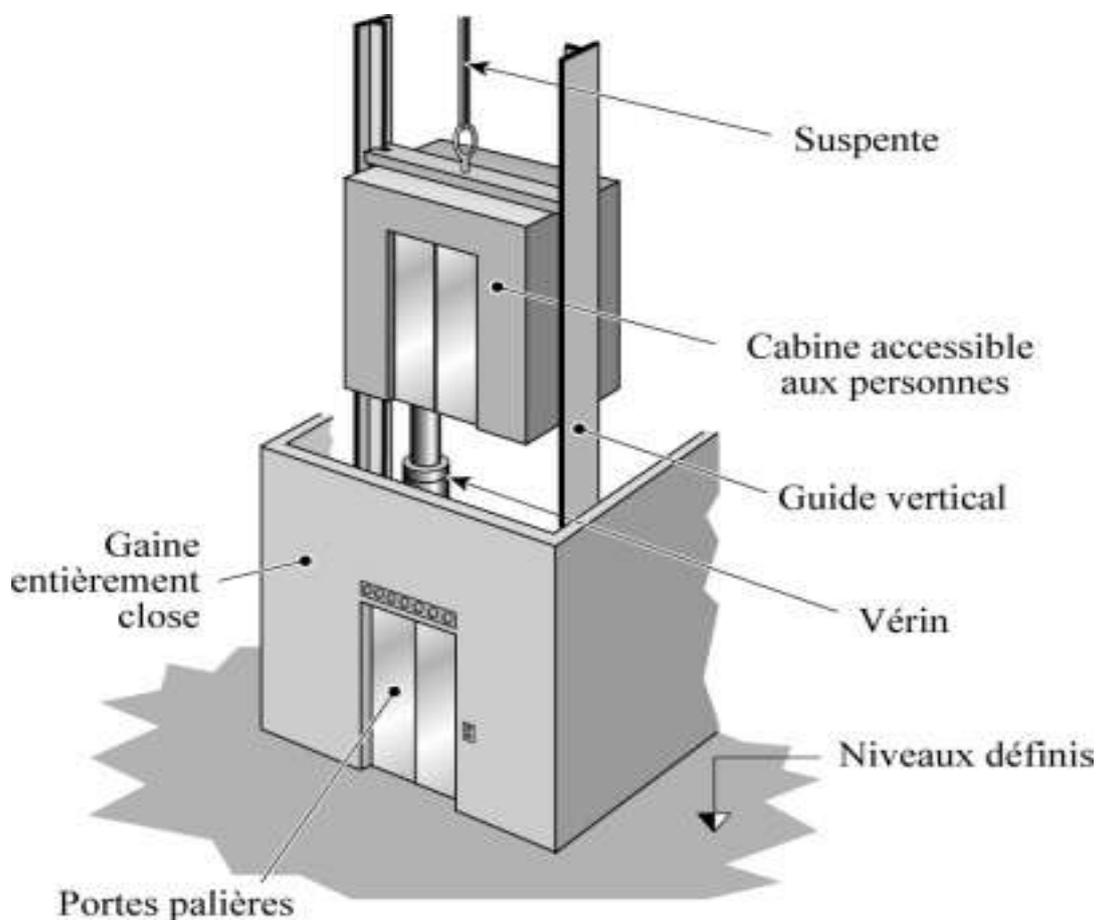
III.4 Calcul de la salle machine

III.4.1 Introduction

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitants un déplacement plus aisé entre les différents étages.

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, Les ascenseurs sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein,
- La cabine,
- Le contrepoids.



Composition d'un ascenseur

Figure III.4.1 : composition d'un ascenseur

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, pouvant charger huit personnes. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à ($P = 9 \text{ tonnes} = 90 \text{ KN}$), réparti sur une surface de $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$ transmise par le système de l'ascenseur.

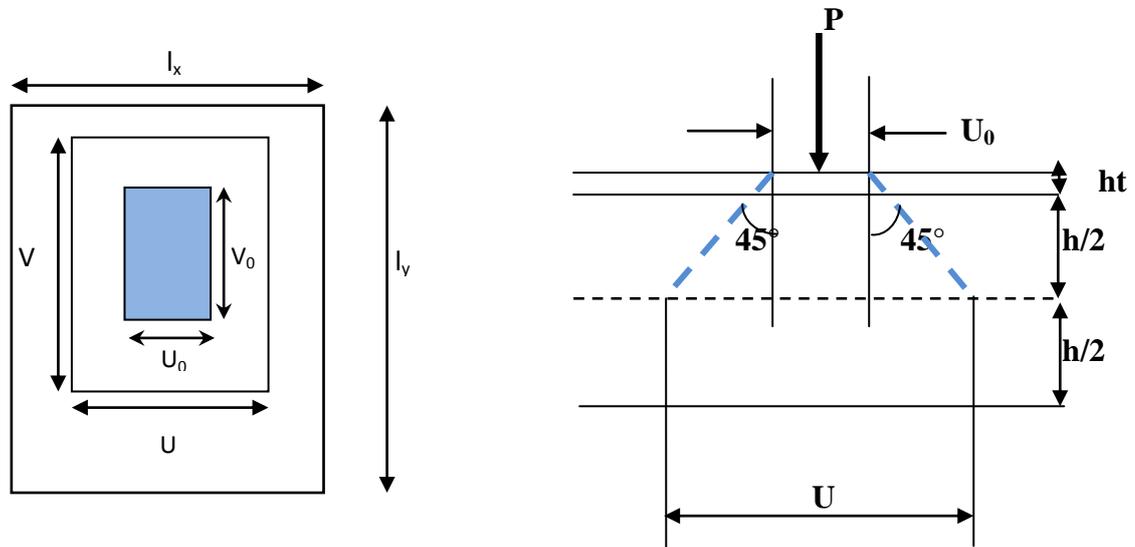


Figure III.4.2 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

III.4.2 Calcul de la dalle pleine

A. Dimensionnement de la dalle

$$L_x = 3.20\text{m}$$

$$L_y = 5.60\text{m}$$

$$\Rightarrow S = L_x \times L_y = 3.20 \times 5.60 = 17.92\text{m}^2$$

B. Epaisseur de la dalle

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

$$\rho_x = \frac{L_x}{30}$$

$$\rho_x = \frac{L_x}{30} = \frac{320}{30} = 10.667\text{cm}$$

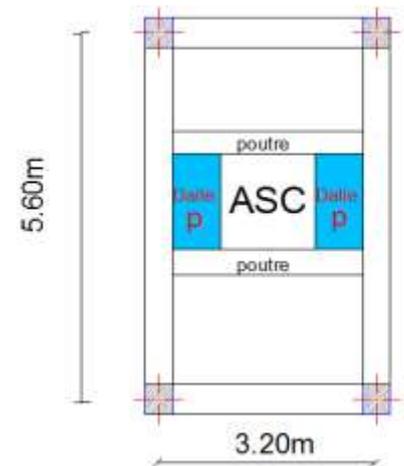


Figure III.4.3 : vue en plan de la dalle.

h_t : doit être au moins égale à 12cm (RPA 99 version 2003), nous adoptons une hauteur :

$$h_t = 15\text{cm.}$$

III.4.3 principe de calcul

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

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée **P**, sont donnés par les abaques en fonction de **ρ** et des

rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$.

ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$

P : intensité de la charge concentrée ;

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

A. Calcul de U et V

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \end{array} \right.$$

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

e : épaisseur du revêtement (**e = 5cm**).

h₀ : Épaisseur de la dalle.

U₀ = V₀ = 80cm : surface de contact, zone dans laquelle **P** est concentrée

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

B. Détermination des sollicitations

A l'ELU

Poids propre de la dalle $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$ (bande de 1m de largeur).

La surcharge $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} p_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/m} \\ q_u = 1.35G + 1.5Q = 1,35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Avec : p_u : Charge concentrée du système de levage.

q_u : Charge uniformément répartie.

A l'ELS

$$\begin{cases} P_S = P = 90 \text{ KN} \\ q_S = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.4.4 Calcul a l'état limite ultime (ELU)**A. Calcul des moments au centre du panneau.**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{320}{560} = 0.6 \quad 0.4 < \rho = 0.6 < 1 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.6 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{320} = 0.3 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{560} = 0.2 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 0.168; M_2 = 0.103$$

Alors :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) = 121.5 \times (0.168 + 0) = 20.412 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1) = 121.5 \times (0 + 0.103) = 12.515 \text{ KN.m}$$

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

$0.4 < \rho = 0.6 < 1 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

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

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du **(BAEL91 modifié 99)**.

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

Avec :

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

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

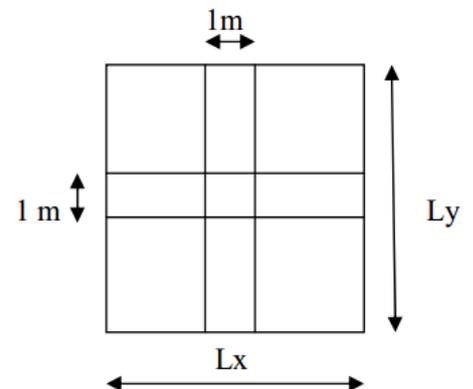
μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et ν .

$$\begin{cases} \rho = 0.6 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0812 \\ \mu_y = 0.305 \end{cases}$$

D'où:

$$M_{x2} = 0.0812 \times 6.563 \times (3.20)^2 = 5.457 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.305 \times 5.457 = 1.664 \text{ KN.m}$$



C. Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 20.412 + 5.457 = 25.869 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.515 + 1.664 = 14.179 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi-encastremets de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leurs affectant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

Sens L_x

En travées

$$M_x^t = 0.85 \times 25.869 = 21.990 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_x^a = -0.3 \times 25.869 = -7.761 \text{ KN.m}$$

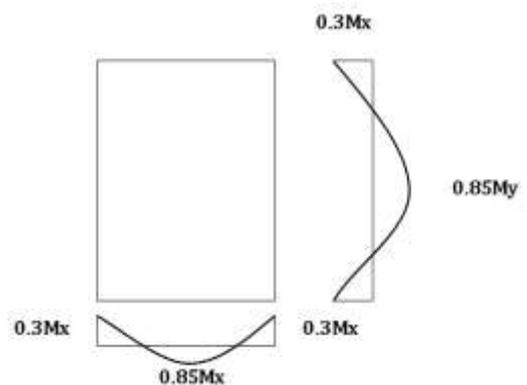
Sens L_y

En travées

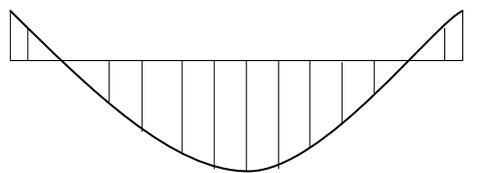
$$M_x^t = 0.85 \times 14.179 = 12.052 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_x^a = -0.3 \times 25.869 = -7.761 \text{ KN.m}$$

Sens L_x Sens L_y

-7.761 KN.m -7.761 KN.m



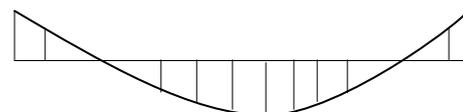
21.990 KN.m

3.20m



-7.761 KN.m

-7.761 KN.m



12.052 KN.m

5.60m



Figure III.4.4 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.

III.4.4 Ferrailage à L'ELU

Détermination de la section des armatures

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

En travée

On a: $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $M_x^t = 21.990 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21.990 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.092$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.092 \Rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21.990 \times 10^3}{0.952 \times 13 \times 348} = 5.11 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14 = 6.15 cm²** avec **St = 25cm.**

Aux appuis

$$M_x^a = 7.761 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.761 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.761 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

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

En travée

$$M_y^t = 12.052 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.052 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.050$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.050 \Rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.052 \times 10^3}{0.974 \times 13 \times 348} = 2.74 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec **St = 25cm.**

Aux appuis

$$M_y^a = 7.761 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.761 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.761 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

III.4.5 Vérification à l'ELU

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

$$W_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] \text{ et } W_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq \rho_0$$

Avec :

A_{\min} : Section minimale d'armatures ;

S : section totale du béton ;

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

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à hautes adhérence de classe $F_e E400$.

a. Sens (X-X)

$$W_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

$$\Rightarrow A_{\min}^x \geq 0.0008 \times \frac{1}{2} \times \left[3 - \frac{320}{560} \right] \times 100 \times 15 = 1.46 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{\min}^x = 1.46 \text{ cm}^2 < A_t = 6.15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\min}^x = 1.46 \text{ cm}^2 < A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Sens (Y-Y)

$$W_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq W_0 \Rightarrow A_{\min}^x \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_{\min}^x = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis

$$A_{\min}^x = 1.2 \text{ cm}^2 < A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

$$\emptyset_{\max} \leq \frac{h_t}{10}$$

$$\emptyset_{\max} = 14 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

a. Armatures principale

$$St \leq \min \{2 \cdot h; 25 \text{ cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. Armatures de répartitions

$$St \leq \min \{3 \cdot h; 33 \text{ cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

D. Vérification de non poinçonnement BAEL91modifié 99 (Art A.5.2.42)

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

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

q_u : Charge de calcul à L'ELU ;

μ_c : Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen ;

h : Épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2 \times (1.05 \times 1.05) = 4.2\text{m.}$$

$$\Rightarrow \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35(90) = 121.5 \text{ KN} \leq 472.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

E. Vérification de la contrainte tangentielle BAEL91 modifié 99 (Art A.5.2.2)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b = 1\text{m}; d = 0.9 h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

Au milieu de U

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

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

Au milieu de V

$$V_u = \frac{q_u}{3V}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,296 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.296 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.6 Calcul a l'état limite de service (l'ELS)

a. Les moments M_{x1} , M_{y1} engendré par le système de levage

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2).$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + \nu M_1).$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2 \quad \nu = 0.2 \quad \text{à l'ELS}$$

$$M_1 = 0.168; M_2 = 0.103$$

$$M_{x1} = 90 (0.168 + 0,2 \times 0.103) = 16.974 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0.103 + 0,2 \times 0.168) = 12.294 \text{ KN.m}$$

b. Calcul de M_{x2} , M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine

$$\begin{matrix} \rho = 0.6 \\ \nu = 0.2 \end{matrix} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0861 \\ \mu_y = 0.476 \end{cases}$$

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

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0861 \times 4.75 \times 3.20^2 = 4.188 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.476 \times 4.188 = 1.993 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 16.974 + 4.188 = 21.162 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.294 + 1.993 = 14.287 \text{ KN.m.}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

Sens L_x

En travées

$$M_x^t = 0.85 \times 21.162 = 17.988 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_x^t = -0.3 \times 25.869 = -6.349 \text{ KN.m}$$

Sens L_y

En travées

$$M_x^t = 0.85 \times 14.287 = 12.144 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_a = 6.349 \text{ KN.m} \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \quad \Rightarrow \quad k = 61.92 \text{ et } \beta = 0.935.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^a}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{1.82 \times 10^6}{201 \times 0.935 \times 130} = 74.494 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{74.494}{61.92} = 1.203 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la flèche

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \quad ; \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}.$$

h : hauteur de dalle.

M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction l_x .

M_x : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à (1m).

A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1(m).

d : hauteur utile de la bande.

b : la largeur de bande égale a (1m).

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{320} = 0.0469 > \frac{0.85 \times M_x}{20 \times M_x} = 0.0425 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{h \times b} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

Sens x-x

En travée : 4HA14 (St= 25 cm).

Aux appuis : 4HA8 (St= 25 cm).

Sens y-y

En travée : 4HA10 (St= 25 cm).

Aux appuis : 4HA8 (St= 25 cm).

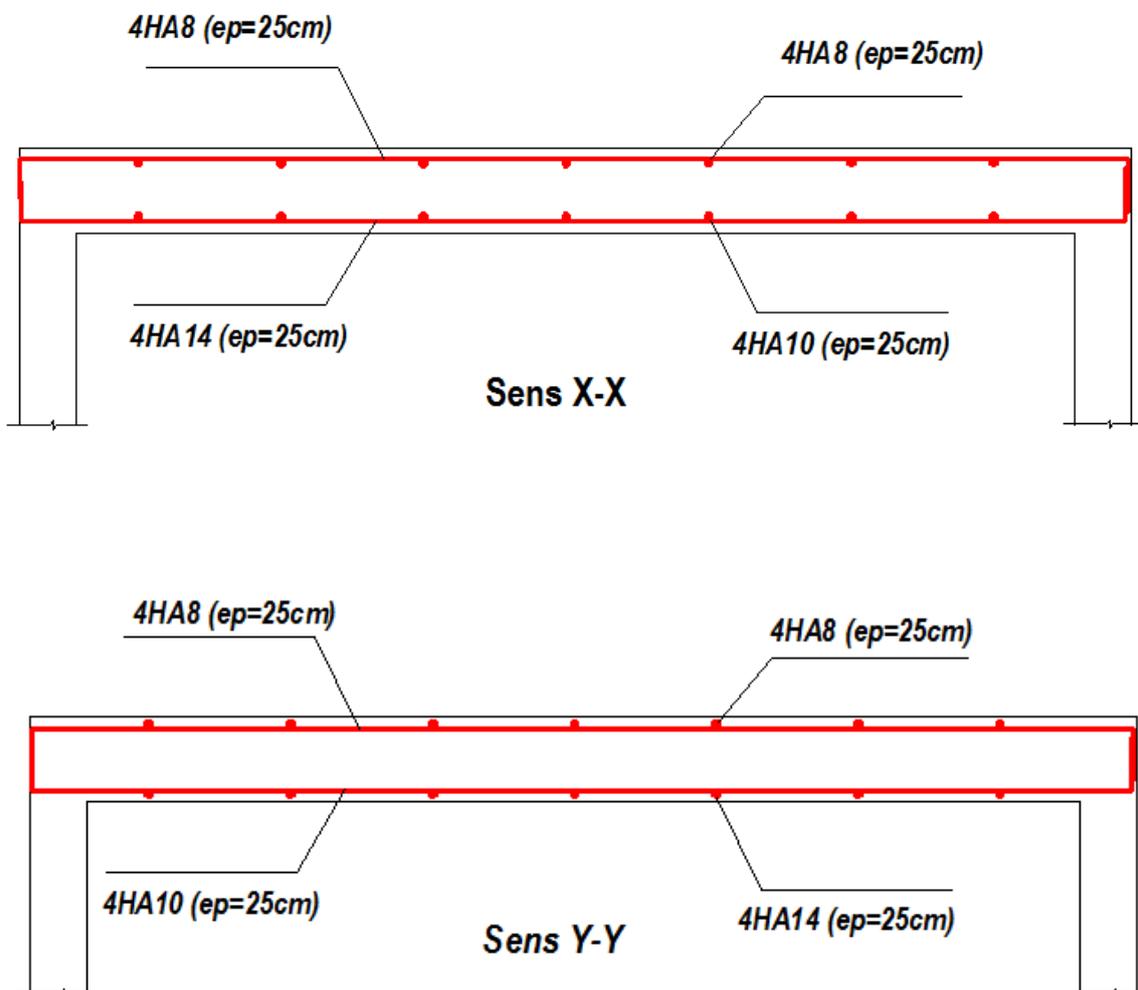


Figure III.4.6 : Ferrailage de la dalle de la salle machine.

III.5 Les consoles

III.5.1 Introduction

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

Les consoles réalisées en dalle pleine coulée sur place est assimilée à une console encastrée à une de ses extrémités.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes

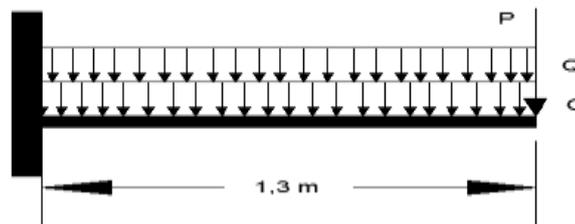


Figure III.5.1 : Schéma de la console.

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

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

P : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.5.2 Dimensionnement de la console

-largeur $L = 1.30$ m

-longueur $l = 3.08$ m

-épaisseur $e = 15$ cm (voir chapitre II)

-un garde de corps de hauteur $h = 1$ m en brique pleine de 10,5 cm d'épaisseur

III.5.3 Détermination des charges et surcharges de la console

Charge permanente : $G_1 = 5.43 \text{ KN/m}^2$ (déterminer dans le chapitre II)

Tableau III.5.1 : charges permanente de garde corps.

| Eléments | Epaisseur (m) | Poids Volumique [KN/m ³] | Charge [KN/m ²] |
|--------------------------------|-----------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| Brique ($e_p = 0.1\text{m}$) | 0.1 | 9 | 0.90 |
| Enduit de ciment | 0.02×2 | 22 | 0.88 |
| GT=1.78 | | | |

Charge permanente de garde corps : $G_2 = 1.78 \text{KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : d'après le DTR $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$

III.5.3 calcul à l'ELU

III.5.3.1 Combinaisons de charges

Pour une bonde 1m de largeur

La dalle : $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = [(1.35 \times 5.43) + (1.5 \times 3.5)] \times 1\text{m}$

$$\Rightarrow q_{u1} = 12.581 \text{KN/ml.}$$

Le garde corps : $q_{u2} = (1.35 \times G_2) \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.78) \times 1\text{m}$

$$\Rightarrow q_{u2} = 2.403 \text{KN/ml.}$$

III.5.3.2 Calcul des efforts internes

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

Calcul du moment d'encastrement

$$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12.581 \times (1.30)^2}{2} + 2.403 \times 1.30 \Rightarrow M_u = 13.755 \text{KN. m}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$T_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.581 \times 1.30 + 2.403 \Rightarrow T_u = 18.758 \text{KN}$$

III.5.4 Ferrailage à L'ELU

Le calcul du ferrailage se fera pour une bonde de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple .Le schéma statique est comme suit :

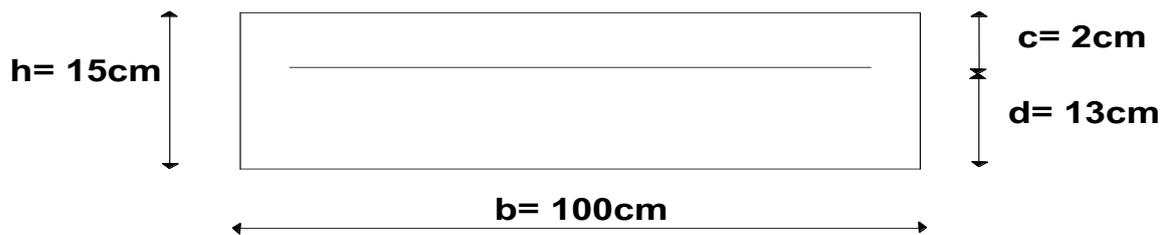


Figure III.5.2 : schéma statique de la console.

III.5.4.1 Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.755 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.057$$

$$\mu = 0.057 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armé (SSA)}$$

$$\mu = 0.278 \Rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.755 \times 10^3}{0.970 \times 13 \times 348} = 3.13 \text{cm}^2$$

Soit : $A_s = 5HA12 = 5.65\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

III.5.4.2 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.13}{4} = 0.78\text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 5HA10 = 3.93\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

III.5.5 vérifications à L'ELU

A. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifier 99 (Art A.4.2.1))

On doit vérifier que $A > A_{\min}$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2$$

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

B. Espacement des armatures BAEL 91 modifier 99 (Art A.8.2.42)

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

Armatures principales : $S_t \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm})$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Armatures répartition : $S_t \leq \text{Min} (4h; 45\text{cm})$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

C. contrainte de cisaillement BAEL 91 modifier 99 (A.5.1. 211)

pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_s} = 2.5\text{MPa}; 4\text{MPa} \right)$$

Avec : $T_u = 18.758\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{18.758 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.144\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.144\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D. Vérification de la condition d'adhérence BAEL 91 modifier99(ArtA.6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad (\Psi_s = 1.5 \Rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 12 = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.758 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.851 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.851 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

E. Ancrage des barres BAEL91 modifié 99 (Art 5.1.221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi$$

- Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$.
- Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$.

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4l_s$

- Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.
- Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$.

Finalement : La longueur $L_c = 18 \text{ cm}$.

III.5.6 calcul à l'ELS**III.5.6.1 Combinaisons de charges**

$$\text{La dalle : } q_{s1} = (G + 1.5) \times 1\text{m} = [5.43 + 3.5] \times 1\text{m}$$

$$\Rightarrow q_{s1} = 8.93 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Le garde corps : } q_{s2} = (G_2) \times 1\text{m} = (1.78) \times 1\text{m}$$

$$\Rightarrow q_{s2} = 1.78 \text{ KN/ml.}$$

III.5.6.2 Calcul des efforts internes**Calcul du moment d'encastrement**

$$M_s = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8.93 \times (1.30)^2}{2} + 1.78 \times 1.30 \Rightarrow M_s = 9.860 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$T_s = q_{s1} \times l + q_{s2} = 8.93 \times 1.30 + 1.78 \Rightarrow T_u = 13.389 \text{KN}$$

III.5.7 Vérification à l'ELS**A. contrainte de compression dans l'acier et le béton**

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

B. La contrainte dans les aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ BAEL91 modifié 99 (A.4.5.32)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(0.5f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) = \min(0.5 \times 400 ; 90 \sqrt{1.6 \times 2.1}) = 169.972 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{9.860 \times 10^3}{0.970 \times 13 \times 5.65} = 138.393 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 138.393 < \bar{\sigma}_s = 169.972 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

C. La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ BAEL91 modifié 99 (A.4.5.2)

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

$$\text{On à : } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435 \Rightarrow \beta = 0.970 \Rightarrow k_1 = 151.7 \Rightarrow K = \frac{1}{k_1} = 0.007$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 0.007 \times 138.393 = 0.969 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.969 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

D. Vérification de la flèche BAEL91 modifié 99 (B.6.5, 1)

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{15 \cdot M_0} \right\rangle$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{13 \times 100} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{9.860}{15 \times 9.860} = 0.067 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion

La console sera ferrillée comme suit :

Armatures principales: **5HA12** ($St= 20\text{ cm}$).

Armatures répartition: **5HA 10** ($St= 20\text{ cm}$).

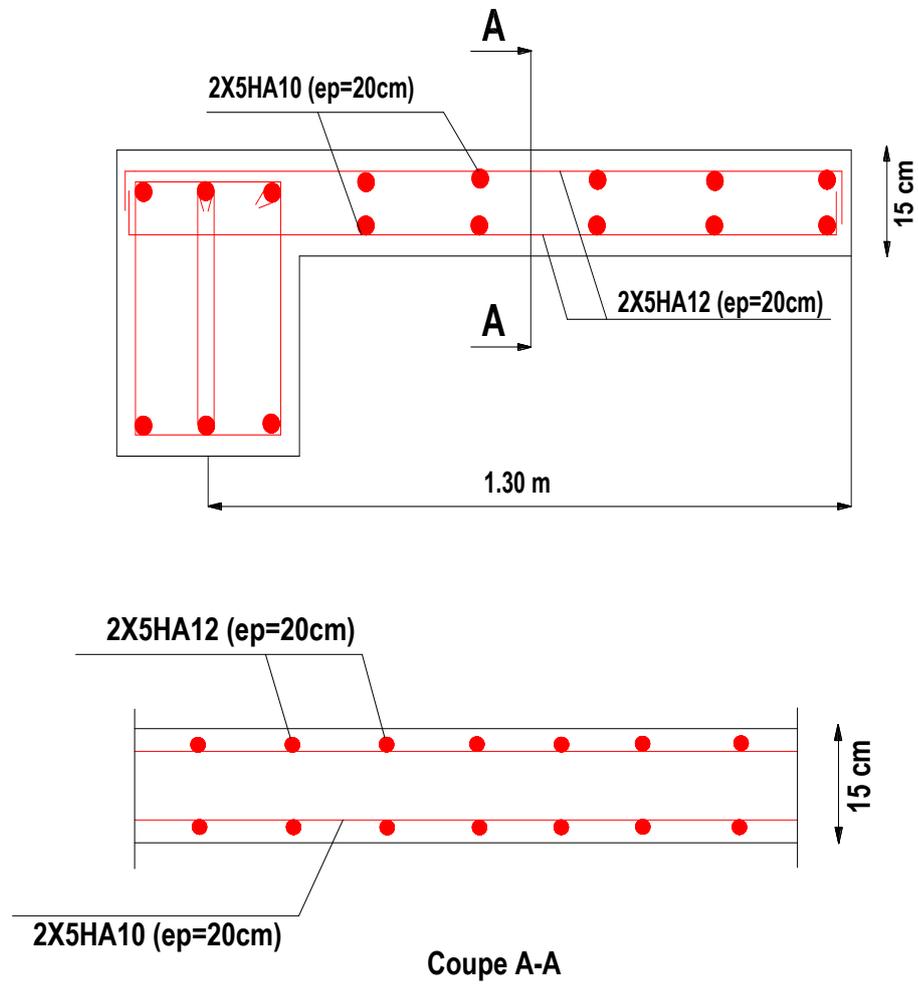


Figure III.5.3 : Ferrailage de la console.

Introduction

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouverture, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens (longitudinale et transversale), est-ce là nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), afin de connaître le type de contreventement, pour cela en doit passer par plusieurs étapes.

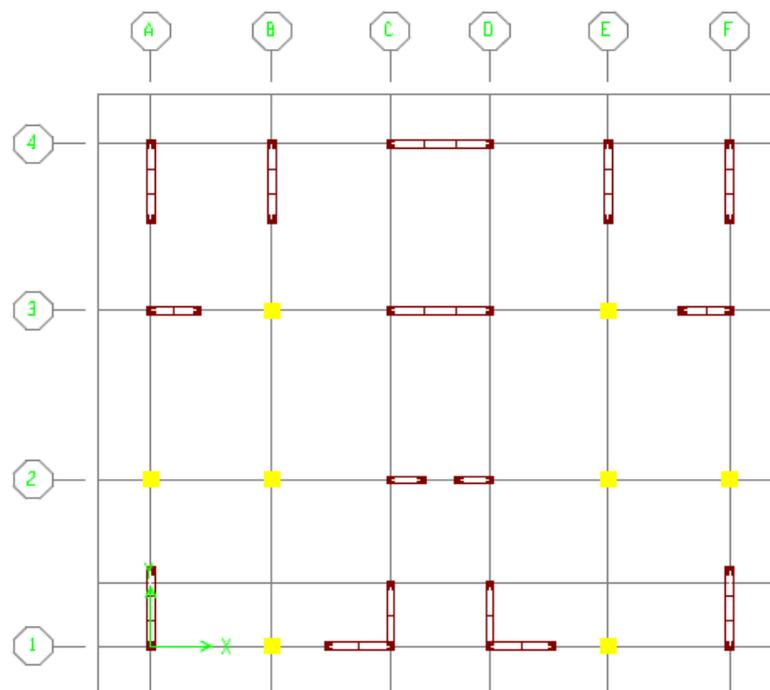


Figure IV.1 : Disposition des voiles.

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et des charges horizontales reprises par les portiques et les voiles.

IV.1 Selon les charges verticales

Le pourcentage des charges verticales est déterminé par la méthode des descentes de charges :

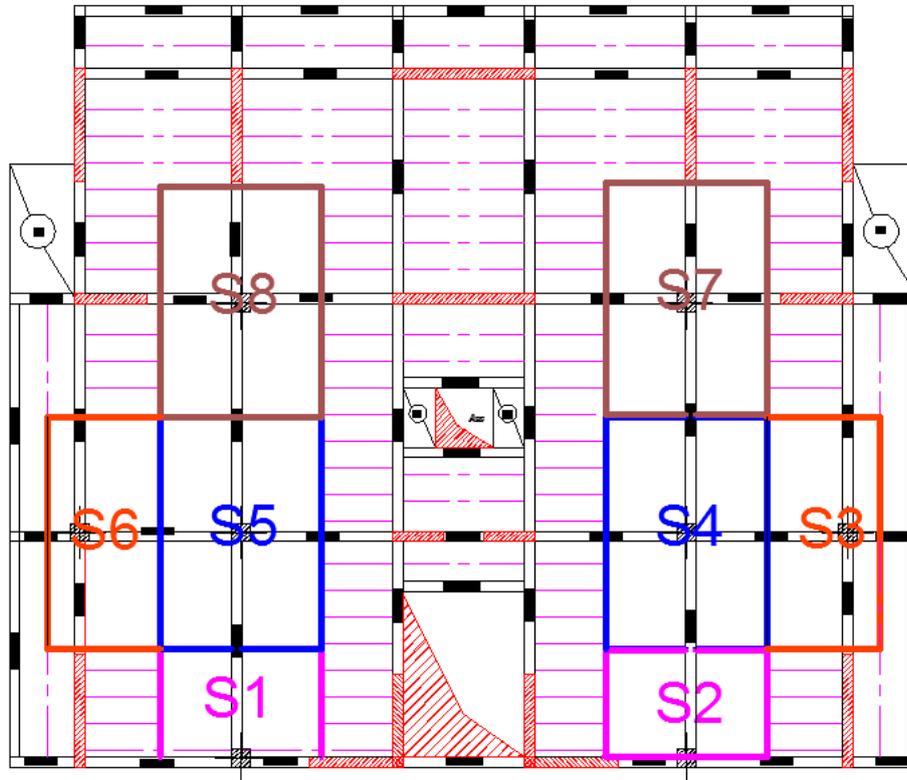


Figure IV.2 : les surfaces revenant aux poteaux.

A) Poids propre des éléments

-Plancher RDC

$$P_{\text{plancher}} = (G + 0.2Q) \times S_T$$

$$P = (5.38 + 0.2 \times 1.5) \times (22 \times 18.5) = 2311.76 \text{ KN.}$$

-Poteaux

$$P_{\text{revenant au poteau}} = (G + 0.2Q) \times S$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableaux IV.1 : Poids propre revenant aux poteaux.

| Poteaux | P ₁ | P ₂ | P ₃ | P ₄ | P ₅ | P ₆ | P ₇ | P ₈ | Total |
|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------|
| Poids(KN) | 53.68 | 53.68 | 80.53 | 108.37 | 108.37 | 80.53 | 108.37 | 108.37 | 701.90 |

- Voiles

$$P_{\text{Total revenant au voile}} = P_{\text{plancher}} - P_{\text{Total revenants aux poteaux}}$$

$$P_{\text{Total revenant au voile}} = 2311.76 - 701.90 = 1609.86 \text{ KN.}$$

Tableaux IV.2 : pourcentage des charges verticales.

| | Poids (KN) | Pourcentage (%) |
|----------|------------|-----------------|
| plancher | 2311.76 | 100 |
| poteaux | 701.9 | 30.36 |
| voiles | 1609.86 | 69.64 |

IV.2 Selon les charges horizontales

IV.2.1 Calcul des inerties des voiles

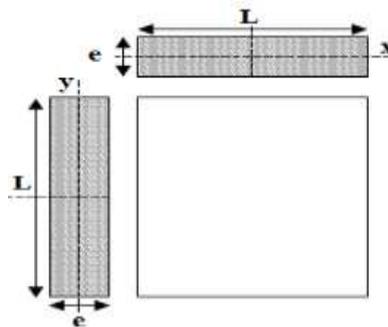


Figure IV.3 : Coupe du voile en plan.

a) Les refends longitudinaux

$$\left. \begin{aligned} I_y &= \frac{e L^3}{12} \\ I_x &= \frac{L e^3}{12} \end{aligned} \right\} \text{ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à } \dots$$

b) Les refends transversaux

$$R_{vx} = \frac{12 \times EI \times I_y}{h_e^3} \quad , \quad R_{vy} = \frac{12 \times EI \times I_x}{h_e^3}$$

Avec :

I_x , et I_y : Inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement ;

h_e : Hauteur d'étage.

Les rigidités des voiles sont résumées dans les tableaux qui suivent :

A) Rigidité des voiles dans le sens longitudinale

Tableau IV.5 : La rigidité des voiles dans le sens longitudinale.

| niveau | voile | I_y | h_e [m] | E(daN/cm ²) | Rvx(daN/cm) | $R_x^j = \sum r_x^j$ |
|-------------------------------|-------|----------|-----------|-------------------------|-------------|----------------------|
| Attique | VL3 | 2080000 | 3.06 | 321642 | 280190.274 | 11641367 |
| | VL4 | 2080000 | | 321642 | 280190.274 | |
| | VL5 | 7030000 | | 321642 | 946989.242 | |
| | VL6 | 68200000 | | 321642 | 9187008.01 | |
| | VL7 | 7030000 | | 321642 | 946989.242 | |
| RDC au 7 ^{ème} étage | VL1 | 32600000 | 3.06 | 321642 | 2249604.6 | 25341054.9 |
| | VL2 | 16700000 | | 321642 | 2249604.6 | |
| | VL3 | 16700000 | | 321642 | 280190.274 | |
| | VL4 | 32600000 | | 321642 | 280190.274 | |
| | VL5 | 32600000 | | 321642 | 946989.242 | |
| | VL6 | 32600000 | | 321642 | 9187008.01 | |
| | VL7 | 32600000 | | 321642 | 946989.242 | |
| | VL8 | 32600000 | | 321642 | 9200478.7 | |
| Sous-sol | VL1 | 32600000 | 4.62 | 321642 | 653648.915 | 7363139.75 |
| | VL2 | 16700000 | | 321642 | 653648.915 | |
| | VL3 | 16700000 | | 321642 | 81412.5594 | |
| | VL4 | 32600000 | | 321642 | 81412.5594 | |
| | VL5 | 32600000 | | 321642 | 275158.795 | |
| | VL6 | 32600000 | | 321642 | 2669392.57 | |
| | VL7 | 32600000 | | 321642 | 275158.795 | |
| | VL8 | 32600000 | | 321642 | 2673306.64 | |

B) Rigidité des voiles dans le sens transversal

Tableau IV.6 : La rigidité des voiles dans le sens transversal.

| niveau | voile | I _y | he [m] | E(daN/cm ²) | Rvx(daN/cm) | R _x ^j =∑r _x ^j |
|-------------------------------|-------|----------------|--------|-------------------------|-------------|---|
| Attique | VL3 | 2080000 | 3.06 | 321642 | 280190.274 | 11641367 |
| | VL4 | 2080000 | | 321642 | 280190.274 | |
| | VL5 | 7030000 | | 321642 | 946989.242 | |
| | VL6 | 68200000 | | 321642 | 9187008.01 | |
| | VL7 | 7030000 | | 321642 | 946989.242 | |
| RDC au 7 ^{ème} étage | VL1 | 32600000 | 3.06 | 321642 | 2249604.6 | 25341054.9 |
| | VL2 | 16700000 | | 321642 | 2249604.6 | |
| | VL3 | 16700000 | | 321642 | 280190.274 | |
| | VL4 | 32600000 | | 321642 | 280190.274 | |
| | VL5 | 32600000 | | 321642 | 946989.242 | |
| | VL6 | 32600000 | | 321642 | 9187008.01 | |
| | VL7 | 32600000 | | 321642 | 946989.242 | |
| | VL8 | 32600000 | | 321642 | 9200478.7 | |
| Sous-sol | VL1 | 32600000 | 4.62 | 321642 | 653648.915 | 7363139.75 |
| | VL2 | 16700000 | | 321642 | 653648.915 | |
| | VL3 | 16700000 | | 321642 | 81412.5594 | |
| | VL4 | 32600000 | | 321642 | 81412.5594 | |
| | VL5 | 32600000 | | 321642 | 275158.795 | |
| | VL6 | 32600000 | | 321642 | 2669392.57 | |
| | VL7 | 32600000 | | 321642 | 275158.795 | |
| | VL8 | 32600000 | | 321642 | 2673306.64 | |

IV.2.3 Rigidités relatives des portiques et des voiles

A. Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres

- Rigidité linéaire d'un poteau :

$$K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_{calculée}} = \frac{I_p}{h_c}$$

- Rigidité linéaire d'une poutre :

$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_{calculée}} = \frac{I_{pt}}{L_c}$$

Avec : I : moment d'inertie de l'élément.

h_c : hauteur calculée du poteau

L_c : longueur calculée de la poutre.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \cdot e_{poteau} ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \cdot h_{poutre}$$

B. Calcul des coefficients (\bar{k}) relatifs aux portiques

$$\text{1^{er} Cas : étage courant et terrasse : } \bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{2K_{Poteau}}$$

Avec :

$\sum K_{Poutre}$: La somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau et des deux poutres inférieures encadrant le poteau)

$$\text{2^{ème} Cas : Premier niveau : } \bar{K} = \frac{\sum K_{POUTRE}}{K_{poteau}}$$

Avec :

$\sum K_{poutre}$: La somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau).

C. Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « a_j »

$$\text{1^{er} Cas : étage courant et terrasse : } a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

$$\text{2^{ème} Cas : Premier niveau : } a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

D. Calcule des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j »

$$r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{pot j}^i$$

Avec :

E: module de déformations instantanées du béton.

