

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la construction  
Département de Génie Civil



# MEMOIRE

## DE FIN D'ETUDE

*En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.*

*Option : construction civile et industrielle.*

### THEME

*Etude d'un bâtiment(R+9) à Contreventement mixte (voiles +portiques)*

*Modalisé par ETABS*



*Dirigé par :*

*Mr : ADJRAD.A*

*Etudier par :*

*Melle : LITAMINE ZOHRRA*

*Melle : CHERCHEM ASSIA*

*Promotion 2021/2022*

## *Remerciements :*

*Nous remercions le bon dieu qui nous a donné le courage et la patience Jusqu'au bout de nos études.*

*Nos plus grands remerciements vont à Mr ADJRAD notre encadreur pour nous avoir guidés pour la réalisation de cette étude qu'il nous a apporté.*

*Nous remercions vivement nos familles CHERCHEM et LITAMINE pour leur aide matérielle et morale durant toute la période de préparation.*

*Nous remercions également tous nous professeurs.*

*Aussi, tout notre respect aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.*

*Assia , Zohra*

# *Dédicaces :*

*Je dédie ce travail :*

*Avant tout à mes chers parents qui m'ont soutenue durant toutes ces années de formation.*

*A mon frère M'hend.*

*A mes sœurs : Hassiba, Manel, Nacira, Ania, Nardjes .*

*A la mémoire de ma grand-mère yamina.*

*A ma grande mère fatma.*

*Mes oncles et mes tantes.*

*Mon mari rabah et mon fils liyam*

*A tout la famille de mon mari*

*A ma chère binôme :zohra.*

*Et toute personne que je connais.*

*Et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.*

*Assia*

# *Dédicace*

A ma plus grande fierté, mon cher papa et ma chère maman Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime et le dévouement que j'ai toujours eu pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et ma formation.

A mes meilleur sœurs Nabila, Saliha, Farida, Kahina et leur enfants avec qui j'ai partagé les meilleurs moments de ma vie.

A mes frères Khaled, et Samir, j'aimerais bien que tu êtres avec moi mais dommage.

A mes chères amis qui me aider sans oublier Nabila et lynda

A ma Binôme, Cherchem Assia pour son soutien,sa tolérance et sa compréhension durant toute cette période.

Enfin, à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'élaboration de ce travail.

**ZOHRA**

# Sommaire

Introduction Générale	
Chapitre I : Description et présentation de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....	13
Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux.....	35
III.1-Planchers.....	35
III.2 Escaliers.....	64
III.3-Les dalles planes.....	87
III.3.1-Salle machine .....	103
III.4- Calcul de poutre Palière.....	117
III.5- Calcul de l'acrotère.....	126
Chapitre IV : Étude du contreventement.....	133
Chapitre V : Modélisation et vérification des conditions du RPA.....	150
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.....	173
VI-1-ferrailage des poutres.....	173
VI.2-Ferrailage des poteaux.....	186
VI.3- Ferrailage des voiles.....	204
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure .....	225
Chapitre VIII : Étude du mur plaque.....	261
Conclusion	
Plan d'exécution	
Bibliographie	

# Liste des Figures

Figure I.1 : Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	11
Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	12
Figure II.1 : Plancher en corps creux.....	14
Figure II.2: Coupe de voile en élévation.....	18
Figure II.3: Coupe de voile en élévation.....	19
Figure II.4: Les étages courant.....	19
Figure II.5: Les étages courant.....	21
Figure II.6: Plancher corps creux.....	22
Figure II.7 Coupe d'un plancher terrasse inaccessible.....	22
Figure II.8: Coupe de plancher dalle pleine.....	23
Figure II.9 : coupe de murs extérieure.....	24
Figure II. 10: Coupe verticale d'un mur intérieur.....	24
Figure II.11 : Coupe verticale Del 'acrotère.....	25
Figure II.12 : Descente de charges.....	28
Figure III.1.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.....	35
Figure III.1.2 : Schéma statique de la poutrelle.....	38
Figure III.1.3 : Les cas de poutrelles à étudier.....	40
Figure III.1.4 : Diagramme des moments.....	42
Figure III.1.5: Diagramme des moments pour le cas 2 à L'ELU.....	47
Figure III.1.6 : Diagramme des efforts tranchants .....	49
Figure III.1.7 : Diagramme des moments du cas 1 à L'ELS.....	53
Figure III.1.8 : Diagramme des efforts tranchants du 1ère Cas à L'ELS.....	55
Figure III.1.9: Diagramme des moments et efforts tranchants du cas 1 à L'ELU	56
Figure III.1.10 Ferrailage des planchés.....	63
Figure III.2 : Coupe schématique sur la section à prendre dans les calculs.....	75
Figure III.2.3 : Schéma de ferrailage d'escalier.....	86
Figure III.3.1:Schéma et vue en plan de la console.....	87
Figure III.3.2: schéma statique de la console.....	89
Figure III.3.3: Ferrailage de la console.....	93
Figure III.3.b.1 : Vue en plan dalle pleine hall ascenseur.....	94
Figure III.3.b.2 : Ferrailage dalle pleine hall ascenseur.....	102
Figure III.4.1 : ferrailage de la dalle salle machine sens X-X et Y-Y.....	116

Figure III.5.1 : Schéma de la poutre palière .....	117
Figure III.5.2 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant.....	119
Figure III.6.1: schéma descriptifs de l'acrotère.....	126
Figure III.6.2: Diagramme des efforts internes de l'acrotère.....	127
Figure III.6.3: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	127
Figure IV.1 : Disposition des voiles.....	133
Figure IV.2 : Refends longitudinal.....	134
Figure IV.3 : Refends transversaux.....	134
Figure IV.4 : Trapèze de calcul.....	143
Figure IV.5: Diagramme des moments de l'aire.....	144
Figure : V.5.1- Déplacement maximal dans le sens x-x.....	168
Figure VI.1.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A.....	175
Figure VI.1.2): Ferrailage des poutres principales.....	182
Figure VI.1.3) : Ferrailage des poutres principales.....	182
Figure VI.1.4): Ferrailage des poutres secondaire.....	183
Figure VI.1.5.): Ferrailage des poutres secondaire.....	183
Figure .VI.2.1 : section d'un poteau à SPC.....	188
Figure VI.2.2 : Schéma de ferrailage des poteaux RDC et 1 <sup>er</sup> .2.3 <sup>ème</sup> étages.....	200
Figure VI.2.3 : Schéma de ferrailage des poteaux 4.5.6 <sup>ème</sup> étages.....	200
Figure VI.2.4 : Schéma de ferrailage des poteaux 7.8.9 <sup>ème</sup> étages.....	201
Figure VI.3.1 : Disposition des voiles dans la structure.....	203
Figure VI.3.2 : Diagramme des contraintes d'une (S.E.C).....	205
Figure VI.3.3 : Diagramme des contraintes D'une (S.P.C).....	205
Figure VI.3.4 : Diagramme des contraintes D'une (S.E.T).....	206
Figure VI.3.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	209
Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée.....	227
Figure VII.2 : Représentation du radier.....	131
Figure VII.3 : coupe verticale du radier.....	133
Figure VII.4 : Diagramme des contraintes.....	137
Figure .VII.5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	240
Figure VII.6 : Le panneau le plus sollicité.....	242
Figure VII.7: Schéma statique du débord.....	248
Figure VII.8: Répartition trapézoïdale.....	250

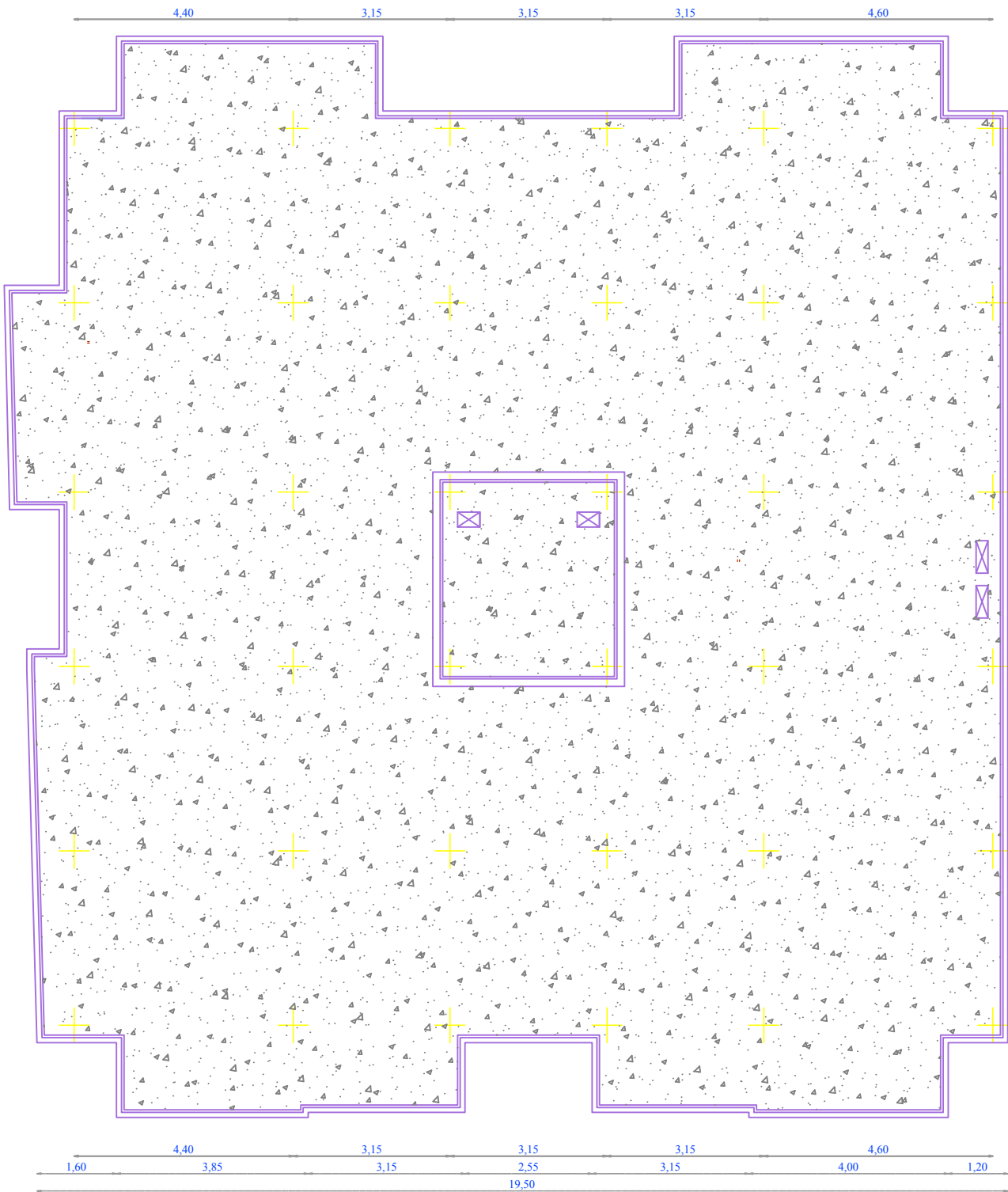
Figure VII.9: Présentation du chargement simplifié.....	251
Figures VII.10: Répartition triangulaire.....	251
Figure VII.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	255
Figure VII.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	255
Figure VII.13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	255
Figure VII.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	256
Figure VII.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	256
Figure VII.16: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	256
Figure VII.17: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	257
Figure VII.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	257
Figure VIII.1 : schémas du mur plaque.....	262
Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes à l'ELU.....	264
Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.....	264
Figure VIII.4: Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.....	265
Figure VIII.5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.....	265
Figure VIII.6: le panneau le plus sollicité.....	266
Figure VIII.7 : Schéma statique de ferrailage du mur.....	268

# Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers.....	9
Tableau II-1 : Pré-dimensionnement des poutres principales.....	16
Tableau II-2 : Pré-dimensionnement des poutres secondaires.....	17
Tableau II-3 : Pré-dimensionnement des poutres chainages .....	17
Tableau II- 4 : Charges permanentes d'un plancher terrasse inaccessible.....	22
Tableau II.5 : Charges permanentes d'un plancher de dalle pleine.....	23
Tableau II.6: Charge revenant aux murs extérieure.....	23
Tableau II.7: Charge revenant aux murs intérieurs.....	24
Tableau.II.8: Tableau récapitulatif de la descente de charge .....	30
Tableau II.9 : Vérification des conditions du RPA.....	31
Tableau II.10 : Vérification du flambement des poteaux.....	32
Tableau III.1.1 : Calcul des moments à LELU.....	46
Tableau III.1.2 : Calcul des moments du 1ère cas à L'ELS.....	53
Tableau III.1.3 : Calcul des moments du cas 1 .....	56
Tableau III.1.4 : Calcul des moments du cas 1 à L'ELS.....	56
Tableau III.2.1 : Charge total de la volée.....	69
Tableau III.2.2 : charge total de palier.....	69
Tableau III.3.1 Charges permanente de garde-corps.....	88
Tableau IV.1 : Tableau Inertie des voiles longitudinaux.....	135
Tableau IV.2 : Tableau Inertie des voiles transversaux.....	136
Tableau IV.3 : Rigidités des poutres dans le sens longitudinal (x-x) .....	137
Tableau IV.4 : Rigidités des poutres dans le sens transversal (y-y).....	138
Tableau IV.5: Rigidités des poteaux longitudinaux.....	139
Tableau IV.6: Rigidités des poteaux transversaux.....	139
Tableau IV.7 : Rigidités des portiques dans le sens transversal (y-y).....	140
Tableau IV.8 : Rigidités des portiques dans le sens longitudinal (X-X).....	142
Tableau IV.9: Schéma de calcul de la flèche.....	145
Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).....	146
Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X)	147
Tableau V.4.1- coefficient d'accélération de zone A.....	163
Tableau V.4.2- valeur de T1 et T2.....	163
Tableau V.4.3- valeur de $\xi$ (% ).....	164
Tableau V.5.1 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens	167

Tableau V.6.2- Vérification de l'excentricité sens x-x.....	170
Tableau V.6.3- Vérification de l'excentricité sens y-y.....	170
Tableau V.6.4 : Vérification de l'effet p-delta dans les deux sens.....	171
Tableau VI.1.1 : ferrailage des poutres principales.....	177
Tableau VI.1.2 : ferrailage des poutres secondaires.....	177
Tableau VI.1.3 : Vérification aux cisaillements.....	178
Tableau VI.1.4:Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	179
Tableau VI.1.5:Influence de l'effort tranchant sur l'acier.....	178
Tableau VI.1.6: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.....	180
Tableau VI.1.7: vérification des contraintes à ELS.....	181
Tableau VI.2.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.....	184
Tbleau VI 32.3 : Vérification de la condition non ftagilité à L'ELS dans deux sens	190
Tableau VI.2.5: Ferrailage des poteaux à L'ELU dans les deux sens.....	197
Tableau VI.2.7 : Vérification de la contrainte du béton.....	197
Tableau VI.2.8 : Vérification de la contrainte de l'acier.....	198
Tableau VI.2.9 : Ferrailage finale des poteaux.....	199
Tableau VI.3.1 : Ferrailage du voile longitudinal (VL1 ; VL2 ; VL6 ; VL7).....	215
Tableau VII.3.2 : Ferrailage du voile longitudinal (VL4 ; VL5).....	216
Tableau VII.3.3 : Ferrailage du voile longitudinal (VL3).....	217
Tableau VII.3.4 : Ferrailage du voile transversal (VT1, VT2, VT7, VT8).....	219
Tableau VI.3.5 : Ferrailage du voile longitudinal (VL3).....	220
Tableau VII3.6: Ferrailage du voile transversal (VT1, VT2, VT7, VT8).....	221
Tableau VI.3.7Ferrailage du voile transversal (VT3, VT4, VT9, VT10).....	223
Tableau VII-6 : Ferrailage du voile transversal (VT5, VT6).....	224
Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).....	228
Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).....	228
Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.....	230
Tableau VII.4 : Ferrailage De dalle.....	243
Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.....	244
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	248
Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)..	253
Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)....	254
Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures.....	257

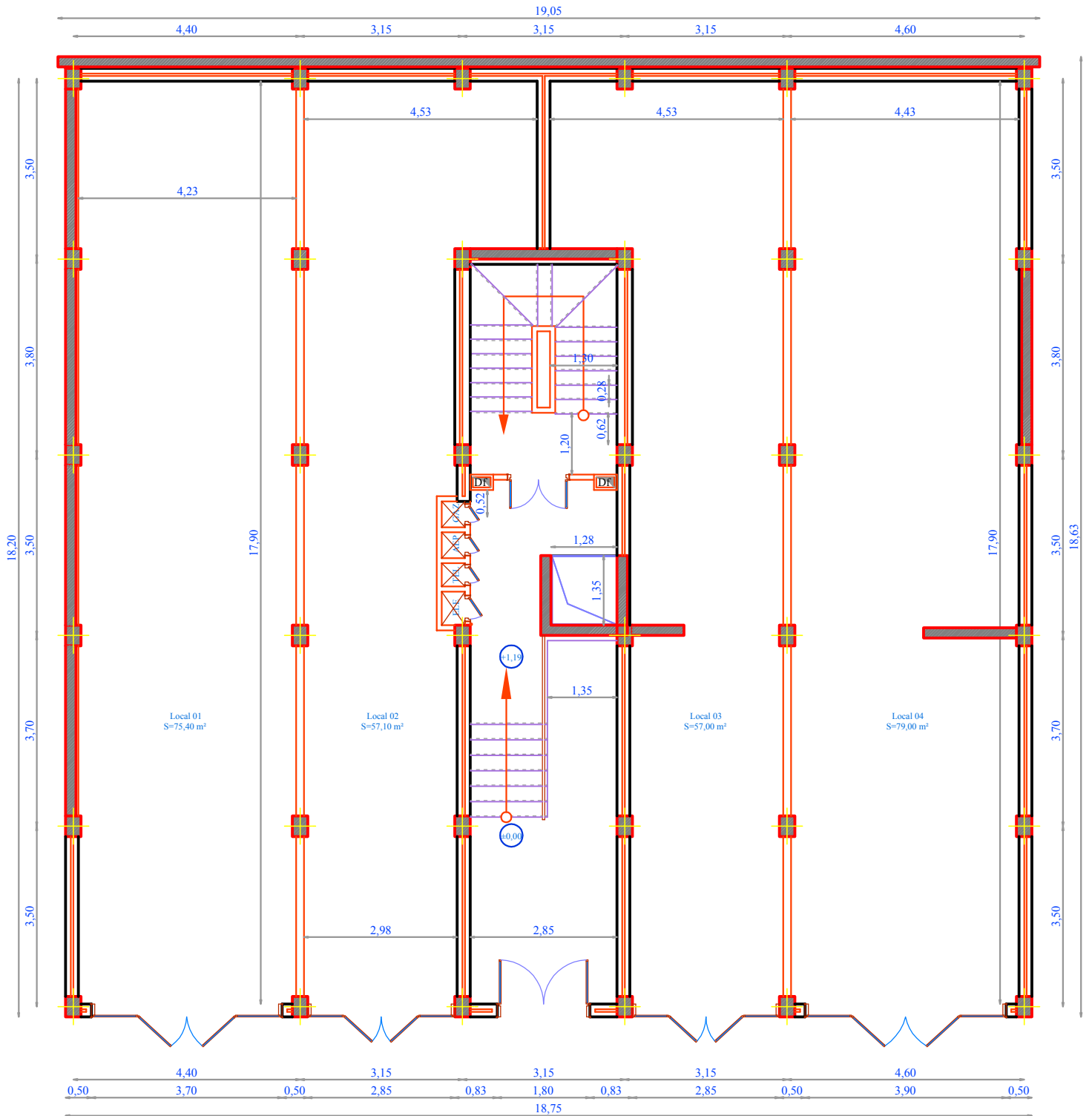
Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.....	258
Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	261
Tableau VIII.1 : ferrailage du mur plaque.....	269
Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	272