Les résultats des rigidités linéaires, sont résumés dans les tableaux suivant :

Rigidités des poutres

Tableau II.7 : Rigidité des poutres dans le sens longitudinale.

| Niveau | travée | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | L ₀ (cm) | e _{poteau} (cm) | h _{poutre} (cm) | \bar{L} (cm) | L _c (cm) | K (cm ³) |
|--|--------|--------|--------|----------------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|----------------|---------------------|----------------------|
| 6 ^{ème} étage au dernier niveau | A-B | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 35 | 35 | 355 | 372.5 | 239.793 |
| | B-C | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 35 | 35 | 345 | 362.5 | 246.408 |
| | C-D | 25 | 35 | 89322.917 | 320 | 35 | 35 | 285 | 302.5 | 295.282 |
| | D-E | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 35 | 35 | 345 | 362.5 | 246.408 |
| | E-F | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 35 | 35 | 345 | 362.5 | 246.408 |
| 3 ^{ème} étage, 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage | A-B | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 40 | 35 | 350 | 367.5 | 243.056 |
| | B-C | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 40 | 35 | 340 | 357.5 | 249.854 |
| | C-D | 25 | 35 | 89322.917 | 320 | 40 | 35 | 280 | 297.5 | 300.245 |
| | D-E | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 40 | 35 | 340 | 357.5 | 249.854 |
| | E-F | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 40 | 35 | 350 | 367.5 | 243.056 |
| 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages | A-B | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 45 | 35 | 345 | 362.5 | 246.408 |
| | B-C | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 45 | 35 | 335 | 352.5 | 253.398 |
| | C-D | 25 | 35 | 89322.917 | 320 | 45 | 35 | 275 | 292.5 | 305.377 |
| | D-E | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 45 | 35 | 335 | 352.5 | 253.398 |
| | E-F | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 45 | 35 | 345 | 362.5 | 246.408 |
| Sous-sol Et RDC | A-B | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 50 | 35 | 340 | 357.5 | 249.854 |
| | B-C | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 50 | 35 | 330 | 347.5 | 257.044 |
| | C-D | 25 | 35 | 89322.917 | 320 | 50 | 35 | 270 | 287.5 | 310.688 |
| | D-E | 25 | 35 | 89322.917 | 380 | 50 | 35 | 330 | 347.5 | 257.044 |
| | E-F | 25 | 35 | 89322.917 | 390 | 50 | 35 | 340 | 357.5 | 249.854 |

Tableau II.8: Rigidité des poutres dans le sens transversal.

| Etage | travée | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | L ₀ (cm) | e _{poteau} (cm) | h _{poutre} (cm) | \bar{L} (cm) | L _c (cm) | K (cm ³) |
|--|--------|--------|--------|----------------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|----------------|---------------------|----------------------|
| 6 ^{ème} étage au | 1-2 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 35 | 45 | 515 | 537.5 | 353.198 |
| | 2-3 | 25 | 45 | 189843.750 | 560 | 35 | 45 | 525 | 547.5 | 346.747 |
| | 3-4 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 35 | 45 | 515 | 537.5 | 353.198 |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages | 1-2 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 40 | 45 | 510 | 532.5 | 356.514 |
| | 2-3 | 25 | 45 | 189843.750 | 560 | 40 | 45 | 520 | 542.5 | 349.942 |
| | 3-4 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 40 | 45 | 510 | 532.5 | 356.514 |
| 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages | 1-2 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 45 | 45 | 505 | 527.5 | 359.893 |
| | 2-3 | 25 | 45 | 189843.750 | 560 | 45 | 45 | 515 | 537.5 | 353.198 |
| | 3-4 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 45 | 45 | 505 | 527.5 | 359.893 |
| Sous-sol Et | 1-2 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 50 | 45 | 500 | 522.5 | 363.337 |
| | 2-3 | 25 | 45 | 189843.750 | 560 | 50 | 45 | 510 | 532.5 | 356.514 |
| | 3-4 | 25 | 45 | 189843.750 | 550 | 50 | 45 | 500 | 522.5 | 363.337 |

Rigidités des poteaux

Tableau II.9 : Rigidité des poteaux dans le sens longitudinale.

| étage | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | h_e (cm) | h_{poutre} (cm) | e_{pot} (cm) | \bar{h} (cm) | h_c (cm) | K (cm ³) |
|----------|--------|--------|----------------------|------------|-------------------|----------------|----------------|------------|----------------------|
| Attique | 35 | 35 | 125052.083 | 306 | 35 | 35 | 271 | 288.5 | 433.456 |
| étage 6 | 35 | 35 | 125052.083 | 306 | 35 | 35 | 271 | 288.5 | 433.456 |
| étage 5 | 40 | 40 | 213333.333 | 306 | 35 | 40 | 271 | 291 | 733.104 |
| étage 4 | 40 | 40 | 213333.333 | 306 | 35 | 40 | 271 | 291 | 733.104 |
| étage 3 | 40 | 40 | 213333.333 | 306 | 35 | 40 | 271 | 291 | 733.104 |
| étage 2 | 45 | 45 | 341718.75 | 306 | 35 | 45 | 271 | 293.5 | 1164.289 |
| étage 1 | 45 | 45 | 341718.75 | 306 | 35 | 45 | 271 | 293.5 | 1164.289 |
| RDC | 50 | 50 | 520833.333 | 306 | 35 | 50 | 271 | 296 | 1759.572 |
| Sous sol | 50 | 50 | 520833.333 | 462 | 35 | 50 | 427 | 452 | 1152.286 |

Tableau II.10 : Rigidité des poteaux dans le sens transversal.

| étage | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | h_e (cm) | h_{poutre} (cm) | e_{pot} (cm) | \bar{h} (cm) | h_c (cm) | K (cm ³) |
|----------|--------|--------|----------------------|------------|-------------------|----------------|----------------|------------|----------------------|
| Attique | 35 | 35 | 125052.083 | 306 | 45 | 35 | 261 | 278.5 | 449.02 |
| étage 6 | 35 | 35 | 125052.083 | 306 | 45 | 35 | 261 | 278.5 | 449.02 |
| étage 5 | 40 | 40 | 213333.333 | 306 | 45 | 40 | 261 | 281 | 759.193 |
| étage 4 | 40 | 40 | 213333.333 | 306 | 45 | 40 | 261 | 281 | 759.193 |
| étage 3 | 40 | 40 | 213333.333 | 306 | 45 | 40 | 261 | 281 | 759.193 |
| étage 2 | 45 | 45 | 341718.75 | 306 | 45 | 45 | 261 | 283.5 | 1205.357 |
| étage 1 | 45 | 45 | 341718.75 | 306 | 45 | 45 | 261 | 283.5 | 1205.357 |
| RDC | 50 | 50 | 520833.333 | 306 | 45 | 50 | 261 | 286 | 1821.096 |
| Sous sol | 50 | 50 | 520833.333 | 462 | 45 | 50 | 417 | 442 | 1178.356 |

IV.2.4 Rigidités des portiques

A) Rigidités des portiques suivant (x-x)

Tableau II.11 : Rigidité des portiques suivant (x-x).

| Niveau | Tra vée | k_{poutre} cm^3 | Pot | k_{poteau} cm^3 | \bar{k} | a_{ij} | E | h_c | R_{ij} | R_{jx} |
|---|---------|------------------------|-----|------------------------|-----------|----------|---------|-------|----------|-----------|
| 6 ^{eme} étage au dernier niveau | A-B | 239.793 | A | 433.456 | 0.553 | 0.217 | 321642 | 288.5 | 4355.239 | 22808.616 |
| | B-C | 246.408 | B | 433.456 | 0.568 | 0.221 | 321642 | 288.5 | 4448.793 | |
| | C-D | 295.282 | C | 433.456 | 0.681 | 0.254 | 321642 | 288.5 | 5106.998 | |
| | D-E | 246.408 | D | 433.456 | 0.568 | 0.221 | 321642 | 288.5 | 4448.793 | |
| | E-F | 246.408 | E | 433.456 | 0.568 | 0.221 | 321642 | 288.5 | 4448.793 | |
| 3 ^{eme} , 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage | A-B | 243.056 | A | 733.104 | 0.332 | 0.142 | 321642 | 291 | 4751.501 | 24912.557 |
| | B-C | 249.854 | B | 733.104 | 0.341 | 0.146 | 321642 | 291 | 4865.046 | |
| | C-D | 300.245 | C | 733.104 | 0.410 | 0.170 | 321642 | 291 | 5679.463 | |
| | D-E | 249.854 | D | 733.104 | 0.341 | 0.146 | 321642 | 291 | 4865.046 | |
| | E-F | 243.056 | E | 733.104 | 0.332 | 0.142 | 321642 | 291 | 4751.501 | |
| 1 ^{ere} et 2 ^{eme} étage | A-B | 246.408 | A | 1164.289 | 0.212 | 0.096 | 321642 | 293.5 | 4992.045 | 26271.815 |
| | B-C | 253.398 | B | 1164.289 | 0.218 | 0.098 | 321642 | 293.5 | 5119.76 | |
| | C-D | 305.377 | C | 1164.289 | 0.262 | 0.116 | 321642 | 293.5 | 6048.206 | |
| | D-E | 253.398 | D | 1164.289 | 0.218 | 0.098 | 321642 | 293.5 | 5119.760 | |
| | E-F | 246.408 | E | 1164.289 | 0.212 | 0.097 | 321642 | 293.5 | 4992.045 | |
| RDC | A-B | 249.854 | A | 1759.572 | 0.142 | 0.066 | 321642 | 296 | 5138.52 | 27117.830 |
| | B-C | 257.044 | B | 1759.572 | 0.146 | 0.068 | 321642 | 296 | 5276.324 | |
| | C-D | 310.688 | C | 1759.572 | 0.177 | 0.081 | 32164.2 | 296 | 6288.143 | |
| | D-E | 257.044 | D | 1759.572 | 0.146 | 0.068 | 321642 | 296 | 5276.324 | |
| | E-F | 249.854 | E | 1759.572 | 0.142 | 0.066 | 321642 | 296 | 5138.52 | |
| Sous-sol | A-B | 249.854 | A | 1152.286 | 0.217 | 0.099 | 321642 | 452 | 2129.268 | 11213.434 |
| | B-C | 257.044 | B | 1152.286 | 0.223 | 0.1 | 321642 | 452 | 2184.393 | |
| | C-D | 310.688 | C | 1152.286 | 0.270 | 0.119 | 321642 | 452 | 2586.110 | |
| | D-E | 257.044 | D | 1152.286 | 0.224 | 0.1 | 321642 | 452 | 2184.393 | |
| | E-F | 249.854 | E | 1152.286 | 0.217 | 0.098 | 321642 | 452 | 2129.268 | |

B) Rigidités des portiques suivant (y-y)

Tableau II.12 : Rigidité des portiques suivant (y-y).

| Niveau | Travée | k_{poutre} cm^3 | Pot | k_{poteau} cm^3 | \bar{k} | a_{ij} | E | h_c | R_{ij} | R_{jy} |
|--|--------|------------------------|-----|------------------------|-----------|----------|--------|-------|----------|-----------|
| 6 ^{eme} étage au dernier niveau | 1-2 | 353.198 | 1 | 449.02 | 0.787 | 0.282 | 321642 | 278.5 | 6307.360 | 18838.968 |
| | 2-3 | 346.747 | 2 | 449.02 | 0.772 | 0.279 | 321642 | 278.5 | 6224.249 | |
| | 3-4 | 353.198 | 3 | 449.02 | 0.787 | 0.282 | 321642 | 278.5 | 6307.360 | |
| 3 ^{eme} , 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage | 1-2 | 356.514 | 1 | 759.193 | 0.470 | 0.190 | 321642 | 281 | 7056.544 | 18561.88 |
| | 2-3 | 349.942 | 2 | 759.193 | 0.461 | 0.187 | 321642 | 281 | 6950.827 | |
| | 3-4 | 356.514 | 3 | 759.193 | 0.470 | 0.190 | 321642 | 281 | 7056.544 | |
| 1 ^{ere} et 2 ^{eme} étage | 1-2 | 359.893 | 1 | 1205.357 | 0.299 | 0.130 | 321642 | 283.5 | 7519.034 | 22435.101 |
| | 2-3 | 353.198 | 2 | 1205.357 | 0.293 | 0.128 | 321642 | 283.5 | 7397.034 | |
| | 3-4 | 359.893 | 3 | 1205.357 | 0.299 | 0.129 | 321642 | 283.5 | 7519.034 | |
| RDC | 1-2 | 363.337 | 1 | 1821.096 | 0.199 | 0.091 | 321642 | 286 | 7794.792 | 23251.050 |
| | 2-3 | 356.514 | 2 | 1821.096 | 0.196 | 0.089 | 321642 | 286 | 7661.466 | |
| | 3-4 | 363.337 | 3 | 1821.096 | 0.199 | 0.091 | 321642 | 286 | 7794.792 | |
| Sous- sol | 1-2 | 363.337 | 1 | 1178.356 | 0.308 | 0.134 | 321642 | 442 | 3109.703 | 9278.385 |
| | 2-3 | 356.514 | 2 | 1178.356 | 0.303 | 0.131 | 321642 | 442 | 3058.980 | |
| | 3-4 | 363.337 | 3 | 1178.356 | 0.308 | 0.134 | 321642 | 442 | 3109.703 | |

VI.2.5 Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre les portiques et les refends

A) Inertie fictive des portiques (Interaction voiles-portiques)

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « **CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME** », qui consiste à attribuer une Inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à **1 tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à 1 m⁴, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

B) Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1[m^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

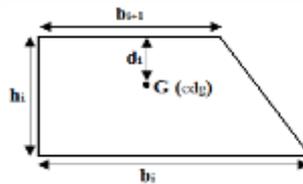


Figure IV.4 : trapèze de calcul.

S_i : Surface de trapèze.

d_i : Distance entre le centre de gravité de trapèze et le niveau considéré.

La flèche que prendrait un refend à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (1tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec :

$$\begin{cases} S_i = (b_i + b_{i+1}) \frac{h_i}{2} \\ d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i \end{cases}$$

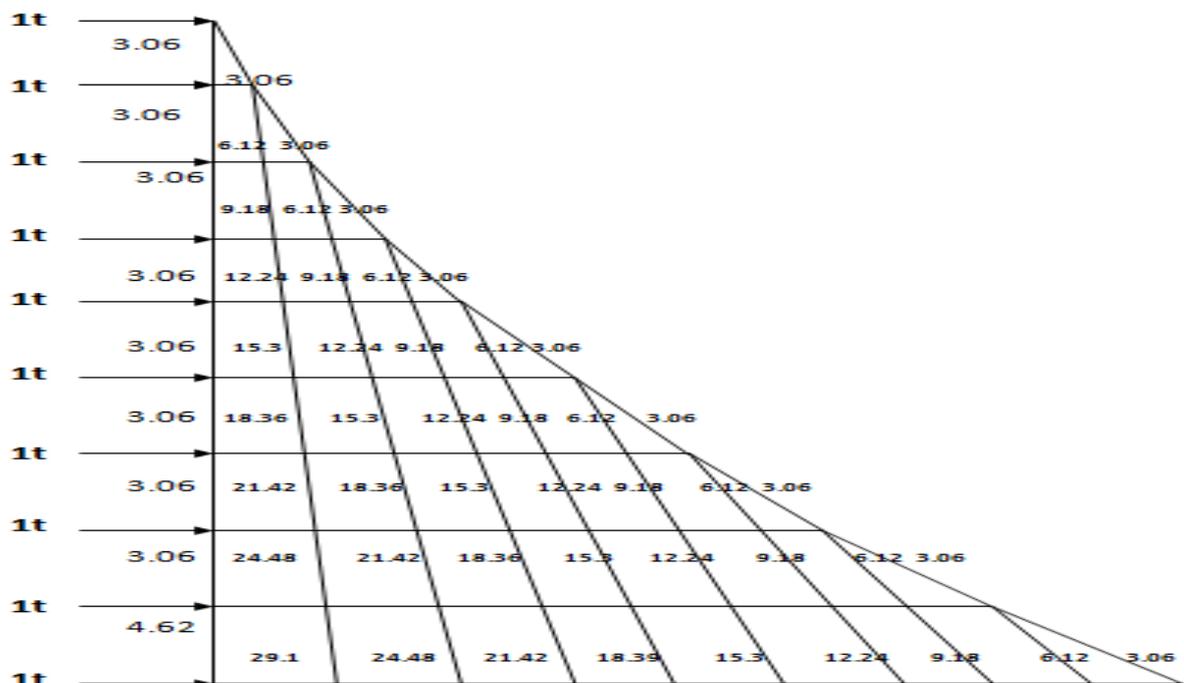


Figure IV.5 : Diagramme des moments des aires.

Nous aurons donc :

Tableau II.13 : Calcul des flèches dans les refends.

| Niveau | h | b_i | b_{i+1} | S_i | d_i | $S_i \times d_i$ | $\sum S_i \times d_i = EI f_i$ |
|-----------------|------|--------|-----------|---------|-------|------------------|--------------------------------|
| Attique | 3.06 | 3.06 | 0 | 4.682 | 2.04 | 9.551 | 2930.169 |
| 6 | 3.06 | 9.18 | 3.06 | 18.727 | 1.785 | 33.428 | 2920.618 |
| 5 | 3.06 | 18.36 | 9.18 | 42.136 | 1.7 | 71.631 | 2887.19 |
| 4 | 3.06 | 30.6 | 18.36 | 74.909 | 1.658 | 124.199 | 2815.559 |
| 3 | 3.06 | 45.9 | 30.6 | 117.045 | 1.632 | 191.017 | 2691.36 |
| 2 | 3.06 | 64.26 | 45.9 | 168.545 | 1.615 | 272.200 | 2500.343 |
| 1 | 3.06 | 85.68 | 64.26 | 229.408 | 1.603 | 367.741 | 2228.143 |
| RDC | 3.06 | 110.16 | 85.68 | 299.635 | 1.594 | 477.618 | 1860.402 |
| sous-sol | 4.62 | 139.26 | 110.16 | 576.160 | 2.4 | 1382.784 | 1382.784 |

C) Calcul des déplacements des portiques

- Le déplacement de chaque niveau

$$E\Delta_n = E\Psi_n \times h_e$$

Avec :

$$\begin{cases} E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}; \\ h_c : \text{Hauteur d'étage}; \\ \sum K_{pn} : \text{Somme des raideurs des poteaux au niveau n.} \end{cases}$$

Pour les poteaux d'étages courants

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Pour les poteaux encastés à la base

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

Avec : $M_n = T_n \times h_n$

T_n : effort tranchant de niveau « n ».

K_{tn} : raideur des poutres. $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux. $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : longueur libre de la poutre.

Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (X-X)

Tableau II.14 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (X-X).

| Niveau | raideurs et moments | | | | | rotation et déplacement | | | | flèche | Inertiels fictives | |
|----------------|---------------------|-----------------|-----------------|-------|-------|-------------------------|-------------|--------------|-----------------------|----------|--------------------|--------------|
| | Portique | ΣK_{pn} | ΣK_{tn} | Mn | Mn+1 | E θ_n | E ψ_n | E Δ_n | Dn= $\Sigma \Delta_n$ | Efn | Ien | ΣIen |
| Attique | A-A | 0.0004335 | 0.0002398 | 3.06 | 0 | 531.7085987 | 1651.71166 | 5054.23768 | 24397.61794 | 2930.169 | 0.12010062 | 0.34955192 |
| | B-B | 0.0004335 | 0.0002464 | 3.06 | 0 | 517.4344989 | 1623.163461 | 4966.880189 | | 2930.169 | | |
| | C-C | 0.0004335 | 0.0002953 | 3.06 | 0 | 431.7906273 | 1451.875717 | 4442.739695 | | 2930.169 | | |
| | D-D | 0.0004335 | 0.0002464 | 3.06 | 0 | 517.4344989 | 1623.163461 | 4966.880189 | | 2930.169 | | |
| | E-E | 0.0004335 | 0.0002464 | 3.06 | 0 | 517.4344989 | 1623.163461 | 4966.880189 | | 2930.169 | | |
| 6 | A-A | 0.0004335 | 0.0002398 | 6.12 | 3.06 | 1595.125796 | 3303.42332 | 10108.47536 | 48795.23589 | 2920.618 | 0.05985457 | 0.22945131 |
| | B-B | 0.0004335 | 0.0002464 | 6.12 | 3.06 | 1552.303497 | 3246.326921 | 9933.760379 | | 2920.618 | | |
| | C-C | 0.0004335 | 0.0002953 | 6.12 | 3.06 | 1295.371882 | 2903.751435 | 8885.47939 | | 2920.618 | | |
| | D-D | 0.0004335 | 0.0002464 | 6.12 | 3.06 | 1552.303497 | 3246.326921 | 9933.760379 | | 2920.618 | | |
| | E-E | 0.0004335 | 0.0002464 | 6.12 | 3.06 | 1552.303497 | 3246.326921 | 9933.760379 | | 2920.618 | | |
| 5 | A-A | 0.0007331 | 0.0002398 | 9.18 | 6.12 | 2658.542993 | 4233.759744 | 12955.30482 | 62155.81271 | 2887.19 | 0.04645084 | 0.16959673 |
| | B-B | 0.0007331 | 0.0002464 | 9.18 | 6.12 | 2587.172494 | 4148.115145 | 12693.23234 | | 2887.19 | | |
| | C-C | 0.0007331 | 0.0002953 | 9.18 | 6.12 | 2158.953136 | 3634.251915 | 11120.81086 | | 2887.19 | | |
| | D-D | 0.0007331 | 0.0002464 | 9.18 | 6.12 | 2587.172494 | 4148.115145 | 12693.23234 | | 2887.19 | | |
| | E-E | 0.0007331 | 0.0002464 | 9.18 | 6.12 | 2587.172494 | 4148.115145 | 12693.23234 | | 2887.19 | | |
| 4 | A-A | 0.0007331 | 0.0002398 | 12.24 | 9.18 | 3721.960191 | 5645.012992 | 17273.73975 | 82874.41694 | 2815.559 | 0.0339738 | 0.12314589 |
| | B-B | 0.0007331 | 0.0002464 | 12.24 | 9.18 | 3622.041492 | 5530.820193 | 16924.30979 | | 2815.559 | | |
| | C-C | 0.0007331 | 0.0002953 | 12.24 | 9.18 | 3022.534391 | 4845.66922 | 14827.74781 | | 2815.559 | | |
| | D-D | 0.0007331 | 0.0002464 | 12.24 | 9.18 | 3622.041492 | 5530.820193 | 16924.30979 | | 2815.559 | | |
| | E-E | 0.0007331 | 0.0002464 | 12.24 | 9.18 | 3622.041492 | 5530.820193 | 16924.30979 | | 2815.559 | | |
| 3 | A-A | 0.0007331 | 0.0002398 | 15.3 | 12.24 | 4785.377388 | 6977.758691 | 21351.94159 | 102632.1132 | 2691.36 | 0.02622337 | 0.08917209 |

| | | | | | | | | | | | | |
|-------|-----|-----------|-----------|-------|-------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------|------------|------------|
| | B-B | 0.0007331 | 0.0002464 | 15.3 | 12.24 | 4656.91049 | 6835.021191 | 20915.16485 | | 2691.36 | | |
| | C-C | 0.0007331 | 0.0002953 | 15.3 | 12.24 | 3886.115645 | 5978.579974 | 18294.45472 | | 2691.36 | | |
| | D-D | 0.0007331 | 0.0002464 | 15.3 | 12.24 | 4656.91049 | 6835.021191 | 20915.16485 | | 2691.36 | | |
| | E-E | 0.0007331 | 0.0002464 | 15.3 | 12.24 | 4656.91049 | 6913.525242 | 21155.38724 | | 2691.36 | | |
| 2 | A-A | 0.0011643 | 0.0002464 | 18.36 | 15.3 | 5691.779488 | 7523.320707 | 23021.36136 | 110389.5824 | 2500.343 | 0.02265017 | 0.06294872 |
| | B-B | 0.0011643 | 0.0002534 | 18.36 | 15.3 | 5534.771387 | 7352.039143 | 22497.23978 | | 2500.343 | | |
| | C-C | 0.0011643 | 0.0003054 | 18.36 | 15.3 | 4592.683797 | 6324.307227 | 19352.38012 | | 2500.343 | | |
| | D-D | 0.0011643 | 0.0002534 | 18.36 | 15.3 | 5534.771387 | 7352.039143 | 22497.23978 | | 2500.343 | | |
| | E-E | 0.0011643 | 0.0002464 | 18.36 | 15.3 | 5691.779488 | 7523.320707 | 23021.36136 | | 2500.343 | | |
| 1 | A-A | 0.0011643 | 0.0002464 | 21.42 | 18.36 | 6726.648485 | 8723.683856 | 26694.4726 | 127968.8949 | 2228.143 | 0.0174116 | 0.04029854 |
| | B-B | 0.0011643 | 0.0002534 | 21.42 | 18.36 | 6541.093458 | 8523.851439 | 26082.9854 | | 2228.143 | | |
| | C-C | 0.0011643 | 0.0003054 | 21.42 | 18.36 | 5427.717215 | 7324.829701 | 22413.97888 | | 2228.143 | | |
| | D-D | 0.0011643 | 0.0002534 | 21.42 | 18.36 | 6541.093458 | 8523.851439 | 26082.9854 | | 2228.143 | | |
| | E-E | 0.0011643 | 0.0002464 | 21.42 | 18.36 | 6726.648485 | 8723.683856 | 26694.4726 | | 2228.143 | | |
| RDC | A-A | 0.0017596 | 0.0002499 | 24.48 | 21.42 | 7654.470211 | 9454.217036 | 28929.90413 | 138259.5998 | 1860.402 | 0.01345586 | 0.02288695 |
| | B-B | 0.0017596 | 0.000257 | 24.48 | 21.42 | 7440.360405 | 9222.194777 | 28219.91602 | | 1860.402 | | |
| | C-C | 0.0017596 | 0.0003107 | 24.48 | 21.42 | 6155.693171 | 7830.052114 | 23959.95947 | | 1860.402 | | |
| | D-D | 0.0017596 | 0.000257 | 24.48 | 21.42 | 7440.360405 | 9222.194777 | 28219.91602 | | 1860.402 | | |
| | E-E | 0.0017596 | 0.0002499 | 24.48 | 21.42 | 7654.470211 | 9454.217036 | 28929.90413 | | 1860.402 | | |
| S-sol | A-A | 0.0011523 | 0.0002499 | 29.1 | 24.48 | 8935.218167 | 6572.121332 | 30363.20055 | 146619.8374 | 1382.784 | 0.00943108 | 0.00943108 |
| | B-B | 0.0011523 | 0.000257 | 29.1 | 24.48 | 8685.283453 | 6447.153975 | 29785.85136 | | 1382.784 | | |
| | C-C | 0.0011523 | 0.0003107 | 29.1 | 24.48 | 7185.665362 | 5697.344929 | 26321.73357 | | 1382.784 | | |
| | D-D | 0.0011523 | 0.000257 | 29.1 | 24.48 | 8685.283453 | 6447.153975 | 29785.85136 | | 1382.784 | | |
| | E-E | 0.0011523 | 0.0002499 | 29.1 | 24.48 | 8935.218167 | 6572.121332 | 30363.20055 | | 1382.784 | | |

Inerties fictives des portiques dans le sens transversal (Y-Y)

Tableau II.15 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversal (Y-Y).

| Niv | raideurs et moments | | | | | rotation et déplacement | | | | flèche | Inerties fictives | |
|---------|---------------------|-----------------|-----------------|-------|-----------|-------------------------|--------------|----------------|-------------------------|----------|-------------------|-----------------|
| | Portique | ΣK_{pn} | ΣK_{tn} | M_n | M_{n+1} | $E_{\theta n}$ | $E_{\psi n}$ | $E_{\Delta n}$ | $D_n = \Sigma \Delta_n$ | E_{fn} | I_{en} | ΣI_{en} |
| Attique | 1-2 | 0.00044902 | 0.0003532 | 3.06 | 0 | 360.987322 | 1289.87808 | 3947.02692 | 11882.1823 | 2930.169 | 0.24660192 | 0.73026079 |
| | 2-3 | 0.00044902 | 0.00034675 | 3.06 | 0 | 367.703253 | 1303.30994 | 3988.12842 | | 2930.169 | | |
| | 3-4 | 0.00044902 | 0.0003532 | 3.06 | 0 | 360.987322 | 1289.87808 | 3947.02692 | | 2930.169 | | |
| 6 | 1-2 | 0.00044902 | 0.0003532 | 6.12 | 3.06 | 1082.96196 | 2579.75615 | 7894.05383 | 23764.3645 | 2920.618 | 0.12289906 | 0.48365886 |
| | 2-3 | 0.00044902 | 0.00034675 | 6.12 | 3.06 | 1103.10976 | 2606.61988 | 7976.25684 | | 2920.618 | | |
| | 3-4 | 0.00044902 | 0.0003532 | 6.12 | 3.06 | 1082.96196 | 2579.75615 | 7894.05383 | | 2920.618 | | |
| 5 | 1-2 | 0.000759193 | 0.0003532 | 9.18 | 6.12 | 1804.93661 | 3173.57284 | 9711.13289 | 29256.7032 | 2887.19 | 0.09868473 | 0.36075981 |
| | 2-3 | 0.000759193 | 0.00034675 | 9.18 | 6.12 | 1838.51627 | 3213.86843 | 9834.4374 | | 2887.19 | | |
| | 3-4 | 0.000759193 | 0.0003532 | 9.18 | 6.12 | 1804.93661 | 3173.57284 | 9711.13289 | | 2887.19 | | |
| 4 | 1-2 | 0.000759193 | 0.0003532 | 12.24 | 9.18 | 2526.91125 | 4231.43045 | 12948.1772 | 39008.9376 | 2815.559 | 0.07217728 | 0.26207507 |
| | 2-3 | 0.000759193 | 0.00034675 | 12.24 | 9.18 | 2573.92277 | 4285.15791 | 13112.5832 | | 2815.559 | | |
| | 3-4 | 0.000759193 | 0.0003532 | 12.24 | 9.18 | 2526.91125 | 4231.43045 | 12948.1772 | | 2815.559 | | |
| 3 | 1-2 | 0.000759193 | 0.0003532 | 15.3 | 12.24 | 3248.88589 | 5289.28807 | 16185.2215 | 48761.172 | 2691.36 | 0.05519474 | 0.18989779 |
| | 2-3 | 0.000759193 | 0.00034675 | 15.3 | 12.24 | 3309.32928 | 5356.44739 | 16390.729 | | 2691.36 | | |
| | 3-4 | 0.000759193 | 0.0003532 | 15.3 | 12.24 | 3248.88589 | 5289.28807 | 16185.2215 | | 2691.36 | | |
| 2 | 1-2 | 0.001205357 | 0.0003532 | 18.36 | 15.3 | 3970.86054 | 5601.18134 | 17139.6149 | 51665.4537 | 2500.343 | 0.04839487 | 0.13470305 |
| | 2-3 | 0.001205357 | 0.00034675 | 18.36 | 15.3 | 4044.73579 | 5681.77252 | 17386.2239 | | 2500.343 | | |
| | 3-4 | 0.001205357 | 0.0003532 | 18.36 | 15.3 | 3970.86054 | 5601.18134 | 17139.6149 | | 2500.343 | | |

| | | | | | | | | | | | | |
|--------------|-----|-------------|------------|-------|-------|------------|------------|------------|------------|----------|------------|------------|
| 1 | 1-2 | 0.001205357 | 0.0003532 | 21.42 | 18.36 | 4692.83518 | 6459.16083 | 19765.0321 | 59582.8045 | 2228.143 | 0.03739574 | 0.08630818 |
| | 2-3 | 0.001205357 | 0.00034675 | 21.42 | 18.36 | 4780.14229 | 6553.18307 | 20052.7402 | | 2228.143 | | |
| | 3-4 | 0.001205357 | 0.0003532 | 21.42 | 18.36 | 4692.83518 | 6459.16083 | 19765.0321 | | 2228.143 | | |
| RDC | 1-2 | 0.001821096 | 0.00036334 | 24.48 | 21.42 | 5263.70835 | 6824.27541 | 20882.2828 | 62980.8934 | 1860.402 | 0.02953915 | 0.04891244 |
| | 2-3 | 0.001821096 | 0.00035651 | 24.48 | 21.42 | 5364.44572 | 6933.44048 | 21216.3279 | | 1860.402 | | |
| | 3-4 | 0.001821096 | 0.00036334 | 24.48 | 21.42 | 5263.70835 | 6824.27541 | 20882.2828 | | 1860.402 | | |
| S-sol | 1-2 | 0.001178356 | 0.00036334 | 29.1 | 24.48 | 6144.4334 | 5130.16863 | 23701.3791 | 71375.7765 | 1382.784 | 0.0193733 | 0.0193733 |
| | 2-3 | 0.001178356 | 0.00035651 | 29.1 | 24.48 | 6262.02618 | 5188.96501 | 23973.0184 | | 1382.784 | | |
| | 3-4 | 0.001178356 | 0.00036334 | 29.1 | 24.48 | 6144.4334 | 5130.16863 | 23701.3791 | | 1382.784 | | |

Comparaison des rigidités des voiles à celles des portiques

Tableau II.16 : Résumé des inerties fictives des portiques.

| | Sous-sol | RDC | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | Attique | moy |
|--------------------------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------|-------|
| Sens longitudinal | 0.009 | 0.023 | 0.040 | 0.063 | 0.089 | 0.123 | 0.170 | 0.229 | 0.350 | 0.122 |
| Sens transversale | 0.019 | 0.049 | 0.086 | 0.135 | 0.190 | 0.262 | 0.361 | 0.484 | 0.730 | 0.257 |

- Sens longitudinal

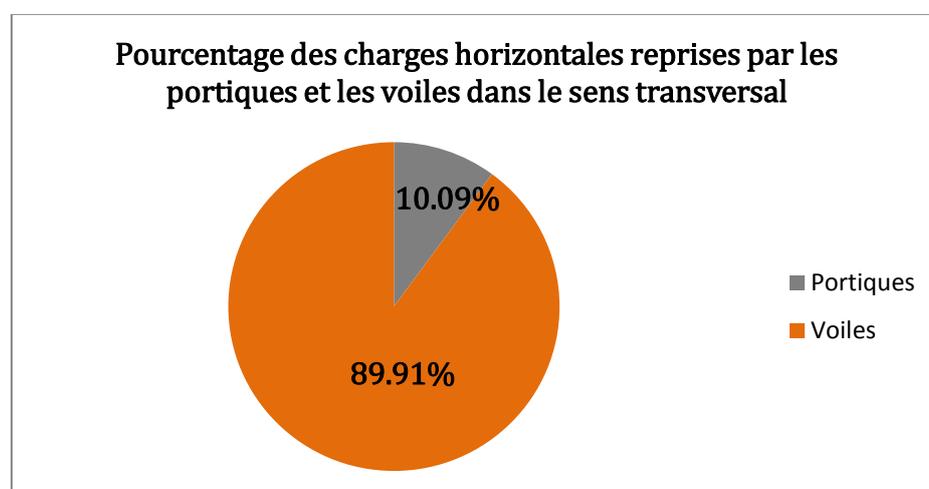
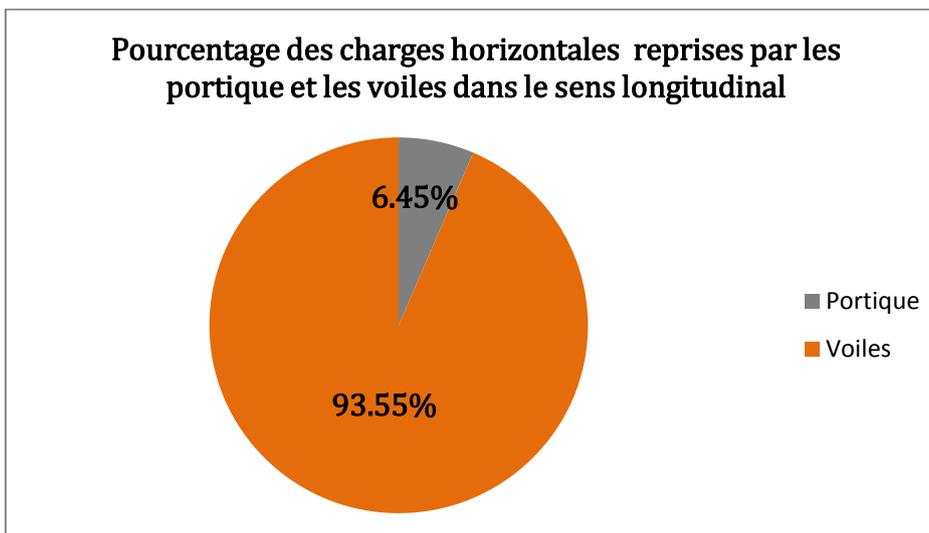
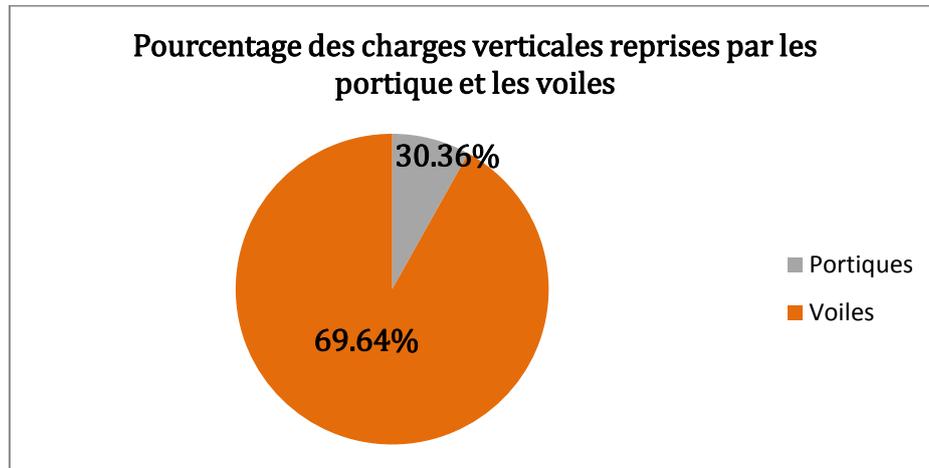
| | Inertie [m^4] | Pourcentage % |
|--------------------------|-------------------|---------------|
| Portiques | 0.122 | 6.45 |
| Voiles | 1.770 | 93.55 |
| Portique + voiles | 1.892 | 100 |

- Sens transversal

| | Inertie [m^4] | Pourcentage % |
|--------------------------|-------------------|---------------|
| Portiques | 0.257 | 10.09 |
| Voiles | 2.29 | 89.91 |
| Portique + voiles | 2.547 | 100 |

Conclusion

Les résultats obtenus par cette étude au contreventement sont :



En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **$R = 3.5$ (contreventement à voiles porteurs)**.

Après avoir défini le système de contreventement nous passons à la modélisation et à l'interprétation des résultats et aux vérifications selon les exigences **RPA 99 version 2003**.

Introduction

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Par conséquent l'étude du comportement dynamique des ouvrages est importante pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique des structures de génie civil. L'objectif de ce chapitre est de modéliser notre structure et de vérifier les exigences du RPA afin de réduire efficacement la vulnérabilité de notre ouvrage aux séismes.

V.1 Choix de la méthode de calcul RPA99 (Art 4.1)

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- 1) par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable) ;
- 2) par la méthode d'analyse modale spectrale
- 3) par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (nécessite l'intervention de spécialistes).

La méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

Principe Méthode Dynamique Modale Spectrale

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.2 modélisation de la structure

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit dans un programme de calcul dynamique dont son calcul est basé sur la méthode des éléments finis.

V.2.1 Définition d'un logiciel du calcul

Logiciel du calcul est un logiciel destiné à modéliser, analyser, dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecture. Plusieurs programmes de calcul sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS**.

V.2.2 Les étapes de la modélisation

En général La modélisation sur ETABS consiste en les étapes suivantes :

- Choisir les unités par défaut avant de commencer (il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session ETABS) ;
- Introduction de la géométrie du modèle ;
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...) ;
- Dessin du modèle ;
- Définition des charges statiques (G, Q) ;
- Définition de la charge dynamique E ;
- Introduction des combinaisons d'actions ;
- Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme) ;
- L'analyse dynamique et Visualisation des résultats.

Première étape : spécifié la géométrie

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a. Démarrer le programme.

b. Choix de l'unité : On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



Figure V.2.1 : systèmes d'unités.

c. Commencer un nouveau modèle : Après avoir choisi le système d'unité, la prochaine étape est de créer un nouveau model en cliquant sur l'icône **New Model** ou en utilisant le raccourci **Ctrl+N**. Une boîte de dialogue intitulée **New Model Initialization** apparait:



Figure V.2.2 : Création d'un nouveau model.

- d. Définir la **Géométrie de base** Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** puis **Default.edb**, la fenêtre de dialogue s'apparaîtra :

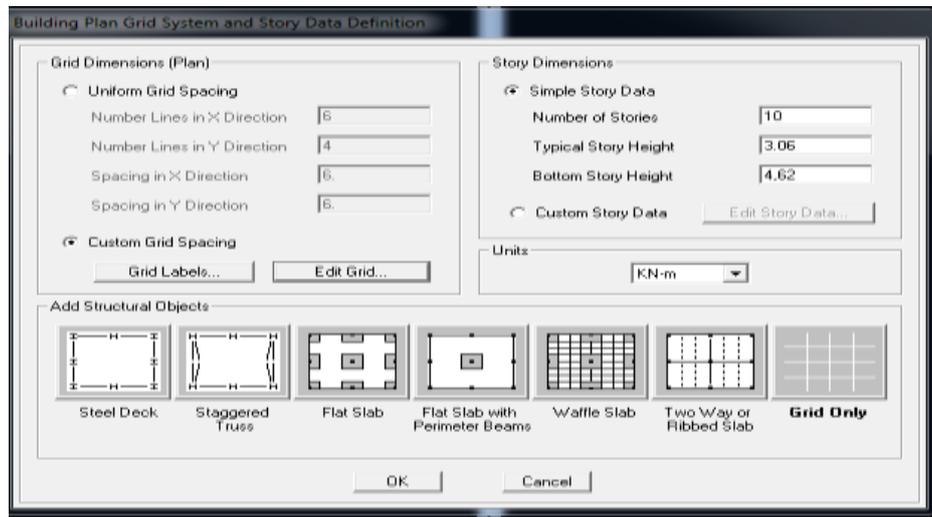


Figure V.2.3 : Définition de dimensions pour la grille horizontale et nombre et la hauteur des étages.