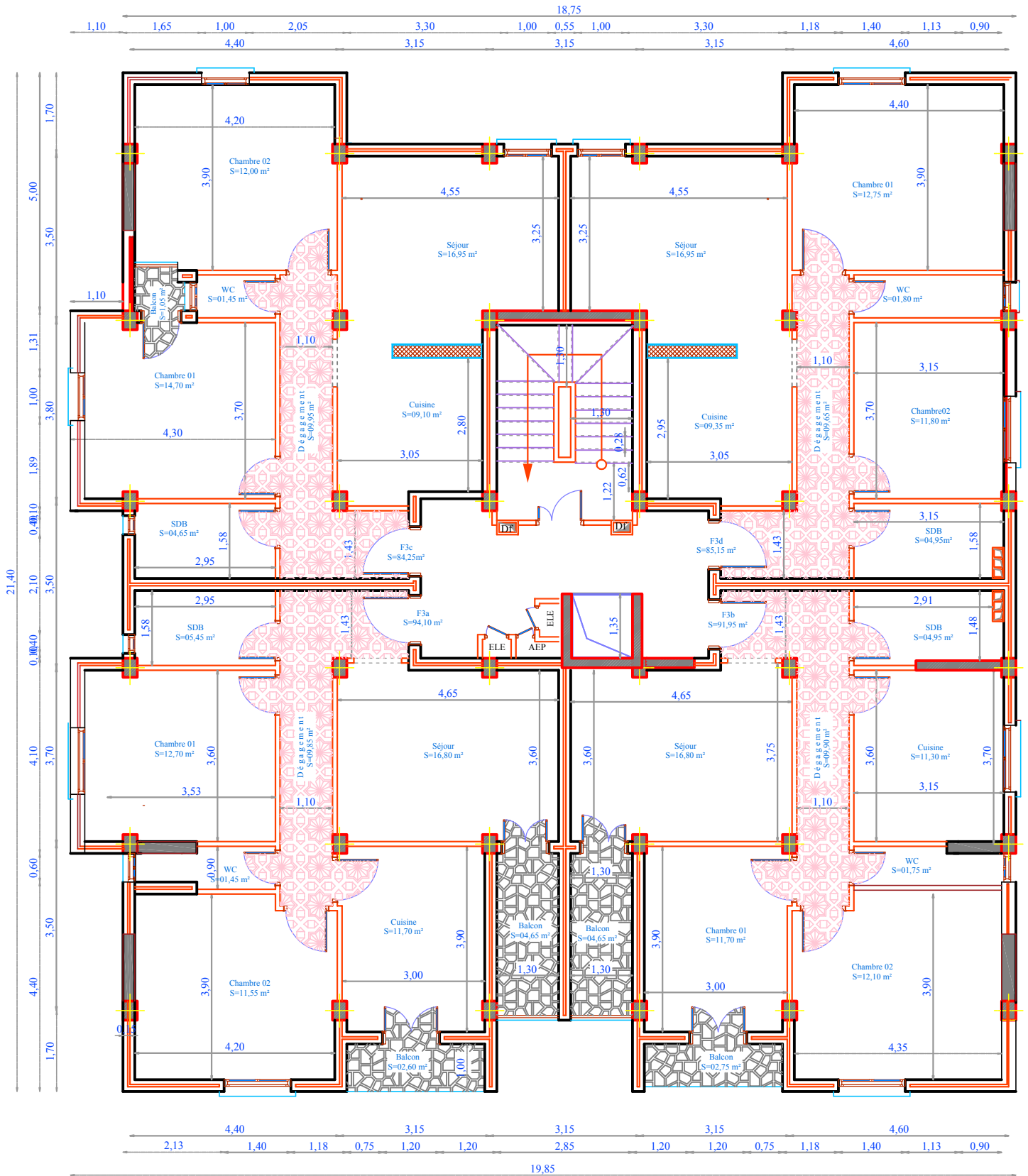
Plan de Terrasse



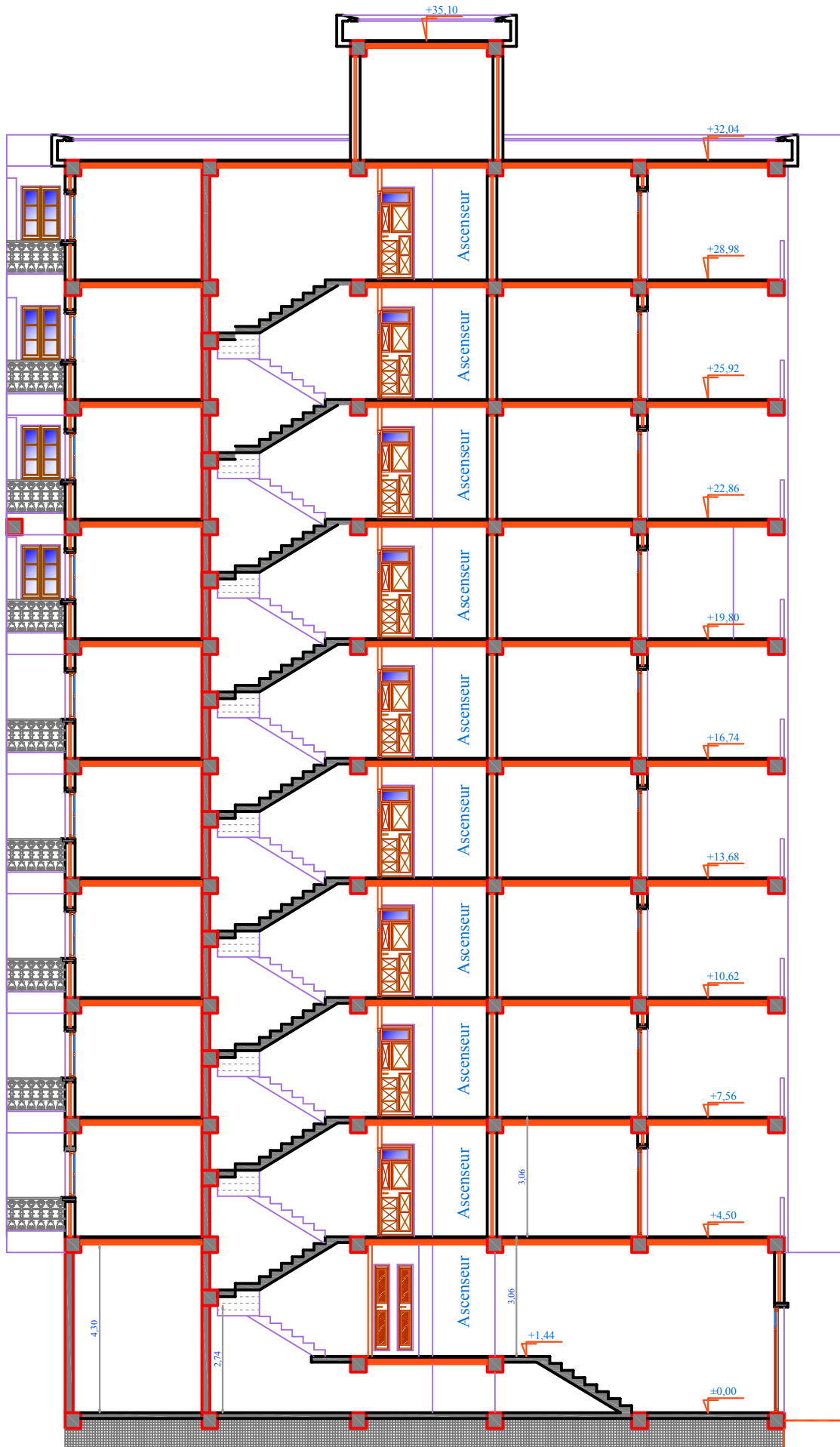
Façade Principale



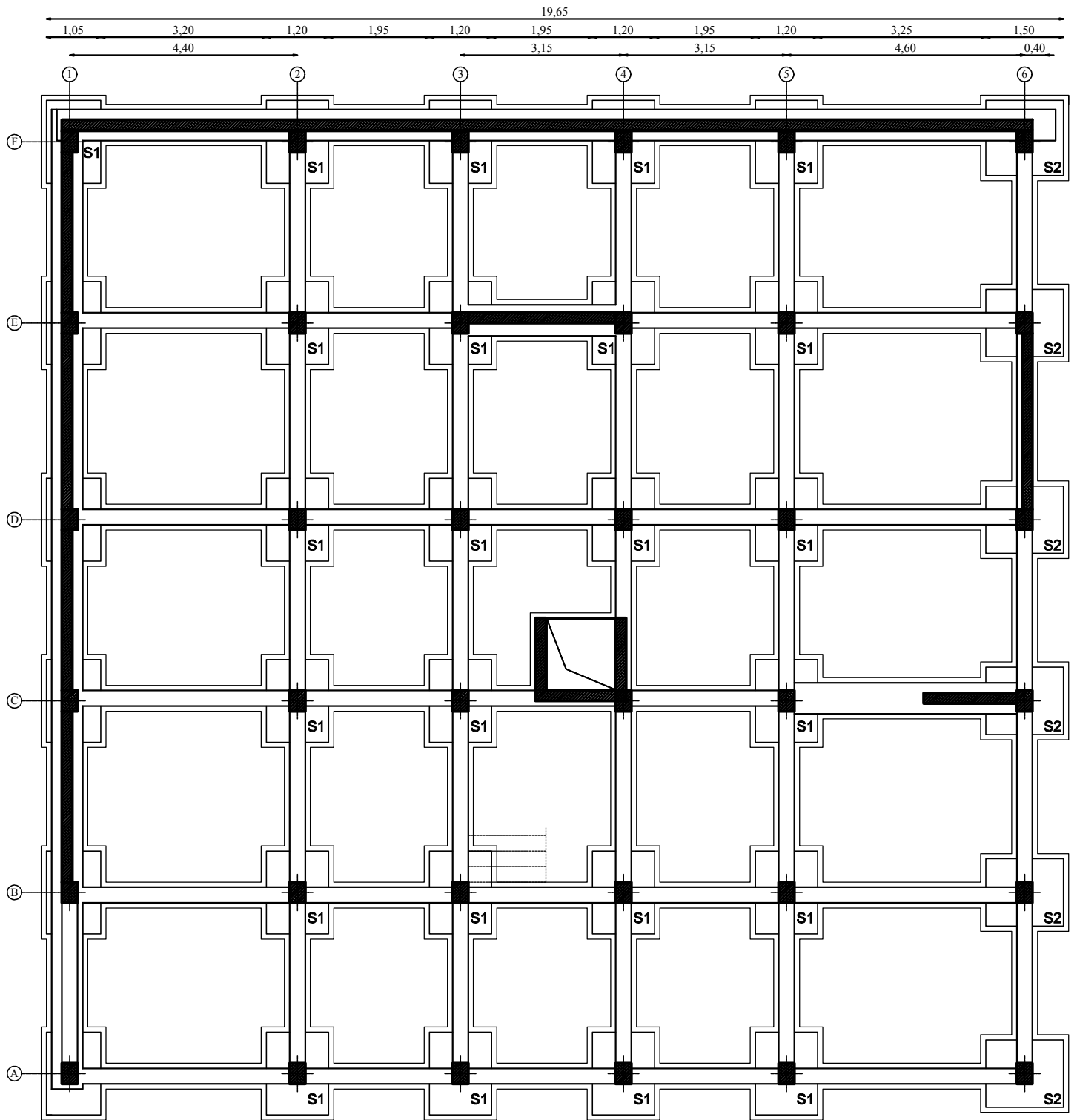
Plan du RDC



Plan Etages Courants



Coupe -AA-



Plan des Fondations

# INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismique.

Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et de dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économique, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Tout fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (habitation et services) en R+9, contreventé par un système voile mixte.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99.V2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R.BC 2.2.

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela pour le biais des essais de laboratoire.

Ce mémoire est constitué de parties suivantes :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour présentation de l'ouvrage.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaire.
- Le quatrième chapitre : l'étude de contreventement.
- Le cinquième chapitre pour la modélisation de la structure et vérification du RPA.
- Le sixième chapitre pour le ferrailage des éléments (poutres, poteaux, voiles).
- Le septième chapitre pour l'étude de l'infrastructure.
- Le dernier chapitre, pour l'étude du mur plaque.

**INTRODUCTION**

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment.

Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment mixte (portique voiles) en R+9

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par

**I.1) Présentation de l'ouvrage :**

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment à usage commercial et d'habitation en (R+9). Cet ouvrage est d'importance moyenne (groupe d'usage 2. il sera implanté à Tizi ouzou, une région de moyenne sismicité classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) en zone II. Ce bâtiment à une forme régulière (en plan et élévation) et composé de :

- 01 rez-de-chaussée utilisé pour des locaux commerciaux.
- 09 étages courants.
- Une cage d'escalier.

	Dimensions (m)
Hauteur des étages courants	3,06
Hauteur du ré-de chaussée	4,50
Hauteur totale du bâtiment	35,10
Longueur totale du bâtiment en plan	21,40
Largeur totale du bâtiment en plan	18,45

- Une cage d'ascenseur.
- Terrasse inaccessible.

**I.2) Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :**

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

### ***1.3) Éléments de l'ouvrage***

#### **a) Plancher:**

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

Facilité de réalisation.

Les portées de notre projet ne sont pas grandes.

Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.

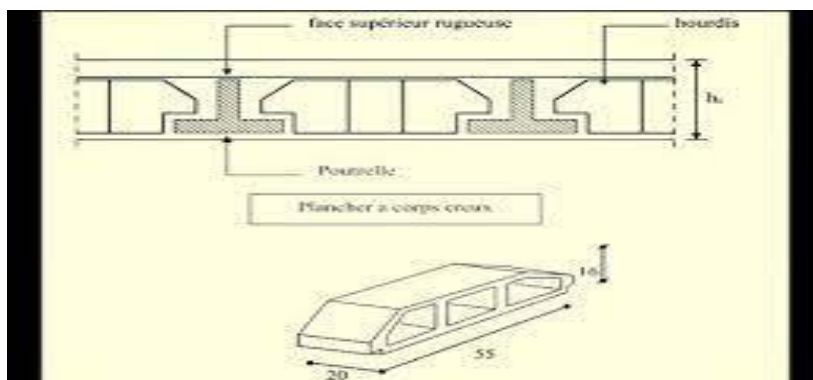
#### **a.1) Plancher en corps creux :**

Les planchers ont pour fonctions essentielles :

La séparation des différents étages d'une structure.

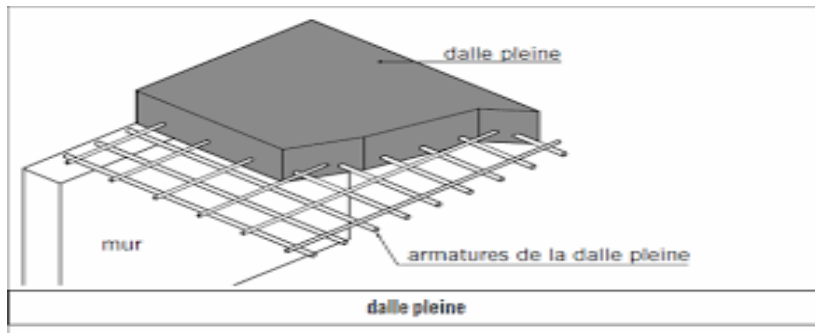
La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur Les étages.

Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs.



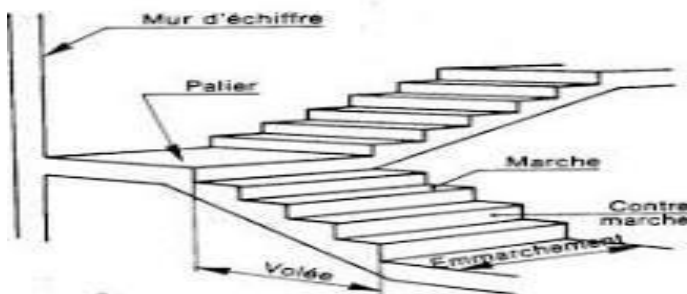
#### **a.2) Plancher dalle pleine :**

Le plancher en dalle pleine est constitué d'une épaisseur de béton armé de 15 à 20 cm en moyenne, coulée sur un coffrage plat. Très utilisé dans l'habitat collectif, il comporte des armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon la portée et les charges à supporter.



### b) Escaliers:

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.