- e. Modification des grilles prédéfinis : On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage, On clique sur **(Custom grid spacing** puis **Edit Grid)** On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

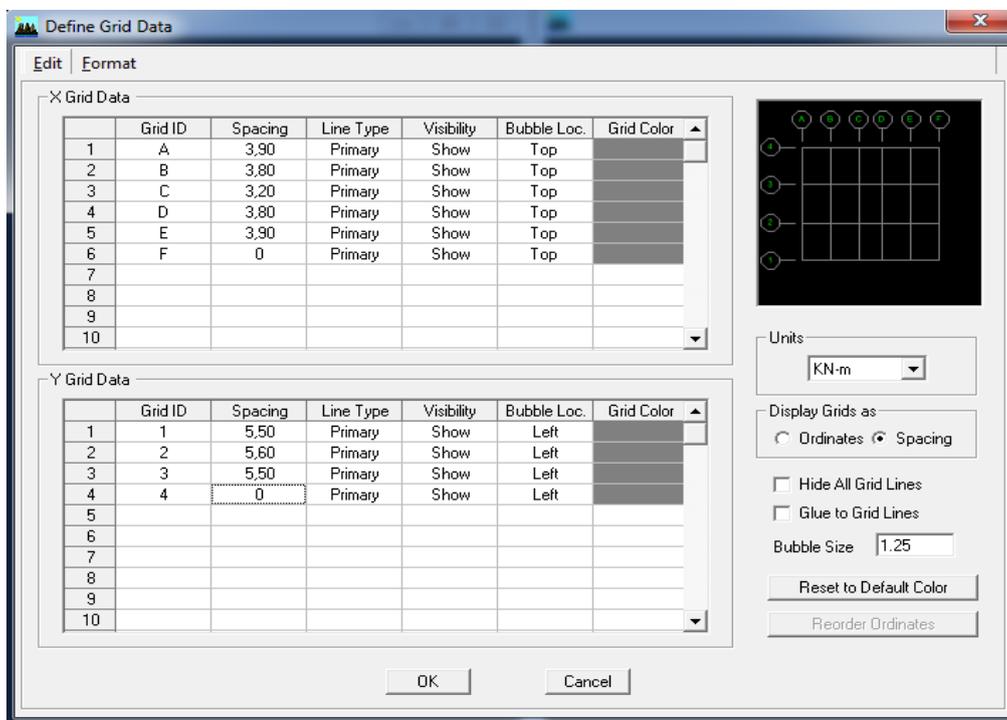


Figure V.2.4 : Introduction des distances selon x-x et y-y.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D l'autre en 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

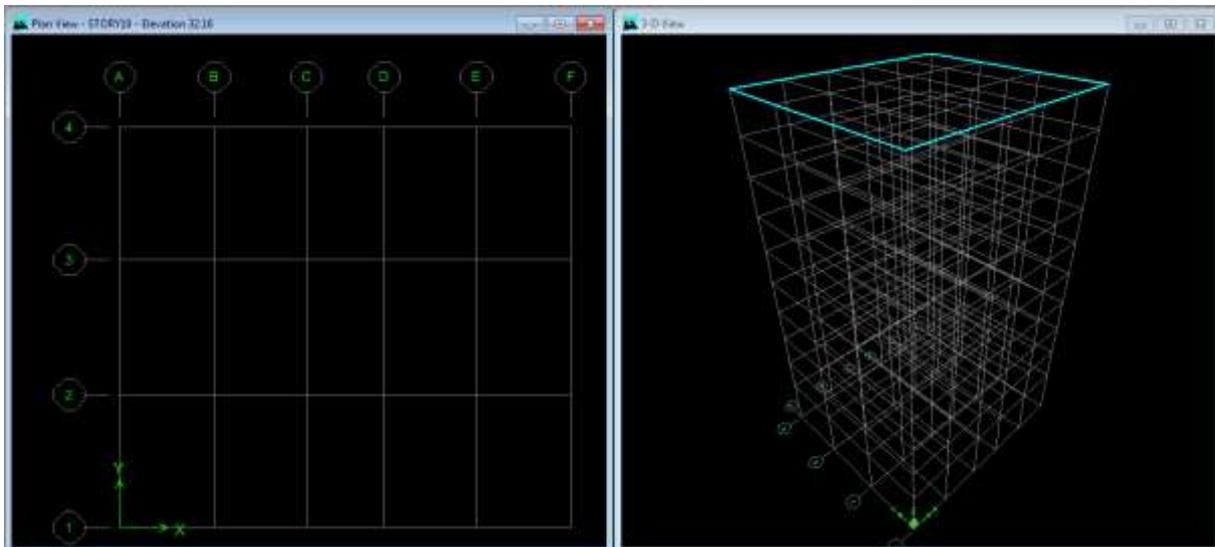


Figure V.2.5 : Les lignes de grille de la structure.

Deuxième étapes

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en L'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define**→**Material proprietes** nous sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure Suivante :

Figure V.2.6 : Définition des propriétés du matériau CONC (Béton).

Troisième étapes

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, corps creux, dalle pleine, voile...).

Définition des différents éléments

- Les éléments barres (poutres et poteaux)

Nous choisissons le menu **Define Frame sections**, Ou bien on clique sur l'icône  → Icône **properties** on sélection tout **delete property** → Icône **click to** On clique sur **Add Rectangular** → l'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Exemples

A. Poutres

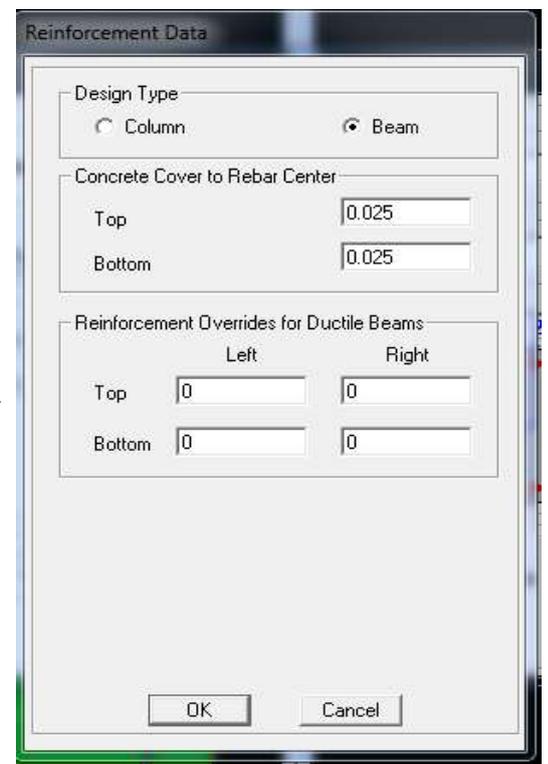
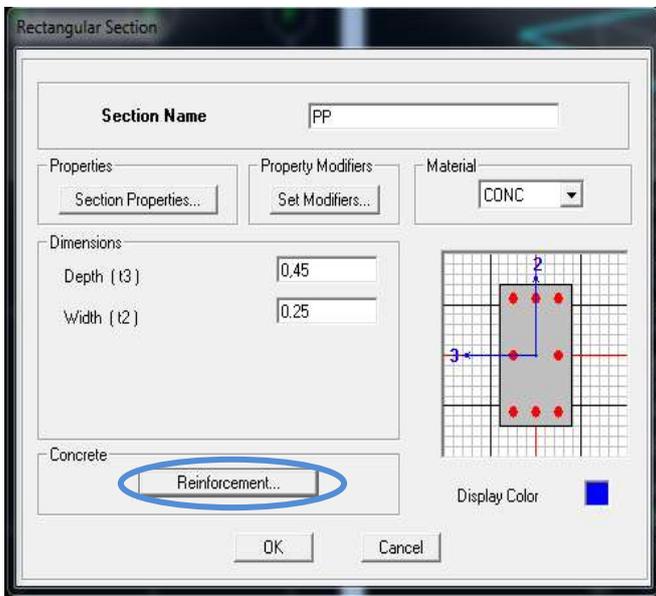


Figure V.2.7 : Définition des poutres.

B. Poteaux

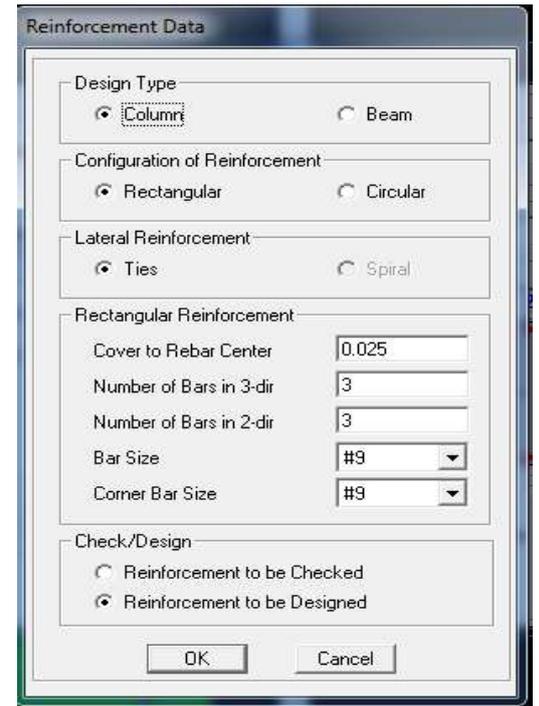
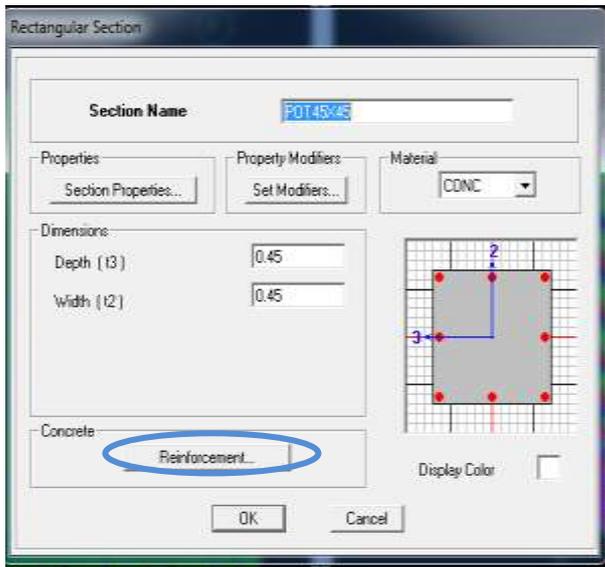
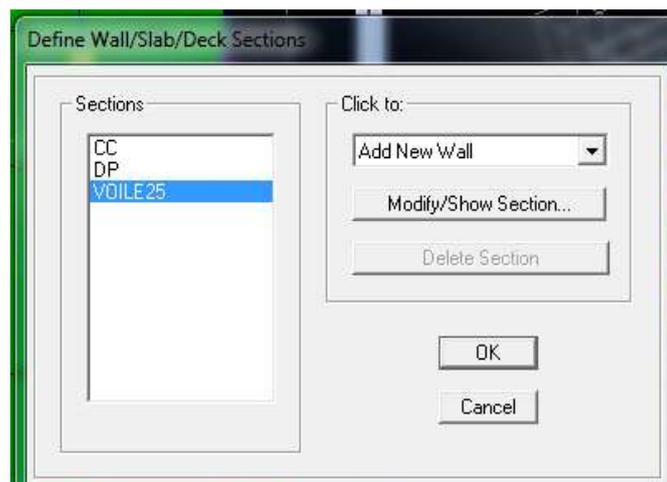


Figure V.2.8 : Définition des poteaux.

- les éléments plaques (corps creux, voile et dalle pleine)

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux) nous allons passer aux éléments plaques (corps creux, voile et dalle pleine).

Les caractéristiques géométriques des planchers en corps creux, des dalles pleines et des voiles sont définies dans la boîte de dialogue intitulée **Define wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône 



cords creux

voiles

Dalle pleine

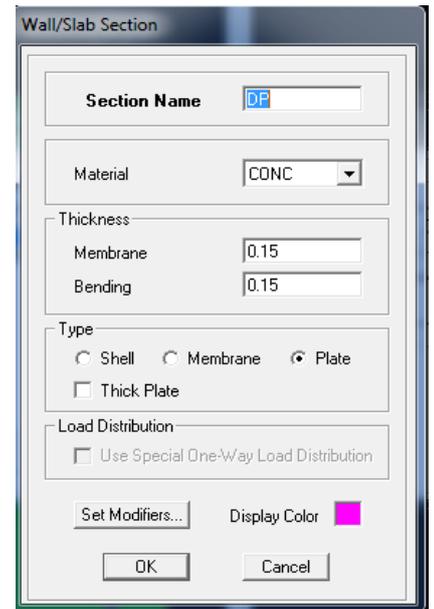
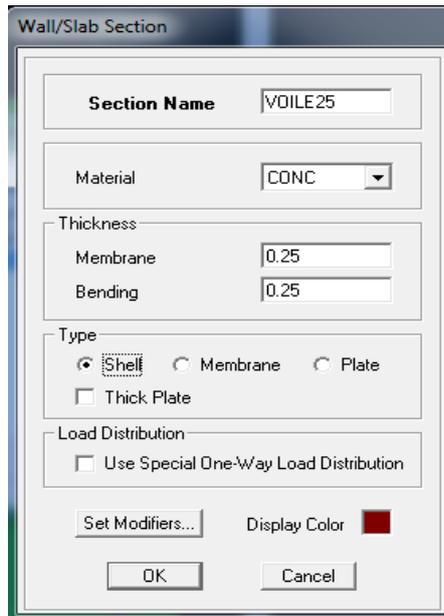
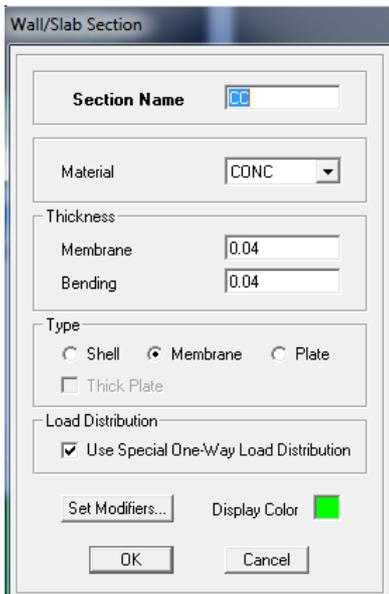
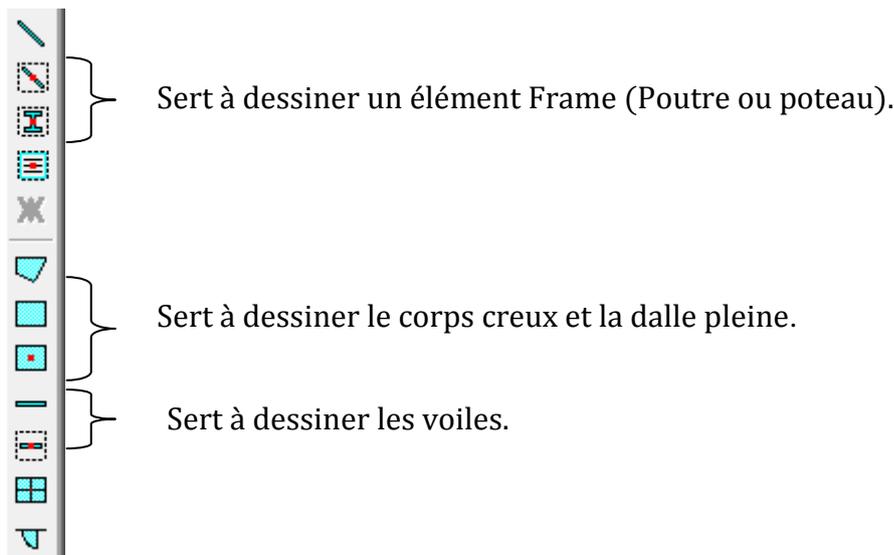


Figure V.2.9 : Définition corps creux, voile et dalle pleine.

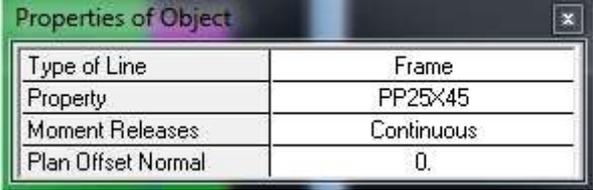
Quatrièmes étapes : Dessin du modèle

Après avoir définir tous les paramètres du bâtiment on dessine en utilisant soit le Menu **draw**, soit les icônes de l'interface du logiciel à la barre flottante situé à droite. Pointeur utilisé pour une sélection d'élément en cliquant dessus ou par la fenêtre de sélections suivantes :



a/Poutres

On clique sur  puis on choisit la section de la poutre par exemple les poutres principales **PP (25x45)** et on sélectionne les Grid lignes que portent nos éléments.

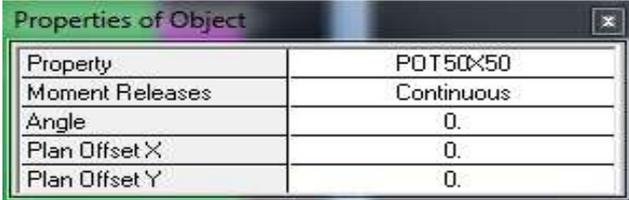


| Properties of Object | |
|----------------------|------------|
| Type of Line | Frame |
| Property | PP25X45 |
| Moment Releases | Continuous |
| Plan Offset Normal | 0. |

Figure V.2.10 : Affectation des poutres.

b/poteaux

On clique sur  puis on choisit la section de poteau par exemple les poteaux **PP (25x45)** et on sélectionne les Grid lignes que portent nos éléments.



| Properties of Object | |
|----------------------|------------|
| Property | POT50X50 |
| Moment Releases | Continuous |
| Angle | 0. |
| Plan Offset X | 0. |
| Plan Offset Y | 0. |

Figure V.2.11 : Affectation des poteaux.

c/corps creux et dalle pleine

On clique sur  puis on choisit **CC** ou **DP** et on sélectionne les Grid lignes que portent nos éléments.



| Properties of Object | |
|----------------------|----|
| Property | CC |
| Local Axis | 0. |

| Properties of Object | |
|----------------------|----|
| Property | DP |
| Local Axis | 0. |

Figure V.2.12 : Affectation de corps creux et dalles pleines.

d/les voiles

On clique sur  puis on choisit **VT** et on sélectionne les Grid lignes qui portent le voile

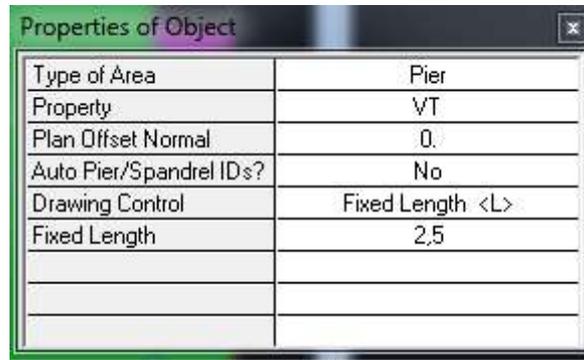


Figure V.2.13 : Affectation des voiles.

Cinquième étape : Définition des charges

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

a/charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d'exploitation

Q. pour les définir on clique sur **Define** → **Static Load Cases**, ou bien on clique sur  On multiplie fois le coefficient interne poids propre.

- Charges permanentes

Load Name (nom de la charge) : **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

- Surcharges d'exploitation

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

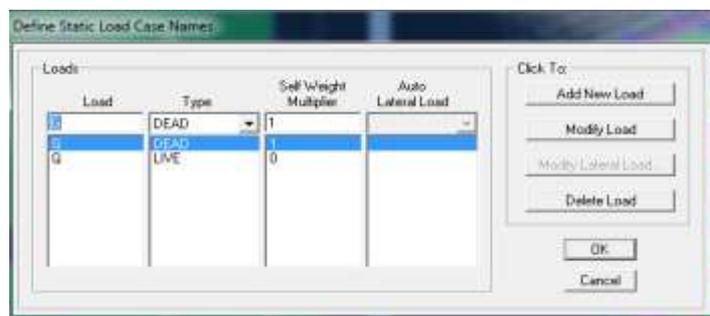


Figure V.2.14 : Définition des charges statique.

- Charges statiques pour les éléments surfaciques

Pour introduire ces charges il faut :

- Sélectionner le ou les éléments surfaciques en question (Dalles pleines, plancher en corps creux ...).
- Choisir le cas de charge.
- Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).

Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est :

On clique sur **Assign** puis **Shell/Area Loads** puis **Uniform**  Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité et sa direction.

b/Charges dynamiques (Sismiques)

L'introduction du chargement dynamique (Sismique) passe par trois principales étapes

1. Définition du spectre de réponse

Le spectre de réponse est définie grâce à l'application **RPAEXE**  externe qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier Text en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site l'implantation).

Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Text pour être importé dans ETABS par la suite.

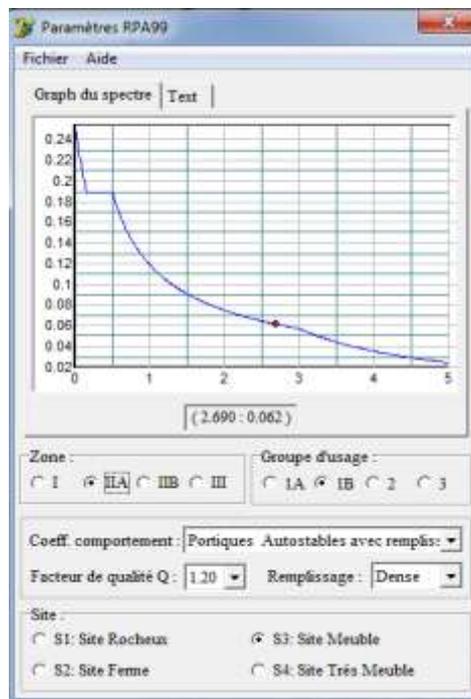


Figure V.2.15 : Le spectre de réponse.

2. Introduction du spectre

L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait  suivant le cheminement suivant : **Define** → **Response Spectrum Functions** ou grâce à l'icône tel que les étapes à suivre sont les suivantes :

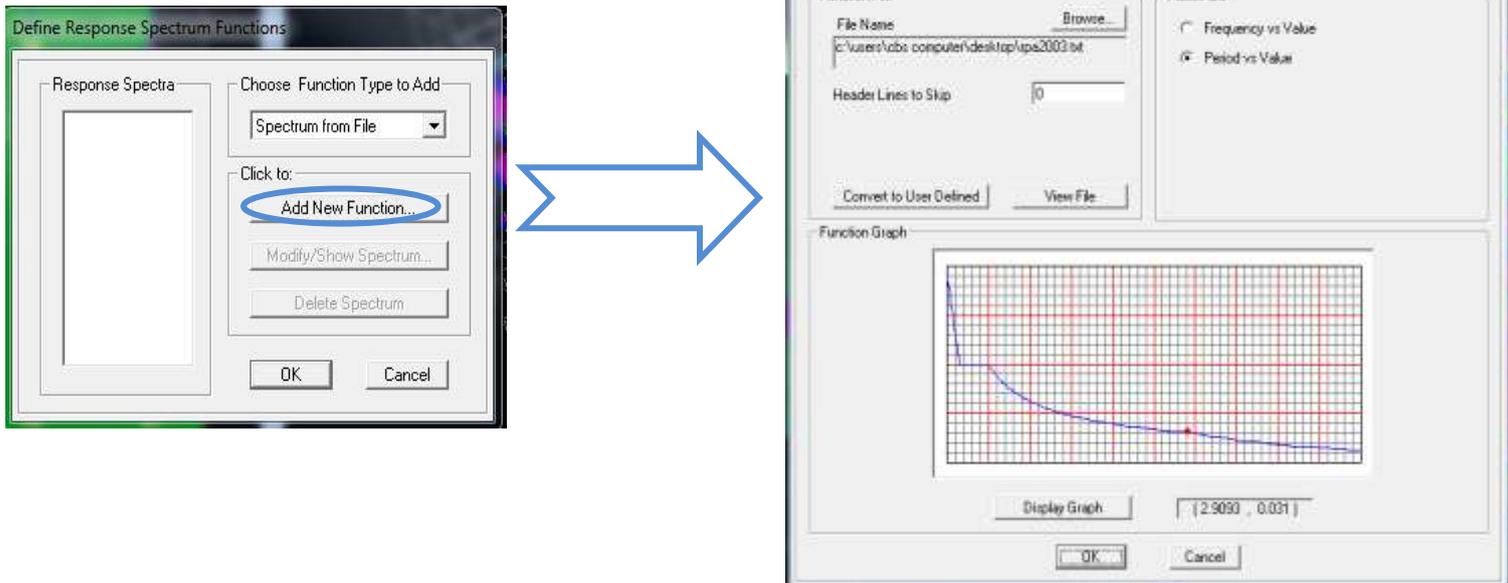


Figure V.2.16 : Définition du spectre.

3. Définir la charge sismique

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y, L'introduction de ces composantes se fait comme suit **Define** → **Response Spectrum Cases**. Ou avec l'icône  tel que les étapes à suivre sont les suivantes :

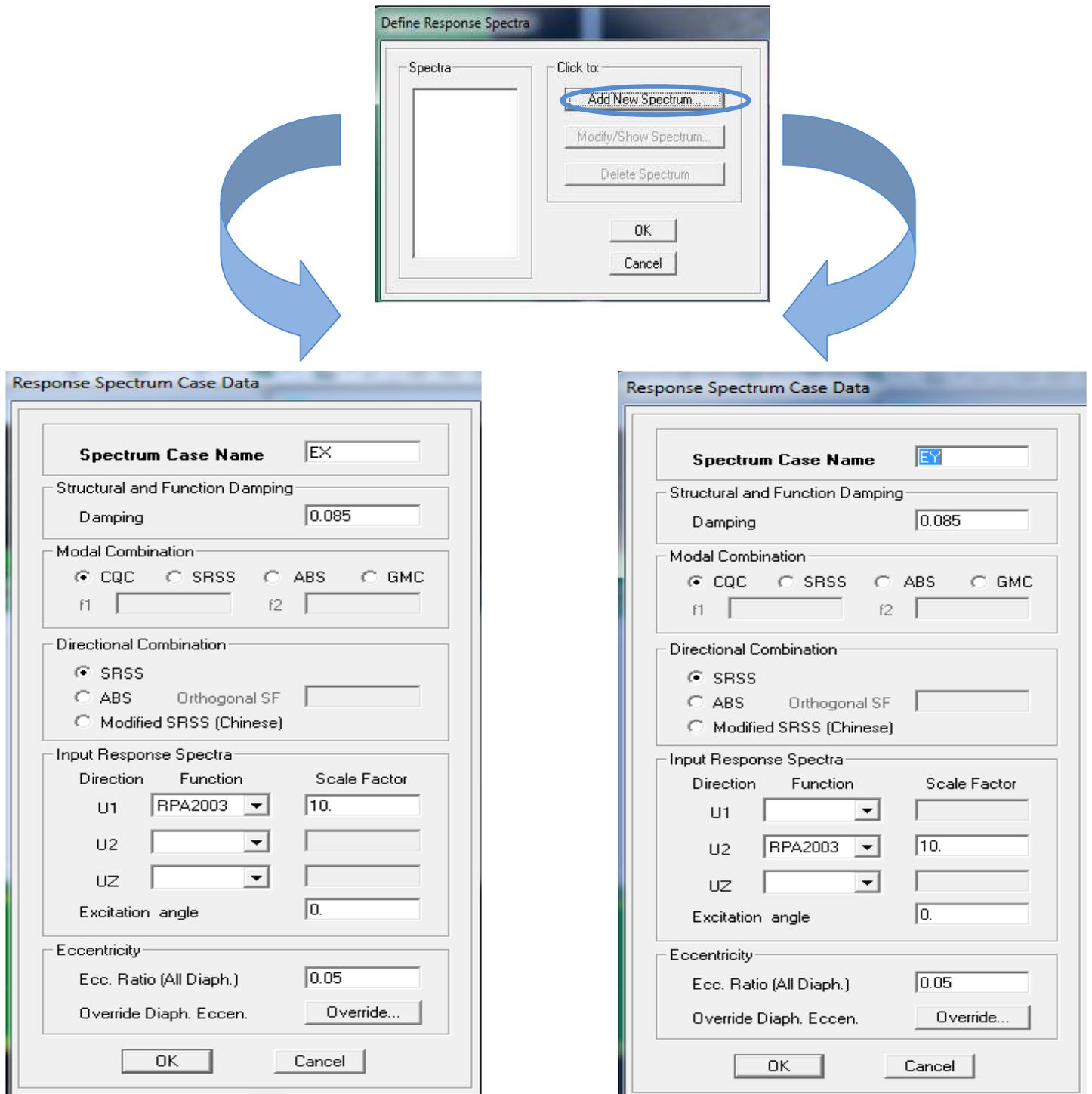


Figure V.2.17 : Définir la charge sismique.

Sixième étape : Combinaisons de charges

Il faut introduire les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS, les combinaisons de RPA99 version 2003 (Art 5.2) et la combinaison poids de l'article de RPA99 version 2003 (Art 4.2.3).

Combinaisons aux états limites

ELU : $1.35G + 1.5Q$.

ELS : $G + Q$.

Et la combinaison poids : $G + 0.2Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G + Q \pm E$.

08GE : $0.8G \pm E$.

Pour ce faire, il faut suivre le cheminement suivant : **Define** → **Load combinations** → **Add New Combo**. Ou bien en utilisant l'icône 

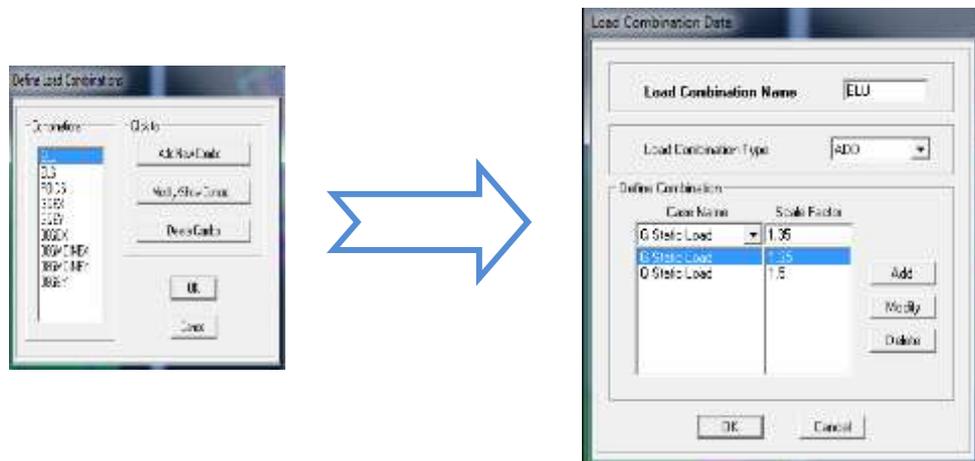


Figure V.2.18 : Création des combinaisons.

Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

1. Appuis

La méthode pour définir le type d'appuis (Appui libre, simple, double ou encastrement) est la suivante : On clique sur **Assign** → **Joint/Point** → **Restraints (Supports)** ou bien l'icône 



Figure V.2.19 : Encastrement des appuis.

Remarque

Tous les nœuds au niveau de la base doivent être encastrés (Liaison entre les fondations et les poteaux, voiles ...).

2. Diaphragme

Avant de définir le diaphragme, l'utilisateur doit d'abord spécifier la source de la masse « **Mass source** » pour se faire, la méthode utiliser est la suivante : on clique sur **Define** puis **Mass Source** ou en utilisant l'icône .

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un 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 le logiciel. On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur **Assign** → **Joint/ point** → **Diaphragm** ou bien on clique directement sur l'icône .

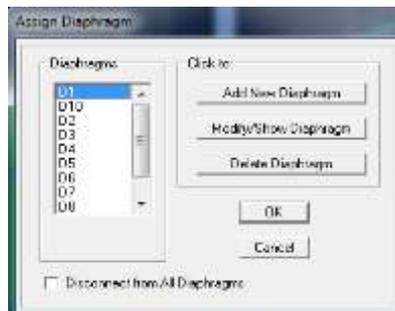


Figure V.2.20 : diaphragme de chaque plancher.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

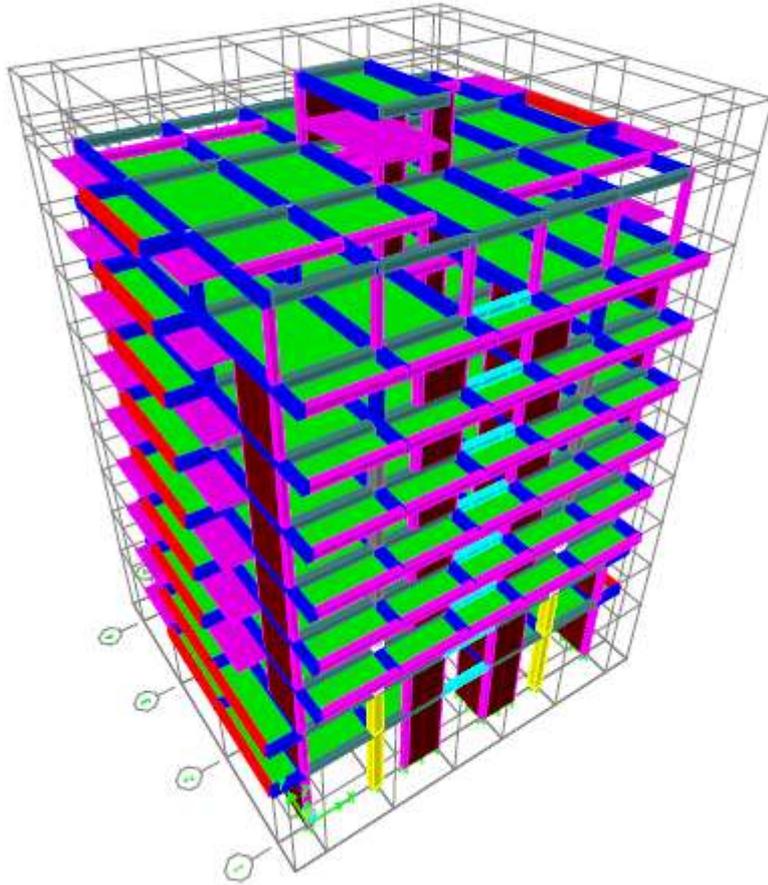


Figure V.2.21 : Schéma de la structure en 3D.

Huitième étape : L'analyse dynamique et Visualisation des résultats

a. l'analyse

Avant de lancer l'analyse, il y'a lieu de spécifier le nombre de modes, pour se faire, l'utilisateur doit suivre le cheminement suivant : **Analyze** → **Set Analysis Options** → **Set Dynamic Parameters** ensuite entrer le nombre de modes dans la case « **Number of Modes** ». Aussi, dans la boîte de dialogue « **Analysis Options** » cocher « **Full 3D** » pour une analyse en trois dimensions et « **Include P-Delta** » pour l'analyse du second ordre **P-Delta**. Pour vérifier le model, l'utilisateur doit procéder de la manière suivante **Analyze** puis **Check Model** cocher toutes les cases avant de cliquer sur OK. Le lancement de l'analyse se fait dans **Analyze**→**Run Analysis**, à l'aide de l'icône **Run Analysis**  ou avec la touche **F5** du clavier.

b. Visualisation des résultats

- Période et participation modale

Dans la fenêtre **Display**→**show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

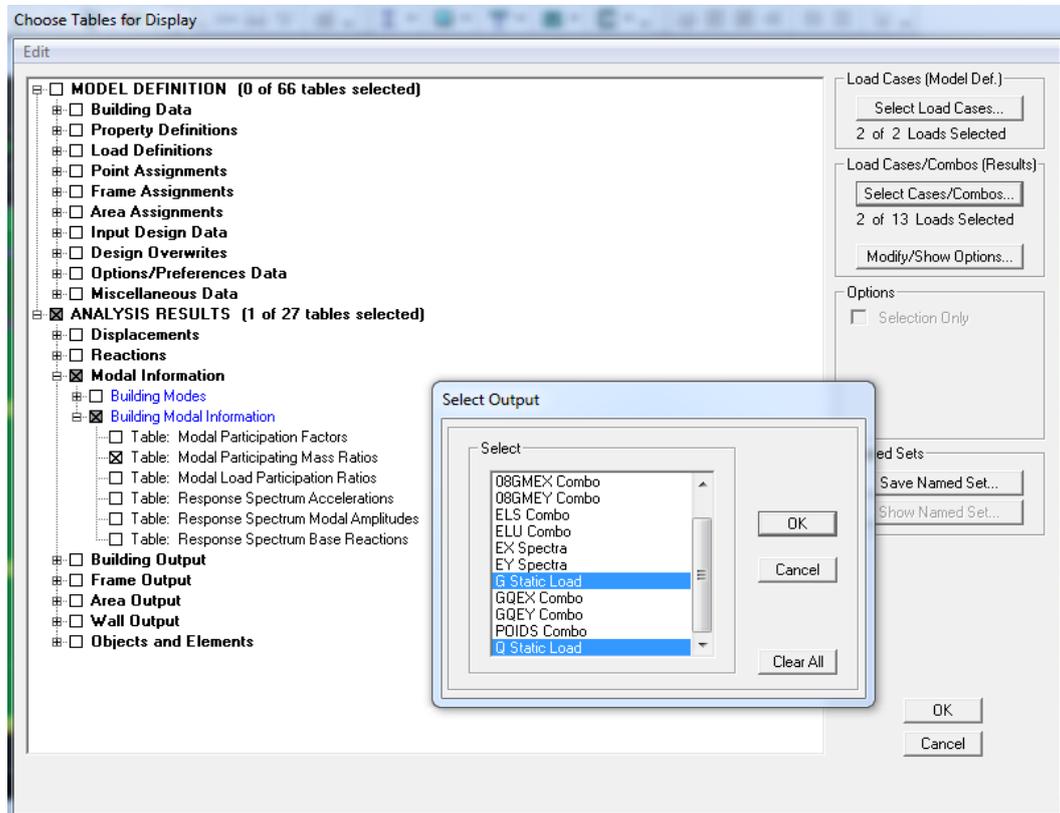


Figure V.2.22 : Choix des tableaux à afficher.

- Déformée de la structure

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

- Diagramme des efforts internes

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram**  dans le menu **Display**

- Efforts internes dans les éléments barres

a. Les poutres

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres par **Select** puis **By Frame Section** on sélectionne les poutres **OK**.

On clique sur: **Display** → **Show Tables** → **Select Case/comb (ELU+ 8RPA)**

Dans Elément **Frame Output** on sélectionne **Frame Forces** (Efforts dans les barres), on coche **Beam Force**, puis on clique sur **OK**.

b. Les poteaux

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

c. Efforts internes dans les voiles

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

d. Déplacements

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher **Select All** puis on clique sur **Display Show Table** → **Displacements Displacements Data**, puis on coche **Diaphragm CM Displacement**.

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**. La colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

e. Effort tranchant

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **Display** → **Show Table** → **Modal Information** → **Building Modal Information** On coche **Reponse Spectrum Base Reactions**

Ensuite dans **Select Cases/comb** on choisit **RPA spectraet** on clique sur **OK**

On sélectionne dans les résultats **All F1** correspond au **Vx dynamique** et **All F2** correspond au **Vy dynamique**.

f. Le poids total de la structure W_t

Display → **show table** → **Select Case/comb (poids)** → **Building Output** → **Building Output** → **Story Shears** et on clique sur: **OK**

g. Les centres de masse et les centres de rigidité pour les différents étages

Display Show Table → **Building Output** on coche **Center Mass Rigidity** → **OK**

h. Efforts normaux pour les poteaux :

Select → **By Frame Sections Pot RDC Display Show Table Select Case/Comb (8RPA) Frame Output Frame Force Culumn Force**.

i. L'effet P -Delta

Display → **show table** → **select case/comb** → **poids** → **building output story shears** → **Edit** → **copy entire table** → **coller dans Excel** → **filterer**

V.3 Vérifications selon les exigences du RPA

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes :

- Pourcentage de masse participante ;
- Vérification de l'effort tranchant à la base ;
- Vérification au reversement ;
- Vérification de l'effort normal réduit ;
- Vérification de l'excentricité ;
- Vérification des déplacements inter étages ;
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P-Δ).

V.3.1 Pourcentage de masse participante

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation est tel que la somme des masses effectuée soit égale à **90%** au moins de la masse totale.

Tableau V.1 : périodes et participations massiques.

| Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX | RY | RZ |
|------|----------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|---------|---------|---------|
| 1 | 0.920578 | 67.9135 | 0.0000 | 0.0000 | 67.9135 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 92.4404 | 4.2277 |
| 2 | 0.870675 | 0.0000 | 72.0546 | 0.0000 | 67.9135 | 72.0546 | 0.0000 | 98.5947 | 0.0000 | 0.0000 |
| 3 | 0.761658 | 4.7286 | 0.0000 | 0.0000 | 72.6422 | 72.0546 | 0.0000 | 0.0000 | 6.3163 | 68.7106 |
| 4 | 0.248191 | 0.0000 | 9.2892 | 0.0000 | 72.6422 | 81.3438 | 0.0000 | 0.5052 | 0.0000 | 0.0000 |
| 5 | 0.224671 | 16.1632 | 0.0000 | 0.0000 | 88.8053 | 81.3438 | 0.0000 | 0.0000 | 0.8270 | 0.0024 |
| 6 | 0.204215 | 0.0689 | 0.0000 | 0.0000 | 88.8743 | 81.3438 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0157 | 12.7462 |
| 7 | 0.156300 | 0.0000 | 9.4574 | 0.0000 | 88.8743 | 90.8012 | 0.0000 | 0.6221 | 0.0000 | 0.0000 |
| 8 | 0.128959 | 0.2127 | 0.0000 | 0.0000 | 89.0869 | 90.8012 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0102 | 5.1547 |
| 9 | 0.095190 | 5.3656 | 0.0000 | 0.0000 | 94.4525 | 90.8012 | 0.0000 | 0.0000 | 0.2731 | 0.2557 |
| 10 | 0.091418 | 0.0000 | 0.1283 | 0.0000 | 94.4525 | 90.9296 | 0.0000 | 0.0008 | 0.0000 | 0.0000 |
| 11 | 0.069095 | 0.0000 | 4.9688 | 0.0000 | 94.4525 | 95.8984 | 0.0000 | 0.1997 | 0.0000 | 0.0006 |
| 12 | 0.065768 | 0.1519 | 0.0005 | 0.0000 | 94.6044 | 95.8990 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0042 | 4.5007 |

On constate du tableau ci-dessus dans notre cas le pourcentage de la participation massique a atteint les 90% dans le **mode 9**.

- Le premier mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **67.91%** ;
- Le deuxième mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **72.05%** ;
- Le troisième mode de vibration est une **torsion**.

V.3.2 Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) RPA99 modifiée 2003 (Art 4.2.3)

La résultante des forces sismiques à la base 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, autrement dit : $V_t \geq 0.8 \times V$

Avec :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Formule (4.1) de l'RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.2.3).}$$

A : coefficient d'accélération de zone ;

D : facteur d'amplification dynamique ;

R : coefficient de comportement global de la structure ;

Q : facteur de qualité ;

W : poids total de la structure.

- **Calcul du facteur de qualité (Q)**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- La régularité en plan et en élévation ;
- Conditions minimales sur les files du Contreventement ;
- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.

Il est calculé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum p_q \quad \text{Formule (4.4) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.2.3).}$$

Avec : p_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs des pénalités sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Sens X-X

Tableau V.2 : valeurs des pénalités P_q Sens longitudinal.

| Critère q | Observation | pénalité |
|---|-------------|----------|
| Régularité en plan | CV | 0 |
| Régularité en élévation | CV | 0 |
| Conditions minimales sur les files du Contreventement | CV | 0 |
| Redondance en plan | CV | 0 |
| somme | | 0 |
| $Q_x = 1 + \sum p_q$ | | 1 |

Sens Y-Y

Tableau V.3 : valeurs des pénalités P_q Sens transversal.

| Critère q | Observation | pénalité |
|---|-------------|----------|
| Régularité en plan | CNV | 0.5 |
| Régularité en élévation | CV | 0 |
| Conditions minimales sur les files du Contreventement | CV | 0 |
| Redondance en plan | CV | 0 |
| somme | | 0 |
| $Q_y = 1 + \sum p_q$ | | 1.05 |

Remarque

D'où la valeur de Q à introduire dans le spectre de réponse est la plus défavorable
Qui est : $Q = 1,05$.

Pour calculer le facteur d'amplification dynamique D, il faut d'abord calculer la période fondamentale qui correspond à la petite des valeurs obtenue par les formules (4-6) et (4-7) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.2.3).

$$T_{empirique} = \min \left(C_T h_N^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0.075; h_N = 31.9 \Rightarrow T_{empirique} = 0.612$$

L'article 4.2.4 du RPA postule que : les valeurs de T, calculer a partir des formules de RAYLEIGU ou des méthodes numérique ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.796 < T_{\text{calcul}} = 0.920$$

$$\text{Donc } T = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.796$$

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique D**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \text{ Formule (4.2) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.2.3).}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 de RPA T₂(S3) = 0,5 S**

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \text{ Formule (4-3) RPA99 modifiée 2003.}$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissage (**Tableau 4.3 RPA99V2003**).

Avec : $\xi = 10\%$

$$\eta = 0.764 \geq 0.7 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\text{Nous avons : } T_2 \leq T = 0.796 \leq 3 \text{ s donc : } 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow D = 1.40.$$

- **Coefficient d'accélération de zone A**

A = 0, 15 (la zone IIa et Groupe d'usage 2).

- **Calcul du poids total de la structure (W)**

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente ;

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4-5 du RPA99).

Dans notre cas et pour un bâtiment a usage habitation : **$\beta=0,20$** .

Le poids total de la structure est tiré du logiciel : **$W_T = 33860.16KN$**

- **Coefficient de comportement global de la structure R**

R = 3,5 contreventement par voile porteur (Chapitre IV contreventement)

On aura ainsi la force sismique à la base :

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.40 \times 1}{3.5} \times (33860.16) = 2031.61KN.$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.40 \times 1.05}{3.5} \times (33860.16) = 2133.19 \text{ KN.}$$

L'effort tranchant à la base (déterminer du logiciel ETABS)

Tableau V.4 : L'effort tranchant à la base.

| Spectre | Vtx (KN) | Vty (KN) | Mx (KN.m) | My (KN.m) |
|---------|----------|----------|-----------|-----------|
| Ex | 2379.34 | 0.25 | 1.955 | 47098.047 |
| Ey | 0.25 | 2480.74 | 50204.101 | 2.43 |

$$V_x = 2031.61 \text{ KN} > 80\%V_{tx} = 1903.472 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$V_y = 2133.19 \text{ KN} > 80\%V_{ty} = 1984.592 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.3.3 Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

N_d : Effort normal maximal ;

B_c : Section du poteau ;

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V.5 : vérification de L'effort normal réduit.

| Zone | section | N(KN) | v | Observation |
|-------|---------|---------|-------|--------------------|
| Zone1 | 50 × 50 | 1839.15 | 0.294 | condition vérifiée |

V.3.4 Vérification de l'excentricité (Effet de la torsion d'axe vertical) RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.2.7)

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

- d) 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- e) Excentricité théorique résultant des plans.

Excentricité théorique

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Excentricité accidentelle

L'excentricité exigée par RPA99 modifiée 2003 est égale à 5% de la plus grande dimension du bâtiment :

$$e_{x(accid)} = 0.05 L_x = 0.05 \times 22 = 1.1 \text{ m}$$

$$e_{y(accid)} = 0.05 L_y = 0.05 \times 19.9 = 0.995\text{m}$$

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% L$

Tableau V.6 : vérification l'excentricité.

| étage | Centre de masse | | Centre de torsion | | Excentricité théorique | | Excentricité accidentelle | | Observation |
|----------|-----------------|-----------------|-------------------|-----------------|------------------------|----------------|---------------------------|-----------------------|--------------------|
| | X _{CM} | Y _{CM} | X _{CR} | Y _{CR} | e _x | e _y | e _{x(acc)} | e _{y(accid)} | |
| Sous-sol | 9.3 | 8.808 | 9.3 | 8.622 | 0 | 0.186 | 1.1 | 0.995 | Condition vérifiée |
| RDC | 9.258 | 8.885 | 9.3 | 8.41 | -0.042 | 0.475 | 1.1 | 0.995 | Condition vérifiée |
| ETAGE1 | 9.3 | 8.389 | 9.3 | 8.161 | 0 | 0.228 | 1.1 | 0.995 | Condition vérifiée |
| ETAGE2 | 9.3 | 8.399 | 9.3 | 7.948 | 0 | 0.451 | 1.1 | 0.995 | Condition vérifiée |
| ETAGE3 | 9.3 | 8.407 | 9.3 | 7.775 | 0 | 0.632 | 1.1 | 0.995 | Condition vérifiée |
| ETAGE4 | 9.3 | 8.407 | 9.3 | 7.635 | 0 | 0.772 | 1.1 | 0.995 | Condition vérifiée |
| ETAGE5 | 9.3 | 8.416 | 9.3 | 7.536 | 0 | 0.88 | 1.1 | 0.995 | Condition vérifiée |
| ETAGE6 | 9.3 | 8.458 | 9.3 | 7.485 | 0 | 0.973 | 1.1 | 0.995 | Condition vérifiée |
| Attique | 9.3 | 8.347 | 9.3 | 7.625 | 0 | 0.722 | 1.1 | 0.995 | Condition vérifiée |
| terrasse | 9.3 | 8.424 | 9.3 | 8.311 | 0 | 0.113 | 1.1 | 0.995 | Condition vérifiée |

V.3.6 Vérification des déplacements (justification vis-à-vis des déformations)

RPA99 modifiée 2003 (l'Art.5.10)

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 :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{Formule (4.43) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.42).}$$

Avec :

δ_k : déplacement du aux forces sismique. Fi (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Formule (4.20) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art.4.42).}$$

Tableau V.7 : Vérification des déplacements dans le sens longitudinal.

| Niveaux | δ_{ekx} | R | δ_k (m) | Δ_k (m) | $\bar{\Delta}_k=1\% h_e$ | Observation |
|----------|----------------|-----|----------------|----------------|--------------------------|--------------------|
| terrasse | 0.0317 | 3.5 | 0.11095 | 0.0105 | 0.028 | Condition vérifiée |
| Attique | 0.0287 | 3.5 | 0.10045 | 0.0112 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| ETAGE6 | 0.0255 | 3.5 | 0.08925 | 0.01225 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| ETAGE5 | 0.022 | 3.5 | 0.077 | 0.0126 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| ETAGE4 | 0.0184 | 3.5 | 0.0644 | 0.0133 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| ETAGE3 | 0.0146 | 3.5 | 0.0511 | 0.01295 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| ETAGE2 | 0.0109 | 3.5 | 0.03815 | 0.01225 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| ETAGE1 | 0.0074 | 3.5 | 0.0259 | 0.01085 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| RDC | 0.0043 | 3.5 | 0.01505 | 0.0091 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| Sous-sol | 0.0017 | 3.5 | 0.00595 | 0.00595 | 0.0462 | Condition vérifiée |

Tableau V.8 : Vérification des déplacements dans le sens transversal.

| Niveaux | δ_{eky} | R | δ_k (m) | Δ_k (m) | $\bar{\Delta}_k=1\% h_e$ | Observation |
|----------|----------------|-----|----------------|----------------|--------------------------|--------------------|
| terrasse | 0.0288 | 3.5 | 0.1008 | 0.0042 | 0.028 | Condition vérifiée |
| Attique | 0.0276 | 3.5 | 0.0966 | 0.0112 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| ETAGE6 | 0.0244 | 3.5 | 0.0854 | 0.0119 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| ETAGE5 | 0.021 | 3.5 | 0.0735 | 0.0126 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| ETAGE4 | 0.0174 | 3.5 | 0.0609 | 0.0126 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| ETAGE3 | 0.0138 | 3.5 | 0.0483 | 0.01225 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| ETAGE2 | 0.0103 | 3.5 | 0.03605 | 0.0119 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| ETAGE1 | 0.0069 | 3.5 | 0.02415 | 0.0105 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| RDC | 0.0039 | 3.5 | 0.01365 | 0.00805 | 0.0306 | Condition vérifiée |
| Sous-sol | 0.0016 | 3.5 | 0.0056 | 0.0056 | 0.0462 | Condition vérifiée |

V.3.7 Vérification de l'effet $P - \Delta$ RPA99 modifiée 2003 (l'Art.5.9)

D'après le RPA Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \quad \text{Formule (5.9) de l' RPA99 modifiée 2003 (l'Art 5.9).}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après :

$$P_k = \sum_{l=k}^n (W_{gl} + \beta w_{ql})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Tableau V.9 : Vérification de l'effet $P - \Delta$.

| Niveaux | Sens X-X | | | Sens Y-Y | | | Observation |
|----------|-------------------------|--------------------|---------------|-------------------------|--------------------|---------------|--------------------|
| | $P_K \times \Delta_x^k$ | $h_K \times V_x^k$ | ϑ_x | $P_K \times \Delta_y^k$ | $h_K \times V_y^k$ | ϑ_y | |
| terrasse | 32.876 | 657.931 | 0.05 | 32.876 | 657.931 | 0.05 | Condition vérifiée |
| Attique | 82.634 | 1076.447 | 0.077 | 80.273 | 1076.447 | 0.075 | Condition vérifiée |
| ETAGE6 | 133.294 | 1611.886 | 0.083 | 133.294 | 1611.886 | 0.083 | Condition vérifiée |
| ETAGE5 | 191.682 | 2189.552 | 0.088 | 181.593 | 2189.552 | 0.083 | Condition vérifiée |
| ETAGE4 | 236.278 | 2821.228 | 0.084 | 223.506 | 2821.228 | 0.079 | Condition vérifiée |
| ETAGE3 | 270.782 | 3501.742 | 0.077 | 263.045 | 3501.742 | 0.075 | Condition vérifiée |
| ETAGE2 | 281.708 | 4199.391 | 0.067 | 272.621 | 4199.391 | 0.065 | Condition vérifiée |
| ETAGE1 | 269.901 | 4908.760 | 0.055 | 238.758 | 4908.76 | 0.049 | Condition vérifiée |
| RDC | 201.468 | 8496.873 | 0.024 | 189.617 | 8496.873 | 0.022 | Condition vérifiée |
| Sous-sol | 32.876 | 657.931 | 0.05 | 32.876 | 657.931 | 0.05 | Condition vérifiée |

Conclusion

Toutes les exigences du l'RPA sont vérifiées, alors on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

VI.1 Ferrailage des poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal N et à deux moments fléchissant M_x et M_y .

Avec :

M_x : Moment du poteau dans le sens longitudinal ;

M_y : Moment du poteau dans le sens transversal.

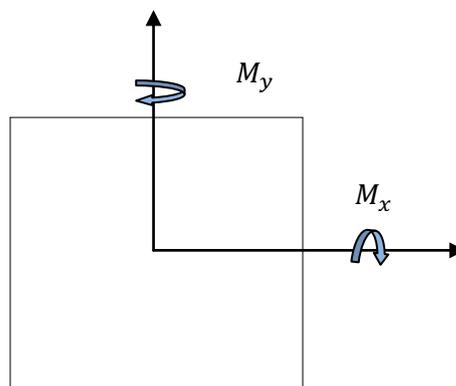


Figure VI.1.1 : Les moments dans les poteaux.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.

| Situations | Béton | | | Acier | | |
|--------------|------------|----------------|---------------|------------|------------|-----------------|
| | γ_s | $f_{c28}[MPa]$ | $f_{bu}[MPa]$ | γ_s | $F_e[MPa]$ | $\sigma_s[MPa]$ |
| Durable | 1.5 | 25 | 14.2 | 1.15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1.15 | 25 | 18.48 | 1 | 400 | 400 |

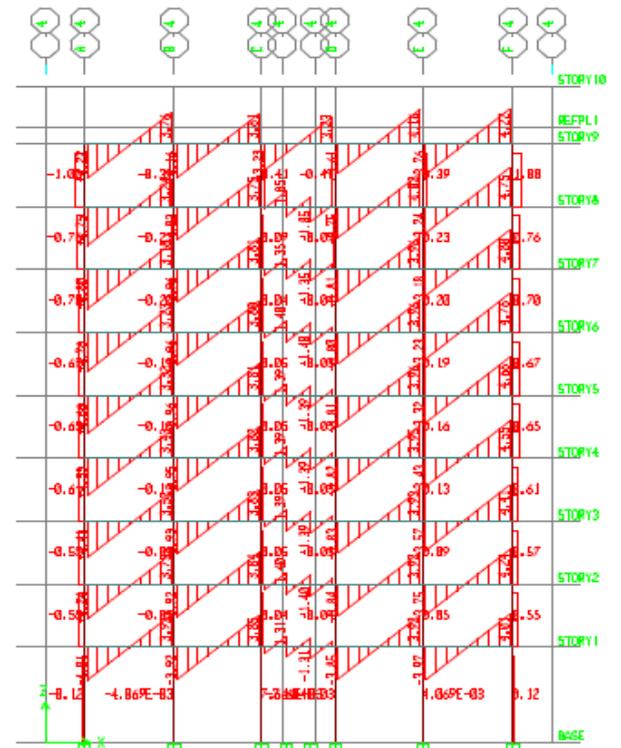
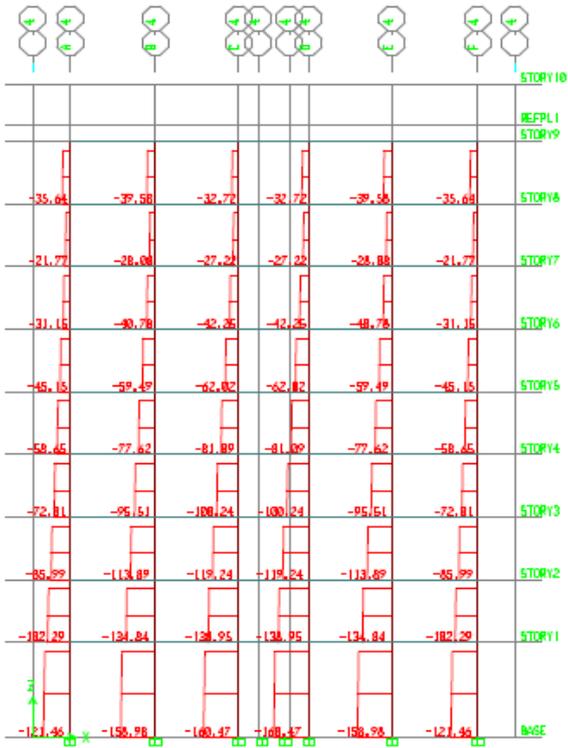


Figure VI.1.2 : diagramme des efforts Normaux.

Figure VI.1.3 : diagramme des efforts Tranchants.

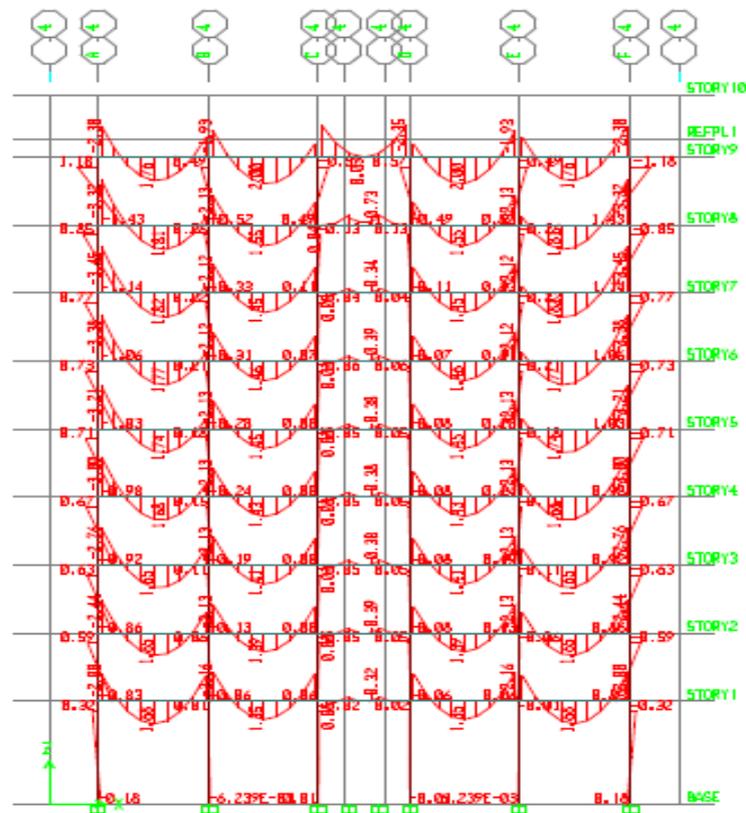


Figure VI.1.1 : Les moments dans les poteaux.

VI .1.1 Les efforts internes dans les poteaux

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal (N_{\max}) et moment correspondant($M_{\text{correspondant}}$) ;
- effort normal minimal (N_{\min}) et le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$);
- moment fléchissant maximal(M_{\max}) et l'effort normal correspondant($N_{\text{correspondant}}$).

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91modifiée 99
 - ELU : 1,35 G +1,5 Q
 - ELS : G + Q
- Selon le RPA 99/ modifiée2003
 - G+Q±E
 - 0.8G±E

Les valeurs des efforts dans les deux sens sont résumées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI.1.2 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens Longitudinal.

| Section des poteaux (cm ²) | Sollicitations | ELU | | ELS | |
|--|------------------------------|----------|--------------|---------|--------------|
| | | Nu(KN) | M_x (KN.m) | Ns(KN) | M_s (KN.m) |
| 50 × 50 | $N_{\max} - M_{\text{corr}}$ | -2132.57 | 0.931 | -1550 | 0.686 |
| | $N_{\min} - M_{\text{corr}}$ | 32.98 | 15.153 | -761.26 | 30.449 |
| | $M_{\max} - N_{\text{corr}}$ | -634.06 | 139.215 | -784.77 | -45.939 |
| 45 × 45 | $N_{\max} - M_{\text{corr}}$ | -1611.4 | -0.742 | -1171 | -0.484 |
| | $N_{\min} - M_{\text{corr}}$ | -20.19 | 8.739 | -559.84 | 9.818 |
| | $M_{\max} - N_{\text{corr}}$ | -480.69 | 139.132 | -706.09 | 38.426 |
| 40 × 40 | $N_{\max} - M_{\text{corr}}$ | -1131.61 | -2.861 | -822.52 | -1.975 |
| | $N_{\min} - M_{\text{corr}}$ | -40.17 | 9.809 | -222.46 | 11.819 |
| | $M_{\max} - N_{\text{corr}}$ | -304.69 | 126.305 | -365.44 | 42.09 |
| 35 × 35 | $N_{\max} - M_{\text{corr}}$ | -450.88 | -4.55 | -328.42 | -3.168 |
| | $N_{\min} - M_{\text{corr}}$ | -45.34 | 22.532 | -124.28 | 10.181 |
| | $M_{\max} - N_{\text{corr}}$ | -249.71 | 91.106 | -264.56 | 32.973 |

Tableau VI.1.3 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens transversal.

| Section des poteaux (cm ²) | Sollicitations | ELU | | ELS | |
|--|------------------------------|----------|--------------|----------|--------------|
| | | N(KN) | M_y (KN.m) | Ns(KN) | M_s (KN.m) |
| 50 × 50 | $N_{\max} - M_{\text{corr}}$ | -2132.57 | -0.165 | -1550 | -0.107 |
| | $N_{\min} - M_{\text{corr}}$ | 32.98 | 7.253 | -761.23 | 4.492 |
| | $M_{\max} - N_{\text{corr}}$ | -1306.77 | -91.873 | -1133.86 | 48.879 |
| 45 × 45 | $N_{\max} - M_{\text{corr}}$ | -1611.4 | -1.295 | -1171 | -0.987 |
| | $N_{\min} - M_{\text{corr}}$ | -20.19 | 50.217 | -559.84 | -10.329 |
| | $M_{\max} - N_{\text{corr}}$ | -234.96 | 97.273 | -820.38 | -30.556 |
| 40 × 40 | $N_{\max} - M_{\text{corr}}$ | -1131.61 | -2.349 | -822.52 | -1.801 |
| | $N_{\min} - M_{\text{corr}}$ | -40.17 | 54.438 | -222.46 | -13.357 |
| | $M_{\max} - N_{\text{corr}}$ | -505.48 | -84.233 | -426.79 | -25.829 |
| 35 × 35 | $N_{\max} - M_{\text{corr}}$ | -450.88 | -3.849 | -328.42 | -2.909 |
| | $N_{\min} - M_{\text{corr}}$ | -45.34 | 16.749 | -124.28 | -13.983 |
| | $M_{\max} - N_{\text{corr}}$ | -162.07 | 71.022 | -190.31 | -26.141 |

Tableau VI.1.4 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens transversal.

| Niveau | Sous-sol et RDC | 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage | 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage | 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage |
|-----------------------|---------------------------|---|---|---|
| | (50 × 50) cm ² | (45 × 45) cm ² | (40 × 40) cm ² | (35 × 35) cm ² |
| Effort tranchant (KN) | 53.42 | 64.4 | 55.7 | 51.75 |

VI .1.2 Exposé de la méthode de calcul des armatures à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort de normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , nous pouvons avoir l'un des cas suivant :

- section partiellement comprimée (SPC)
- section entièrement comprimée (SEC)
- section entièrement tendue (SET)

Calcul du centre de pression

$e = \frac{M}{N} \Rightarrow$ Deux cas peuvent se présenter :

a) Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- 1) Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures (\forall l'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- 2) Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée : $N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$

a-1) Détermination des armatures

- Calcul du moment fictif

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

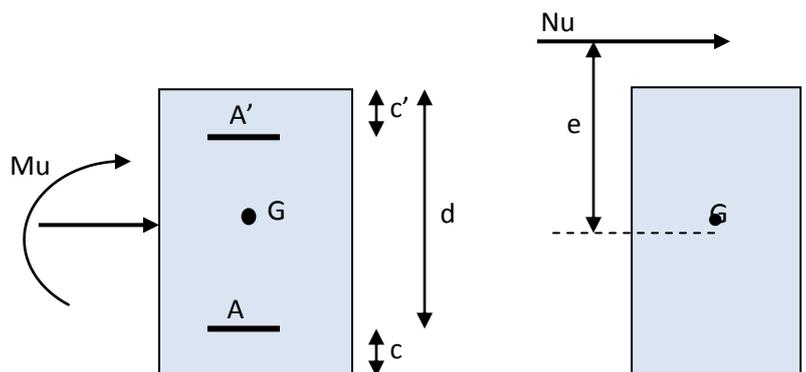
- Calcul du moment réduit

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A'=0$)

Armatures fictives

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



Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SDA} (A' \neq 0)$

Armatures en flexion simple

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

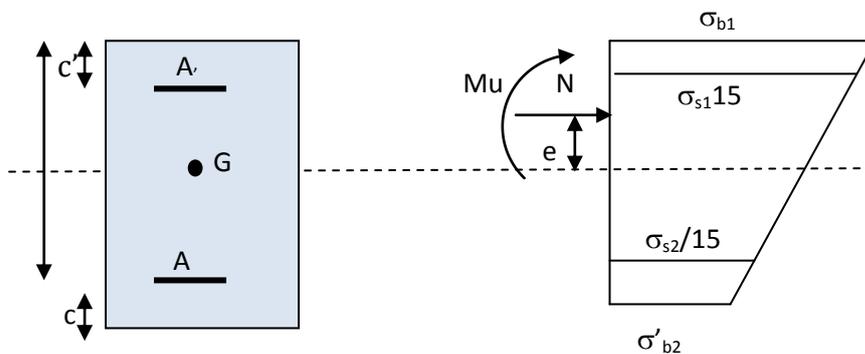
$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Armatures en flexion composée

$$A = A'_f$$

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

b) Section entièrement comprimé (SEC)

La section est entièrement comprimée si :

$$1) \quad e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

2) Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

b-1) Détermination des armatures

1^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c'). b. h. f_{bu} \rightarrow S. D. A$

$$A' = \frac{M_f - b. h. f_{bu}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b. h. f_{bu}}{\sigma_{bc}} - A'$$

2^{eme} cas: $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c'). b. h. f_{bu} \rightarrow S. S. A$

$$A' = \frac{N_u - \psi. b. h. f_{bu}}{\sigma'_{st}} ; A = 0 \quad \text{avec : } \psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b. h^2. f_{bu}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

VI.1.3 Calcul du ferrailage des poteaux**A) les armatures longitudinales**

Les recommandations du RPA 2003 pour les armatures longitudinales

D'après **RPA2003(Art.7.4.2.1)** les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Cas de la zone II_a

Leur pourcentage minimal sera de : **0.8 % en zone II_a** ;

Leur pourcentage maximal sera de :

- **4% en zone courante ;**
- **6% en zone de recouvrement.**

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.5 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

| Section des poteaux(cm^2) | $A_{min}[cm^2]$ | $A_{max}[cm^2]$ (Zone courante) | $A_{max}[cm^2]$ (Zone de recouvrement) |
|-------------------------------|-----------------------|------------------------------------|---|
| | $A_{min} = 0.8\%b. h$ | $A_{max} = 4\%b. h$ | $A_{max} = 6\%b. h$ |
| (35 × 35) | 9.8 | 49 | 73.5 |
| (40 × 40) | 12.8 | 64 | 96 |
| (45 × 45) | 16.2 | 81 | 121.5 |
| (50 × 50) | 20 | 100 | 150 |

Exemple de calcul manuel**Poteaux 50 × 50**

$$N = 2132.57KN \quad M = 0.931KN.m$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.0004 < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.23$$

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 0.931 + 2132.57 \times \left(\frac{0.5}{2} - 0.02\right) \Rightarrow M_f = 491.422KN.m$$

Vérification de la 1ère condition : $N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bu}$

$$d = h - c = 0.5 - 0.02 \Rightarrow d = 0.48m$$

$$N_u(d - c') - M_f = 2132.57 \times (0.48 - 0.02) - 491.422 = 489.560KN.m \dots \dots (1)$$

$$(0.337h - 0.81c').b.h.f_{bu} = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.02) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3$$

$$(0.337h - 0.81c').b.h.f_{bu} = 540.665KN.m \dots \dots (2)$$

(1) < (2) **Condition vérifiée.**

Donc la section est partiellement comprimée $A_{sc} = 0cm^2$

Calcul de A_{st}

$$\mu_f = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{491.422 \times 10^6}{500 \times (480)^2 \times 14.2} = 0.3$$

$$\mu_f = 0.3 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\Rightarrow \beta = 0.816$$

Les armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{491.422 \times 10^5}{0.816 \times 48 \times 348 \times 10^2} = 36.05cm^2$$

Les armatures réelles

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = \frac{2132.57 \times 10^3}{348 \times 10^2} = -25.23cm^2$$

Donc : $A_{sc} = 0cm^2$ et $A_{st} = 0cm^2$

On adopte la section d'acier minimale recommandée par le RPA2003 : $A_{min} = 20cm^2$

$$A_s = 4HA20 + 4HA16 = 20.6cm^2$$

Remarque

Nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour certain nombre de niveau :

- **Zone I** : Sous-sol et RDC poteaux (50×50) ;
- **Zone II** : 1^{er} et 2^{eme} étage poteaux (45×45) ;
- **Zone III** : Du 3^{eme} au 5^{eme} étage poteaux(40×40) ;
- **Zone IV** : Du 6^{eme} au dernier niveau poteaux(35×35) .

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1.6 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens longitudinal.

| Zone | Niveau | section | sollicitations | N(KN) | M_x KN.m | e(m) | $\frac{h}{2} - c$ | M_f KN.m | Nature | OBS | A_{sup} cm ² | A_{inf} cm ² | A_{min} cm ² | Choix | $A_{adoptée}$ cm ² |
|------|---|---------|----------------------|----------|---------------|--------|-------------------|---------------|--------|-----|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-----------------|----------------------------------|
| I | Sous-sol et RDC | 50 × 50 | $N_{max} - M_{corr}$ | -2132.57 | 0.931 | 0.0004 | 0.230 | 491.421 | SEC | SSA | 0 | 0 | 20 | 4HA16+ 4HA20 | 20.6 |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | 32.98 | 15.153 | 0.459 | 0.230 | 22.738 | SPC | SSA | 0 | 0.37 | | | |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -634.06 | 139.215 | 0.22 | 0.230 | 285.049 | SEC | SSA | 0 | 0.19 | | | |
| II | 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage | 45 × 45 | $N_{max} - M_{corr}$ | -1611.4 | -0.742 | 0.0005 | 0.205 | 331.079 | SEC | SSA | 0 | 0 | 16.2 | 4HA16+ 4HA20 | 20.6 |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | -20.19 | 8.739 | 0.4328 | 0.205 | 12.878 | SPC | SSA | 0 | 0.25 | | | |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -480.69 | 139.132 | 0.289 | 0.205 | 237.673 | SPC | SSA | 0 | 3.12 | | | |
| III | Du 3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage | 40 × 40 | $N_{max} - M_{corr}$ | -1131.61 | -2.861 | 0.003 | 0.180 | 206.551 | SEC | SSA | 0 | 0 | 12.8 | 4HA14+ 4HA16 | 14.19 |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | -40.17 | 9.809 | 0.244 | 0.180 | 17.04 | SPC | SSA | 0 | 0.13 | | | |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -304.69 | 126.305 | 0.415 | 0.180 | 181.149 | SPC | SSA | 0 | 5.58 | | | |
| IV | Du 6 ^{eme} au dernier niveau. | 35 × 35 | $N_{max} - M_{corr}$ | -450.88 | -4.55 | 0.01 | 0.155 | 74.436 | SEC | SSA | 0 | 0 | 9.8 | 4HA12+ 4HA14 | 10.67 |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | -45.34 | 22.532 | 0.497 | 0.155 | 29.560 | SPC | SSA | 0 | 1.16 | | | |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -249.71 | 91.106 | 0.365 | 0.155 | 129.811 | SPC | SSA | 0 | 4.76 | | | |

Tableau VI.1.7 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal.

| Zone | Niveau | section | sollicitations | N(KN) | M_x KN.m | e(m) | $\frac{h}{2} - c$ (m) | M_f KN.m | Nature | OBS | A_{sup} cm ² | A_{inf} cm ² | A_{min} cm ² | Choix | $A_{adoptée}$ cm ² |
|------|---|---------|----------------------|----------|---------------|-------------|--------------------------|---------------|--------|-----|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-----------------|----------------------------------|
| I | Sous-sol et RDC | 50 × 50 | $N_{max} - M_{corr}$ | -2132.57 | -0.165 | 0.0000 8 | 0.230 | 490.656 | SEC | SSA | 0 | 0 | 20 | 4HA16+ 4HA20 | 20.6 |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | 32.98 | 7.253 | 0.22 | 0.230 | 14.838 | SEC | SSA | 0 | 0 | | | |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -1306.77 | -91.873 | 0.0703 | 0.230 | 392.43 | SEC | SSA | 0 | 0 | | | |
| II | 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage | 45 × 45 | $N_{max} - M_{corr}$ | -1611.4 | -1.295 | 0.0008 | 0.205 | 331.632 | SEC | SSA | 0 | 0 | 16.2 | 4HA16+ 4HA20 | 20.6 |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | -20.19 | 50.217 | 2.487 | 0.205 | 54.356 | SPC | SSA | 0 | 2.72 | | | |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -234.96 | 97.273 | 0.414 | 0.205 | 145.44 | SPC | SSA | 0 | 3.04 | | | |
| III | Du 3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage | 40 × 40 | $N_{max} - M_{corr}$ | -1131.61 | -2.349 | 0.002 | 0.180 | 26.039 | SEC | SSA | 0 | 0 | 12.8 | 4HA14+ 4HA16 | 14.19 |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | -40.17 | 54.438 | 1.355 | 0.180 | 61.669 | SPC | SSA | 0 | 3.18 | | | |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -505.48 | -84.233 | 0.167 | 0.180 | 175.219 | SEC | SSA | 0 | 0 | | | |
| IV | Du 6 ^{eme} au dernier niveau. | 35 × 35 | $N_{max} - M_{corr}$ | -450.88 | -3.849 | 0.009 | 0.155 | 73.735 | SEC | SSA | 0 | 0 | 9.8 | 4HA12+ 4HA14 | 10.67 |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | -45.34 | 16.749 | 0.369 | 0.155 | 23.777 | SPC | SSA | 0 | 0.70 | | | |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -162.07 | 71.022 | 0.438 | 0.155 | 96.1429 | SPC | SSA | 0 | 3.83 | | | |

Délimitation de la zone nodale RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.1)

La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutres proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\} \end{cases}$$

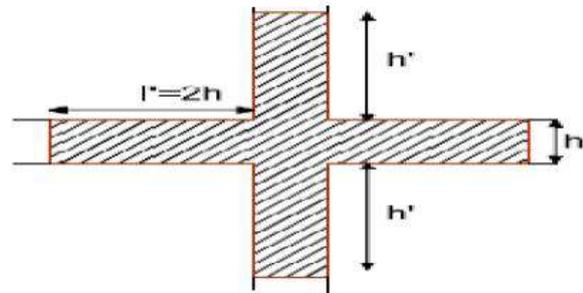


Figure VI.1.5 : Zone nodale.

Tableau VI.1.8 : Délimitation de la zone nodale.

| Niveau | poteaux | h_e [cm] | $h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$ | | l' [cm] |
|---|---------|------------|--|--------------------|-----------|
| 6 ^{eme} étage au dernier niveau | 35 × 35 | 306 | $h' = \max\{51,35,60\text{cm}\}$ | $h' = 60\text{cm}$ | 70 |
| 3 ^{eme} , 4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage | 40 × 40 | 306 | $h' = \max\{51,40,60\text{cm}\}$ | $h' = 60\text{cm}$ | 80 |
| 1 ^{ère} et 2 ^{eme} étage | 45 × 45 | 306 | $h' = \max\{51,45,60\text{cm}\}$ | $h' = 60\text{cm}$ | 90 |
| Sous-sol | | 306 | $h' = \max\{51,50,60\text{cm}\}$ | $h' = 60\text{cm}$ | 100 |
| RDC | 50 × 50 | 462 | $h' = \max\{77,50,60\text{cm}\}$ | $h' = 75\text{cm}$ | 100 |

Longueur de recouvrement RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.1)

La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ .

Pour les $\emptyset 20$: $L_r = 40 \emptyset = 40 \times 2 = 80\text{cm} \Rightarrow L_r = 80\text{cm}$

Pour les $\emptyset 16$: $L_r = 40 \emptyset = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow L_r = 80\text{cm}$

Pour les $\emptyset 14$: $L_r = 40 \emptyset = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow L_r = 80\text{cm}$

Longueur d'ancrage BAEL91 modifié 99(Art A.6.1.2)

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

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} \Rightarrow \begin{cases} f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\text{MPa.} \\ \psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

$$\text{Pour les } \emptyset 20 : L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times [0.6 \times (1.5^2) \times 2.1]} = 70.55\text{cm.}$$

$$\text{Pour les } \emptyset 16 : L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times [0.6 \times (1.5^2) \times 2.1]} = 56.44\text{cm.}$$

$$\text{Pour les } \emptyset 14 : L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times [0.6 \times (1.5^2) \times 2.1]} = 49.38\text{cm.}$$

B) les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal. Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales ;
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement ;
- Positionner les armatures longitudinales.