### c) 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.

### d) Maçonneries:

La maçonnerie la plus utilisée en ALGÉRIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

#### ✓ Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur pour assurer une bonne isolation thermique.

#### ✓ Murs intérieurs :

Ils seront réalisés en brique creuses de 10cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable

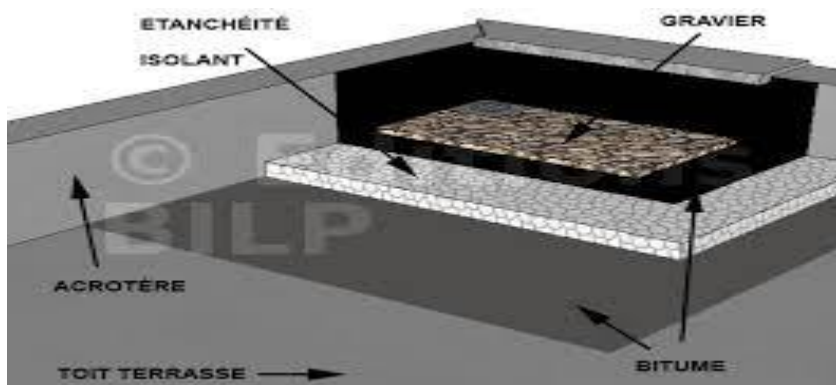
**Revêtements :**

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.
- Carreaux en Grés-Céram pour les sols.
- Faïence pour les murs des salles d'eau.
- Marbre pour les escaliers

**e) L'acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'ateur et de 10 cm d'épaisseur.

**f) Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**• Hypothèse de calcul :**

- Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :
- La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- La résistance à la traction du béton :  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité longitudinal différé :  $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité longitudinal instantané :  $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$
- Limite élastique du l'acier :  $F_e = 400 \text{ MPa}$

- **Réglementation utilisée :**

Les règles utilisées sont :

- les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- les règles parasismiques algériennes (RPA 99 modifié 2003).
- les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-22).
- Construction en béton armé (CBA 93).

#### ***1.4) Les caractéristiques du sol :***

Le rapport du sol nous a donné une contrainte moyenne qui est de 2bars.

#### ***1.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :***

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (BAEL 91) et aux règles parasismiques algériennes (RPA 99) modifié en 2003.

##### ***1) Béton :***

Le béton est un mélange optimal de :

- liant (ciments artificiels).
- granulats (sables, graviers...)
- eau de gâchage.
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...).

Il sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment portland artificiel (CPA).

##### ***2) Principe du Béton Armé :***

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues. Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).

### 3) Composition du béton :

Le béton utilisé est un béton courant doser à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment. Sa composition courante pour 1m<sup>3</sup> est comme suit :

- Dosage de Ciment CPJ 325 : 350kg /m<sup>3</sup>.
- Gravier : 1125 kg/m<sup>3</sup> (Dg ≤ 25 mm).
- Sable propre : 380 à 450kg/m<sup>3</sup> (Dg ≤ 5 mm).
- Eau gâchage : 175 kg

### 4) Résistance du béton :

#### • À la compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$  exprimée en MPa.

La résistance caractéristique à la compression  $f_{cj}$  à l'âge de  $j \leq 28$  jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \cdot f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art A.2.1.11)}$$

- Pour :  $j > 28$  jours  $\Rightarrow f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa car elle est facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où : 28 = 25MPa

#### • À la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de  $j$  jours est conventionnellement défini par la relation :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$  (en MPa)  $\dots\dots\dots$  **BAEL91 (Art A.2.1.12)**

Cette formule étant valable pour les valeurs de :  $\leq 60$  MPa

- On aura donc pour :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$
- Pour :  $f_{cj} \geq 60 \text{ MPa} , = f_{cj}^{2/3}$

### 5) Contraintes limites du béton :

#### a) Contraintes limites de compression :

#### • L'Etat limite ultime [ELU] :

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

$$f_{bu} = \frac{= 0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art A.4.3.41)}$$

Avec :

$\gamma_b = 1,5$  pour les situations durables (courante).

$\gamma_b = 1,15$  pour les situations accidentelles.

$\theta$  : coefficients qui tiennent compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ lorsque } j > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,9 \text{ lorsque } 1 < j < 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,85 \text{ lorsque } j < 1 \text{ heure} \end{array} \right.$$

- Pour  $\gamma_b = 1,50$  et  $\theta = 1$ , on aura  $f_{bu} = 14,2$  MPa.
- Pour  $\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 1$ , on aura  $f_{bu} = 18,48$  MPa.

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle» défini comme suit :

- $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$  compression pure (avec :  $\epsilon_b$  raccourcissement du béton).
- $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$  compression avec flexion.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

• **L'Etat limite de service [ELS] :**

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

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art A.4.5.2)}$$

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

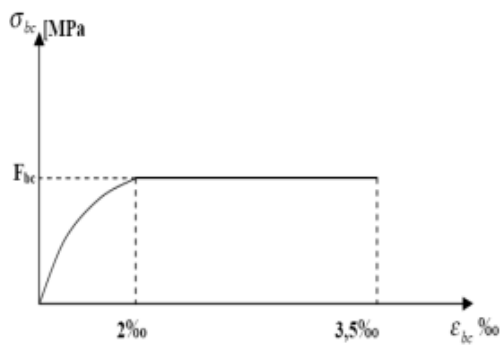


Diagramme contrainte

Déformation du béton à l'ELU

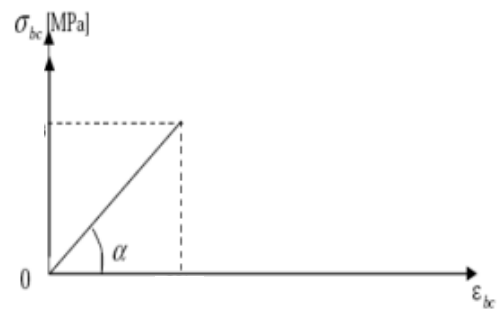


Diagramme linéaire contrainte

Déformation du béton à l'ELS

### 6) Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

#### *Fissuration peu nuisible :*

$$\bar{\tau}_u \leq \left[ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min[3,33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}] = 3,33 \text{ Mpa}$$

- *Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable*

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[ \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq [2,50 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}] = 2,50 \text{ Mpa}$$

#### 6.1) Module d'élasticité :

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

Module instantané : [BAEL 91 modifié 99 / Art.2.1 21]

Pour les charges d'une durée d'application inférieure à 24h :  $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$

#### 6.2) Module différé : [BAEL 91 modifié 99 / Art .2.1 22]

Pour les charges de longue durée d'application :  $E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$

$f_{cj}$ : la résistance de béton à la compression à j jours (Exprimée en MPa)

Dans notre cas on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{128} = 32164,20 \text{ [ Mpa]} \\ E_{v28} = 10818,87 \text{ [ Mpa]} \end{array} \right.$$

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de fissuration $\Psi$
Aciers en barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en barre	Haute adhérence FeE400	TS	520	550	8 ‰	1,3	1

**Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers**

**6.3) Module transversal : [BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3]**

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Coefficient de poisson.} \\ G = E/2(1+\nu) \text{ [MPa]} \end{array} \right.$$

**6.4) Coefficient de poisson : [Art : A2.1, 3 / BAEL91 modifiée 99]**

Coefficient de poisson : [Art : A2.1, 3 / BAEL91 modifiée 99]

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales

$$\nu = \frac{\text{déformation relative trasversale}}{\text{éformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.2 \text{ (à ELS) Pour le calcul des déformations.} \\ \nu = 0 \text{ (à ELU) Pour le calcul des sollicitations.} \end{array} \right.$$

Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas. Nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

### 6.5) Module d'élasticité :

Le module élasticité longitudinal ( $E_s$ ) de l'acier est pris égal à :  $E_s = 200000$  MPa.

Limite élasticité de l'acier à l'ELU :

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

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier.} \\ \Psi : \text{Coefficient de sécurité.} \end{array} \right.$

$\sigma_s$  : la Contrainte d'acier à L'ELU

$s = 1,15$  pour le cas courant.

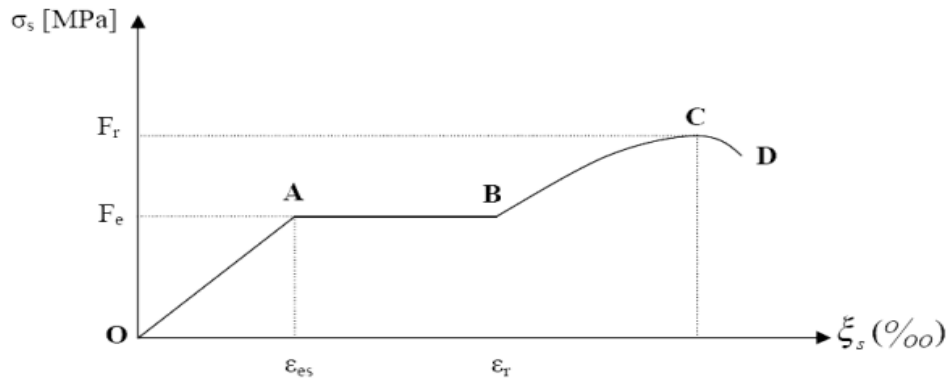
$\gamma_s = 1$  pour le cas accidentel

$\sigma_s = 348$  MPa pour les aciers à haute adhérence

FeE40  $\sigma_s = 204$  MPa pour les aciers doux FeE24

### a) Diagramme contraintes déformations :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier ; se fait à partir d'un essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contraintes- déformations a pour allure :



**Figure I.1 : Diagramme contraintes - déformations de l'acier.**

$F_r$  : Résistance à la rupture.

$F_e$  : Limite d'élasticité.

$\epsilon_{es}$ : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

$\epsilon_r$  : Allongement relatif correspondant à la résistance à la rupture.

Le diagramme comprend quatre zones :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

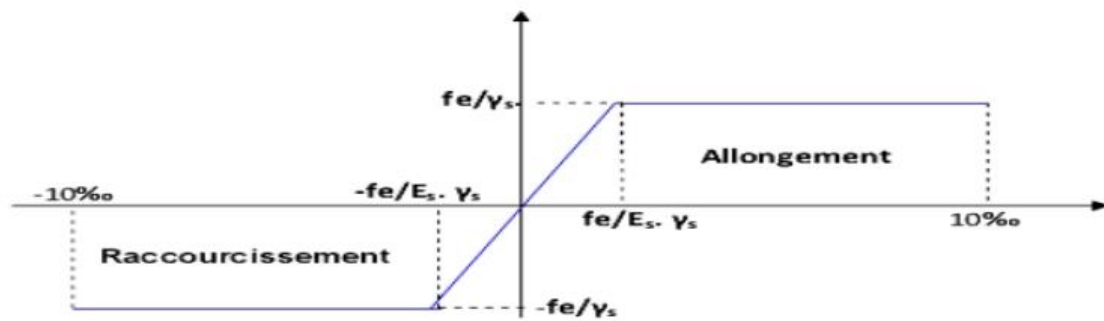
Zone AB : Domaine de ductilité. Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

**b) Diagramme contrainte-déformation de l'acier :**

**(Art A.2.2.2/BAEL 91 modifié 99)**

La mise en évidence des caractéristiques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction qui consiste à solliciter une éprouvette en acier par un effet de traction jusqu'à la rupture. Le diagramme contrainte-déformations est conventionnellement défini ci-après.



FigureI.2 : Diagramme « contrainte –déformation de l'acier »

### **ROTECTION D'ARMATURES : (art A.7.2.4 BAEL91)**

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

$C \geq 5\text{ cm}$  : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

$C \geq 2\text{ cm}$  : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.

$C \geq 3\text{ cm}$  : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).

$C \geq 1\text{ cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

### **Conclusion :**

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

**II.1. Introduction :**

Le pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure, après avoir définie les caractéristiques géométriques, et les caractéristiques des matériaux utilisés dans le chapitre précédent.

Ce calcul préliminaire a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99 (version 2003)** et **BAEL91 (modifié 99)**. Dans ce présent chapitre on fera un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément porteurs tels que les planchers, les poteaux, les poutres et les voiles.

**II.2. Pré-dimensionnement des éléments :****II.2.1 Les planchers en corps creux :**

Les planchers sont des aires planes dans le plan horizontal délimitant les différents étages successifs dans une construction et recueillant les charges et les Surcharges d'exploitation du bâtiment.

Un plancher est constitué de plusieurs parties distinctes formant un bloc unique travaillant d'une manière monolithique : et d'une dalle de compression ferrillée, le corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposée suivant la petite portée.