1) Selon BAEL91 modifié 99**Le diamètre BAEL91 modifié 99(Art A.8.1.3)**

D'après les règles du BAEL91 modifié 99, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\emptyset_t = \frac{1}{3} \emptyset_{l \max} = \frac{20}{3} = 6.667\text{mm} \Rightarrow \text{soit } \emptyset_t = \mathbf{8\text{mm}}$$

$\emptyset_{l \max}$: Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

2) Selon RPA99 version 2003**Espacement des armatures transversales RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.2)**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min(10\emptyset_l^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) \Rightarrow \text{soit } S_t = \mathbf{10\text{cm}}$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq 15\emptyset_l^{\min} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm} \Rightarrow \text{soit } S_t = \mathbf{15\text{cm}}$$

D'après **RPA2003(Art.7.4.2.2)** Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : est effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contraintes limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant;

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \Rightarrow \lambda g \geq 5 \\ 3.75 \Rightarrow \lambda g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \Rightarrow \lambda g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda g = \frac{l_f}{b}$$

Avec :

l_f : La longueur de flambement des poteaux $\Rightarrow l_f = 0.7h_e$;

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\text{Poteau de } 50 \times 50 : \lambda g = \frac{0.7 \times 306}{50} = 4.284 \Rightarrow 3 < \lambda g < 5$$

$$\begin{aligned} \text{Interpolation entre : } & \begin{cases} A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \\ A_{tmin} = 0.8\% \cdot S_t \cdot a = 0.008 \times 10 \times 50 = 4 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ (zone nodale)} \\ & \Rightarrow A_{tmin} = 1.63 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Interpolation entre : } & \begin{cases} A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 \\ A_{tmin} = 0.8\% \cdot S_t \cdot a = 0.008 \times 15 \times 50 = 6 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ (zone courante)} \\ & \Rightarrow A_{tmin} = 2.35 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Poteau de } 45 \times 45 : \lambda g = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.76 \Rightarrow 3 < \lambda g < 5$$

$$\begin{aligned} \text{Interpolation entre : } & \begin{cases} A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \\ A_{tmin} = 0.8\% \cdot S_t \cdot a = 0.008 \times 10 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ (zone nodale)} \\ & \Rightarrow A_{tmin} = 1.62 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Interpolation entre : } & \begin{cases} A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02 \text{ cm}^2 \\ A_{tmin} = 0.8\% \cdot S_t \cdot a = 0.008 \times 15 \times 45 = 5.4 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ (zone courante)} \\ & \Rightarrow A_{tmin} = 2.42 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Poteau de } 40 \times 40 : \lambda g = \frac{0.7 \times 306}{45} = 5.355 \Rightarrow \lambda g > 5$$

$$\begin{cases} A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Poteau de } 35 \times 35 : \lambda g = \frac{0.7 \times 306}{45} = 6.12 \quad \Rightarrow \lambda g > 5$$

$$\begin{cases} A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \\ A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.58 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Pour sous-sol

$$\text{Poteau de } 50 \times 50 : \lambda g = \frac{0.7 \times 462}{50} = 6.468 \quad \Rightarrow \lambda g > 5$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \\ A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Calcul des armatures transversales A_t

$$\text{Poteau de } 50 \times 50 : V_U = 53.42 \text{ KN}$$

$$\lambda g = 4.284 \quad \Rightarrow \lambda g < 5 \quad \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 53.42 \times 10^3}{500 \times 400} \times 100 = 100.163 \text{ mm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 53.42 \times 10^3}{500 \times 400} \times 150 = 150.244 \text{ mm}^2$$

$$\text{Poteau de } 45 \times 45 : V_U = 53.42 \text{ KN}$$

$$\lambda g = 4.76 \quad \Rightarrow \lambda g < 5 \quad \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 64.4 \times 10^3}{450 \times 400} \times 100 = 134.167 \text{ mm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 64.4 \times 10^3}{450 \times 400} \times 150 = 201.25 \text{ mm}^2$$

$$\text{Poteau de } 40 \times 40 : V_U = 55.7 \text{ KN}$$

$$\lambda g = 5.355 \quad \Rightarrow \lambda g > 5 \quad \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\text{Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 55.7 \times 10^3}{400 \times 400} \times 100 = 87.03 \text{ mm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 55.7 \times 10^3}{400 \times 400} \times 150 = 130.547 \text{ mm}^2$$

Poteau de 35 × 35 : $V_U = 51.75$

$$\lambda g = 6.12 \quad \Rightarrow \lambda g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 51.75 \times 10^3}{350 \times 400} \times 100 = 92.411\text{mm}^2$$

Zone nodale : $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 51.75 \times 10^3}{350 \times 400} \times 150 = 138.606\text{mm}^2$$

Sous sol

Poteau de 50 × 50 : $V_U = 53.42\text{KN}$

$$\lambda g = 6.468 \quad \Rightarrow \lambda g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 53.42 \times 10^3}{500 \times 400} \times 100 = 66.775\text{mm}^2$$

Zone nodale : $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 53.42 \times 10^3}{500 \times 400} \times 150 = 100.163\text{mm}^2$$

Nous adopterons des cadres de section

$$A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 \text{ (Zone I et II)}$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 \text{ (Zone III et IV)}$$

VI.1.6 Vérification à l'ELU

1- Vérification de la quantité d'armatures RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

Tableau VI.9 : Vérification de la quantité d'armatures.

| Niveau | Section des poteaux (cm ²) | $A_t^{min}(\text{cm}^2)$ | | $A_{adoptée}(\text{cm}^2)$ | Observation | |
|-----------------------|--|--------------------------|-----------------------|----------------------------|-------------|-------------|
| | | Zone nodale St=10cm | Zone Courante St=15cm | | Zone nodale | Zone nodale |
| RDC au dernier niveau | 50 × 50 | 1.63 | 2.35 | 3.14 | CV | CV |
| | 45 × 45 | 1.62 | 2.42 | 3.14 | CV | CV |
| | 40 × 40 | 1.2 | 1.8 | 2.01 | CV | CV |
| | 35 × 35 | 1.05 | 1.58 | 2.01 | CV | CV |
| Sous-sol | 50 × 50 | 1.5 | 2.25 | 3.14 | CV | CV |

2- Vérification au cisaillement RPA99 version 2003 (Art.7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec

τ : Contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \Rightarrow \lambda g \geq 5 \\ 0.04 \Rightarrow \lambda g < 5 \end{cases}$$

Tableau VI.10 : Vérification au cisaillement.

| Niveau | Section (cm ²) | V_U (KN) | B (cm) | d (cm) | λg | ρ_b | τ_b (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | Vérification |
|---|----------------------------|------------|--------|--------|-------------|----------|----------------|----------------------|--------------------|
| Sous-sol | 50 × 50 | 53.42 | 50 | 48 | 6.468 | 0.075 | 0.223 | 1.875 | Condition vérifiée |
| RDC | 50 × 50 | 53.42 | 50 | 48 | 4.284 | 0.04 | 0.223 | 1 | Condition vérifiée |
| 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage | 45 × 45 | 64.4 | 45 | 43 | 4.76 | 0.04 | 0.333 | 1 | Condition vérifiée |
| 3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage | 40 × 40 | 55.7 | 40 | 38 | 5.355 | 0.075 | 0.366 | 1.875 | Condition vérifiée |
| 6 ^{ème} étage au dernier niveau | 35 × 35 | 51.75 | 35 | 33 | 6.12 | 0.075 | 0.448 | 1.875 | Condition vérifiée |

VI .1.6 Vérification à l'ELS

1- Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est:

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \times d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.11 : Vérification des ferrailages à l'ELS dans le Sens longitudinal.

| Zone | Sollicitations | Ns(KN) | M _s (KN.m) | A _{min} cm ² | A _{adop} cm ² | observation |
|---------------------|--------------------------------------|---------|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|-------------|
| Zone I 50 × 50 | N _{max} – M _{corr} | -1550 | 0.686 | 15.666 | 20.6 | CV |
| | N _{min} – M _{corr} | -761.26 | 30.449 | 15.723 | | CV |
| | M _{max} – N _{corr} | -784.77 | -45.939 | 15.75 | | CV |
| Zone II 45 × 45 | N _{max} – M _{corr} | -1171 | -0.484 | 12.63 | 20.6 | CV |
| | N _{min} – M _{corr} | -559.84 | 9.818 | 12.653 | | CV |
| | M _{max} – N _{corr} | -706.09 | 38.426 | 12.701 | | CV |
| Zone III 40 × 40 | N _{max} – M _{corr} | -822.52 | -1.975 | 9.924 | 14.19 | CV |
| | N _{min} – M _{corr} | -222.46 | 11.819 | 9.983 | | CV |
| | M _{max} – N _{corr} | -365.44 | 42.09 | 10.056 | | CV |
| Zone IV 35 × 35 | N _{max} – M _{corr} | -328.42 | -3.168 | 7.548 | 10.67 | CV |
| | N _{min} – M _{corr} | -124.28 | 10.181 | 7.622 | | CV |
| | M _{max} – N _{corr} | -264.56 | 32.973 | 7.667 | | CV |

Tableau VI.12 : Vérification des ferrailages à l'ELS dans le Sens transversal.

| Zone | Sollicitations | Ns(KN) | M _s (KN.m) | A _{min} cm ² | A _{adop} cm ² | observation |
|---------------------|--------------------------------------|----------|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|-------------|
| Zone I 50 × 50 | N _{max} – M _{corr} | -1550 | -0.107 | 15.665 | 20.6 | CV |
| | N _{min} – M _{corr} | -761.23 | 4.492 | 15.673 | | CV |
| | M _{max} – N _{corr} | -1133.86 | 48.879 | 15.727 | | CV |
| Zone II 45 × 45 | N _{max} – M _{corr} | -1171 | -0.987 | 12.631 | 20.6 | CV |
| | N _{min} – M _{corr} | -559.84 | -10.329 | 12.654 | | CV |
| | M _{max} – N _{corr} | -820.38 | -30.556 | 12.678 | | CV |
| Zone III 40 × 40 | N _{max} – M _{corr} | -822.52 | -1.801 | 9.924 | 14.19 | CV |
| | N _{min} – M _{corr} | -222.46 | -13.357 | 9.991 | | CV |
| | M _{max} – N _{corr} | -426.79 | -25.829 | 9.991 | | CV |
| Zone IV 35 × 35 | N _{max} – M _{corr} | -328.42 | -2.909 | 7.548 | 10.67 | CV |
| | N _{min} – M _{corr} | -124.28 | -13.983 | 7.654 | | CV |
| | M _{max} – N _{corr} | -190.31 | -26.141 | 7.680 | | CV |

2- Etat limite de compression du béton BAEL91 modifié 99 (Art A.4.5, 2)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Nous vérifions que :

$$\begin{aligned}\sigma_{bsup} &\leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{inf} &\leq \bar{\sigma}_{st}\end{aligned}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de béton $\bar{\sigma}_{bc} = 15Pa$.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible de l'acier $\bar{\sigma}_{st} = 348MPa$.

Remarque

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.

| Zone | Niveau | section | sollicitations | Ns(KN) | M_s KN.m | σ_{bsup} MPa | σ_{bsup} MPa | $\bar{\sigma}_{bc}$ | OBS | σ_{bsup} MPa | σ_{bsup} MPa | $\bar{\sigma}_{bc}$ | OBS |
|------|--|---------|----------------------|---------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|-----|------------------------|------------------------|---------------------|-----|
| I | Sous-sol et RDC | 50 × 50 | $N_{max} - M_{corr}$ | -1550 | 0.686 | 4.99 | 4.95 | 15 | CV | 74.8 | 74.3 | 348 | CV |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | -761.26 | 30.449 | 3.34 | 1.54 | 15 | CV | 49 | 24.2 | 348 | CV |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -784.77 | -45.939 | 1.16 | 3.87 | 15 | CV | 19.1 | 56.4 | 348 | CV |
| II | 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage | 45 × 45 | $N_{max} - M_{corr}$ | -1171 | -0.484 | 4.41 | 4.45 | 15 | CV | 66.2 | 66.7 | 348 | CV |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | -559.84 | 9.818 | 2.49 | 1.75 | 15 | CV | 36.8 | 26.8 | 348 | CV |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -706.09 | 38.426 | 4.11 | 1.23 | 15 | CV | 59.7 | 20.4 | 348 | CV |
| III | Du 3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage | 40 × 40 | $N_{max} - M_{corr}$ | -822.52 | -1.975 | 3.95 | 4.17 | 15 | CV | 59.4 | 62.4 | 348 | CV |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | -222.46 | 11.819 | 1.77 | 0.43 | 15 | CV | 25.6 | 7.39 | 348 | CV |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -365.44 | 42.09 | 4.25 | 0 | 15 | CV | 60 | 7.07 | 348 | CV |
| IV | Du 6 ^{eme} au dernier niveau. | 35 × 35 | $N_{max} - M_{corr}$ | -328.42 | -3.168 | 1.85 | 2.4 | 15 | CV | 28.2 | 35.5 | 348 | CV |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | -124.28 | 10.181 | 1.69 | 0 | 15 | CV | 23.8 | 0.28 | 348 | CV |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -264.56 | 32.973 | 4.73 | 0 | 15 | CV | 65.4 | 19.1 | 348 | CV |

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes dans le sens transversal.

| Zone | Niveau | section | sollicitations | Ns(KN) | M_s KN.m | σ_{bsup} MPa | σ_{bsup} MPa | $\bar{\sigma}_{bc}$ | OBS | σ_{bsup} MPa | σ_{bsinf} MPa | $\bar{\sigma}_{bc}$ | OBS |
|------|--|---------|----------------------|----------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|-----|------------------------|-------------------------|---------------------|-----|
| I | Sous-sol et RDC | 50 × 50 | $N_{max} - M_{corr}$ | -1550 | -0.107 | 4.97 | 4.97 | 15 | CV | 74.5 | 74.6 | 348 | CV |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | -761.23 | 4.492 | 2.57 | 2.31 | 15 | CV | 38.4 | 34.8 | 348 | CV |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -1133.86 | 48.879 | 5.08 | 2.2 | 15 | CV | 74.4 | 34.7 | 348 | CV |
| II | 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage | 45 × 45 | $N_{max} - M_{corr}$ | -1171 | -0.987 | 4.39 | 4.47 | 15 | CV | 66 | 67 | 348 | CV |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | -559.84 | -10.329 | 1.73 | 2.5 | 15 | CV | 26.5 | 37.1 | 348 | CV |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -820.38 | -30.556 | 1.96 | 4.25 | 15 | CV | 30.9 | 62.2 | 348 | CV |
| III | Du 3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage | 40 × 40 | $N_{max} - M_{corr}$ | -822.52 | -1.801 | 3.96 | 4.16 | 15 | CV | 59.5 | 62.3 | 348 | CV |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | -222.46 | -13.357 | 0.34 | 1.86 | 15 | CV | 6.21 | 26.7 | 348 | CV |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -426.79 | -25.829 | 0.64 | 3.58 | 15 | CV | 11.7 | 51.5 | 348 | CV |
| IV | Du 6 ^{eme} au dernier niveau. | 35 × 35 | $N_{max} - M_{corr}$ | -328.42 | -2.909 | 1.87 | 2.38 | 15 | CV | 28.5 | 35.2 | 348 | CV |
| | | | $N_{min} - M_{corr}$ | -124.28 | -13.983 | 0 | 2.06 | 15 | CV | 5.91 | 28.7 | 348 | CV |
| | | | $M_{max} - N_{corr}$ | -190.31 | -26.141 | 0 | 3.66 | 15 | CV | 19.1 | 50.4 | 348 | CV |

Conclusion

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

Tableau VI.1.15 : Ferraillage finale des poteaux.

| Niveaux | Section [cm ²] | A _{adoptée} | |
|---|----------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| | | A _{long} [cm ²] | A _{trans} [cm ²] |
| Sous-sol et RDC | 50 × 50 | 4HA16+4HA20=20.6 | 4HA10=3.14 |
| 1 ^{er} et 2 ^{eme} étage | 45 × 45 | 4HA16+4HA20=20.6 | 4HA10=3.14 |
| Du 3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage | 40 × 40 | 4HA14+4HA16=14.19 | 4HA8=2.01 |
| Du 6 ^{eme} au dernier niveau. | 35 × 35 | 4HA12+4HA14=10.67 | 4HA8=2.01 |

Schéma de ferraillage des poteaux :

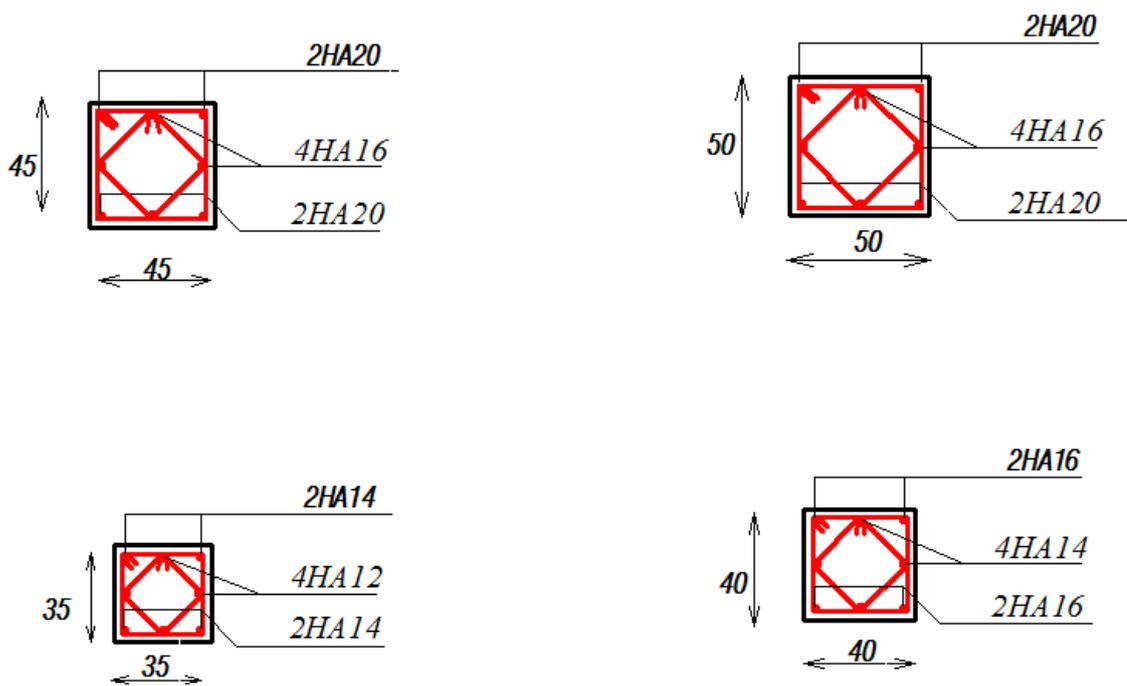


Figure VI.1.6: Ferraillage des poteaux.

VI.2 Ferrailage des poutres

Les poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Elles seront ferrillées en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{array} \right\} \text{BAEL 91 modifié 99.}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99 version 2003.}$$

VI.2.1 Recommandations du RPA99/ version 2003

A) Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : **0.5 %** en toute section.

Poutres principales: $A_{min} = 0.005 \times 45 \times 25 = 5.625 \text{ cm}^2$;

Poutres secondaires: $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 25 = 4.375 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

Poutres Principales (45 x 25)

En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 25 = 45 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 25 = 67.5 \text{ cm}^2$

Poutres Secondaire (30 x 35)

En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 25 = 35 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 25 = 52.5 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de **40 ϕ (Zone IIa)**.
- L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

B) Armatures transversales : (Art7.5.2.2 RPA / version 2003)

- La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :
$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :
 - a- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires
 $S = \min (h/4, 12\Phi_1)$
 - b- En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$
- La valeur de diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

VI.2.2 Etapes de calcul du ferrailage à L'ELU**a- Armatures longitudinales**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

Ast : Section d'acier inférieure tendue ;

Asc : Section d'acier supérieure la plus comprimée ;

Mu : Moment de flexion ;

h : Hauteur de la section du béton ;

b : Largeur de la section du béton ;

d : Hauteur utile $d = h - c$;

c, c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes.

1^{er} cas : Section simplement armée ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

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

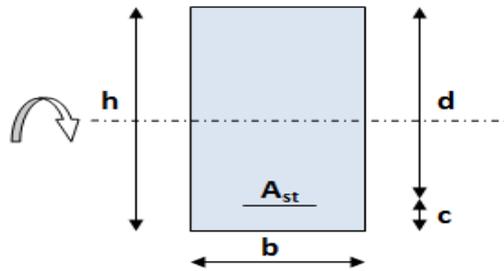


Figure VI.2.1 : section simplement armée.

2^{eme} cas : Section doublement armée ($A_{sc} \neq 0$)

Si $\mu > \mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$M_u = M_l + \Delta M$$

$$\mu_l = \frac{M_l}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$A_{st1} = \frac{M_l}{\beta d (\frac{f_e}{\gamma_s})}$$

$$A'_{sc} = A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

Avec :

A_{ST} : La section d'acier inférieure tendue ;

A'_{sc} : La section d'acier supérieure comprimée.

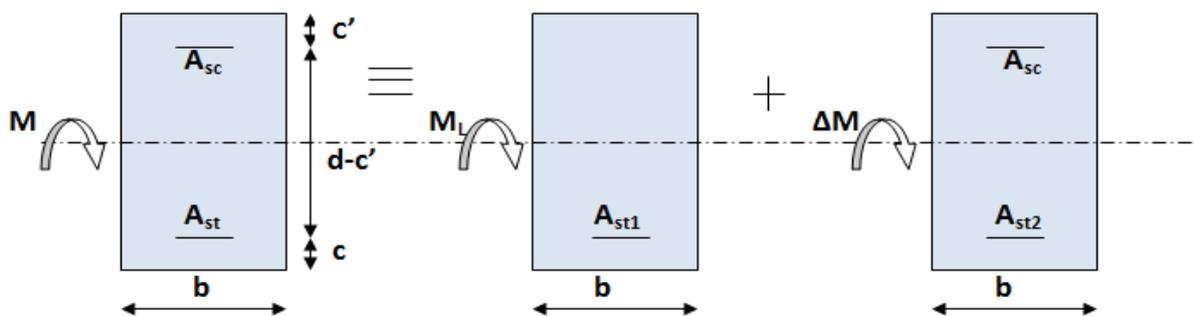


Figure VI.2.2 : section doublement armée.

Calcul des armatures longitudinales

Après avoir extraire les moments, on prend les moments max soit aux appuis soit en travée.

Exemple de calcul

Ferrailage de poutres principales non adhésés aux voiles

En travée

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \mu = \frac{69.119 \times 10^3}{25 \times 43^2 \times 14.2} = 0.105 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0.105 \Rightarrow \beta = 0.944 (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{69.119 \times 10^3}{0.944 \times 43 \times 348} = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 6\text{HA}12 = 6.76 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \mu = \frac{120.716 \times 10^3}{25 \times 43^2 \times 14.2} = 0.120 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0.120 \Rightarrow \beta = 0.936 (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{120.716 \times 10^3}{0.936 \times 43 \times 348} = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

1) Etude des poutres principales

a. Ferrailage de poutres principales non adhéres aux voiles

Tableau VI.2.1 : Ferrailage des poutres principales non adhéres aux voiles.

| Position | combinaison | M (KN.m) | μ | Obs | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | $A_{adopté}$ (cm ²) | Choix des barres |
|----------|-------------|-------------|-------|-----|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|------------------|
| Travée | ELU | 69.119 | 0.105 | SSA | 4.89 | 5.625 | 6.88 | 3HA14+2HA12 |
| Appuis | G+Q+EY | -120.716 | 0.120 | SSA | 7.50 | 5.625 | 8.01 | 3HA14+3HA12 |

b. Ferrailage de poutres principales adhéres aux voiles

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poutres principales adhéres aux voiles.

| Position | combinaison | M (KN.m) | μ | Obs | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | $A_{adopté}$ (cm ²) | Choix des barres |
|----------|-------------|-------------|-------|-----|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|------------------|
| Travée | ELU | 37.69 | 0.058 | SSA | 2.60 | 5.625 | 4.62 | 3HA14 |
| Appuis | GQEY | -202.17 | 0.201 | SSA | 13.27 | 5.625 | 13.85 | 9HA14 |

2) Etude des poutres secondaires

a. Ferrailage de poutres secondaires non adhéres aux voiles

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres secondaires non adhéres aux voiles.

| Position | combinaison | M (KN.m) | μ | Obs | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | $A_{adopté}$ (cm ²) | Choix des barres |
|----------|-------------|-------------|-------|-----|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|------------------|
| Travée | ELU | 29.257 | 0.076 | SSA | 2.68 | 4.375 | 4.62 | 3HA14 |
| Appuis | QMEX | -80.614 | 0.136 | SSA | 6.59 | 4.375 | 8.01 | 3HA14+3HA12 |

b. Ferrailage de poutres secondaires adhéres aux voiles

Tableau VI.2.4 : Ferrailage des poutres secondaires adhéres aux voiles.

| Position | combinaison | M (KN.m) | μ | Obs | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | $A_{adopté}$ (cm ²) | Choix des barres |
|----------|-------------|-------------|-------|-----|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|------------------|
| Travée | ELU | 49.19 | 0.127 | SSA | 4.60 | 4.375 | 4.62 | 3HA14 |
| Appuis | GQEX | -152.965 | 0.258 | SSA | 13.67 | 4.375 | 13.85 | 9HA14 |

3) Etude des poutres palière

Tableau VI.2.5 : Ferrailage des poutres palières.

| Position | combinaison | M (KN.m) | μ | Obs | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | $A_{adopté}$ (cm ²) | Choix des barres |
|----------|-------------|-------------|-------|-----|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|------------------|
| Travée | 0.8GEX | 71.202 | 0.120 | SSA | 5.76 | 4.375 | 6.78 | 6HA12 |
| Appuis | GQEX | -73.87 | 0.125 | SSA | 6.00 | 4.375 | 6.78 | 6HA12 |

4) Etude des poutres chainage (25x45)

Tableau VI.2.6 : Ferrailage des poutres de chainage (25x45).

| Position | combinaison | M (KN.m) | μ | Obs | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | $A_{adopté}$ (cm ²) | Choix des barres |
|----------|-------------|-------------|-------|-----|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|------------------|
| Travée | ELU | 17.199 | 0.026 | SSA | 1.16 | 5.625 | 3.39 | 3HA12 |
| Appuis | GQEY | -21.22 | 0.021 | SSA | 1.25 | 5.625 | 3.39 | 3HA12 |

5) Etude des poutres chainage (25x35)

Tableau VI.2.7 : Ferrailage des poutres de chainage (25x35).

| Position | combinaison | M (KN.m) | μ | Obs | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) | $A_{adopté}$ (cm ²) | Choix des barres |
|----------|-------------|-------------|-------|-----|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|------------------|
| Travée | 0.8GEX | 31.101 | 0.053 | SSA | 2.42 | 4.375 | 3.39 | 3HA12 |
| Appuis | GQEX | -36.379 | 0.061 | SSA | 2.85 | 4.375 | 3.39 | 3HA12 |

VI.2 .3 Vérification à l'ELU

A. Condition de non fragilité : (A.4.2/ BAEL91 modifié 99)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

- Pour les poutres principales (25 × 45)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 43 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

- Pour les poutres secondaires (25 × 35)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2.$$

-Pour les poutres de chainages (25 × 45)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 43 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

-Pour les poutres de chainages (25 × 35)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2.$$

-Pour la poutre palière

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2.$$

$A_{adoptée} > A_{\min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

B. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (A.5.1/ BAEL91 modifié 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales

$$\tau_u = 151.86 / (25 \times 43) = 0.141 \text{ KN/cm}^2 = 1.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.41 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Poutres secondaires

$$\tau_u = 181.19 / (25 \times 33) = 0.22 \text{ KN/cm}^2 = 2.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.2 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Poutres de chainages (25x45)

$$\tau_u = 13.58 / (25 \times 43) = 0.013 \text{ KN/cm}^2 = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Poutres de chainages (25x35)

$$\tau_u = 17.93 / (25 \times 43) = 0.022 \text{ KN/cm}^2 = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Poutre palière

$$\tau_u = 52.33 / (25 \times 33) = 0.063 \text{ KN/cm}^2 = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

C. Influence de l'effort tranchant aux appuis (A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_{u1} = 0.40 \times \frac{0.9 \times 250 \times 430 \times 25}{1.5} = 645 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_{u2} = 0.40 \times \frac{0.9 \times 250 \times 330 \times 25}{1.5} = 495 \text{ KN}$$

Poutres principales

$$T_u = 151.86 \text{ KN} < \bar{T}_{u1} = 645 \text{ KN}$$

Poutres secondaires

$$T_u = 181.19 \text{ KN} < \bar{T}_{u2} = 495 \text{ KN}$$

Poutres de chaînages (25x45)

$$T_u = 13.58 \text{ KN} < \bar{T}_{u1} = 645 \text{ KN}$$

Poutres de chaînages (25x35)

$$T_u = 17.93 \text{ KN} < \bar{T}_{u2} = 495 \text{ KN}$$

Poutre palière

$$T_u = 52.33 \text{ KN} < \bar{T}_{u2} = 495 \text{ KN}$$

D. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

(A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui.

Une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Poutres principales

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 151.86 - \frac{202.17}{0.9 \times 0.43} = -193.38 < 0$$

Poutres secondaires

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 181.19 - \frac{152.965}{0.9 \times 0.33} = -370.54 < 0$$

Poutres de chaînages (25x45)

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 13.58 - \frac{21.22}{0.9 \times 0.43} = -41.25 < 0$$

Poutres de chaînages (25x35)

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 17.93 - \frac{36.379}{0.9 \times 0.33} = -104.56 < 0$$

Poutres palière :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 52.33 - \frac{73.87}{0.9 \times 0.33} = -196.39 < 0$$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

E. Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton (A.6.1, 3/BAEL91 modifié 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

U_i : le périmètre des aciers.

- Poutres principales :

$$\tau_{se} = 1.60 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

- Poutres secondaires :

$$\tau_{se} = 2.49 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

- Poutre palière:

$$\tau_{se} = 0.78 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

- Poutres de chaînages (25x45) :

$$\tau_{se} = 0.31 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

- Poutres de chainages (25x35) :

$$\tau_{se} = 0.53 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

F. Longueur de scellement droit des barres (A.6.1.23/ BAEL91 modifié 99)

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

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

Avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour $\phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$. $\longrightarrow l_s = 45 \text{ cm}$;

- Pour $\phi 14$: $l_s = 46.38 \text{ cm}$. $\longrightarrow l_s = 50 \text{ cm}$.

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers H.A.

- Pour $\phi 12$: $l_a = 18 \text{ cm}$.

- Pour $\phi 14$: $l_a = 20 \text{ cm}$.

VI.2 .4 Calcul des armatures transversales (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

ϕ_l : étant le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min (12 ; 10 ; 25)$$

Soit : $\phi_t = 8$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Calcul des espacements

a) Zone nodale

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \right\}$$

- Poutres principales

$$St \leq \min \left\{ \frac{45}{4} ; 12 \times 1.4 ; 30 \right\}$$

$$St \leq \min \{ 11.25 ; 16.8 ; 30 \}$$

$$St = 10 \text{ cm}.$$

- Poutres secondaires

$$St \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30 \right\}$$

$$St \leq \min \{ 8.75; 16.8; 30 \}$$

$$St = 8 \text{ cm.}$$

- Poutres de chainages (25x45)

$$St \leq \min \left\{ \frac{45}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right\}$$

$$St \leq \min \{ 11.25; 14.4; 30 \}$$

$$St = 10 \text{ cm.}$$

- Poutres de chainages (25x35)

$$St \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right\}$$

$$St \leq \min \{ 8.75; 14.4; 30 \}$$

$$St = 8 \text{ cm.}$$

- Poutres palière

$$St \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right\}$$

$$St \leq \min \{ 8.75; 14.4; 30 \}$$

$$St = 8 \text{ cm.}$$

b) Zone courante

$$St \leq \frac{h}{2}$$

- Poutres principales

$$St \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

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

- Poutres secondaires

$$St \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

- Poutres de chainages (25x45)

$$St \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

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

- **Poutres de chainages (25x35)**

$$St \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

- **Poutres palière :**

$$St \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

Délimitation de la zone nodale

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$.

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

Poutres de chainages (25x45) : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$.

Poutres de chainages (25x35) : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

Poutre palière : $L' = 2 \times 35 = 70$.

Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.125 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

VI.2.5 Vérifications à l'ELS

1) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de déformation (B.6.5.3/ BAEL91 modifié 99)

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ (Si la portée est au plus égale à 5m)}$$

$$f \leq \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ (si la portée est supérieure à 5 m)}$$

f : Flèche maximale des poutres (Déduite du logiciel ETABS).

On prendra "L" la plus grande portée des poutres dans chacune des deux directions.

Poutres principales

$$L=5.60\text{m} \Rightarrow \bar{f} = 0.5 + \frac{560}{1000} = 1.06\text{cm}$$

$$f_{\text{ETABS}}=0.2\text{cm} < \bar{f} = 1.06\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires

$$L=3.90\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{390}{500} = 0.78\text{cm}$$

$$f_{\text{ETABS}}=0.1\text{cm} < \bar{f} = 0.78\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Poutres de chaînages (25x45)

$$L=5.60\text{m} \Rightarrow \bar{f} = 0.5 + \frac{560}{1000} = 1.06\text{cm}$$

$$f_{\text{ETABS}}=0.2 < \bar{f} = 1.06\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Poutres de chaînages (25x35)

$$L=3.90\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{390}{500} = 0.78\text{cm}$$

$$f_{\text{ETABS}}=0.1\text{cm} < \bar{f} = 0.78\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Poutre palière:

$$L=3.20\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{320}{500} = 0.64\text{cm}$$

$$f_{\text{ETABS}}=0.04\text{cm} < \bar{f} = 0.64\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2-Etat limite de compression du béton : (A.4.5, 2 / BAEL91 modifié 99)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100A}{bd}$$

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

A : Armatures adoptées à l'ELU.

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K_1 .

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2.8 : Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles.

| Position | M_s (KN.m) | A (cm ²) | ρ_1 | β_1 | K_1 | σ_{st} (MPa) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Obs |
|----------|-----------------|-------------------------|----------|-----------|-------|------------------------|------------------------|------------------------------|----------|
| Travée | 50.218 | 6.88 | 0.640 | 0.885 | 28.48 | 191.80 | 6.73 | 15 | vérifiée |
| Appuis | -77.019 | 8.01 | 0.745 | 0.875 | 25 | 255.56 | 10.22 | 15 | vérifiée |

Tableau VI.2.9 : Vérification du ferrailage des Poutres principales adhérents aux voiles.

| Position | M_s (KN.m) | A (cm ²) | ρ_1 | β_1 | K_1 | σ_{st} (MPa) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Obs |
|----------|-----------------|-------------------------|----------|-----------|-------|------------------------|------------------------|------------------------------|----------|
| Travée | 29.477 | 4.62 | 0.429 | 0.900 | 35 | 164.87 | 4.71 | 15 | vérifiée |
| Appuis | -67.833 | 13.85 | 1.288 | 0.847 | 17.68 | 134.47 | 7.61 | 15 | vérifiée |

Tableau VI.2.10 : Vérification du ferrailage des Poutres secondaires non adhérents aux voiles.

| Position | M_s (KN.m) | A (cm ²) | ρ_1 | β_1 | K_1 | σ_{st} | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Obs |
|----------|-----------------|-------------------------|----------|-----------|-------|---------------|---------------|---------------------|----------|
| Travée | 15.455 | 4.62 | 0.560 | 0.888 | 29.64 | 114.16 | 3.85 | 15 | vérifiée |
| Appuis | -21.869 | 8.01 | 0.971 | 0.862 | 21.23 | 95.98 | 4.52 | 15 | vérifiée |

Tableau VI.2.11: Vérification du ferrailage de poutres secondaires adhérentes aux voiles.

| Position | M_s (KN.m) | A (cm ²) | ρ_1 | β_1 | K_1 | σ_{st} | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Obs |
|----------|-----------------|-------------------------|----------|-----------|-------|---------------|---------------|---------------------|----------|
| Travée | 35.78 | 4.62 | 0.560 | 0.888 | 29.64 | 264.28 | 8.92 | 15 | vérifiée |
| Appuis | -52.253 | 13.85 | 1.679 | 0.832 | 14.76 | 137.41 | 9.31 | 15 | vérifiée |

Tableau VI.2.12 : Vérification du ferrailage des poutres palière.

| Position | M_s (KN.m) | A (cm ²) | ρ_1 | β_1 | K_1 | σ_{st} | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Obs |
|----------|-----------------|-------------------------|----------|-----------|-------|---------------|---------------|---------------------|----------|
| Travée | 0.945 | 6.78 | 0.822 | 0.870 | 23.46 | 4.85 | 0.21 | 15 | vérifiée |
| Appuis | -1.57 | 6.78 | 0.822 | 0.870 | 23.46 | 8.07 | 0.34 | 15 | vérifiée |

Tableau VI.2 .13 : Vérification du ferrailage des poutres de chaînage (25x45).

| Position | M_s (KN.m) | A (cm ²) | ρ_1 | β_1 | K_1 | σ_{st} | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Obs |
|----------|-----------------|-------------------------|----------|-----------|-------|---------------|---------------|---------------------|----------|
| Travée | 12.185 | 3.39 | 0.315 | 0.912 | 41.82 | 91.66 | 2.19 | 15 | vérifiée |
| Appuis | -10.731 | 3.39 | 0.315 | 0.912 | 41.82 | 80.72 | 1.93 | 15 | vérifiée |

Tableau VI.2 .14 : Vérification du ferrailage des poutres de chaînage (25x35).

| Position | M_s (KN.m) | A (cm ²) | ρ_1 | β_1 | K_1 | σ_{st} | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Obs |
|----------|-----------------|-------------------------|----------|-----------|-------|---------------|---------------|---------------------|----------|
| Travée | 6.864 | 3.39 | 0.411 | 0.901 | 35.5 | 68.10 | 1.92 | 15 | vérifiée |
| Appuis | -13.905 | 3.39 | 0.411 | 0.901 | 35.5 | 137.95 | 3.89 | 15 | vérifiée |

Conclusion

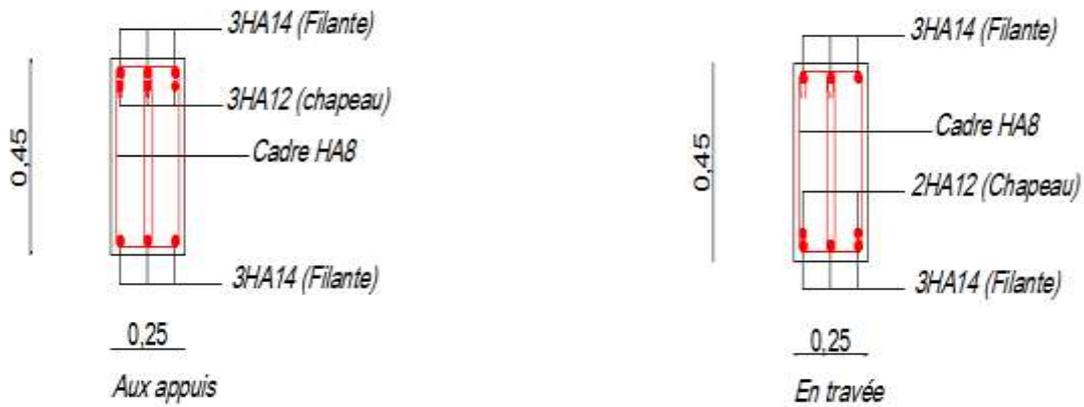
Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

Tableau VI.1.15 : Ferrailage finale des poutres.

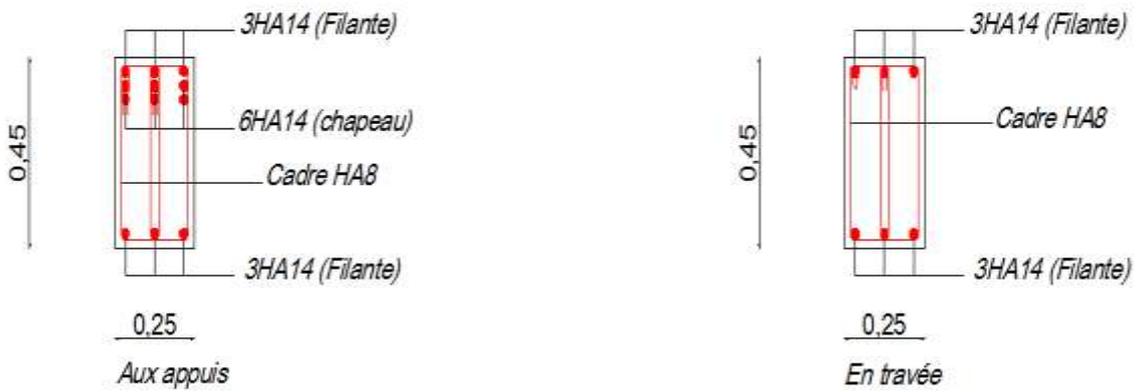
| | type | Section [cm ²] | $A_{adoptée}$ | |
|----------------------|-------------------------|-------------------------------|---------------|-------------|
| | | | appuis | travée |
| Poutres principales | Adhérées aux voiles | 25x45 | 9HA14 | 3HA14 |
| | Non adhérees aux voiles | 25x45 | 3HA14+3HA12 | 3HA14+2HA12 |
| Poutres secondaires | Adhérées aux voiles | 25x35 | 9HA14 | 3HA14 |
| | Non adhérees aux voiles | 25x35 | 3HA14+3HA12 | 3HA14 |
| Poutres palière | / | 25x35 | 6HA12 | 6HA12 |
| Poutres de chaînages | / | 25x45 | 3HA12 | 3HA12 |
| | / | 25x35 | 3HA12 | 3HA12 |

Schéma de ferraillage des poutres

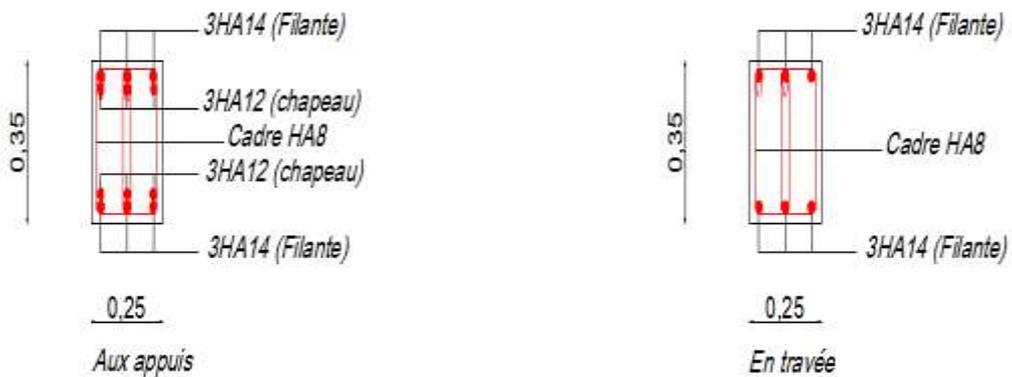
Ferraillage des poutres principales non adhérees au voiles



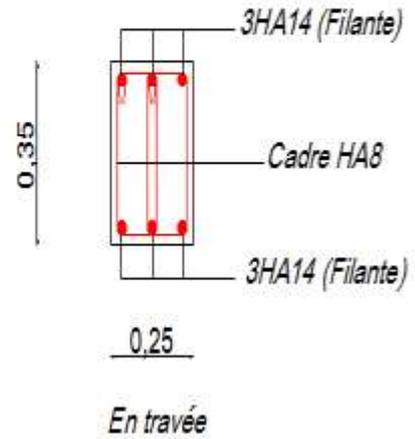
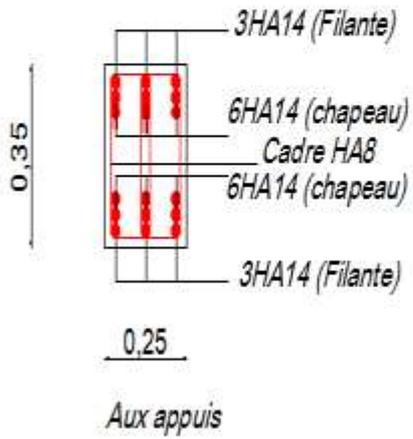
Ferraillage des poutres principales adhérees au voiles



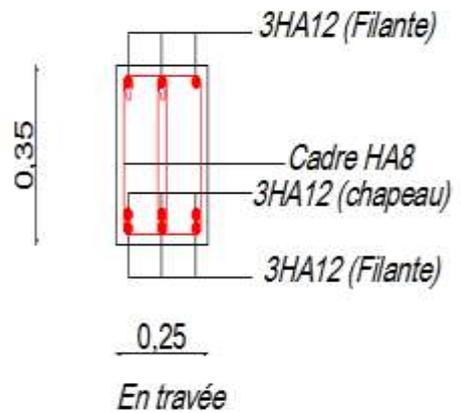
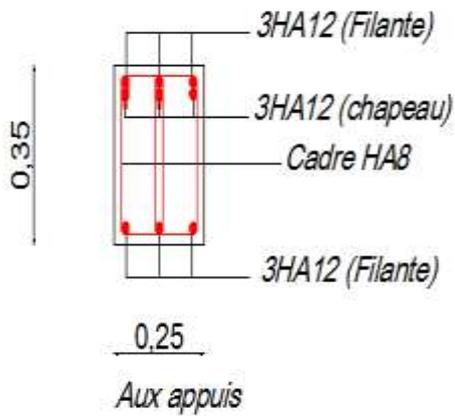
Ferraillage des poutres secondaires non adhérees au voiles



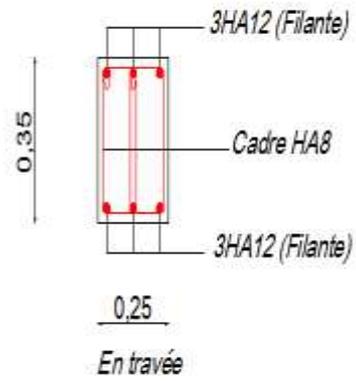
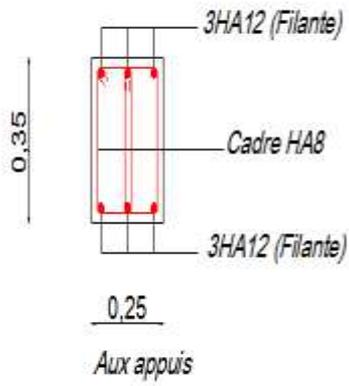
Ferraillage des poutres secondaires adhérees au voiles



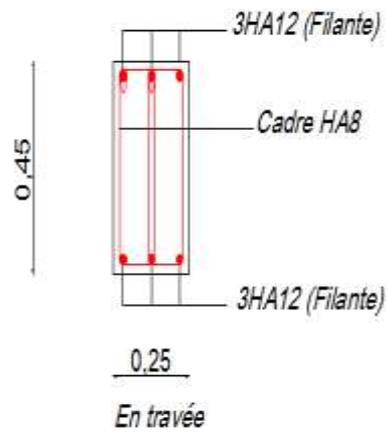
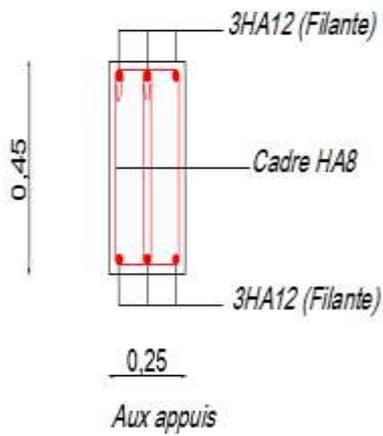
Ferraillage de poutre palière



Ferraillage des poutres de chaînage (25X35)



Ferraillage des poutres de chaînage (25X45)



VI .3 Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VI .3.1 combinaisons d'action

Les combinaisons d'action sismique et d'action dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous

1- Selon le RPA99 modifié 2003

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

2- Selon le BAEL 91 modifié 99

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

VI .3.2 Exposé de la méthode de calcul RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.4)

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**) et (**M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton ;

I : moment d'inertie du voile ;

V et V' : bras de levier $\Rightarrow V = V' = L_{voile}/2$

Remarques

1) Dans le but de faciliter les calculs, le ferraillage des voiles se fera comme celle des poteaux, par zone, car il possible d'adopter le même ferraillage pour certain niveaux.