Ce plancher assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique :

Sa capacité à supporter à la fois son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, transmettre la somme de ces efforts aux poutres qui à leur tour transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.

- Une fonction d'isolation acoustique et thermique :

Et cela grâce au corps creux avec ses lames d'air.

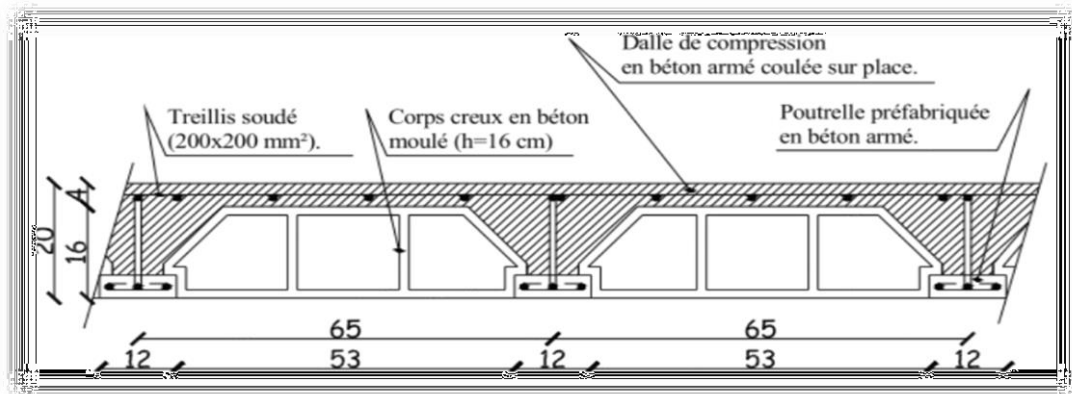


Figure II.1 : Plancher en corps creux

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

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

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

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} L_{max} : \text{porté libre maximale dans le sens des poutrelles.} \\ h_t : \text{hauteur totale du plancher.} \end{array} \right.$

Nous prendrons une section minimale de  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$  exigé par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone **IIa**

$$L_{max} = 380 - 25 = 355 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq L_{max} / 22,5 = 355 / 22,5 = 15,78$$

On optera pour un plancher de  $(16+4) = 20 \text{ cm}$

Epaisseur du corps creux est de 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm.

### ***II.2.1.2 En dalle pleine***

Ce sont des plaques minces coulées sur un coffrage plat (figure II-2), dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes

-La résistance à la flexion

-L'isolation acoustique.

-La résistance au feu.

Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons dépend de la formule :

$$e \geq (L_0)/10 \quad \text{Avec : } L_0 : \text{ portée libre .}$$

e : épaisseur de la dalle.

b) Condition de résistance au feu :

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit

$$\hat{\text{Être égale à 11 cm.}} \quad e_1 = 11 \text{ cm}$$

Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique du plancher.

la protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique  $M_p$  est supérieure à  $\rho = 350 \text{ Kg/m}^2$  .

$$M_p \geq \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \quad \text{Avec : } \rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^2.$$

Avec :  $\rho_{\text{béton}}$  masse volumique du béton est égale à  $2500 \text{ kg/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^2$ .

D'où l'épaisseur minimale de dalle est :

$$e \geq 350/2500 = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

$$e_2 = 15 \text{ cm}$$

$$e = \max(e_1, e_2, e_3) = \max(15, 11, 14) = 15 \text{ cm}$$

Donc :  $e = 15 \text{ cm}$

### II.2.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire conditions suivantes :

Avec

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

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

$h$  : hauteur de la poutre

$b$  : largeur de la poutre

$L$  : portée maximum entre nus d'appuis.

#### II.2.2.1. Poutres Principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles pour ainsi constituer leurs appuis.

Sachant que  $L = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$

	Largeur [cm]	Hauteur [cm]
Application numérique	$0,4(40) \leq b \leq 0,7(40)$	$\frac{435}{15} \leq ht \leq \frac{435}{10}$
	$16 \leq b \leq 28$	$29 \leq ht \leq 43,5$
Valeur prise	25	40

Tableau II-1 : Pré-dimensionnement des poutres principales.

**II.2.2.2. Poutres secondaires :**

Les poutres secondaires assurent le chaînage sont perpendiculaires aux poutres principales et parallèle aux poutrelles.

Sachant que  $L = 380 - 25 = 355 \text{cm}$

	Largeur (b) [cm]	Hauteur (h) [cm]
Application numérique	$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35)$	$\frac{355}{15} \leq ht \leq \frac{355}{10}$
	$14 \leq b \leq 24,5$	$23,66 \leq ht \leq 35,5$
Valeur prise	25	35

**Tableau II-2 : Pré-dimensionnement des poutres secondaires.**

**II.2.2.3 Pré-dimensionnement de la poutre de chaînage :**

Est une poutre dans une structure à cadre prévue au niveau du sol ou au-dessus qui prend la charge du mur construit dessus.

Sachant que  $L = 315 - 25 = 290 \text{cm}$

	Largeur (b) [cm]	Hauteur (h) [cm]
Application numérique	$0,4(30) \leq b \leq 0,7(30)$	$\frac{290}{15} \leq ht \leq \frac{290}{10}$
	$12 \leq b \leq 21$	$19,33 \leq ht \leq 29$
Valeur prise	25	30

**Tableau II-3 : Pré-dimensionnement des poutres secondaires**

- *Vérification relatives aux exigences de l’RPA (Art 7.5.1 RPA 99/2003) :*

Conditions	Poutres principaux	Poutres secondaires	Poutres de chaînage	Vérification
$h \geq 30$ cm	40cm	35 cm	30 cm	OK
$b \geq 20$ cm	25cm	25 cm	25 cm	OK
$h/b \leq 4$	1,6	1,4	1,2	OK

- Poutres principales :  $(bxh) = (25 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $(bxh) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutres de chaînage :  $(bxh) = (30 \times 25) \text{ cm}^2$

### II.2.3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003 qui définit ces élément comme satisfaisant la condition  $L \geq 4 ep$ . L'épaisseur du voile ( $a$ ) sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et de la rigidité aux extrémités (figure II-5). L'épaisseur minimale est de 15 cm (figure II-6).

Avec :

$a$  : épaisseur d'un voile

$L$  : portée min du voile

$h_e$  : hauteur d'étage

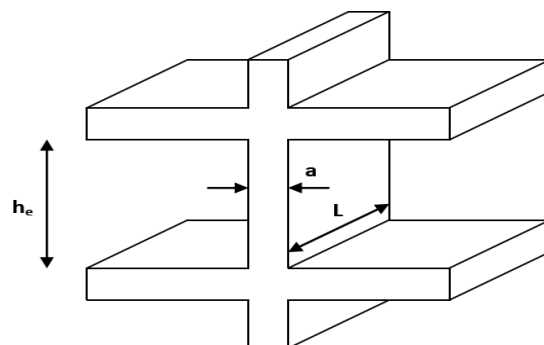


Figure II-2: Coupe de voile en élévation

Trois cas peuvent se présenter :

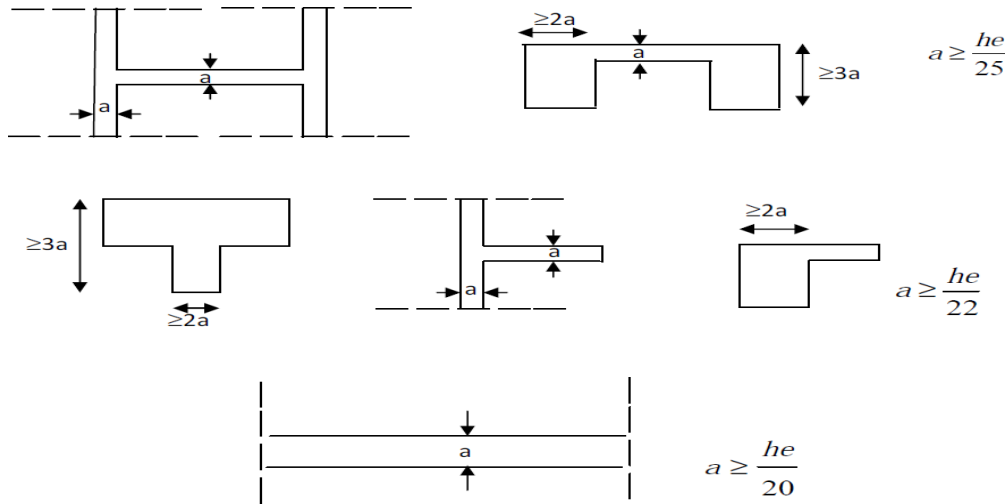


Figure II-2: Coupe de voile en élévation Avec:

$$a \geq \max ( h_e/25 , h_e/22 , h_e/20 ) \longrightarrow a \geq h_e / 20$$

$h_e = h - e_p$  où  $e_p$  : Hauteur du plancher = (16 + 4) = 20 cm.

❖ *Le RDC :*

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 450 - 20 = 430 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h_e}{22} = \frac{430}{20} = 21,5 \text{ cm}$$

❖ *Etage courant*

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

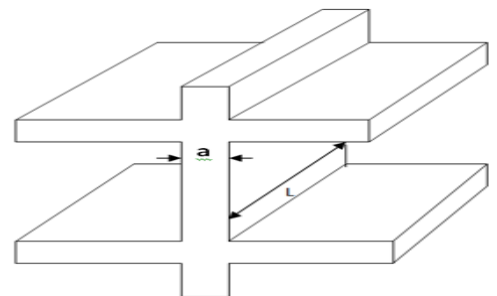


Figure II-4: Les étages courant

On opte pour des voiles d'épaisseur :  $a = 20 \text{ cm}$ .

• *Vérification relatives aux exigences de l'RPA :*

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, leurs longueurs ( $l_{\min}$ ) doit être au moins égale à 4 fois épaisseurs.

Dans notre cas :  $l_{\min} = 0,85\text{m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m} \implies$  **Condition vérifiée.**

Et :  $A_{\min} = 20 \text{ cm} \geq 15\text{cm} \implies$  **Condition vérifiée.**

### II.2.4 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme peut être carrée, rectangulaire (figure II-8) ou circulaire.

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

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS sous un effort de compression  $N_s$  sur le poteau le plus sollicité. Selon l'article (7.4.1 RPA 99/2003), les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire la condition suivante :

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

$$- \min (b_1, h_1) \geq h_c/20$$

$$1/4 < (b_1/h_1) < 4$$

La section du poteau sera déterminée par la formule :  $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

$$\text{Avec: } N_s = G + Q$$

$N_s$  : effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

$S$  : section du poteau.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : charge d'exploitation.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

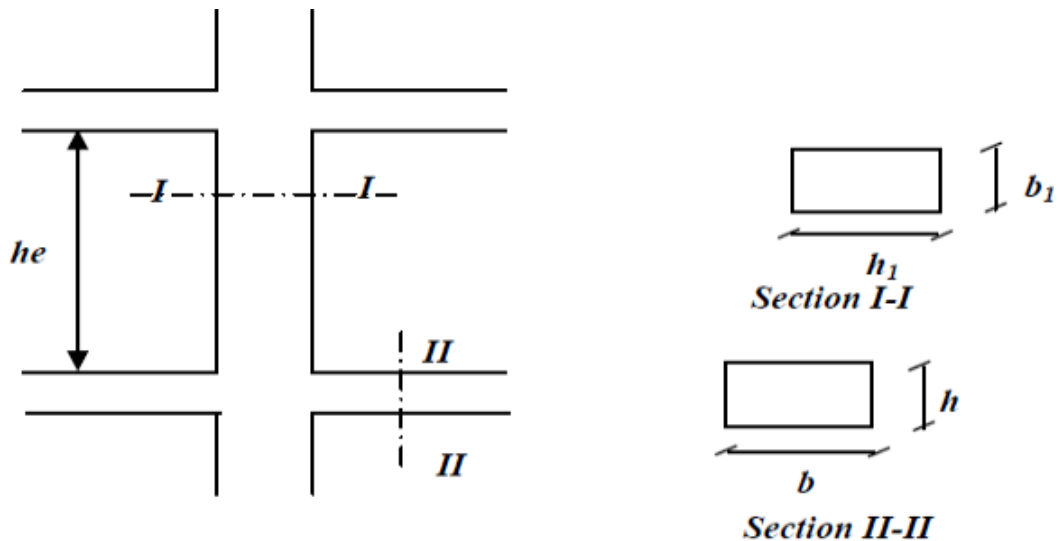


Figure II-4: Les étages courant

▪ **Remarque :**

L'effort normal  $N_s$  sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

### II.2.4.1 La descente de charges :

La descente de charges a pour but la distribution et le transfert des charges dans une structure, en effet elle permet de connaître la répartition et le cheminement des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure. Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles, le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (la charpente pour notre cas) vers le niveau le plus bas (les fondations).