- **Zone I** : Sous-sol et RDC ;
- **Zone II** : 1^{er} et 2^{eme} étage ;
- **Zone III** : Du 3^{eme} au 5^{eme} étage ;
- **Zone IV** : Attique.

2) Les voiles qui ont les mêmes dimensions seront regroupés dans 6 groupes

V₁ : V_{L1} et V_{L2}

V₂ : V_{L3} et V_{L4}

V₃ : V_{L5} et V_{L7}

V₄ : V_{L6} et V_{L8}

V₅ : V_{T1}; V_{T4}; V_{T5}; V_{T6}; V_{T7} et V_{T8}

V₆ : V_{T2} et V_{T3}

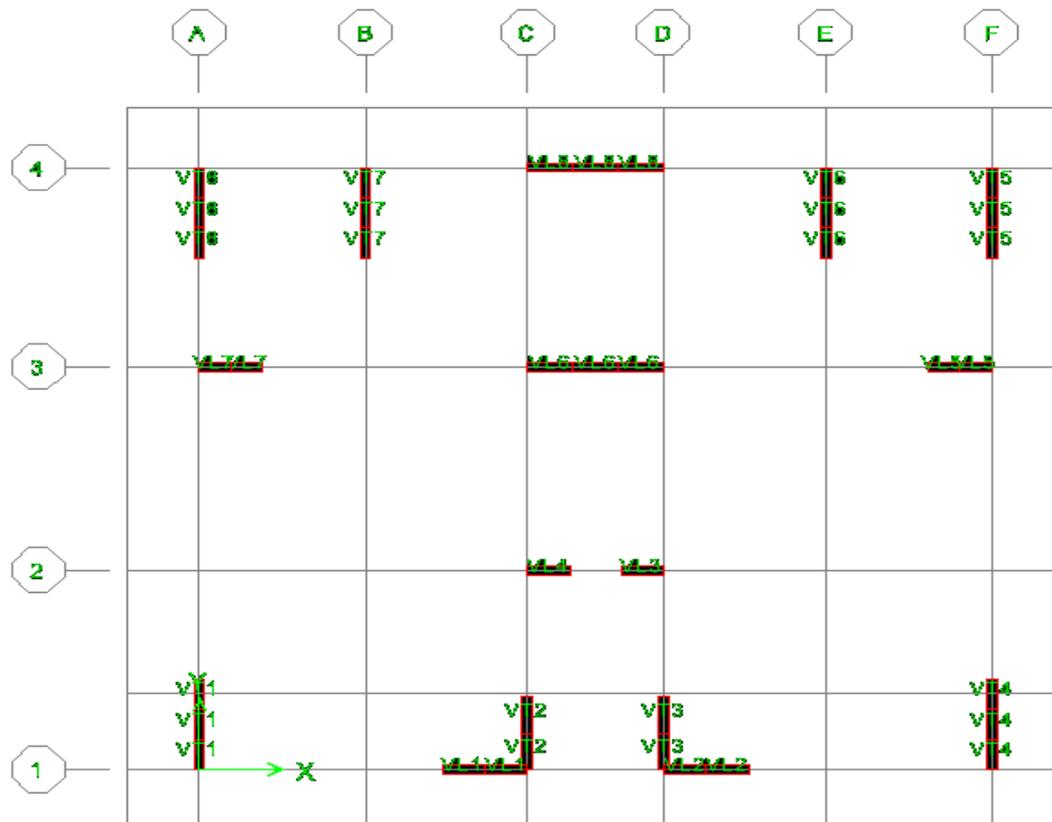


Figure VI.3.1 : Disposition des voiles dans la structure.

Les contraintes des différents voiles seront résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3.1 : Contraintes dues à $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{correspondants}} \Rightarrow T_{\text{correspondants}}$.

| | | e (m) | L (m) | B (m) | I (m ⁴) | N (KN) | M (KN.m) | T (KN) | σ_{\max} (KN/m ²) | σ_{\min} (KN/m ²) |
|----------------|----------|----------|----------|----------|------------------------|-----------|-------------|-----------|---|---|
| V ₁ | Zone I | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -2157.84 | 374.376 | 132.66 | -2061.340 | -5610.980 |
| | Zone II | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -1323.83 | 233.75 | 137.42 | -1245.327 | -3461.624 |
| | Zone III | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -732.13 | 173.008 | 111.29 | -481.378 | -2121.751 |
| | Zone IV | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -208.57 | 150.192 | 103.06 | 341.230 | -1082.812 |
| V ₂ | Zone I | 0.25 | 1.25 | 0.3125 | 0.041 | -1552.47 | 300.026 | 87.12 | -359.505 | -9576.303 |
| | Zone II | 0.25 | 1.25 | 0.3125 | 0.041 | -1171.04 | 117.626 | 94.41 | -1940.593 | -5554.063 |
| | Zone III | 0.25 | 1.25 | 0.3125 | 0.041 | -809.87 | 50.279 | 33.02 | -1819.299 | -3363.869 |
| | Zone IV | 0.25 | 1.25 | 0.3125 | 0.041 | -384.14 | 42.968 | 26.77 | -569.260 | -1889.236 |
| V ₃ | Zone I | 0.25 | 1.75 | 0.4375 | 0.112 | -4446.61 | 4.338 | 0.62 | -10129.684 | -10197.676 |
| | Zone II | 0.25 | 1.75 | 0.4375 | 0.112 | -3477.71 | 2.849 | 2.25 | -7926.725 | -7971.378 |
| | Zone III | 0.25 | 1.75 | 0.4375 | 0.112 | -2543.89 | 1.169 | 0.07 | -5805.445 | -5823.767 |
| | Zone IV | 0.25 | 1.75 | 0.4375 | 0.112 | -1131.29 | 0.416 | 0.12 | -2582.547 | -2589.066 |
| V ₄ | Zone I | 0.25 | 3.45 | 0.8625 | 0.855 | -1868.01 | 93.653 | 43.55 | -1976.968 | -2354.649 |
| | Zone II | 0.25 | 3.45 | 0.8625 | 0.855 | -1459.96 | 99.961 | 67.07 | -1491.148 | -1894.267 |
| | Zone III | 0.25 | 3.45 | 0.8625 | 0.855 | -1067.98 | 105.022 | 68.8 | -1026.473 | -1450.002 |
| | Zone IV | 0.25 | 3.45 | 0.8625 | 0.855 | -462.58 | 78.84 | 47.27 | -377.353 | -695.296 |
| V ₅ | Zone I | 0.25 | 2.75 | 0.6875 | 0.433 | -2463.26 | 70.406 | 5.35 | -3359.486 | -3806.361 |
| | Zone II | 0.25 | 2.75 | 0.6875 | 0.433 | -1855.13 | 8.179 | 8.92 | -2672.414 | -2724.327 |
| | Zone III | 0.25 | 2.75 | 0.6875 | 0.433 | -1263.28 | 2.791 | 6.79 | -1828.641 | -1846.356 |
| | Zone IV | 0.25 | 2.75 | 0.6875 | 0.433 | -343.99 | 8.377 | 23.26 | -473.764 | -526.934 |
| V ₆ | Zone I | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -2140.86 | 224.113 | 118.71 | -2743.512 | -4868.435 |
| | Zone II | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -1181.93 | 212.766 | 132.87 | -1092.540 | -3109.877 |
| | Zone III | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -697.4 | 26.708 | 12.81 | -1113.207 | -1366.438 |
| | Zone IV | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -246.46 | 31.961 | 19.57 | -286.632 | -589.670 |

Tableau VI.3.2 : Contraintes dues à $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{correspondants}} \Rightarrow T_{\text{correspondants}}$.

| | | e (m) | L (m) | B (m) | I (m ⁴) | N (KN) | M (KN.m) | T (KN) | σ_{\max} (KN/m ²) | σ_{\min} (KN/m ²) |
|----------------|----------|----------|----------|----------|------------------------|-----------|-------------|-----------|---|---|
| V ₁ | Zone I | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | 763.96 | 255.716 | 134.44 | 2570.434 | 145.868 |
| | Zone II | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | 148.03 | 199.6 | 139.07 | 1209.416 | -683.087 |
| | Zone III | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -16.71 | 265.397 | 166.03 | 1228.472 | -1287.885 |
| | Zone IV | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -5.5 | 199.354 | 137.7 | 935.308 | -954.863 |
| V ₂ | Zone I | 0.25 | 1.25 | 0.3125 | 0.041 | -153.11 | 114.306 | 107.74 | 1265.788 | -2245.692 |
| | Zone II | 0.25 | 1.25 | 0.3125 | 0.041 | -170.44 | 123.97 | 130.31 | 1358.771 | -2449.587 |
| | Zone III | 0.25 | 1.25 | 0.3125 | 0.041 | -149.92 | 151.514 | 57.51 | 1847.511 | -2806.999 |
| | Zone IV | 0.25 | 1.25 | 0.3125 | 0.041 | 14 | 29.567 | 3.06 | 498.949 | -409.349 |
| V ₃ | Zone I | 0.25 | 1.75 | 0.4375 | 0.112 | -420.54 | 33.597 | 45.49 | -697.9434 | -1224.525 |
| | Zone II | 0.25 | 1.75 | 0.4375 | 0.112 | -329.14 | 30.77 | 44.87 | -511.184 | -993.456 |
| | Zone III | 0.25 | 1.75 | 0.4375 | 0.112 | -170.44 | 123.97 | 130.31 | 581.943 | -1361.097 |
| | Zone IV | 0.25 | 1.75 | 0.4375 | 0.112 | -420.54 | 33.597 | 45.49 | -697.944 | -1224.525 |
| V ₄ | Zone I | 0.25 | 3.45 | 0.8625 | 0.855 | -1094.49 | 155.158 | 65.49 | -956.116 | -1581.832 |
| | Zone II | 0.25 | 3.45 | 0.8625 | 0.855 | -769.04 | 12.082 | 46.14 | -867.279 | -916.003 |
| | Zone III | 0.25 | 3.45 | 0.8625 | 0.855 | -302.33 | 60.987 | 21.42 | -227.554 | -473.501 |
| | Zone IV | 0.25 | 3.45 | 0.8625 | 0.855 | -16.43 | 1.036 | 1.5 | -16.960 | -21.138 |
| V ₅ | Zone I | 0.25 | 2.75 | 0.6875 | 0.433 | -292.13 | 617.2 | 272.74 | 1533.801 | -2383.634 |
| | Zone II | 0.25 | 2.75 | 0.6875 | 0.433 | -198.5 | 198.641 | 210.92 | 341.671 | -919.125 |
| | Zone III | 0.25 | 2.75 | 0.6875 | 0.433 | -76.54 | 257.209 | 115.07 | 704.936 | -927.597 |
| | Zone IV | 0.25 | 2.75 | 0.6875 | 0.433 | -33.17 | 196.968 | 65.33 | 576.841 | -673.336 |
| V ₆ | Zone I | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | 598.54 | 327.885 | 113.53 | 2618.489 | -490.347 |
| | Zone II | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -20.97 | 197.456 | 131.03 | 898.808 | -973.368 |
| | Zone III | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | 23.25 | 79.406 | 53.12 | 417.777 | -335.110 |
| | Zone IV | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | 45.34 | 52.522 | 57.24 | 329.598 | -168.389 |

Tableau VI.3.3 : Contraintes dues à $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{correspondants}} \Rightarrow T_{\text{correspondants}}$.

| | | e (m) | L (m) | B (m) | I (m ⁴) | M (KN.m) | N (KN) | T (KN) | σ_{\max} (KN/m ²) | σ_{\min} (KN/m ²) |
|----------------|----------|----------|----------|----------|------------------------|-------------|-----------|-----------|---|---|
| V ₁ | Zone I | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -1612.93 | -1801.6 | 373.92 | 4443.639 | -10849.327 |
| | Zone II | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -742.242 | -1085.83 | 325.15 | 1588.412 | -5449.141 |
| | Zone III | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | 437.143 | -324.04 | 256.4 | 1496.311 | -2648.453 |
| | Zone IV | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -246.813 | -170.32 | 103.06 | 867.285 | -1472.868 |
| V ₂ | Zone I | 0.25 | 1.25 | 0.3125 | 0.041 | 355.86 | -487.51 | 112.11 | 3905.978 | -7026.042 |
| | Zone II | 0.25 | 1.25 | 0.3125 | 0.041 | 244.144 | -1170.4 | 138.12 | 4.77184 | -7495.332 |
| | Zone III | 0.25 | 1.25 | 0.3125 | 0.041 | -196.346 | -805.49 | 124.77 | 438.307 | -5593.443 |
| | Zone IV | 0.25 | 1.25 | 0.3125 | 0.041 | -197.281 | -216.57 | 37.18 | 2337.212 | -3723.260 |
| V ₃ | Zone I | 0.25 | 1.75 | 0.4375 | 0.112 | -768.856 | -1685 | 178.72 | 2173.892 | -9876.749 |
| | Zone II | 0.25 | 1.75 | 0.4375 | 0.112 | 370.077 | -792.91 | 155.01 | 1087.830 | -4712.561 |
| | Zone III | 0.25 | 1.75 | 0.4375 | 0.112 | 237.195 | -597.58 | 132.75 | 492.937 | -3224.731 |
| | Zone IV | 0.25 | 1.75 | 0.4375 | 0.112 | 235.087 | -134.18 | 41.86 | 1535.617 | -2149.012 |
| V ₄ | Zone I | 0.25 | 3.45 | 0.8625 | 0.855 | -5317.744 | -2608.14 | 642.83 | 7698.679 | -13746.540 |
| | Zone II | 0.25 | 3.45 | 0.8625 | 0.855 | -2310.939 | -1953.97 | 502.75 | 2394.266 | -6925.212 |
| | Zone III | 0.25 | 3.45 | 0.8625 | 0.855 | 1037.218 | -1327.33 | 378 | 552.496 | -3630.362 |
| | Zone IV | 0.25 | 3.45 | 0.8625 | 0.855 | 538.763 | -767.28 | 101.43 | 196.753 | -1975.953 |
| V ₅ | Zone I | 0.25 | 2.75 | 0.6875 | 0.433 | 2504.274 | -967.35 | 359.28 | 6540.394 | -9354.503 |
| | Zone II | 0.25 | 2.75 | 0.6875 | 0.433 | 1048.662 | -741.25 | 264.24 | 2249.803 | -4406.167 |
| | Zone III | 0.25 | 2.75 | 0.6875 | 0.433 | -500.226 | -1037.39 | 224.61 | 78.563 | -3096.425 |
| | Zone IV | 0.25 | 2.75 | 0.6875 | 0.433 | 239.266 | -167.55 | 64.23 | 515.614 | -1003.033 |
| V ₆ | Zone I | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | 1356.171 | 26.01 | 279.09 | 6475.495 | -6383.015 |
| | Zone II | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | 649.881 | -378.44 | 240.96 | 2408.135 | -3753.700 |
| | Zone III | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | 368.024 | -399.15 | 186.54 | 1035.106 | -2454.306 |
| | Zone IV | 0.25 | 2.25 | 0.5625 | 0.237 | -178.5 | -169.89 | 45.25 | 544.196 | -1148.249 |

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d = \frac{L_t}{2}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c.$$

Avec :

L : Longueur du voile ;

L_t : La longueur de la zone tendue

VI .3.3 Calcul du ferrailage des voiles

A) Détermination des contraintes

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)
- Section partiellement comprimée (SPC)

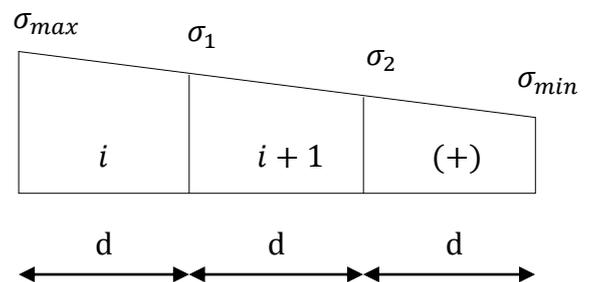
a) Section entièrement comprimée (SEC)

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

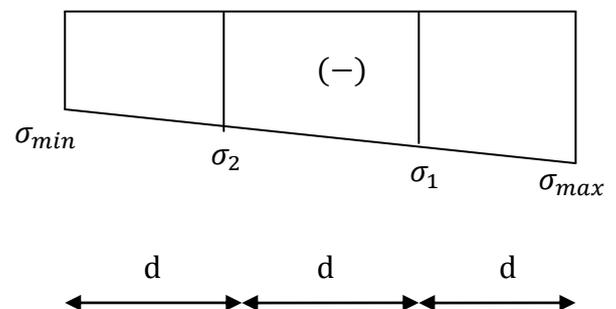
e : Épaisseur du voile.



b) Section entièrement tendue (SET)

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

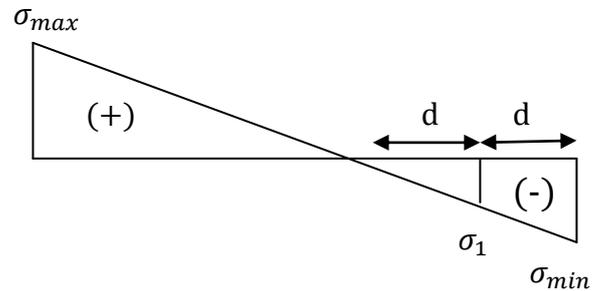
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



c) Section partiellement comprimée (SPC)

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



B) Détermination des armatures

a) Armatures verticales

Tableau VI.3.4 : Les armatures verticales.

| Section | Armatures verticales |
|---------|--|
| SEC | $A_{Vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$ |
| SET | $A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$ |
| SPC | $A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$ |

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier.

- en situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPA ;
- en situation courante : $\sigma_s = 348$ MPA.

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $[L/10]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égal à 15 cm.

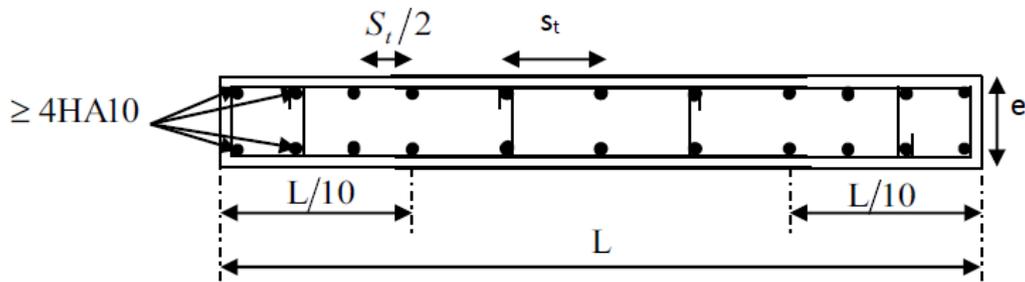


Figure VI.3.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

B) Armatures horizontales

D'après le RPA 99 modifié 2003

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . RPA 99 modifié 2003 (Art 7.7.4.2).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

- Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales RPA 99 modifié 2003 (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

A_v et $A_H > 0.15\%B$Globalement dans la section du voile.

A_v et $A_H > 0.10\%B$en zone courante.

C) Armatures minimales

a) Compression simple BAEL91 modifié 99 (Art A.8.1; 21)

- $A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée Perpendiculairement à la direction de ces armatures.
- $0.2\% \leq A_{min} \leq 0.5\%$

Avec :

B : section du béton comprimé.

b) Traction simple BAEL91 modifié 99 (art A.4.2.1)

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendu $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu RPA 99 modifié 2003 (Art.7.7.4.1).

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{f_{t28} \times d \times e}{f_e}; 0.2\%B \right)$$

D) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m²), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

E) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

F) Armatures des potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

G) Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement doit être égale à :

40 \emptyset : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.

20 \emptyset : pour les barres situées dans les zones comprimées.

H) Diamètre maximal

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égal au à [1/10] de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0.1e = 0.1 \times 250 = \mathbf{25mm.}$$

I) Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e, 30cm\}$$

Avec : $e=25cm$: épaisseur du voile.

$$S_t \leq 1.5e$$

$$S_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{37.5; 30cm\} \Rightarrow S_t \leq \mathbf{30cm}$$

VI .3.3 Les vérifications

A) Vérification à l'ELU

Vérification de la contrainte limite de cisaillement

- D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21)

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

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 RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2)

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré ;

b : Epaisseur du voile ;

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$) ;

h : Hauteur totale de la section brute.

B) Vérification à l'ELS

Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : section des armatures adoptées (verticales) ;

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible.

VI .3.4 Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage des voiles V_{L1} et V_{L2} de la zone I

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 4443.639 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -10849.327 \text{KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPA)}$$

a. Caractéristiques géométriques

Tableau VI.3.5 : Caractéristiques géométriques du voile V1.

| L (m) | e(m) | B (m ²) |
|-------|------|---------------------|
| 2.25 | 0.25 | 0.563 |

b. Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L \Rightarrow L_c = \frac{4443.639}{4443.639 + 10849.327} \times 2.25 \Rightarrow L_c = 0.65$$

c. Largeur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c = 2.25 - 0.65 \Rightarrow L_t = 1.60\text{m}$$

d. Calcul de la longueur « d »

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$\text{Avec : } d = d_1 = d_2 = 0.8$$

Dans notre cas on prend $d = 0.8\text{m}$

Détermination de N

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{\max}} = \frac{(L_t/2)}{L_t} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{\sigma_{\max}}{2}$$

$$\sigma_1 = \frac{4443.639}{2} = 2221.820\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4443.639 + 2221.820}{2} \times 0.8 \times 0.25 = 666.55\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2221.820}{2} \times 0.8 \times 0.25 = 222.182\text{KN}$$

e. Calcul des armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{666.546}{40} = 16.66\text{cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{222.182}{40} = 5.55\text{cm}^2$$

f. Les armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 373.92}{400 \times 10^{-1}} = 14.40\text{cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{vj} = 14.40 \longrightarrow 2.25 \\ A_{vjd} \longrightarrow 0.8 \end{array} \right\} A_{vjd} = 5.12$$

g. Calcul des armatures minimales

$$\begin{aligned} A_{\min} &\geq \max\left(\frac{f_{t28} \times d \times e}{f_e}; 0.2\%B\right) \\ &= \max\left(\frac{2.1 \times 0.25 \times 0.8}{400} \times 10^4; 0.002 \times 0.8 \times 0.25 \times 10^4\right) \\ A_{\min} &\geq \max(10.50; 3.85) = 10.50\text{cm}^2 \end{aligned}$$

Calcul des sections totales

$$A_1 = A_{V1} + A_{vjd} = 21.78\text{cm}^2$$

$$A_2 = A_{V2} + A_{vjd} = 10.67\text{cm}^2$$

Tableau VI.3.6 : Ferrailage adopté pour le voile longitudinal V_{L1} .

| | Ferrailage adoptée | Section total | Espacement |
|------------------------------|--------------------|---------------|---------------------|
| 1^{ère} bonde | 2 × 8HA14 | 24.62 | $S_t = 11\text{cm}$ |
| 2^{ème} bonde | 2 × 4HA14 | 12.30 | $S_t = 20\text{cm}$ |

h. Calcul des armatures horizontales

D'après RPA 99 version 2003 : $A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 25 \times 225 = 8.44\text{cm}^2$

On prend : $A_H = 8.44\text{cm}^2$

Soit : $2 \times 4HA12 = 9.04\text{cm}^2$ avec un espacement $S_h = 25\text{cm}$.

i. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8)

j. Les vérifications**- Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t = 11\text{cm et } 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{853.88 \times 10^3}{0.563 \times 10^6 + 15 \times 24.62 \times 10^2} = 1.42\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.42\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte limite de cisaillement

a. D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2)

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{1.4 \times 372.92 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2250} = \mathbf{1.03MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = \mathbf{5MPa}$$

$$\tau_b = 1.03MPa \leq \bar{\tau}_u = 5MPa \dots \dots \dots \mathbf{condition\ vérifiée.}$$

b. D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{372.92 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2250} = \mathbf{0.73MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$$\tau_u = 0.73MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \mathbf{Condition\ vérifiée.}$$

Tableau VI.3.7 : Ferrailage des voiles longitudinales V_1 .

| | Zones | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV |
|--|---|------------------------|-----------|-----------|----------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 2.25 | 2.25 | 2.25 | 2.25 |
| | e (m) | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.25 |
| | B (m) | 0.5625 | 0.5625 | 0.5625 | 0.5625 |
| Sollicitation de calcul | σ_{\max} [KN/m ²] | 4443.639 | 1588.412 | 1496.311 | 935.308 |
| | σ_{\min} [KN/m ²] | -10849.327 | -5449.141 | -2648.453 | -954.863 |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC |
| | Ns (KN.m) | 853.88 | 721.62 | 497.76 | 146.57 |
| | V (kN) | 373.92 | 325.15 | 137.7 | 256.4 |
| | Lc(m) | 0.65 | 0.51 | 0.81 | 1.11 |
| | Lt(m) | 1.60 | 1.74 | 1.44 | 1.14 |
| | d (m) | 0.800 | 0.870 | 0.720 | 0.570 |
| | σ_1 [KN/m ²] | 2221.820 | 794.206 | 748.156 | 467.654 |
| | N1 | 666.55 | 259.11 | 202.00 | 99.96 |
| | N2 | 222.182 | 86.370 | 67.334 | 33.320 |
| | Ferrailage des armatures verticales | Av1 (cm ²) | 16.66 | 6.48 | 5.05 |
| Av2 (cm ²) | | 5.55 | 2.16 | 1.68 | 0.83 |
| Avj (cm ²) | | 14.40 | 12.52 | 5.30 | 9.87 |
| Avd (cm ²) | | 5.12 | 4.84 | 1.70 | 2.50 |
| Av1 (cm ²) | | 21.78 | 11.32 | 6.75 | 5.00 |
| Av2 (cm ²) | | 10.67 | 7.00 | 3.38 | 3.33 |
| A _{min} (cm ²) | | 10.50 | 11.42 | 9.45 | 7.48 |
| A _v adopté (cm ²) | | 24.62 | 18.1 | 18.1 | 18.1 |
| | | 12.3 | 12.3 | 12.3 | 12.3 |
| Choix des barres/nappe | | 2X8HA14 | 2X8HA12 | 2X8HA12 | 2X8HA12 |
| | 2X4HA14 | 2x4HA14 | 2X4HA14 | 2X4HA14 | |
| S _t (cm) | 12 | 12 | 12 | 12 | |
| | 22 | 22 | 22 | 22 | |
| Ferrailage des armatures horizontales | A _{hmin} | 8.44 | 8.44 | 8.44 | 8.44 |
| | Choix des barres | 2X4HA12 | 2X4HA13 | 2X4HA14 | 2X4HA15 |
| | A _H adoptée (cm ²) | 9.04 | 9.04 | 9.04 | 9.04 |
| | St (cm) | 25 | 25 | 25 | 25 |
| Armatures transversales | A _t | 4 épingles de HA8/ml | | | |
| | St (cm) | 25 | 25 | 25 | 25 |
| vérifications des contraintes | $\bar{\tau}_b=5$ (MPa) tb(MPa) | 1.034 | 0.899 | 0.381 | 0.709 |
| | $\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa) tu(MPa) | 0.739 | 0.642 | 0.272 | 0.506 |
| | $\bar{\sigma}_b=15$ MPa ob(MPa) | 1.424 | 1.223 | 0.844 | 0.248 |

Tableau VI.3.8 : Ferrailage des voiles longitudinales V_2 .

| | Zones | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV | |
|--|---|-----------------------------|----------------|----------------|----------------|-------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.25 | |
| | e (m) | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | |
| | B (m) | 0.3125 | 0.3125 | 0.3125 | 0.3125 | |
| Sollicitation de calcul | σ_{\max} [KN/m ²] | 3905.978 | 1358.771 | 1847.511 | 2337.212 | |
| | σ_{\min} [KN/m ²] | -7026.042 | -2449.587 | -2806.999 | -3723.26 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | Ns (KN.m) | 1035.58 | 812.25 | 601.01 | 285.64 | |
| | V (kN) | 112.11 | 138.12 | 124.77 | 37.18 | |
| | Lc(m) | 0.45 | 0.45 | 0.50 | 0.48 | |
| | Lt(m) | 0.80 | 0.80 | 0.75 | 0.77 | |
| | d (m) | 0.400 | 0.400 | 0.375 | 0.385 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 1952.989 | 679.386 | 923.756 | 1168.606 | |
| | N1 | 292.95 | 101.91 | 129.90 | 168.72 | |
| | N2 | 97.649 | 33.969 | 43.301 | 56.239 | |
| | Ferrailage des armatures verticales | Av1 (cm ²) | 7.32 | 2.55 | 3.25 | 4.22 |
| Av2 (cm ²) | | 2.44 | 0.85 | 1.08 | 1.41 | |
| Avj (cm ²) | | 4.32 | 5.32 | 4.80 | 1.43 | |
| Avd (cm ²) | | 1.38 | 1.70 | 1.44 | 0.44 | |
| Av1 (cm ²) | | 8.70 | 4.25 | 4.69 | 4.66 | |
| Av2 (cm ²) | | 3.82 | 2.55 | 2.52 | 1.85 | |
| A _{min} (cm ²) | | 5.25 | 5.25 | 4.92 | 5.05 | |
| A _{v adopté} (cm ²) | | 11.3 | 11.3 | 11.3 | 11.3 | |
| | | 6.78 | 6.78 | 6.78 | 6.78 | |
| Choix des barres/nappe | | 2X5HA12 | 2X5HA12 | 2X5HA12 | 2X5HA12 | |
| | | 2X3HA12 | 2X3HA12 | 2X3HA12 | 2X3HA12 | |
| S _t (cm) | | 10 | 10 | 10 | 10 | |
| | 13 | 13 | 13 | 13 | | |
| Ferrailage des armatures horizontales | A _{hmin} | 4.69 | 4.69 | 4.69 | 4.69 | |
| | Choix des barres | 2X4HA12 | 2X4HA12 | 2X4HA12 | 2X4HA12 | |
| | A _{H adoptée} (cm ²) | 9.04 | 9.04 | 9.04 | 9.04 | |
| | S _t (cm) | 25 | 25 | 25 | 25 | |
| Armatures transversales | A _t | 4 épingles de HA8/ml | | | | |
| | S _t (cm) | 25 | 25 | 25 | 25 | |
| vérifications des contraintes | $\bar{\tau}_b=5$ (MPa) | tb(MPa) | 0.558 | 0.688 | 0.621 | 0.185 |
| | $\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa) | tu(MPa) | 0.398 | 0.491 | 0.444 | 0.132 |
| | $\bar{\sigma}_b=15$ MPa | σ_b (MPa) | 3.143 | 2.465 | 1.824 | 0.867 |

Tableau VI.3.9 : Ferraillage des voiles longitudinales V_3 .

| | Zones | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV | |
|--|--|-----------------------------|----------------|----------------|----------------|-------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 1.75 | 1.75 | 1.75 | 1.75 | |
| | e (m) | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | |
| | B (m) | 0.4375 | 0.4375 | 0.4375 | 0.4375 | |
| Sollicitation de calcul | σ_{max} [KN/m ²] | 2173.892 | 1073.83 | 581.943 | 1535.617 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -9876.75 | -4712.56 | -1361.1 | -2149.01 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | Ns (KN.m) | 853.88 | 721.62 | 497.76 | 146.57 | |
| | V (kN) | 178.72 | 155.01 | 132.75 | 41.86 | |
| | Lc(m) | 0.32 | 0.32 | 0.52 | 0.37 | |
| | Lt(m) | 1.43 | 1.43 | 0.62 | 1.39 | |
| | d (m) | 0.715 | 0.715 | 0.720 | 0.570 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 1086.946 | 536.915 | 290.972 | 767.809 | |
| | N1 | 291.44 | 143.96 | 78.56 | 164.12 | |
| | N2 | 97.146 | 47.987 | 26.187 | 54.706 | |
| | Ferraillage des armatures verticales | Av1 (cm ²) | 7.29 | 3.60 | 1.96 | 4.10 |
| Av2 (cm ²) | | 2.43 | 1.20 | 0.65 | 1.37 | |
| Avj (cm ²) | | 6.88 | 5.97 | 5.11 | 1.61 | |
| Avd (cm ²) | | 2.81 | 2.44 | 2.10 | 0.52 | |
| Av1 (cm ²) | | 10.10 | 6.04 | 4.07 | 4.63 | |
| Av2 (cm ²) | | 5.24 | 3.64 | 2.76 | 1.89 | |
| A _{min} (cm ²) | | 9.38 | 9.38 | 9.45 | 7.48 | |
| A _v adopté (cm ²) | | 15.84 | 15.84 | 15.84 | 15.84 | |
| | | 12.3 | 12.3 | 12.3 | 12.3 | |
| Choix des barres/nappe | | 2X7HA12 | 2X7HA12 | 2X7HA12 | 2X7HA12 | |
| | | 2X3HA14 | 2X3HA14 | 2X3HA14 | 2X3HA14 | |
| S _t (cm) | | 12 | 12 | 12 | 12 | |
| | 24 | 24 | 24 | 24 | | |
| Ferraillage des armatures horizontales | A _{hmin} | 6.56 | 6.56 | 6.56 | 6.56 | |
| | Choix des barres/nappe | 2X4HA12 | 2X4HA12 | 2X4HA12 | 2X4HA12 | |
| | A _H adoptée /nappe (cm ²) | 9.04 | 9.04 | 9.04 | 9.04 | |
| | S _t (cm) | 25 | 25 | 25 | 25 | |
| Armatures transversales | A _t | 4 épingles de HA8/ml | | | | |
| | S _t (cm) | 25 | 25 | 25 | 25 | |
| vérifications des contraintes | $\bar{\tau}_b=5$ (MPa) | tb(MPa) | 0.799 | 0.694 | 0.59 | 0.235 |
| | $\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa) | tu(MPa) | 0.444 | 0.385 | 0.328 | 0.131 |
| | $\bar{\sigma}_b=15$ MPa | ob(MPa) | 1.851 | 1.565 | 1.079 | 0.318 |

Tableau VI.3.10 : Ferrailage des voiles longitudinales V_4 .

| | Zones | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV | |
|---------------------------------------|--|-----------------------------|----------------|----------------|----------------|-------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 3.45 | 3.45 | 3.45 | 3.45 | |
| | e (m) | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | |
| | B (m) | 0.8625 | 0.8625 | 0.8625 | 0.8625 | |
| Sollicitation de calcul | σ_{\max} [KN/m ²] | 7698.679 | 2394.266 | 552.496 | 196.753 | |
| | σ_{\min} [KN/m ²] | -13746.5 | -6925.21 | -3630.36 | -1975.95 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | Ns (KN.m) | 3267.17 | 2556.19 | 1871 | 834.08 | |
| | V (kN) | 642.83 | 502.75 | 378 | 101.43 | |
| | Lc(m) | 1.24 | 0.89 | 0.46 | 0.31 | |
| | Lt(m) | 2.21 | 2.56 | 1.50 | 0.16 | |
| | d (m) | 1.105 | 1.280 | 0.720 | 0.570 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 3849.340 | 1197.133 | 276.248 | 98.377 | |
| | N1 | 1595.07 | 574.62 | 74.59 | 21.03 | |
| | N2 | 531.690 | 191.541 | 24.862 | 7.009 | |
| Ferrailage des armatures verticales | Av1 (cm ²) | 39.88 | 14.37 | 1.86 | 0.53 | |
| | Av2 (cm ²) | 13.29 | 4.79 | 0.62 | 0.18 | |
| | Avj (cm ²) | 24.75 | 19.36 | 14.55 | 3.91 | |
| | Avd (cm ²) | 7.93 | 7.18 | 3.04 | 0.65 | |
| | A1 (cm ²) | 47.80 | 21.55 | 4.90 | 1.17 | |
| | A2 (cm ²) | 21.22 | 11.97 | 3.66 | 0.82 | |
| | A _{min} (cm ²) | 14.50 | 16.80 | 9.45 | 7.48 | |
| | A _v adopté (cm ²) | 50.26 | 24.62 | 18.1 | 18.1 | |
| | | 24.12 | 18.46 | 13.56 | 13.56 | |
| | Choix des barres/nappe | 2X8HA20 | 2X8HA14 | 2X8HA12 | 2X8HA12 | |
| | | 2X6HA16 | 2X6HA14 | 2X6HA12 | 2X6HA12 | |
| S _t (cm) | 18 | 18 | 18 | 18 | | |
| | 21 | 21 | 21 | 21 | | |
| Ferrailage des armatures horizontales | A _{hmin} | 12.94 | 12.94 | 12.94 | 12.94 | |
| | Choix des barres/nappe | 2X6HA12 | 2X6HA12 | 2X6HA12 | 2X6HA12 | |
| | A _H adoptée /nappe (cm ²) | 13.56 | 13.56 | 13.56 | 13.56 | |
| | St (cm) | 17 | 17 | 17 | 17 | |
| Armatures transversales | A _t | 4 épingles de HA8/ml | | | | |
| | St (cm) | 25 | 25 | 25 | 25 | |
| vérifications des contraintes | $\bar{\tau}_b=5$ (MPa) | tb(MPa) | 1.159 | 0.907 | 0.682 | 0.183 |
| | $\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa) | tu(MPa) | 0.828 | 0.648 | 0.487 | 0.131 |
| | $\bar{\sigma}_b=15$ MPa | σ_b (MPa) | 3.484 | 2.842 | 2.103 | 0.938 |

Tableau VI.3.11 : Ferrailage des voiles transversales V_5 .

| | Zones | | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV |
|--|--|------------------------|-----------------------------|----------------|----------------|-------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 |
| | e (m) | | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.25 |
| | B (m) | | 0.6875 | 0.6875 | 0.6875 | 0.6875 |
| Sollicitation de calcul | σ_{\max} [KN/m ²] | | 6540.394 | 2249.803 | 704.936 | 576 |
| | σ_{\min} [KN/m ²] | | -9354.5 | -4406.17 | -927.597 | -673.336 |
| | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC | SPC |
| | Ns (KN.m) | | 944.75 | 736.5 | 511.45 | 136.83 |
| | V (kN) | | 359.28 | 264.24 | 224.61 | 64.23 |
| | Lc(m) | | 1.13 | 0.93 | 1.19 | 1.27 |
| | Lt(m) | | 1.62 | 1.82 | 1.56 | 1.48 |
| | d (m) | | 0.810 | 0.910 | 0.780 | 0.740 |
| | σ_1 [KN/m ²] | | 3270.197 | 1124.902 | 352.468 | 288.000 |
| | N1 | | 993.32 | 383.87 | 103.10 | 79.92 |
| | N2 | | 331.107 | 127.958 | 34.366 | 26.640 |
| | Ferrailage des armatures verticales | Av1 (cm ²) | | 24.83 | 9.60 | 2.58 |
| Av2 (cm ²) | | 8.28 | 3.20 | 0.86 | 0.67 | |
| Avj (cm ²) | | 13.83 | 10.17 | 8.65 | 2.47 | |
| Avd (cm ²) | | 4.07 | 3.37 | 2.45 | 0.67 | |
| Av1 (cm ²) | | 28.91 | 12.96 | 5.03 | 2.66 | |
| Av2 (cm ²) | | 12.35 | 6.57 | 3.31 | 1.33 | |
| A _{min} (cm ²) | | 10.63 | 11.94 | 10.24 | 9.71 | |
| A _{v adopté} (cm ²) | | 32.16 | 24.62 | 18.1 | 18.1 | |
| | | 15.38 | 15.38 | 11.3 | 11.3 | |
| Choix des barres/nappe | | 2X8HA16 | 2X8HA14 | 2X8HA12 | 2X8HA12 | |
| | | 2X5HA14 | 2X5HA14 | 2X5HA12 | 2X5HA12 | |
| St (cm) | | 11 | 11 | 11 | 11 | |
| | | 18 | 18 | 18 | 18 | |
| Ferrailage des armatures horizontales | A _{hmin} | | 10.31 | 10.31 | 10.31 | 10.31 |
| | Choix des barres/nappe | | 2X5HA12 | 2X5HA12 | 2X5HA12 | 2X5HA12 |
| | A _{H adoptée} /nappe (cm ²) | | 11.30 | 11.30 | 11.30 | 11.30 |
| | St (cm) | | 20 | 20 | 20 | 20 |
| Armatures transversales | A _t | | 4 épingles de HA8/ml | | | |
| | St (cm) | | 25 | 25 | 25 | 25 |
| vérifications des contraintes | $\bar{\tau}_b=5$ (MPa) | tb(MPa) | 0.813 | 0.598 | 0.508 | 0.145 |
| | $\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa) | tu(MPa) | 0.581 | 0.427 | 0.363 | 0.104 |
| | $\bar{\sigma}_b=15$ MPa | ob(MPa) | 1.284 | 1.017 | 0.717 | 0.191 |

Tableau VI.3.12 : Ferrailage des voiles longitudinales V_6 .

| | Zones | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV | |
|---------------------------------------|--|-----------------------------|----------------|----------------|----------------|-------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 2.25 | 2.25 | 2.25 | 2.25 | |
| | e (m) | 0.25 | 0.25 | 0.25 | 0.25 | |
| | B (m) | 0.5625 | 0.5625 | 0.5625 | 0.5625 | |
| Sollicitation de calcul | σ_{\max} [KN/m ²] | 6475.495 | 2408.135 | 1035.106 | 544.196 | |
| | σ_{\min} [KN/m ²] | -6383.02 | -3753.7 | -2454.31 | -1148.25 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | Ns (KN.m) | 1807 | 1360.77 | 926.66 | 252.27 | |
| | V (kN) | 279.09 | 240.96 | 186.54 | 45.25 | |
| | Lc(m) | 1.13 | 0.88 | 0.67 | 0.72 | |
| | Lt(m) | 1.12 | 1.37 | 1.58 | 1.53 | |
| | d (m) | 0.560 | 0.685 | 0.790 | 0.765 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 3237.748 | 1204.068 | 517.553 | 272.098 | |
| | N1 | 679.93 | 309.29 | 153.33 | 78.06 | |
| | N2 | 226.642 | 103.098 | 51.108 | 26.019 | |
| Ferrailage des armatures verticales | Av1 (cm ²) | 17.00 | 7.73 | 3.83 | 1.95 | |
| | Av2 (cm ²) | 5.67 | 2.58 | 1.28 | 0.65 | |
| | Avj (cm ²) | 10.74 | 9.28 | 7.18 | 1.74 | |
| | Avd (cm ²) | 2.67 | 2.82 | 2.52 | 0.59 | |
| | Av1 (cm ²) | 19.67 | 10.56 | 6.35 | 2.54 | |
| | Av2 (cm ²) | 8.34 | 5.40 | 3.80 | 1.24 | |
| | A _{min} (cm ²) | 7.35 | 8.99 | 10.37 | 10.04 | |
| | A _v adopté (cm ²) | 24.62 | 18.1 | 18.1 | 18.1 | |
| | | 12.3 | 12.3 | 12.3 | 12.3 | |
| | Choix des barres/nappe | 2X8HA14 | 2X8HA12 | 2X8HA12 | 2X8HA12 | |
| | | 2X4HA14 | 2X4HA14 | 2X4HA14 | 2X4HA14 | |
| S _t (cm) | 11 | 11 | 11 | 11 | | |
| | 20 | 20 | 20 | 20 | | |
| Ferrailage des armatures horizontales | A _{hmin} | 8.44 | 8.44 | 8.44 | 8.44 | |
| | Choix des barres/nappe | 2X4HA12 | 2X4HA12 | 2X4HA12 | 2X4HA12 | |
| | A _H adoptée /nappe (cm ²) | 9.04 | 9.04 | 9.04 | 9.04 | |
| | S _t (cm) | 25 | 25 | 25 | 25 | |
| Armatures transversales | At | 4 épingles de HA8/ml | | | | |
| | S _t (cm) | 25 | 25 | 25 | 25 | |
| vérifications des contraintes | $\bar{\tau}_b=5$ (MPa) | tb(MPa) | 0.772 | 0.296 | 0.229 | 0.056 |
| | $\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa) | tu(MPa) | 0.551 | 0.476 | 0.368 | 0.089 |
| | $\bar{\sigma}_b=15$ MPa | ob(MPa) | 3.015 | 2.308 | 1.572 | 0.428 |

Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

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.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

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.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci -dessous :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- facilité d'exécution (coffrage)
- économie.

On optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

VIII.1 Dimensionnement des semelles continues (sous voiles, sous poteaux)

1. Semelle filante sous voile

Pour calculer la largeur de la semelle, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier.

N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est arbitrairement prise égale à 1.5 bars.

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

| Voile | N _{ser} (KN) | L (m) | B (m) | S = B x L (m ²) |
|-------|-----------------------|-------|--------------|-----------------------------|
| VL1 | 569.46 | 2.25 | 1.69 | 3.80 |
| VL2 | 567.74 | 2.25 | 1.68 | 3.78 |
| VL3 | 1224.77 | 1.25 | 6.53 | 8.16 |
| VL4 | 1226.37 | 1.25 | 6.54 | 8.18 |
| VL5 | 1032.01 | 1.75 | 3.93 | 6.88 |
| VL6 | 1089.78 | 3.45 | 2.11 | 7.28 |
| VL7 | 1041.39 | 1.75 | 3.96 | 6.95 |
| VL8 | 874.63 | 3.45 | 1.69 | 5.83 |
| | | | Total | 50.86 |

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

| Voile | N _{ser} (KN) | L (m) | B (m) | S = B x L (m ²) |
|-------|-----------------------|-------|--------------|-----------------------------|
| VT1 | 641.41 | 2.75 | 1.55 | 4.26 |
| VT2 | 375.22 | 2.25 | 1.11 | 2.50 |
| VT3 | 376.45 | 2.25 | 1.12 | 2.52 |
| VT4 | 633.50 | 2.75 | 1.54 | 4.24 |
| VT5 | 578.28 | 2.75 | 1.40 | 3.85 |
| VT6 | 783.47 | 2.75 | 1.90 | 5.23 |
| VT7 | 783.76 | 2.75 | 1.90 | 5.23 |
| VT8 | 578.32 | 2.75 | 1.4 | 3.85 |
| | | | Total | 31.68 |

La surface totale des semelles filantes sous les voiles est notée S_v :

$$S_v = S_{vl} + S_{vt} = 50.86 + 31.68 = \mathbf{82.54m^2}$$

2. Semelle filante sous poteaux

Pour connaître la répartition des contraintes on devra calculer $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$ et comparer la valeur trouvée à : $\frac{L}{6}$

Avec R c'est la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Si $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

File E

Tableau VIII.3 : Résultante des charges sous poteaux.

| Poteaux | N_{ser} (KN) | M(KN.m) | e_i (m) | $N_{ser} \times e_i$ |
|----------|----------------|---------|-----------|----------------------|
| E1 | 497.601 | -0.938 | 8.30 | 4130.088 |
| E2 | 1118.289 | 9.950 | 2.80 | 3131.209 |
| E3 | 1534.400 | 0.672 | -2.8 | -4296.32 |
| E4 | 873.741 | -9.918 | -8.30 | -7252.050 |
| Σ | 4024.031 | -0.234 | / | -4287.073 |

$$\text{On 'a' : } e = \frac{-4287.073 + (-0.234)}{4024.031} = 1.07\text{m.}$$

$$\text{Et } \frac{L}{6} = \frac{19.9}{6} = 3.32\text{m.}$$

⇒ $e < \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4024.031}{19.9} \left(1 + \frac{6 \times 1.07}{19.9} \right) = 267.449 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{4024.031}{19.9} \left(1 - \frac{6 \times 1.07}{19.9} \right) = 181.166 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{4024.031}{19.9} \left(1 + \frac{3 \times 1.07}{19.9} \right) = 234.831 \text{ KN/ml}$$

La largeur de la semelle est déterminée comme suit:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{l}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{R\left(1+\frac{3e}{L}\right)}{L \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{4024.031\left(1+\frac{3 \times 1.07}{19.9}\right)}{19.9 \times 0.15 \times 10^3} = 1.566 \text{ m.}$$

On prend **B= 1.6m**.

Calcul de la surface de la semelle filante sous poteaux notée S_p

On aura donc : $S_p = (1.6 \times 17.1) = 27.36 \text{ m}^2$.

Surface totale des semelles (sous poteaux + sous voiles) :

$$S_t = n \times S_p + S_v = 6 \times 27.36 + 82.54 = 246.7 \text{ m}^2.$$

Avec n : nombre de portique dans le sens considéré

Surface totale du bâtiment :

$$S_{total} = L_x \times L_y = 22 \times 17.1 = 376.2 \text{ m}^2.$$

Pourcentage de la surface des semelles :

$$\frac{246.7 \times 100}{376.2} = 65.58\% > 50\%$$

Conclusion

Étant donné que la surface des semelles est supérieure à 50 % de la surface du bâtiment, on opte pour un radier général.

VIII.2 Etude de radier général

Un radier est défini comme étant une fondation 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.

VIII.2 .1 Dimensionnement

a) La condition d'épaisseur minimale

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm. ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$).

b) La condition forfaitaire

- Sous voile

$$L_{max} = 5.60 \text{ m.}$$

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : Distance entre deux voiles successifs.

$$\frac{560}{8} \leq h \leq \frac{560}{5} \Rightarrow 70 \text{ cm} \leq h \leq 112 \text{ cm}$$

On prend **h=90cm**.

- Sous poteaux

1. La dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25cm.}$$

$$h_d \geq \frac{560}{20} = 28 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 30 \text{ cm.}$$

2. La nervure

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{560}{10} = 56 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 60 \text{ cm.}$$

c) Condition de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 5.6\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.866}} = 1.22 \text{ m.}$$

Soit $h = 1.25 \text{ m}$.

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq b_n \leq 87.5 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 70 \text{ cm}$$

Dalle flottante

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{560}{50} \leq h \leq \frac{560}{40} \Rightarrow 11.2 \text{ cm} \leq h \leq 14 \text{ cm}$$

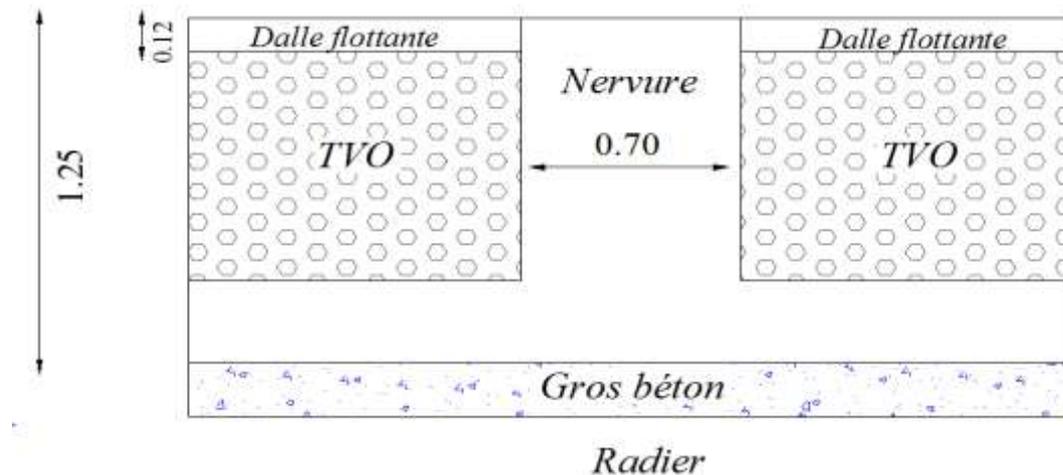
On prend la hauteur de la dalle flottante égale à **12 cm**.

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h_n = 125 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure: $b_n = 70 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle: $h_d = 30 \text{ cm}$.
- Dalle flottante : $h = 12 \text{ cm}$.

Figure VIII.1 : Les dimensions du radier.



VIII.2 .2 Calcul des charges nécessaires au radier

a) Le poids de la structure

- Charge permanente : $G_t = 32721.66 \text{ KN}$.
- Charge d'exploitation : $Q_t = 5692.52 \text{ KN}$.

b) Combinaison d'action

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 32721.66 + 1.5 \times 5692.52 = 52713.021 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 32721.66 + 5692.52 = 38414.18 \text{ KN}$$

d) Détermination de la surface du radier

$$\text{Etat Limite Ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{52713.021}{1.33 \times 150} = 264.23 \text{ m}^2.$$

$$\text{Etat Limite de Service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{38414.18}{150} = 256.09 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = \text{Max} (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 264.23 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 437.8 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 264.23 \text{ m}^2.$$

Remarque

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{125}{2}; 30\text{cm}\right) = 62.5\text{cm}.$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = 65\text{cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débort}}$

D'où :

$$S_{\text{débort}} = 2(17.1 \times 0.65) + 2(22 \times 0.65) = 50.83\text{m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 437.8 + 50.83 = 488.63 \text{ m}^2$$

VIII.2 .3 Calcul des sollicitations à la base du radier**a. Charges permanentes**

Poids du bâtiment : $G_{\text{bâtiment}} = 32721.66 \text{ KN}$

Poids du radier

$P_{\text{radier}} =$ poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle

Poids de la dalle = $S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$

$$P_d = 488.63 \times 0.3 \times 25 = 3664.73\text{KN}.$$

- Poids des nervures

Poids des nervures = $b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times 6 + L_y \times 4) \rho_b$

$$P_n = 0.70 \times (1.25 - 0.30) \times (22 \times 6 + 17.1 \times 4) \times 25 = 3331.65\text{KN}.$$

- Poids du TVO

$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{nervure}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$

$$P_{\text{TVO}} = (488.63 - 140.28) \times (1.25 - 0.3) \times 17 = 5625.85\text{KN}$$

Avec : Poids volumique du TVO : $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$

$$S_{\text{nervure}} = b_n \times (L_x \times 6 + L_y \times 4) = 0.7 \times (22 \times 6 + 17.1 \times 4) = 140.28\text{m}^2$$

- Poids de la dalle flottante

$P_{\text{df}} = S_{\text{radier}} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{\text{df}} = 488.63 \times 0.12 \times 25 = 1465.89\text{KN}$$

D'où :

$$G_{\text{radier}} = P_d + P_n + P_{\text{TVO}} + P_{\text{df}} = 3664.73 + 3331.65 + 1465.89 + 1465.89$$

$$G_{\text{radier}} = 9928.16\text{KN}.$$

b. Surcharge du bâtiment et du radier

$$Q_{bat}=5692.52\text{KN}$$

$$Q_{radier}=2.5 \times 264.23 = 660.58\text{KN.}$$

- Poids total de la structure

$$G_{total}=G_{batiment}+G_{radier}=32721.66+9928.16 = 42649.82\text{KN}$$

$$Q_{total}=Q_{batiment}+Q_{radier}=5692.52+660.58 = 6353.10\text{KN}$$

- Combinaison d'actions

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 42649.82 + 1.5 \times 6353.10 = 67106.91\text{KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 42649.82 + 6353.10 = 49002.92 \text{ KN}$$

VIII.3 Vérifications

VIII.3 .1 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\}$$

$$b = 125 \text{ cm}; d = 0.9 h = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u^{\text{tot}} \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{67106.91 \times 1.25}{488.63} \times \frac{5.60}{2} = 480.68\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{480.68 \times 10^3}{1250 \times 270} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.42\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

VIII.3 .2 Vérification de la stabilité du radier

- Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} = 11\text{m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} = 8.55\text{m}$$

Avec:

S_i : aire du panneau considéré ;

$X_i ; Y_i$: Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 9167.05 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 15173.4 \text{m}^4$$

La stabilité du radier consiste en 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 : $M = M_0 + T_0 \times h$.

Avec :

M : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

I_{xx} , I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

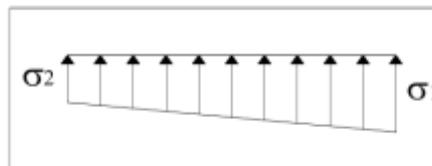


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes.

Tableau VIII.4 : calcul des moments.

| Sollicitations | | M_0 [KN. m] | T_0 [KN] | h [m] | M [KN. m] |
|----------------|----|---------------|------------|-------|-----------|
| Sens | XX | 47098.047 | 2379.34 | 1.25 | 50072.22 |
| | YY | 50204.101 | 2480.74 | 1.25 | 53305.03 |

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \vartheta$$

$$N_u = 67106.91 \text{KN}; N_s = 49002.92 \text{KN}$$

a) Sens longitudinal

A L'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{67106.91}{488.63} + \frac{50072.22}{9167.05} \times 11 = 197.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{67106.91}{488.63} - \frac{50072.22}{9167.05} \times 11 = 77.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 197.42 + 77.25}{4} = 167.38 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{49002.92}{488.63} + \frac{50072.22}{9167.05} \times 11 = 160.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{49002.92}{488.63} - \frac{50072.22}{9167.05} \times 11 = 40.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 160.37 + 40.20}{4} = 130.33 \text{ KN/m}^2$$

b) Sens transversale

A L'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{67106.91}{488.63} + \frac{53305.03}{15173.4} \times 8.55 = 167.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{67106.91}{488.63} - \frac{53305.03}{15173.4} \times 8.55 = 107.30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 167.37 + 107.30}{4} = 152.35 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{49002.92}{488.63} + \frac{53305.03}{15173.4} \times 8.55 = 130.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{49002.92}{488.63} - \frac{53305.03}{15173.4} \times 8.55 = 70.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 130.32 + 70.25}{4} = 115.30 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5 : Les résultats des contraintes.

| Contraintes | | ELU | | | ELS | | |
|-------------|----|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| | | σ_1 [KN / m ²] | σ_2 [KN / m ²] | σ_m [KN / m ²] | σ_1 [KN / m ²] | σ_2 [KN / m ²] | σ_m [KN / m ²] |
| Sens | XX | 197.42 | 77.25 | 167.38 | 160.37 | 40.20 | 130.33 |
| | YY | 167.37 | 107.30 | 152.35 | 130.32 | 70.25 | 115.30 |

$$A \text{ L'ELU: } \sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol} = 199.5 \text{ KN/m}^2$$

$$A \text{ L'ELS : } \sigma_m \leq \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VIII.6 : vérification des contraintes.

| | Contraintes | σ_m (ELU) | σ_m (ELS) | observation |
|------|-------------|------------------|------------------|---------------------|
| Sens | XX | 167.38 | 130.33 | Condition vérifiée. |
| | YY | 152.35 | 115.30 | Condition vérifiée. |

VIII.3 .3 Vérification de la stabilité au renversement (Art 10.1.5 RPA99/Version 2003)

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{50072.22}{49002.92} = 1.02 \text{ m} < \frac{22}{4} = 5.50 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{53305.03}{49002.92} = 1.09 \text{ m} < \frac{17.1}{4} = 4.28 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.5 Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus en travées se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L 91 modifié 99**.

VIII.5.1 Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastres sur 4 appuis)

On distingue deux cas :

1^{er} cas si : $\rho < 0.4 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant une seule direction.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; M_0^y = 0$$

2^{eme} cas : si $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la plus petite portée } L_x : M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables **PIGEAUD**.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisines, et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.9}{5.6} = 0.70 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0.0683$$

$$\mu_y = 0.436$$

0.4 ≤ ρ ≤ 1 La dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferrailage, nous 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

$$q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 167.38 - \frac{9928.16}{488.63} = 147.06 \text{KN/m.}$$

A L'ELS

$$q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 130.33 - \frac{9928.16}{488.63} = 110.01 \text{KN/m.}$$

- Calcul des moments isostatiques à l'ELU

$$M_x = 0.0683 \times 147.06 \times 3.9^2 = 152.77 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.436 \times 152.77 = 66.61 \text{KN.m}$$

Remarque

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,75** : pour les moments en travées ;
- **0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires ;
- **0,30** : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 152.77 = 76.39 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 152.77 = 114.58 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times 66.61 = 49.96 \text{KN.m} \end{cases}$$

VIII.5.2 Ferrailage à l'ELU

- Sens longitudinal (X-X)

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{76.39 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.086$$

$$\mu = 0.086 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.955$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{76.39 \times 10^3}{0.955 \times 25 \times 348} = 9.19 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 9\text{HA}12 = 10.18 \text{ cm}^2$$

En travées

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{114.58 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.129$$

$$\mu = 0.129 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.930$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{114.58 \times 10^3}{0.930 \times 25 \times 348} = 14.16 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 10\text{HA}14 = 15.39 \text{ cm}^2$$

- Sens transversal (Y-Y)

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{76.39 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.086$$

$$\mu = 0.086 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.955$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{76.39 \times 10^3}{0.955 \times 25 \times 348} = 9.19 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 9\text{HA}12 = 10.18 \text{ cm}^2$$

En travées

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{49.96 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.056$$

$$\mu = 0.056 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.971$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{49.96 \times 10^3}{0.971 \times 25 \times 348} = 5.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII.7 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

| sens | zone | M_u KN.m | μ_u | Section | β | A_{cal} (cm^2) | $A_{adoptée}$ (cm^2) | S_t (cm) |
|------|--------|---------------|---------|---------|---------|--------------------------------|------------------------------------|------------|
| X-X | Appuis | 76.39 | 0.086 | SSA | 0.955 | 9.19 | 10HA12=11.31 | 10 |
| | Travée | 114.58 | 0.129 | SSA | 0.930 | 14.16 | 10HA14=15.39 | 10 |
| Y-Y | Appuis | 76.39 | 0.086 | SSA | 0.955 | 9.19 | 6HA14=9.23 | 16 |
| | Travée | 49.96 | 0.056 | SSA | 0.971 | 5.91 | 6HA12=6.78 | 16 |

VIII.5.3 Vérifications à L'ELU**a. Condition du non fragilité du béton**

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

Sens (X-X)

$$w_x \geq w_0 \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{avec : } w_x = \frac{A_{min}}{b \times h} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^x \geq \frac{b \times h \times w_0 (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.70}{2} \right) = 2.76 \text{ cm}^2$$

Sens (Y-Y)

$$w_x \geq w_0 \quad \text{avec : } w_y = \frac{A_{min}}{bh} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^y \geq bh w_0 = 100 \times 30 \times 0.0008 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

Aux appuis

$$A_{ad}^x = 11.31 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 2.76 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 2.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

En travées

$$A_{ad}^x = 15.39 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 2.76 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 2.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Espacement des armatures BAEL 91 modifiée 99(Art A.8.2 ,42).

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

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (90; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

Avec: h désigne l'épaisseur totale de la dalle

- **Sens longitudinal**

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

$$S_t = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal**

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

$$S_t = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.6 Vérifications à l'ELS- **Evaluation des moments M_x et M_y** **A l'ELS**

$$\vartheta = 0.2 ; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.9}{5.6} = 0.70 \Rightarrow \mu_x = 0.0743$$

$$\mu_y = 0.585$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0.0743 \times 100.01 \times 3.9^2 = 113.02 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0.585 \times 113.02 = 66.12 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 113.02 = 56.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 113.02 = 84.77 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times 66.12 = 49.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a. Vérification des contraintes dans le béton

On vérifie la condition suivante $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ et $\bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VIII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

| sens | zone | A_s | M_s | ρ | β | K_1 | σ_{st} | $\bar{\sigma}_{st}$ | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Observation |
|------|--------|-------|-------|--------|---------|-------|---------------|---------------------|---------------|---------------------|-------------|
| X-X | Appuis | 11.31 | 56.51 | 0.452 | 0.897 | 33.54 | 222.81 | 348 | 6.64 | 15 | CV |
| | Travée | 15.39 | 84.77 | 0.616 | 0.884 | 28.10 | 249.24 | 348 | 8.87 | 15 | CV |
| Y-Y | Appuis | 9.23 | 56.51 | 0.369 | 0.906 | 38.19 | 270.31 | 348 | 7.08 | 15 | CV |
| | Travée | 6.78 | 49.59 | 0.271 | 0.917 | 45.24 | 319.05 | 348 | 7.05 | 15 | CV |

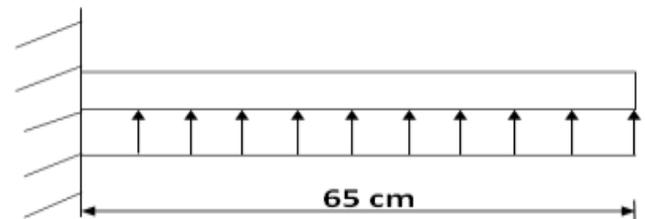
VIII.7 Ferrailage des débords

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

Sollicitation de calcul

A l'ELU : $q_u = 147.06\text{KN/m}$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-147.06 \times 0.65^2}{2} = -31.07\text{KN.m}$$



Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{31.07 \times 10^6}{1000 \times 250^2 \times 14.2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31.07 \times 10^3}{0.982 \times 25 \times 348} = 3.64\text{cm}^2$$

Remarque

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débort}$, alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII.8 Ferrailage des nervures

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis. Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens $0.4 \leq \rho = 0.7 \leq 1$ donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires ;
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales ;

Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants)

M^r. BELAZOUGUI. Propose dans son manuscrit « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME » [25] en page 174 une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur L_m) et le même effort tranchant (Largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$q_m = q \times L_m$$

$$q_t = q \times L_t$$

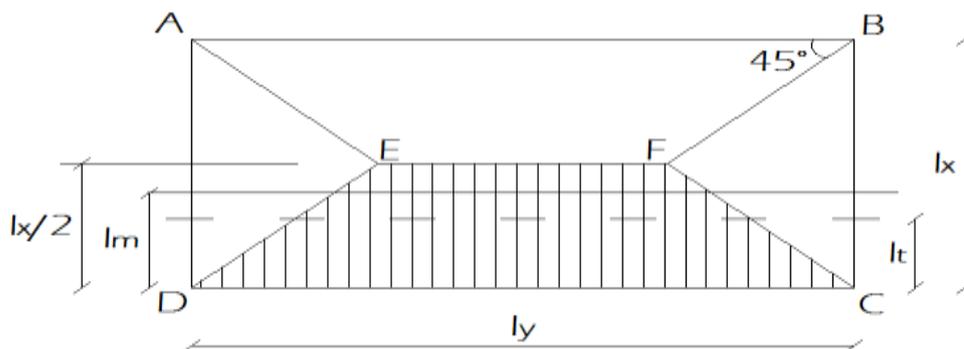
Avec :

q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant ;

q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants ;

q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs L_m et L_t sont déterminées comme suit :



Cas des charges trapézoïdales

- Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$
- Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$

Cas des charges triangulaires

- Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times L_x$
- Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

Charge à considérer

Sens longitudinal

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 147.06 \times 1.30 = 191.18$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 110.01 \times 1.30 = 143.01$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 147.06 \times 0.98 = 144.12$$

Sens transversal

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 147.06 \times 1.63 = 239.71$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 110.01 \times 1.63 = 179.32$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 147.06 \times 1.27 = 186.77$$

Tableau VIII.9 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans les deux sens.

| SENS | L (m) | ρ | l_m (m) | l_t (m) | ELU | | | ELS | |
|------|----------|--------|--------------|--------------|-------------------------------|---------------------|---------------------|-------------------------------|---------------------|
| | | | | | q_u (KN/m ²) | q_{Mu} (KN/ml) | q_{Tu} (KN/ml) | q_s (KN/m ²) | q_{Ms} (KN/ml) |
| X-X | 3.90 | 0.70 | 1.30 | 0.98 | 147.06 | 191.18 | 144.12 | 110.01 | 143.01 |
| Y-Y | 5.60 | 0.70 | 1.63 | 1.27 | 147.06 | 239.71 | 186.77 | 110.01 | 179.32 |

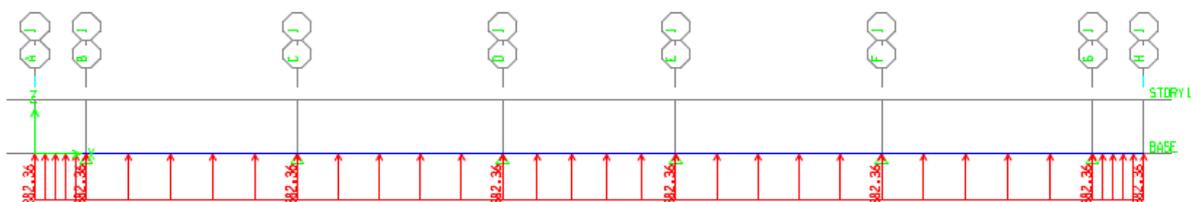
Remarque

Les charges q_{Mu} , q_{Tu} et q_{Ms} agissant sur les nervures trouvées dans les tableaux ci-dessus sont celles engendrées par un seul panneau. Étant donné que les nervures les plus sollicitées sont les nervures intermédiaires (Du milieu), il faut multiplier ces charges (q_{Mu} , q_{Tu} et q_{Ms}) par 2. Donc, les schémas statiques de calcul sont les suivants :

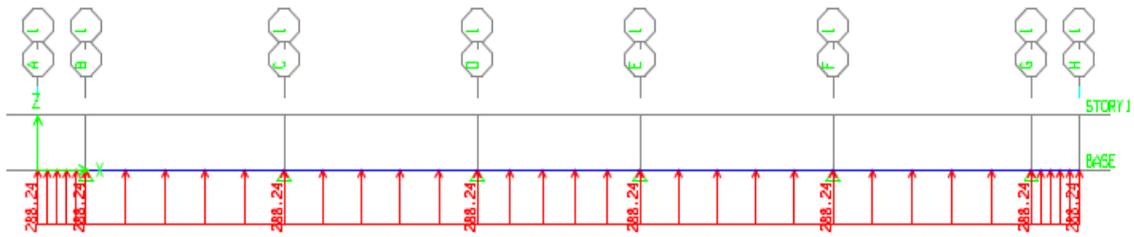
a. Sens des petites portées (Charges triangulaires)

A l'ELU

1. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant

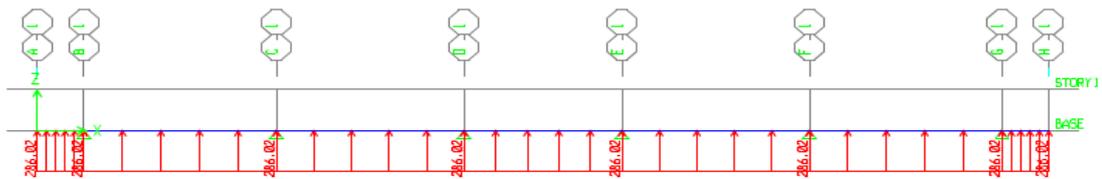


2. Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants



A'ELS

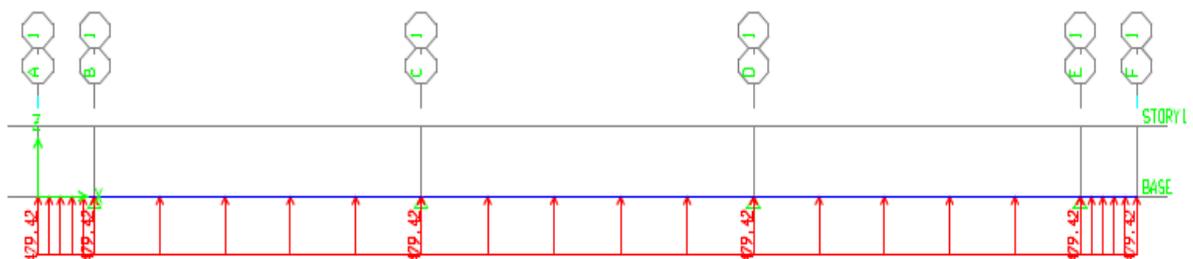
3. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant



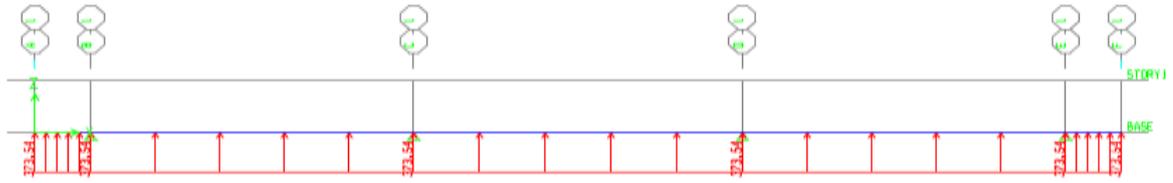
b. Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales)

A'ELU

1. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant



2. Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants



A l'ELS

3. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant



Afin de déterminer les efforts internes nous avons utilisé le logiciel ETABS.

$$H_{\text{nervure}} = 1.25\text{m}$$

$$B_{\text{nervure}} = 0.7\text{m}$$

Sens (X-X)

ELU

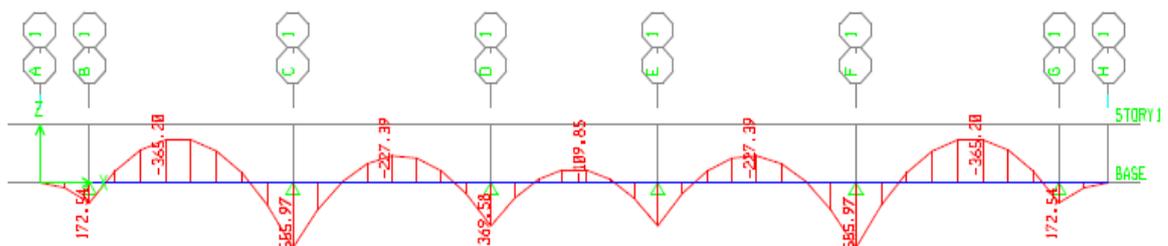


Figure VIII.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU dans le sens X-X.

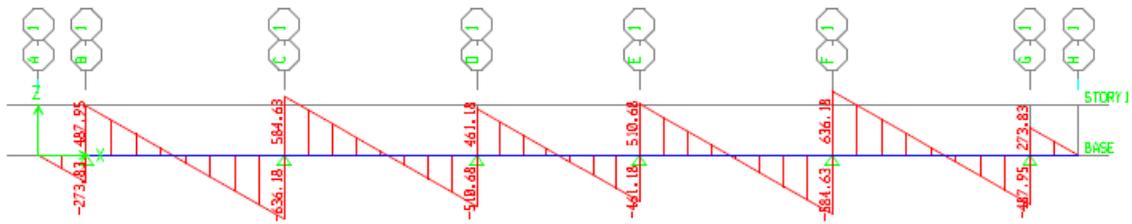


Figure VIII.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU dans le sens X-X.

ELS

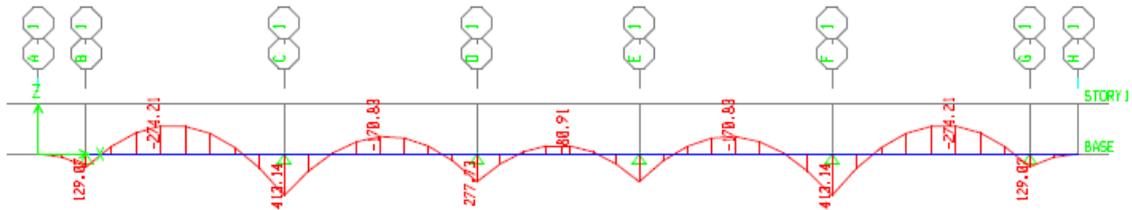


Figure VIII.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Sens (Y-Y)

ELU

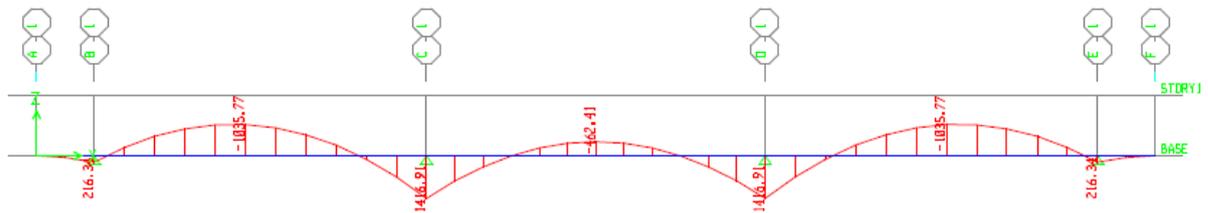


Figure VIII.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU dans le sens Y-Y.

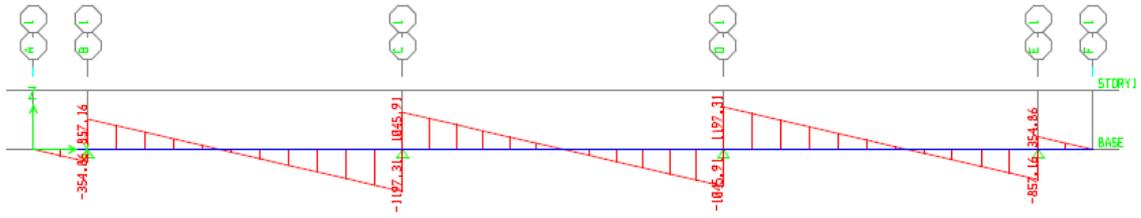


Figure VIII.7 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU dans le sens Y-Y.

ELS

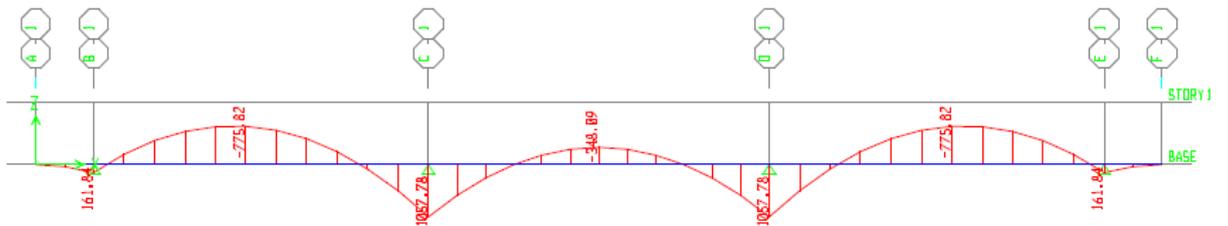


Figure VIII.8 : Diagrammes des moments fléchissants à l'ELS dans le sens Y-Y.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.10 : Résumés des efforts internes dans la nervure.

| | Sens longitudinal (X-X) | | Sens transversal (Y-Y) | |
|-------------------|-------------------------|--------|------------------------|---------|
| | ELU | ELS | ELU | ELS |
| M_{amax} (KN.m) | 555.97 | 413.14 | 1416.91 | 1057.78 |
| M_{tmax} (KN.m) | 365.20 | 274.21 | 1035.77 | 775.82 |
| T_{max} (KN) | 636.18 | / | 1197.31 | / |

VIII.8.1 Calcul des Armatures

a) Armatures longitudinales

$$b=70\text{cm} \quad h=125\text{cm} \quad f_{bu} = 14.2\text{MPa} \quad \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}; A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.11 : Résultats du calcul des armatures des nervures.

| sens | Zone | Mu (KN.m) | μ | β | Section | A _{cal} (cm ²) | A _{adoptée} (cm ²) |
|------|--------|-----------|-------|---------|---------|-------------------------------------|---|
| X-X | Appuis | 555.97 | 0.038 | 0.981 | SSA | 13.57 | 4HA16+4HA14=14.19 |
| | Travée | 365.20 | 0.026 | 0.987 | SSA | 8.86 | 8HA14=12.31 |
| Y-Y | Appuis | 1416.91 | 0.098 | 0.948 | SSA | 35.79 | 12HA20=37.69 |
| | Travée | 1035.77 | 0.072 | 0.963 | SSA | 25.76 | 4HA20+8HA16=28.64 |

b) Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm}.$$

On prend 3 cadres de =8mm.

c) Espacement des armatures

En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{31.25; 24\} = 24\text{cm}. \text{ soit } S_t = 10\text{cm}.$$

En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{125}{2} = 62.5 \quad \text{soit } S_t = 20\text{cm}.$$

d) Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

En zone nodale

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 70 = 2.1\text{cm}^2$$

En zone courante

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 70 = 4.2\text{cm}^2$$

e) Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 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.

D'où : $A_p = 4HA12 = 4.52\text{cm}^2$.