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire de définir les charges et surcharges, ainsi que les surfaces d'influence de ces dernières.

#### II.2.4.1.1 Détermination des charges et surcharges :

##### a) Charges permanentes $G$ :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers, les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**.

a.1) planchers d'étage courant.

Tableau II-5 : Charges permanentes d'étage courant.

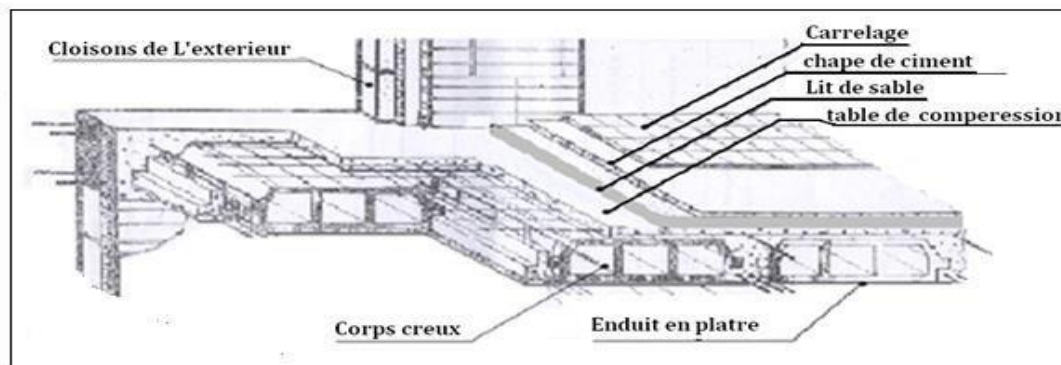


Figure II-6: Plancher corps creux

a.2) Plancher

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/M <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
Protection en gravillon	0.05	20	1
Forme de pente 1%	0.10	22	2.2
Isolation thermique	0.04	04	0.16
Dalle en polystyrène	0.20	/	1.9775
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
			<b>G<sub>T</sub>=5.66 Kn/m<sup>2</sup></b>

Tableau II- 4 Charges permanentes d'un plancher terrasse inaccessible

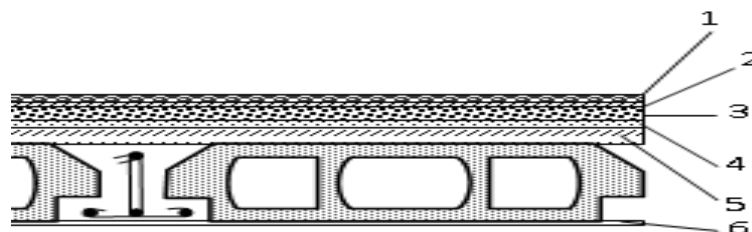


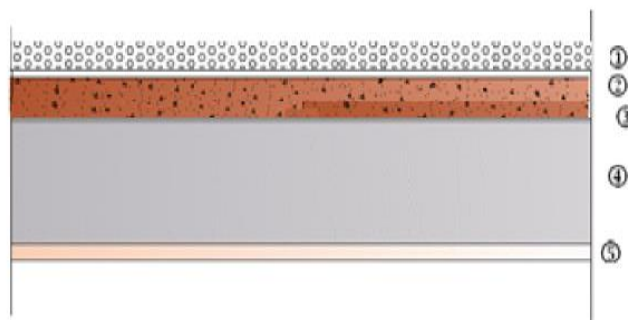
Figure II.7 Coupe d'un plancher terrasse inaccessible

**a.3) Plancher Dalle pleine**

Charges permanentes revenants à la dalle pleine.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/M <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	19	0,38
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0.02	20	0,40
				<b>G<sub>T</sub>=5,33</b>

**Tableau II.5 Charges permanentes d'un plancher de dalle pleine**



**Figure II.8: Coupe de plancher dalle pleine.**

**b) Maçonnerie :**

**b.1) Les Murs extérieures**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Mortier de ciment	0,02	20	0,40
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Lame d'air	0,05	/	/

4	Cloison en brique creuse	0,15	8,67	1,30
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
		<b>GT=2,80</b>		

Tableau II.6: Charge revenant aux murs extérieure.

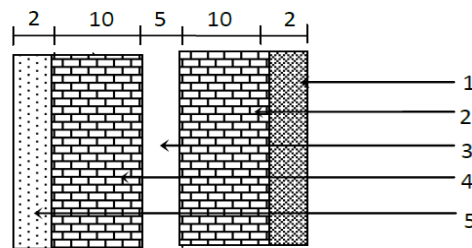


Figure II.9 : coupe de murs extérieure

Les murs intérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
		<b>GT=1.30</b>		

Tableau II.7: Charge revenant aux murs intérieurs.

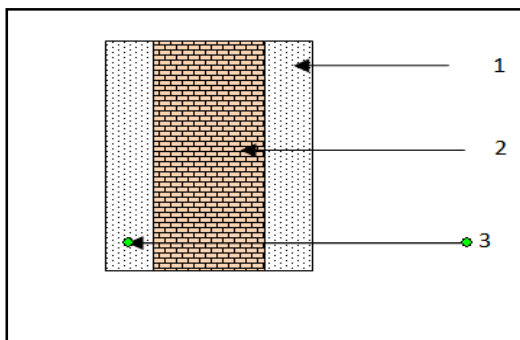


Figure II. 10: Coupe verticale d'un mur intérieur.

*L'acrotère :*

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans les schémas ci-dessous, vont nous permet de déterminer la charges permanentes correspondantes :

$$G = \rho \times S$$

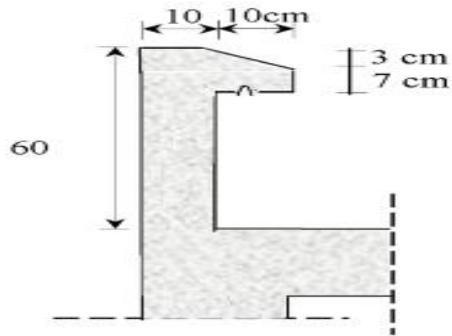


Figure.II.11 : Coupe verticale de l'acrotère.

AN:

$$G = 25[(0.50 \times 0.1) + (0.05 \times 0.2) + (0.1 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1/2)]$$

$$G = 1.875 \text{ KN/ml}$$

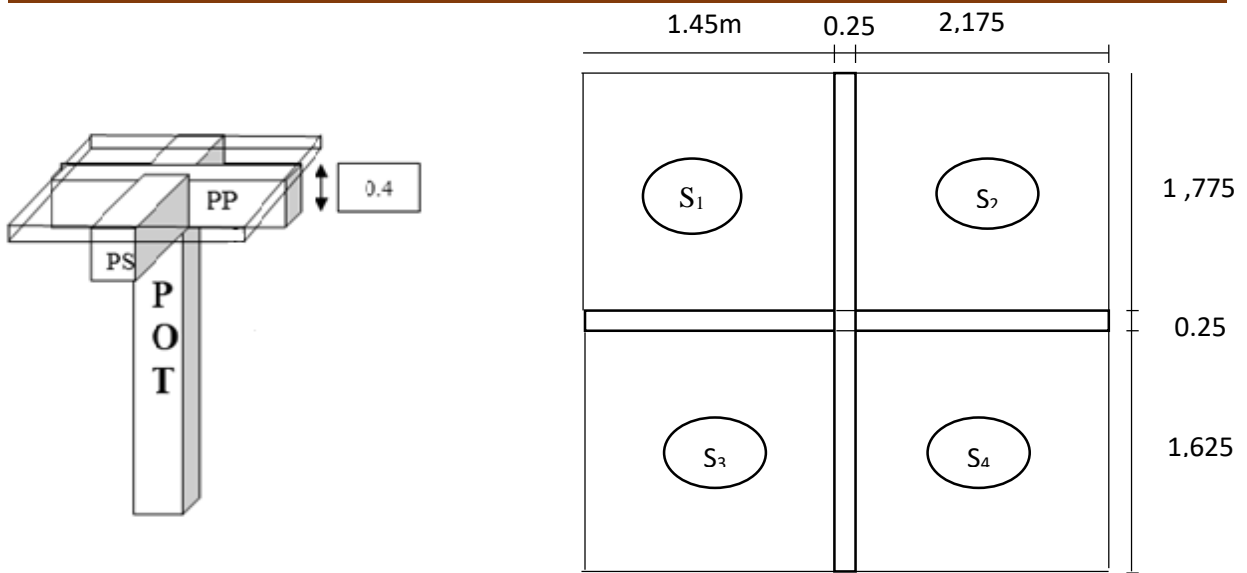
**c) Surcharges d'exploitation Q :**

Surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.22** :

- ❖ L'acrotère .....1,00 KN/m<sup>2</sup>
- ❖ Plancher terrasse inaccessible..... 1,00 KN/m<sup>2</sup>
- ❖ Plancher étage courant .....1,50 KN/m<sup>2</sup>.
- ❖ Plancher du RDC .....1,50 kN/m<sup>2</sup>
- ❖ Niveau balcon .....3,50 KN/m<sup>2</sup>.
- ❖ Escalier des différents étages .....2,50 KN/m<sup>2</sup>.

**II.2.4.1.2 Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :**

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge est le : **C2**



• *Surface du plancher revenant au Poteau*

$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

$S_1 = 1,45 \times 1,775 = 2,573 \text{ m}^2$

$S_2 = 2,175 \times 1,775 = 3,860 \text{ m}^2$

$S_3 = 1,45 \times 1,625 = 2,356 \text{ m}^2$

$S_4 = 2,175 \times 1,625 = 3,534 \text{ m}^2 \longrightarrow \text{D'où : } S_n = 12,323 \text{ m}^2$

$S_b = 3,875 \times 3,65 = 14,143 \text{ m}^2$

*Poids propre des éléments:*

✓ Poids propre de plancher terrasse inaccessible :

$P_{pt} = G \times S_n = 5,66 \times 12,323 = 69,233 \text{ KN}$

✓ Poids propre de plancher étage courant :

$P_{pc} = G \times S_n = 5,10 \times 12,323 = 62,84 \text{ KN}$

✓ Poids propre des poteaux :

Poteau =  $S \times \rho \times h_e \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{RDC : } 4,50 \times 0,25 \times 0,25 \times 25 = 7,031 \text{ KN} \\ \text{Étage courant : } 3,06 \times 0,25 \times 0,25 \times 25 = 4,781 \text{ KN} \end{array} \right.$

✓ Poids propre des poutres

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale : } P_{pp} = (0,25 \times 0,40 \times 25) \times 4,35 = 10,875 \text{ K} \\ \text{Poutre secondaire: } P_{ps} = (0,25 \times 0,35 \times 25) \times 3,55 = 7,765 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ *Le poids total des poutres :*

$$P_{\text{poutres}} = 7,765 + 10,875 = 18,64 \quad \Rightarrow \quad P_{\text{poutres}} = \mathbf{18,64 \text{ KN}}$$

#### II.2.4.1.4 La dégression des charges :

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les plancher.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ( $n \geq 5$  niveau) où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes, ce qui est applicable dans notre cas (**Art 6.3.D.T.R B.C 2.2**) :

$$Q_n = Q_0 + \left( \frac{3+n}{2n} \right) \sum Q_i$$

**Avec :**

- $Q_0$  : 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.

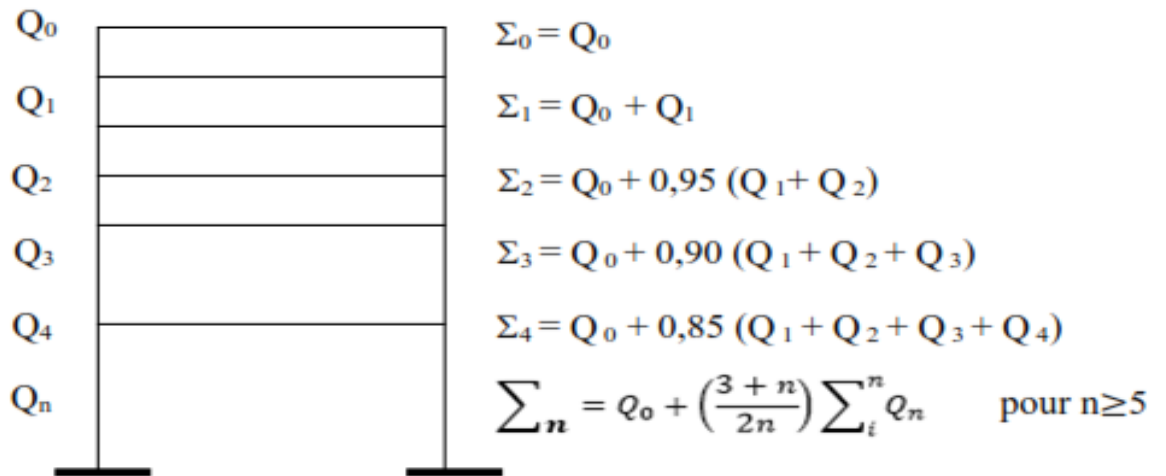


Figure II.12 : Descente de charges.

❖ Coefficient de dégression des charges :

Niveau	terrasse	ET9	ET8	ET7	ET6	ET5	ET4	ET3	ET2	ET1	RDC
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,688	0,666	0,650

- plancher terrasse :  $Q_0 = 1,00 \times 14,143 = 14,143 \text{ KN}$
- plancher d'étage courant :  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = 1,50 \times 14,143 = 21,215 \text{ KN}$
- Plancher RDC :  $Q = 14,143 \times 1,5 = 21,215 \text{ KN}$

*Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression :*

La terrasse :  $Q_0 = 14,143 \text{ KN}$

8<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1 = (14,143 + 21,215) = 35,358 \text{ KN}$

7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 14,143 + 0,95 (2 \times 21,215) = 54,452 \text{ KN}$

6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14,143 + 0,90 (3 \times 21,215) = 71,423 \text{ KN}$

5<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14,143 + 0.85 (4 \times 21,215) = 86,274 \text{ KN}$

4<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14,143 + 0.8 (5 \times 21,215) = 99,003 \text{ KN}$

3<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14,143 + 0.75 (6 \times 21,215) = 109,205 \text{ KN}$

2<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14,143 + 0.714 (7 \times 21,215) = 120,175 \text{ KN}$

1<sup>ère</sup> étage :  $Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 14,143 + 0.688 (8 \times 21,215) = 130,910 \text{ KN}$

RDC :  $Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 14,143 + 0.666 (9 \times 21,215) = 141,305 \text{ KN}$

***Dimensionnement des poteaux :***

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003

Niveaux	charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal [KN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	G Plancher	G Poutres	G Poteaux	G Total	G Cumulé	Qn (Kn /m <sup>2</sup> )	Qi cumulée (Kn /m <sup>2</sup> )		Section trouvée <i>Ns/σb</i>	Section adoptée
<b>9</b>	69,23	18,64	0	87,87	87,87	14,143	14,143	102,013	68,008	35x35
<b>8</b>	62,84	18,64	4,781	86,26	174,13	21,215	35,358	209,488	139,658	35x35
<b>7</b>	62,84	18,64	4,781	86,26	260,39	21,215	56,573	316,963	211,308	35x35

<b>6</b>	62,84	18,64	4,781	86,26	346,65	21,215	77,788	424,438	282,958	40x40
<b>5</b>	62,84	18,64	4,781	86,26	432,91	21,215	99,003	531,913	354,608	40x40
<b>4</b>	62,84	18,64	4,781	86,26	519,17	21,215	120,218	639,388	426,258	40x40
<b>3</b>	62,84	18,64	4,781	86,26	605,43	21,215	141,433	746,863	497,908	45x45
<b>2</b>	62,84	18,64	4,781	86,26	691,69	21,215	162,48	854,17	569,446	45x45
<b>1</b>	62,84	18,64	4,781	86,26	777,95	21,215	183,863	961,813	641,208	45x45
<b>RDC</b>	62,84	18,64	7,031	88,51	866,46	21,215	205,078	1071,538	714,358	45x45

**Tableau.II.8: Tableau récapitulatif de la descente de charge :**

**Vérification relative au coffrage :**

(RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les Conditions suivant :

$$\text{Zone II} \left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b x h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (b x h)} \geq h_e/20 \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right.$$

Conditions exigées par l'RPA	Niveau	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	Vérification des conditions	
<p><b>Min (b; h) ≥ 25 cm</b></p> <p><b>Min (b; h) ≥ he/20</b></p> <p><b>1/4 &lt; b/h &lt; 4</b></p>	Salle Machine	35×35	Min(b ;h)=35 cm	Vérifiée
			he/20=306/20=15,3 cm	Vérifiée
			0,25<35/35<4	Vérifiée
	Du 7 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	35×35	Min(b ;h)=35 cm	Vérifiée
			he/20=306/20=15,30 cm	Vérifiée
			0,25<35/35<4	Vérifiée
	Du 4 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup> étage	40×40	Min(b ;h)=40 cm	Vérifiée
			he/20=306/20=15,30 cm	Vérifiée
			0,25<40/40<4	Vérifiée
	Du 1 <sup>er</sup> au 3 <sup>ème</sup> étage	45×45	Min(b ;h)=45 cm	Vérifiée
			he/20=306/20=15,30 cm	Vérifiée
			0,25<45/45<4	Vérifiée
RDC	45×45	Min(b ;h)=45 cm	Vérifiée	
		he/20=450/20=22,5 cm	Vérifiée	
		0,25<45/45<4	Vérifiée	

Tableau II.9 : Vérification des conditions du RPA.

**II.2.4.3 Vérification au flambement :**

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

Il faut donc vérifier que l'élancement  $\lambda$  des poteaux soit :

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

Avec :

$\lambda$  : Elancement du poteau.

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

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

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

$l_0$  : longueur libre du poteau.

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

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

Niveau	b [cm]	h [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	S (cm <sup>2</sup> )	i [cm]	l <sub>0</sub> [cm]	L <sub>f</sub> [cm]	λ	Condition
Terrasse	35	35	125052,08	1225	10,104	286	200,2	19,81	condition vérifiée
9 <sup>eme</sup>	35	35	125052,08	1225	10,104	286	200,2	19,81	condition vérifiée
8 <sup>eme</sup>	35	35	125052,08	1225	10,104	286	200,2	19,81	condition vérifiée
7 <sup>eme</sup>	35	35	125052,08	1225	10,104	286	200,2	19,81	condition vérifiée
6 <sup>eme</sup>	40	40	213333,33	1600	11,54	286	200,2	17,34	condition vérifiée
5 <sup>eme</sup>	40	40	213333,33	1600	11,54	286	200,2	17,34	condition vérifiée
4 <sup>eme</sup>	40	40	213333,33	1600	11,54	286	200,2	17,34	condition vérifiée
3 <sup>eme</sup>	45	45	341718,75	2025	12,990	286	200,2	15,41	condition vérifiée
2 <sup>eme</sup>	45	45	341718,75	2025	12,990	286	200,2	15,41	condition vérifiée
1 <sup>er</sup>	45	45	341718,75	2025	12,990	286	200,2	15,41	condition vérifiée
RDC	45	45	341718,75	2025	12,990	420	294	22,63	condition vérifiée

Tableau II-10 : Vérification du flambement des poteaux.

Vérification de l'effort normal réduit (art 7.4.3.1) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition Suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

- $\left\{ \begin{array}{l} N_d : \text{désigne l'effort normal de calcul exerçant sur une section de béton.} \\ B_c : \text{est l'aire (section brute) de cette dernière.} \\ F_{c28} : \text{est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.} \end{array} \right.$

**Pour les poteaux (35x35) :**

$$V = \frac{316,963 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.103 \leq 0.30$$

**Pour les poteaux (40x40)**

$$V = \frac{639,388 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,16 \leq 0.30$$

**Pour les poteaux (45x45)**

$$V = \frac{1071,538 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,21 \leq 0.30$$

**CONCLUSION :**

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

**Les planchers :**

Hauteur du plancher  $h_t = 20$  cm soit un plancher de  $(16 + 4)$  cm

**Les poutres :**

- Section des poutres principales  $(25 \times 40)$  cm<sup>2</sup>
- Section des poutres secondaires  $(25 \times 35)$  cm<sup>2</sup>

**Les poteaux :**

La section des poteaux est :

RDC ou 3<sup>eme</sup> niveau (45x45) cm<sup>2</sup>

- 4<sup>eme</sup> ou 6eme niveau (40x40) cm<sup>2</sup>

- 7<sup>eme</sup> ou 9eme niveau (35x35) cm<sup>2</sup>

**Les voiles :**

Épaisseur des voiles  $e = 20\text{cm}$ .

**Introduction :**

Ce chapitre concerné l'étude des éléments de non structure, ce dernier terme signifie que ces éléments n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble ( ne font pas partie du système de contreventement), alors nous allons les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent.

Les calculs sera fait conformément au règlement de **BAEL 91 modifiée 99 et RPA 99 version 2003**

**III.1) planchers :**

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

Dans notre cas, nous avons deux planchers différents 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, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur coulée sur les corps creux qui

Reprend les efforts de compression

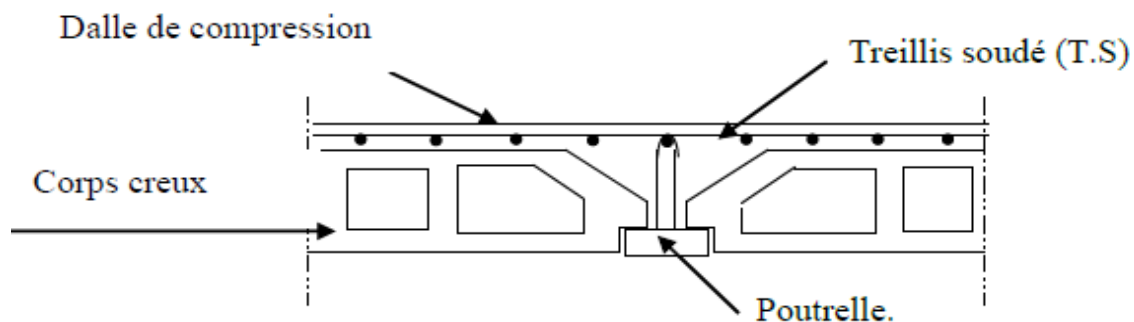


Figure III.1.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

*Le calcul sera fait pour deux éléments :*

- Les poutrelles.
- La dalle de compression

*Calcul de la dalle de compression :*

La dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520**) dont le but est de :

- limiter les risques de fissurations par retrait.
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement

(BAEL 91/B.6.8,423) sont :

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

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

**les armatures  $\perp$  aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :**

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

**Avec :**  $l'$  = distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm

$$\text{AN : } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

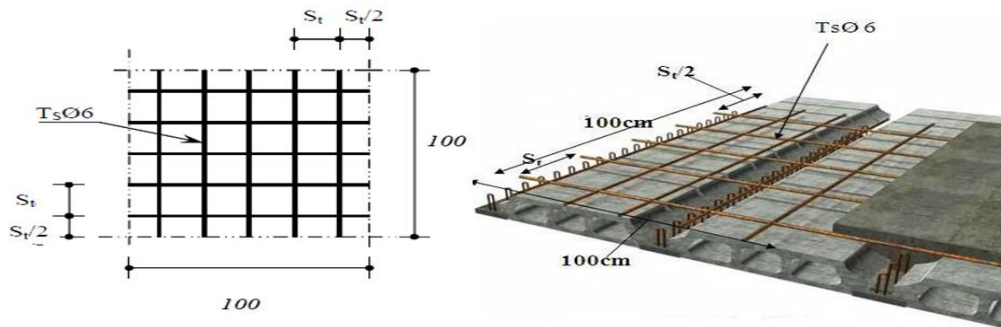
On adoptera  $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$  avec un espacement **St = 15 cm**.

- *les armatures // aux poutrelles :*

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

*Conclusion :*

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles (6x150x6x150) mm<sup>2</sup>.