VIII.8.2 Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 70 \times 120 \times \frac{2.1}{400} = 10.14\text{cm}^2.$$

Sens X-X

Aux appuis

$$A_a = 14.19\text{cm}^2 > A_{min} = 10.14\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travées

$$A_t = 12.31\text{cm}^2 > A_{min} = 10.14\text{cm}^2. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

Aux appuis

$$A_a = 37.69\text{cm}^2 > A_{min} = 10.14\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travées

$$A_a = 28.64\text{cm}^2 > A_{min} = 10.14\text{cm}^2. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 636.18\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{636.18 \times 10^3}{700 \times 1200} = 0.76\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens transversal : $T_u^{\max} = 1197.31\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1197.31 \times 10^3}{700 \times 1200} = 1.43\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.8.3 Vérification à L'ELS

A) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que :

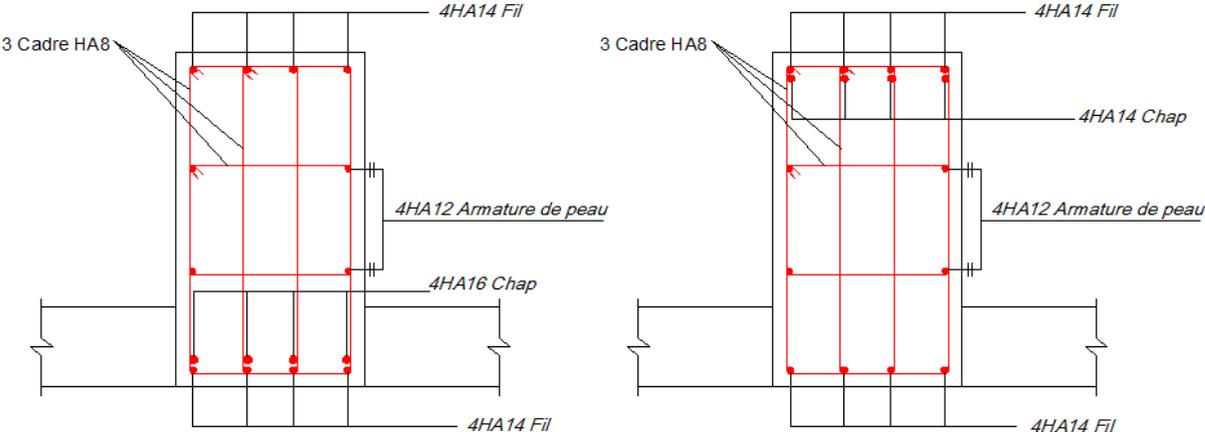
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa \text{ et } \bar{\sigma}_{st} = 348MPa.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ et } \bar{\sigma}_b =$$

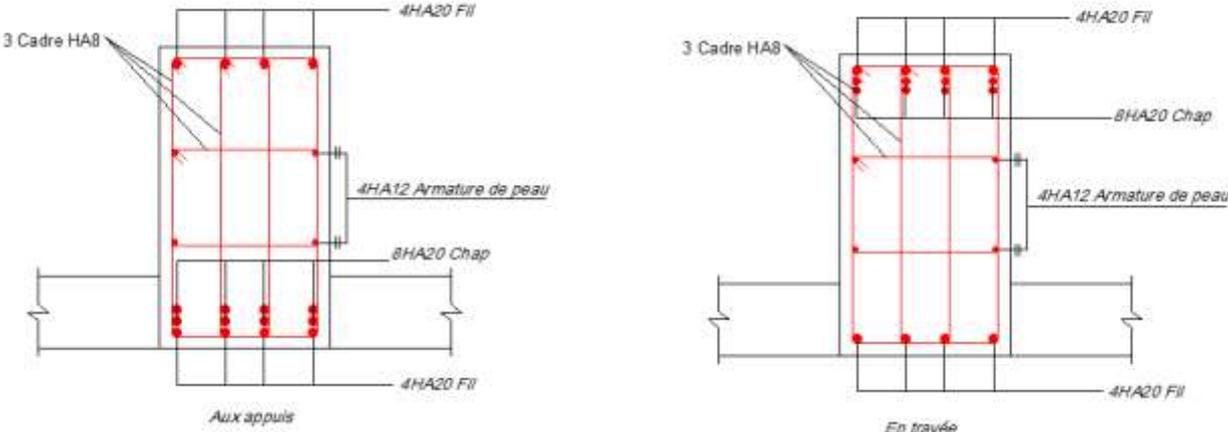
Tableau VIII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

| Sens | Zone | A_s (cm^2) | M_s | ρ_1 | β | K_1 | σ_{st} | $\bar{\sigma}_{st}$ | σ_b | $\bar{\sigma}_b$ | Vérification |
|------|--------|---------------------|---------|----------|---------|-------|---------------|---------------------|------------|------------------|--------------------|
| X-X | Appuis | 14.19 | 413.14 | 0.169 | 0.933 | 59.63 | 260.05 | 348 | 4.36 | 15 | condition vérifiée |
| | Travée | 12.31 | 274.21 | 0.147 | 0.937 | 54.37 | 198.11 | 348 | 3.64 | 15 | condition vérifiée |
| X-X | Appuis | 37.69 | 1057.78 | 0.449 | 0.898 | 34.02 | 260.44 | 348 | 7.66 | 15 | condition vérifiée |
| | Travée | 28.64 | 775.82 | 0.341 | 0.909 | 39.95 | 248.34 | 348 | 6.22 | 15 | condition vérifiée |

FERAILLAGE DES NERVURES SENS X-X



FERAILLAGE DES NERVURES SENS Y-Y



Introduction

Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

VII.1 Pré dimensionnement du mur plaque

D'après RPA99version2003 l'article 10.1.2, l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de **30cm**. Et sa hauteur est de **6,15 m**

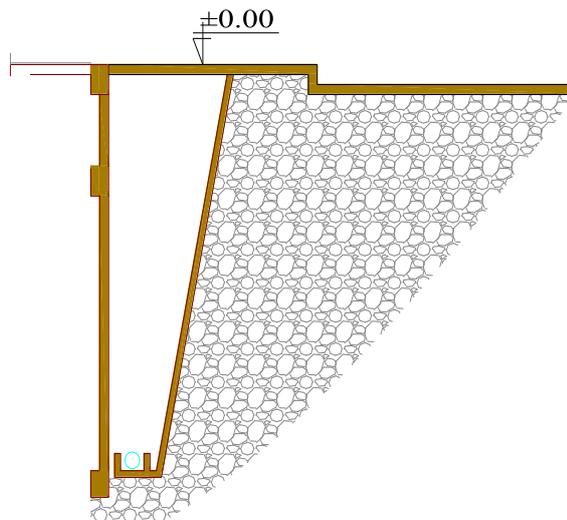


Figure VII.1 : Schéma du mur plaque (Vue en élévation).

VII.2 Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont σ_H et σ_V tel que : $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$

Avec :

- K_0 : Coefficient des poussées de terres au repos;
- σ_H : Contraintes horizontales ;
- σ_V : Contrainte verticale ;
- φ : Angle de frottement interne.

VII.3 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont les suivantes :

- Poids volumique du sol : $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$.
- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN/m}^2$
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars}$

A. Calcul des sollicitations

$$K_0 = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.27$$

$$\sigma_v = q + \gamma h ; 0 < h < 6.15$$

ELU

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

1^{ère} couche : $0 \leq h \leq 1.53 \text{ m}$

$$\sigma_{h1} = 0.27 (1.35 \times 17 \times h_1 + 1.5 \times 10) = 6.20 h + 4.05$$

$$h=0 \quad \sigma_{h1} = 4.05 \text{ kN/m}^2$$

$$h=1.53\text{m} \quad \sigma_{h1} = 13.54 \text{ kN/m}^2$$

2^{ème} couche : $1.53 \leq h \leq 6.15 \text{ m}$

$$\sigma_{h2} = K_0 (1.35 \times \gamma \times h_2 + 1.35 \times \gamma \times h_1 + 1.5 \times q)$$

$$\sigma_{h2} = 0.27 (1.35 \times 17 \times h_2 + 1.35 \times 17 \times 1.53 + 1.5 \times 10) = 6.20 h + 13.53$$

$$h=0 \quad \sigma_{h2} = 13.53 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4.62\text{m} \quad \sigma_{h2} = 42.17 \text{ KN/m}^2$$

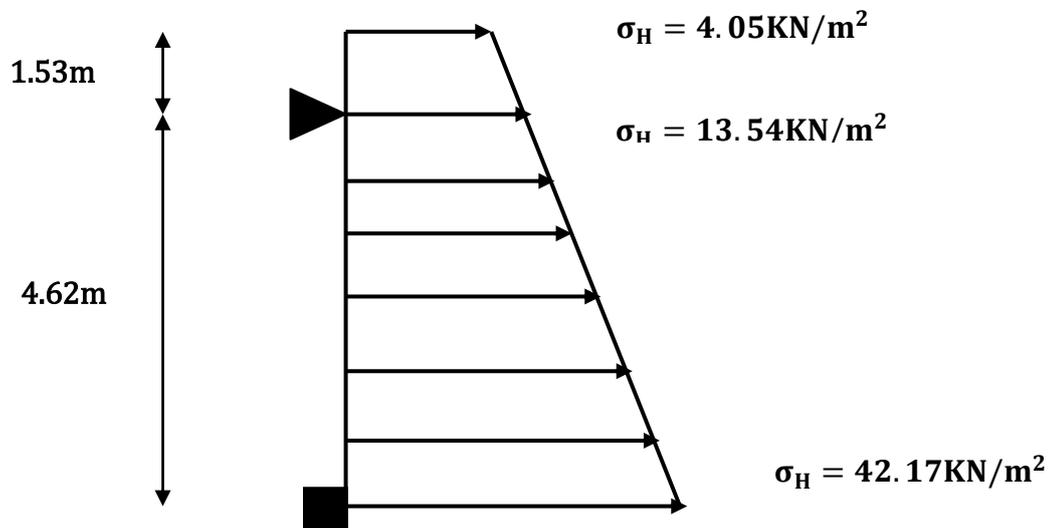


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

ELS

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \times h + q)$$

1^{ère} couche : $0 \leq h \leq 1.53 \text{ m}$

$$\sigma_{h1} = 0.27 (17 \times h_1 + 10) = 4.59h + 2.7$$

$$h=0 \quad \sigma_{h1} = 2.7 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3.06\text{m} \quad \sigma_{h1} = 9.72 \text{ KN/m}^2$$

2^{ème} couche : $1.53 \leq h \leq 6.15 \text{ m}$

$$\sigma_{h2} = K_0 (\gamma \times h_2 + \gamma \times h_1 + q)$$

$$\sigma_{h2} = 0.27(17 \times h_2 + 17 \times 1.53 + 10) = 4.59 h + 9.72$$

$$h=0 \quad \sigma_{h2} = 9.72 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4.62\text{m} \quad \sigma_{h2} = 30.92 \text{ KN/m}^2$$

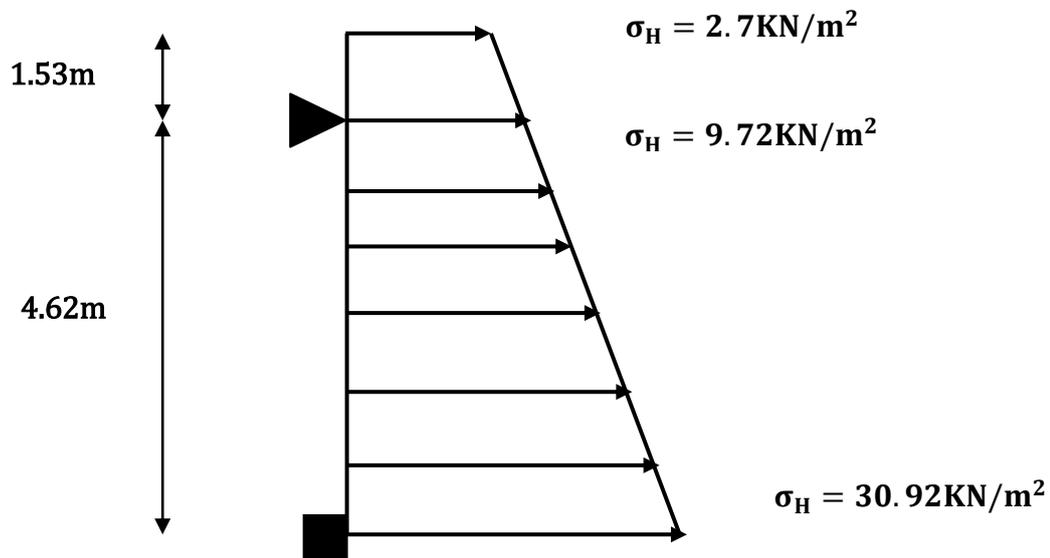


Figure VII.3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

B. Charges moyennes

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de **1 m** est :

ELU

$$q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 42.17 + 4.05}{4} \times 1\text{m} = 32.64 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 30.92 + 2.7}{4} \times 1\text{m} = 23.87 \text{ KN/ml}$$

VIII.3 Ferrailage du mur plaque

A. Calcul des sollicitations

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre ($b=1\text{m} = 100\text{cm}$)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel **ETABS**

Sens X-X

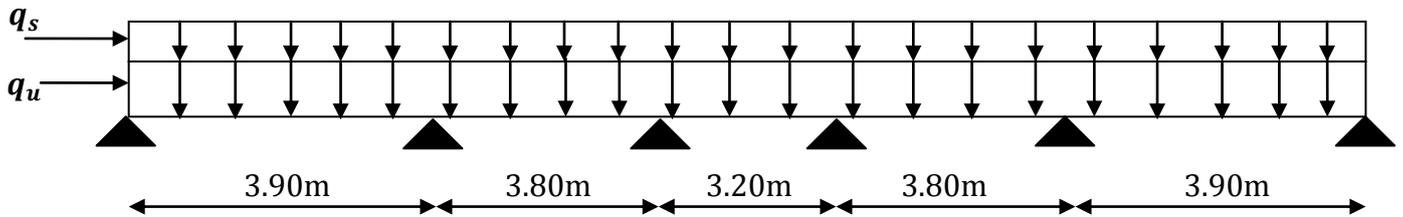


Figure VII.4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

Sens Y-Y

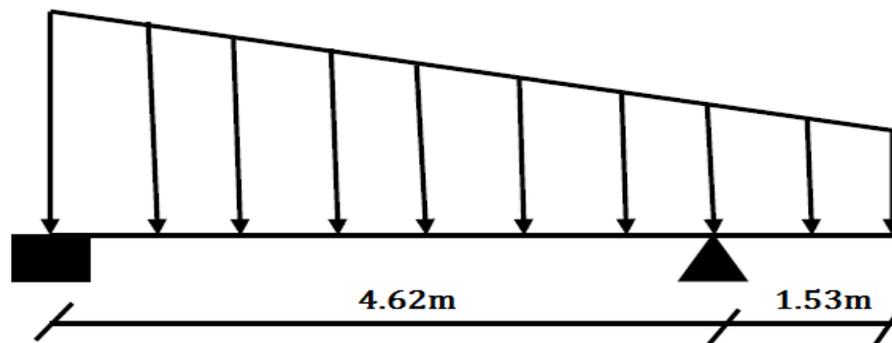


Figure VII.5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.

B. Diagrammes des efforts

ELU

Sens X-X

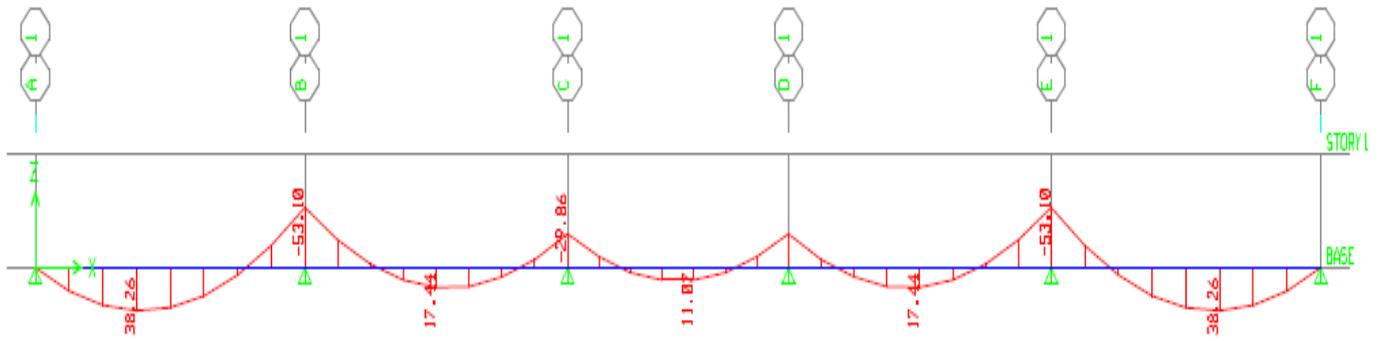


Figure VII.6 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.

Sens Y-Y

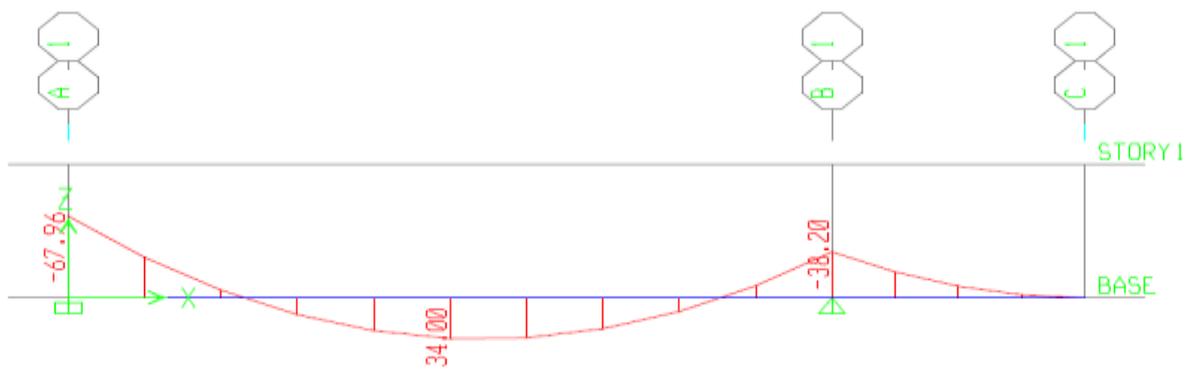


Figure VII.7 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.

ELS

Sens X-X

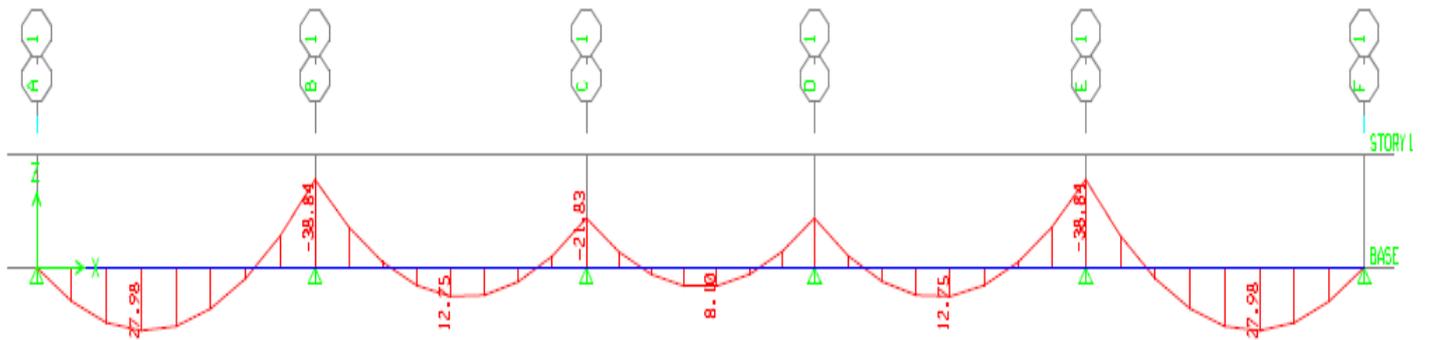


Figure VII.8 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.

Sens Y-Y

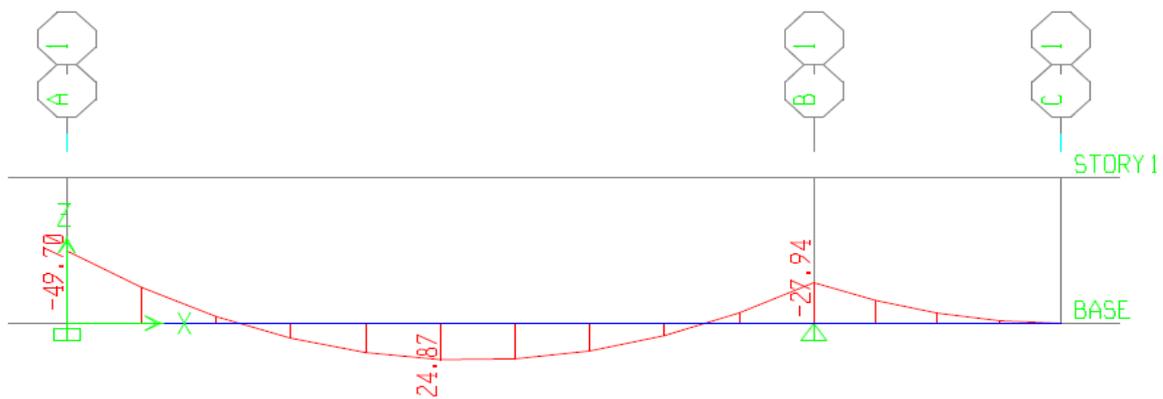


Figure VII.9 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

VIII.3 Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$ et d'épaisseur $e_p = 30 \text{ cm}$, en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.



Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

On 'a

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad A = \frac{M_U}{\beta \times b \times \sigma_s}$$

Tableau VII.1 : Ferrailage du mur.

| sens | zone | M_u KN.m | μ_u | Section | β | A_{min} (cm^2) | A (cm^2) | $A_{adoptée}$ (cm^2) | S_t (cm) |
|------|--------|---------------|---------|---------|---------|-------------------------|-------------------|-----------------------------|------------|
| X-X | Appuis | 53.10 | 0.05 | SSA | 0.974 | 3 | 5.59 | 6HA14=9.23 | 16 |
| | Travée | 38.26 | 0.03 | SSA | 0.985 | 3 | 3.99 | 6HA12=6.78 | 16 |
| Y-Y | Appuis | 67.96 | 0.06 | SSA | 0.969 | 3 | 7.20 | 7HA14=10.77 | 14 |
| | Travée | 34 | 0.03 | SSA | 0.985 | 3 | 3.54 | 7HA12=7.92 | 14 |

Recommandation du RPA

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :
($b=1\text{m}=100\text{cm}$; h : épaisseur du voile = 30cm)
 $A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$.
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8.

VII.3.1 vérifications à l'ELU

A. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.2)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.2 : vérifications de la condition de non fragilité.

| sens | zone | A_{min} (cm^2) | $A_{adoptée}$ (cm^2) | Observation |
|------|--------|-------------------------|-----------------------------|--------------------|
| X-X | Appuis | 3.38 | 9.23 | condition vérifier |
| | Travée | 3.38 | 6.78 | condition vérifier |
| Y-Y | Appuis | 3.38 | 10.77 | condition vérifier |
| | Travée | 3.38 | 7.92 | condition vérifier |

B. Espacement des barres

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

Armatures principales : $S_t < \min(3h ; 33cm)$

Sens X-X

$$S_t = \frac{100}{6} = 16cm < 33cm \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Sens Y-Y

$$S_t = \frac{100}{7} = 14cm < 33cm \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

C. Longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

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

Avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835MPa$

Pour les HA14 : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38cm \Rightarrow L_s = 50cm.$

Pour les HA12 : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33cm \Rightarrow L_s = 45cm.$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)

Pour $\emptyset 14 \Rightarrow L_a = 20cm.$

Pour $\emptyset 12 \Rightarrow L_a = 18cm.$

VII.3.2 Vérifications à l'ELS

A. Etat limite d'ouverture des fissures

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut **1** pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et **1.6** pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à **6mm** pour lesquels nous prendrons **1.3**.

D'où :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \min(266.667; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$.

On 'a

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableaux VII.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

| sens | zone | A_s | M_s | ρ | β | K_1 | σ_{st} | $\bar{\sigma}_{st}$ | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Observation |
|------|--------|-------|-------|--------|---------|-------|---------------|---------------------|---------------|---------------------|-------------|
| X-X | Appuis | 9.23 | 38.84 | 0.329 | 0.905 | 37.63 | 166.062 | 201.63 | 4.086 | 15 | CV |
| | Travée | 6.78 | 27.98 | 0.242 | 0.921 | 48.29 | 160.030 | 201.63 | 3.314 | 15 | CV |
| Y-Y | Appuis | 10.77 | 49.70 | 0.384 | 0.910 | 40.56 | 181.11 | 201.63 | 4.518 | 15 | CV |
| | Travée | 7.92 | 24.87 | 0.282 | 0.916 | 44.52 | 122.43 | 201.63 | 2.946 | 15 | CV |

B. Etat limite de déformation

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \right\rangle$$

Avec :

h = 30 cm : hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

M_t : moment maximum en travée,

M₀ : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

d : hauteur utile de la section droite

Sens X-X

$$q_s = 23.87 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 23.87 \times \frac{3.9^2}{8} = 45.38 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 45.38 = 34.035 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{9.05}{100 \times 28} = 0.00323 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{34.035}{10 \times 45.38} = 0.075 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$q_s = 23.87 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 23.87 \times \frac{4.62^2}{8} = 63.686 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 63.686 = 47.765 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{12.31}{100 \times 28} = 0.00439 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{100} = 0.3 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{47.765}{10 \times 63.686} = 0.075 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

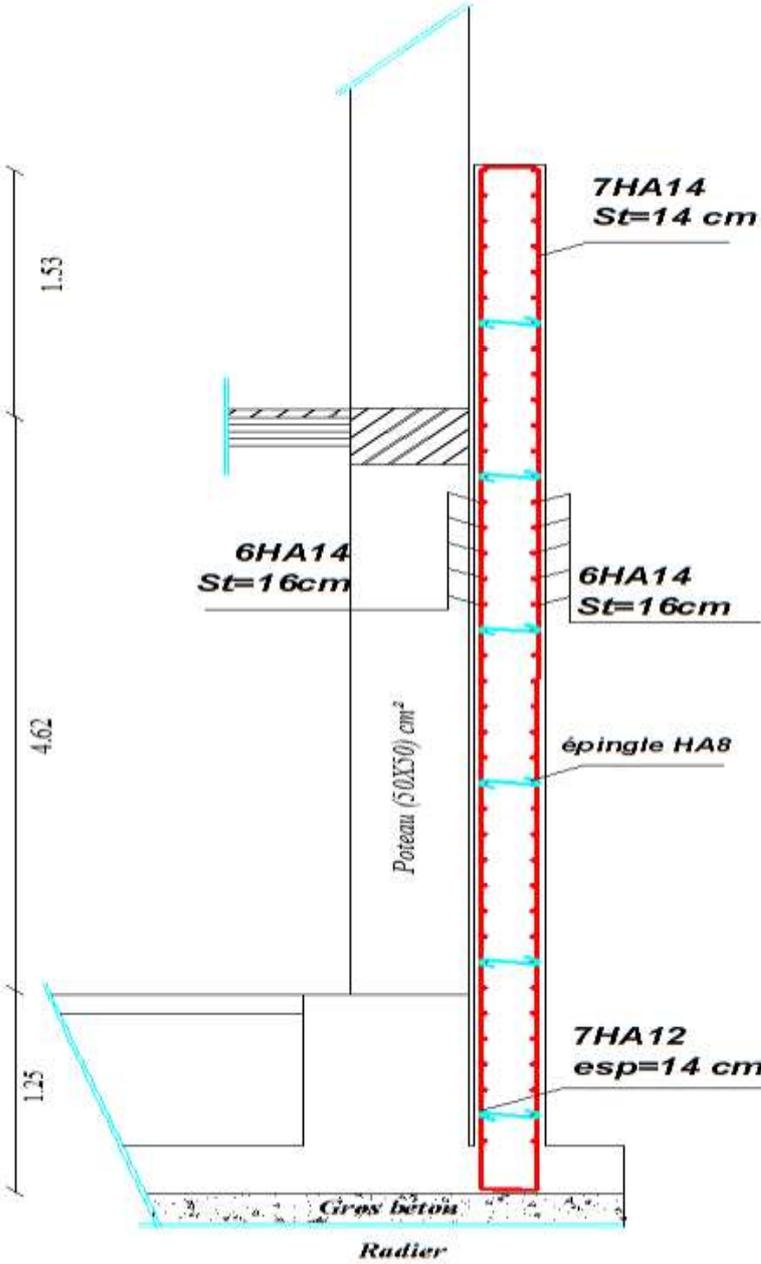


Figure VII.10 : ferrailage du mur plaque.

Conclusion

Ce Projet de fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur et d'utiliser le logiciel ETABS pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, et en particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Enfin, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- ✓ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.
- ✓ L'aspect économique est pris en considération, tout en respectant les vérifications sécuritaires.
- ✓ L'étude de l'infrastructure, est conçue en radier nervuré du fait de l'importance des charges de la superstructure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.
- ✓ Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisant, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace à déceler et résoudre les différents problèmes.
- ✓ Malgré la maîtrise du calcul théorique, pour la réalisation des plans d'exécutions respectant les normes, il ya lieu de prendre en considération des différentes dispositions constructifs.

En dernier, ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle et nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

Bibliographie

Règlements

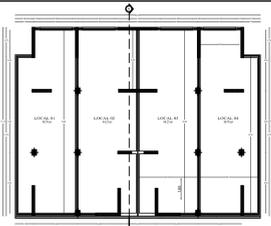
- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003 ;
- Règles de Conception et de Calcul des Structures-BétonArméCBA93 ;
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats LimitesBAEL91 ;
- Document technique règlementaire DTRB.C.2.2.

Ouvrages

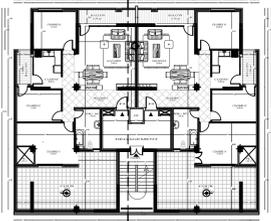
- Calcul des ouvrages en béton armé BELLAZOUGUI Mohamed ;
- Ouvrages en béton armé H. RANAUD ;
- Tables de PIGEAU de table de calcul a l'ELU et l'ELS ;
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

ETUDE D'UNE STRUCTURE EN SOUS-SOL + RDC EN ENTRE SOL + 6 ETAGES COURANTS + UN ETAGE EN ATTIQUE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE EN VOILES ET PORTIQUES

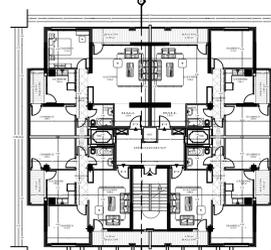
PLANS DE COFFRAGE



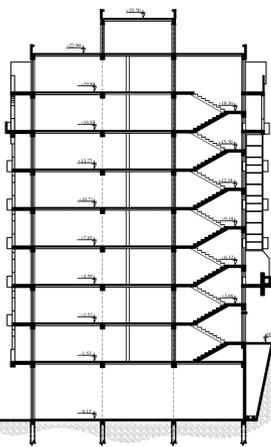
PLAN DU SOUS SOL
ECHELLE: 1/50



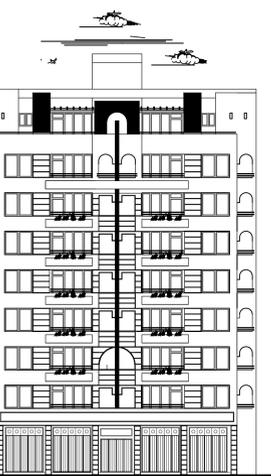
PLAN DE RDC
ECHELLE: 1/50



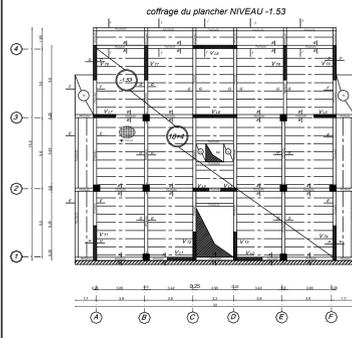
PLAN ETAGE COURANT
ECHELLE: 1/50



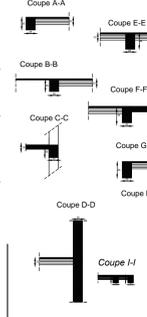
COUPE A - A
ECHELLE: 1/50



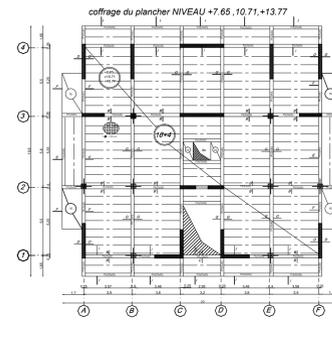
FAÇADE POSTERIEURE
ECHELLE: 1/50



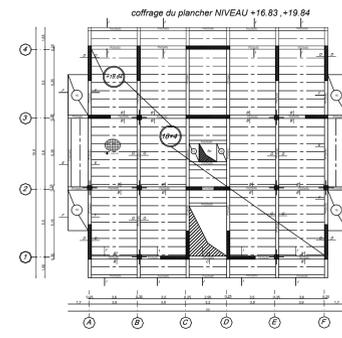
coffrage du plancher NIVEAU -1.53



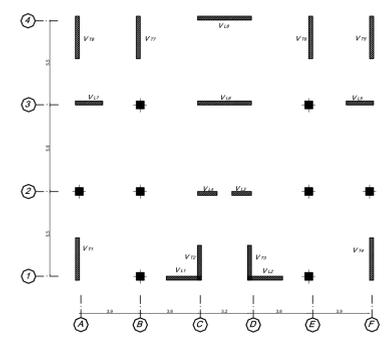
coffrage du plancher NIVEAU +4.59



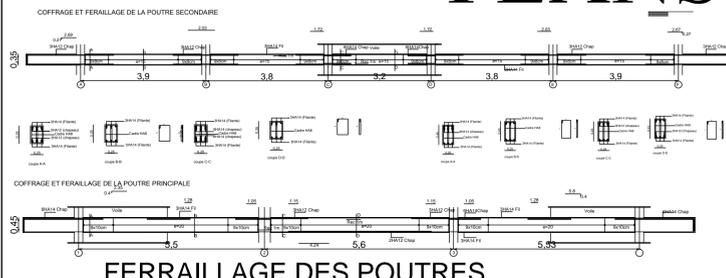
coffrage du plancher NIVEAU +7.65, +10.71, +13.77



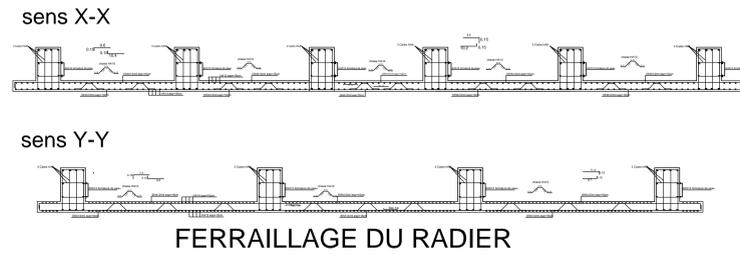
coffrage du plancher NIVEAU +16.83, +19.84



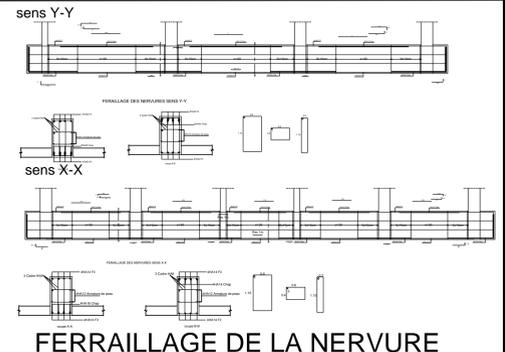
PLANS DE FERRAILLAGE



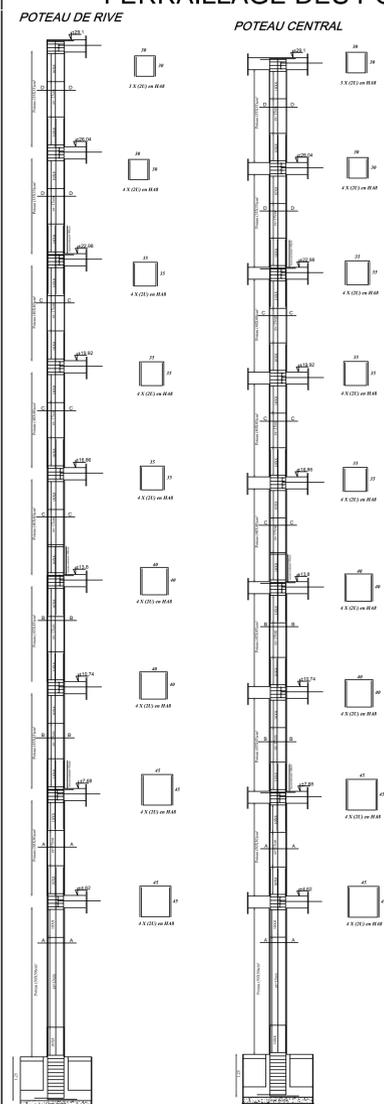
FERRAILLAGE DES POUTRES



FERRAILLAGE DU RADIER



FERRAILLAGE DE LA NERVURE



FERRAILLAGE DES POTEAUX

ZONE I : Poteau (35x35)

Coupe D-D

ZONE I : Poteau (40x40)

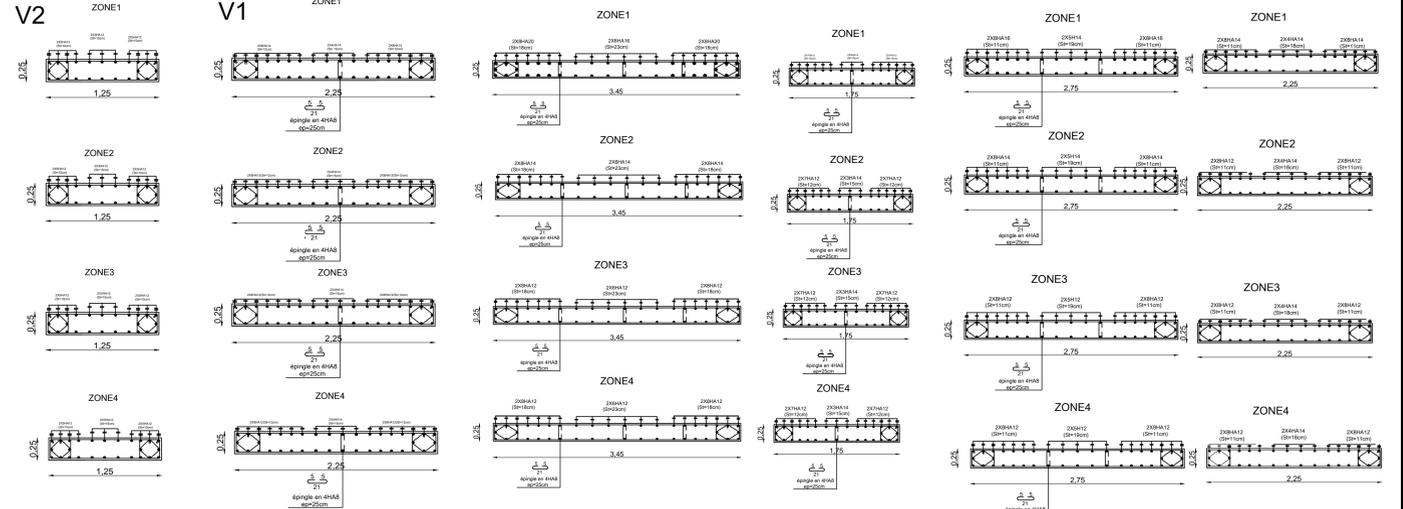
Coupe C-C

ZONE II : Poteau (45x45)

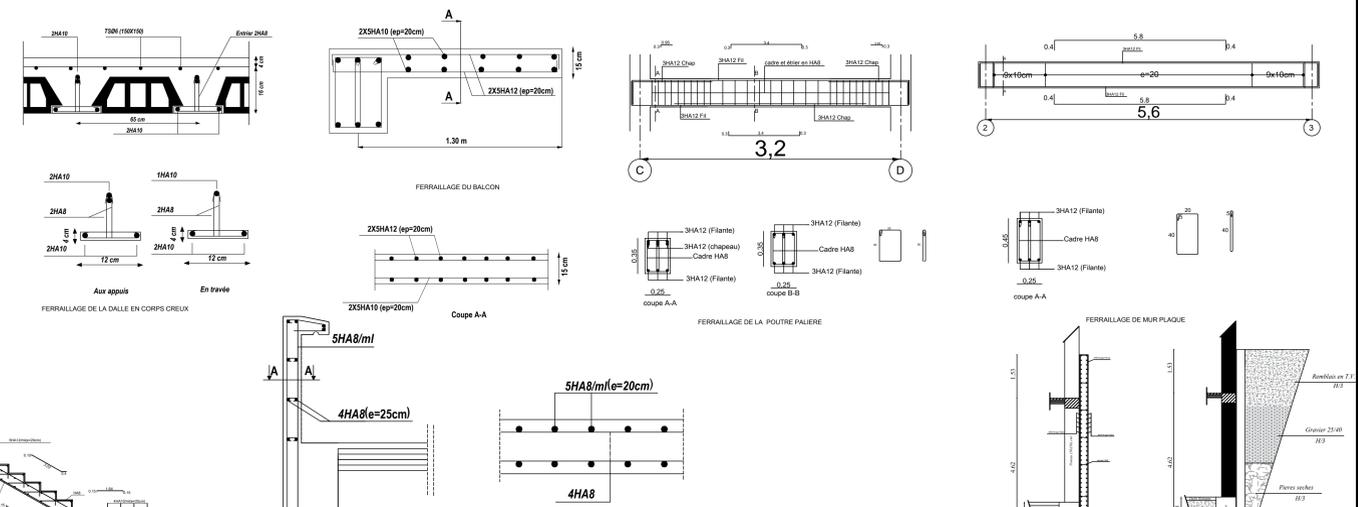
Coupe B-B

ZONE I : Poteau (50x50)

Coupe A-A



FERRAILLAGE DES VOILES



FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

PLANS D'ARCHITECTURE