### *Etude des poutrelles :*

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

#### *1<sup>ère</sup> Etape : Avant coulage de la dalle de compression :*

la poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle :  $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de corps creux :  $G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids propre totale :  $G_t = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- La surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

#### ➤ *Combinaison des charges :*

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ **Ferrailage à l'état limite ultime (E.L.U)**

On fait le calcul pour la travée la plus longue travée dans le sens des poutrelles :

$$\text{On a: } L = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

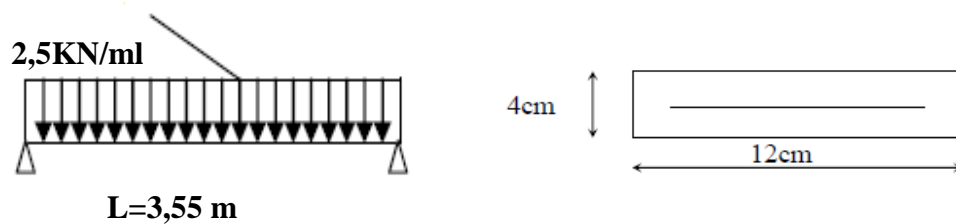


Figure III.1.2 : Schéma statique de la poutrelle.

- Calcul de moment :  $M_t = q_u \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{3,55^2}{8} = 3,938 \text{ Kn m.}$
- Calcul effort tranchant :  $T_u = q_u \frac{l}{2} = 2,5 \times \frac{3,55}{2} = 4,437 \text{ KN}$

➤ *Calcul des Armatures :*

$b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,938 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 0,577 > \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SDA}$$

*Conclusion :*

Comme la section de la poutrelle est faible ( $12 \times 4$ )  $\text{cm}^2$ , par conséquent, on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). on prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires ; espacement entre étais : **80 à 120 cm.**

*2<sup>ème</sup> étape : Après coulage de la dalle de compression :*

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés, elle supporte son poids propre, le poids du Corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et les surcharges revenant au Plancher elle travaille en flexion simple.

*A) Détermination de la largeur de la table de compression :*  
(BAEL91 modifiée 99/A.4.1,3)

La largeur de la table de compression à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L}{10}; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles

$L_1$  : portée de la plus grande travée telle que  $L_1=380\text{cm}$

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

calculs  $b_0$  : largeur de la nervure ( $b_0=12\text{cm}$ )

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0=4\text{cm}$ )

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

$$b_1 \leq 65 - 12/2 = 26.5\text{cm}$$

$$b_1 \leq 380/10 = 38\text{cm}$$

$$b_1 = \min(26.5, 38, 126.5) \quad b_1 \leq 380/3 = 126.6$$

**on prend :  $b_1=26,5\text{cm}$       alors  $b=2b_1+b_0=65\text{cm}$**

*Calcul des chargements :*

- Poids propre du plancher (étage terrasse):  $G = 5,66 \times 0,65 = 3,679 \text{ KN/ml}$ .
- Poids propre du plancher étage courant :  $G = 5,48 \times 0,65 = 3,526 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation plancher terrasse) :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$ .
- Charge d'exploitation (plancher à usage d'habitation):  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation (plancher a usage de service) :  $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

*Combinaison de charges :*

❖ *Plancher à usage d'habitation*

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,526 + 1,5 \times 0,975 = 6,271 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3,526 + 0,975 = 4,537 \text{ KN/m}$$

❖ *Plancher terrasse :*

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,679 + 1,5 \times 0,65 = 5.941 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3,679 + 0,65 = 4.329 \text{ KN/ml.}$$

❖ *Plancher à usage de service :*

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,315 + 1.5 \times 1.625 = 6,912 \text{ KN/ml.}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 3,315 + 1,625 = 4,94 \text{KN/ml.}$$

**Remarque :**

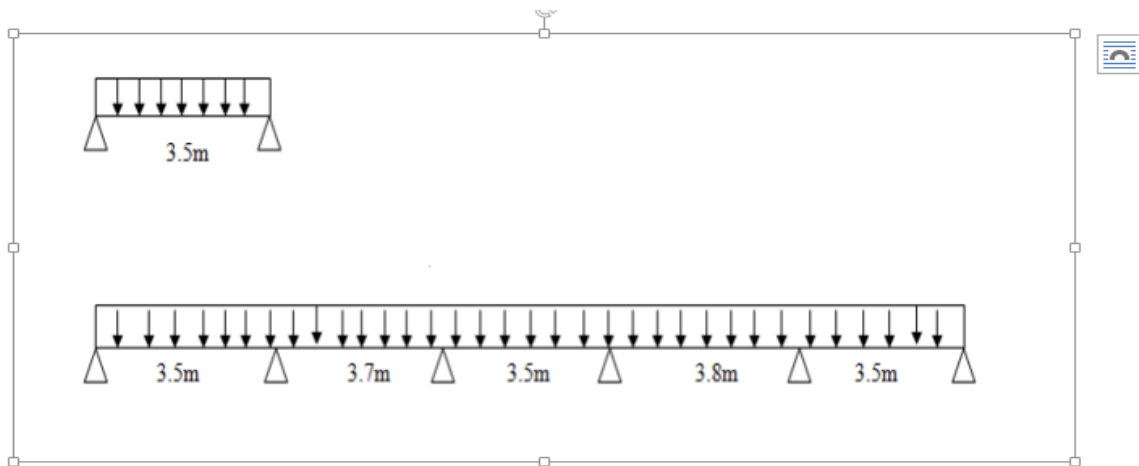
Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage service.

**Choix de la méthode :**

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

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.
- c) Méthode des trois moments

Nous avons deux cas à étudier pour avoir le cas le plus défavorable



**Figure III.1.3 : Les cas de poutrelles à étudier**

Ces deux (02) poutrelles diffèrent principalement par le nombre de travées. A.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire : Elle s'applique aux constructions dont les hypothèses suivantes sont vérifiées :

- la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou a 5 KN.  $Q \leq \max \{2G; 5 \text{ KN}\}$ .
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25. :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Vérifications d'application de la méthode forfaitaire :

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

$$Q=5\text{KN/ml} < 2G=2 \times 3,315=6,63\text{KN}$$

$$Q=5\text{KN} \leq 6,63\text{KN} \text{ Condition vérifiée}$$

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Considérées parce que la hauteur du plancher fixée à 20[cm]. **Condition vérifiée.**

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

$$\frac{L1}{L2} = \frac{3,5}{3,7} = 0,945$$

$$\frac{L2}{L3} = \frac{3,7}{3,5} = 1,057$$

$$\frac{L3}{L4} = \frac{3,5}{3,8} = 0,921$$

$$\frac{L4}{L5} = \frac{3,8}{3,5} = 1,085$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

### ***Principe de la méthode***

**(BAL91modifié99, article 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.

**Exposé de la méthode :**

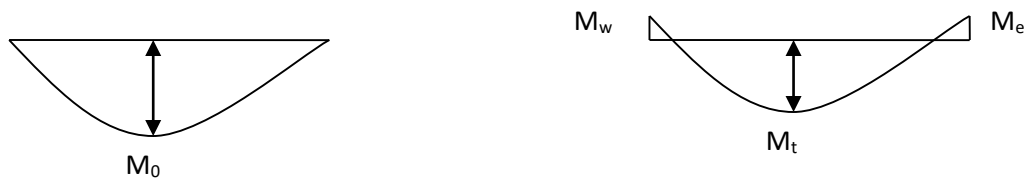


Figure III.1.4 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

le rapport ( $\alpha$ ) 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  $Q=0 \mapsto \alpha=0$  et pour  $Q=2G \alpha=2/3$

- $M_0$  : 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'appui

$q$  : 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  $M_e$ ,  $M_w$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$  dans le cas d'une poutre à deux travées

- $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$  pour les appuis de rive semi encastrés

Application de la méthode forfaitaire

Calcul a l'ELU :

$$M_{0(1-2)} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{6,271 \times 3,5^2}{8} = \mathbf{9,602 \text{ KN.m}}$$

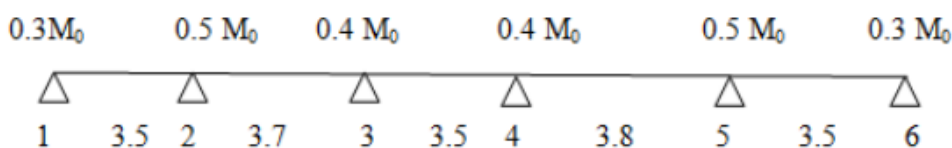
$$M_{0(2-3)} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{6,271 \times 3,7^2}{8} = \mathbf{10,731 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0(3-4)} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{6,271 \times 3,5^2}{8} = \mathbf{9,602 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0(4-5)} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{6,271 \times 3,8^2}{8} = \mathbf{11,319 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0(5-6)} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{6,271 \times 3,5^2}{8} = \mathbf{9,602 \text{ KN.m}}$$

**Moments aux appuis :**



$$M_1 = 0.3 M_{0(1-2)} = 0,3 \times 9,602 = 2,880 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_3 = 0.5 \max (M_0(1-2), M_0(2-3)) = 0,5 \times 10,731 = 5,365 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max (M_0(2-3), M_0(3-4)) = 0,4 \times 10,731 = 4,292 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \max (M_0(3-4), M_0(4-5)) = 0,4 \times 11,319 = 4,527 \text{ KN.m}$$

$$M5=0.5 \max (M0 (4-5), M0 (5-6)) \quad M5=0,5 \times 11,319=5,659 \text{KN.m}$$

$$M6=0.3 M05-6=0,3 \times 9,602=2,880 \text{KN.m}$$

### *Moments en travée*

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,975}{0,975+3,562} = 0,214 (0 \leq \alpha \leq 2/3) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\alpha = 0.523 \quad \text{On aura après calcul}$$

$$1 + 0.3\alpha = 1,064$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0,532 \text{ (Travée intermédiaire).}$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0,632 \text{ (Travée de rive).}$$

### *Travée 1-2 (travée de rive)*

$$M_{t \ 1-2} \geq \max \{ 1.05 \times M_{01-2} ; (1+0.3\alpha \times M_{01-2}) - \frac{M1+M2}{2} \}$$

$$M_{t \ 1-2} \geq \max \{ 1.05 \times 9,602 ; 1,064 \times 9,602 \} - \frac{2,880+5,365}{2}$$

$$M_{t \ 1-2} \geq 4,655 \text{KN.m}$$

$$M_{t \ 1-2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01-2}$$

$$M_{t \ 1-2} \geq 0,627 \times 9,602$$

$$M_{t \ 1-2} \geq 6,59 \text{KN.m}$$

$$M_{t \ 1-2} = 6,59 \text{KN.m.}$$

### *Travée 2-3 (travée intermédiaire)*

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

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

$$M_{t_{2-3}} \geq \max \{ 1,05 \times 10,731, 1,064 \times 10,731 \} - \frac{4,292+5,365}{2}$$

$$M_{t_{2-3}} \geq 6,59 \text{KN.m}$$

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

$$M_{t_{2-3}} \geq 0.532 \times 10,731$$

$$M_{t_{2-3}} \geq 5,709 \text{KN.m}$$

$$M_{t_{2-3}} = 6,59 \text{KN.m}$$

**Travée 3-4**

$$M_{t_{3-4}} \geq \max \{ 1.05 M_{03-4}, (1+0.3\alpha) M_{03-4} \} - \frac{M_4+M_3}{2}$$

$$M_{t_{3-4}} \geq \max \{ 1,05 \times 9,602; 1,064 \times 9,602 \} - \frac{4,527+4,292}{2}$$

$$M_{t_{3-4}} \geq 5,808 \text{KN.m}$$

$$M_{t_{3-4}} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03-4}$$

$$M_{t_{3-4}} \geq 5,109 \text{KN.m}$$

$$M_{t_{3-4}} = 5,808 \text{KN.m}$$

**Travée 4-5**

$$M_{t_{4-5}} \geq \max \{ 1.05 M_{04-5}, (1+0.3\alpha) M_{04-5} \} - \frac{M_5+M_4}{2}$$

$$M_{t_{4-5}} \geq \max \{ 1,05 \times 11,319 ; (1,064 \times 11,319) \} - \frac{5,659+4,527}{2}$$

$$M_{t_{4-5}} \geq 6,952 \text{KN.m}$$

$$M_{t4-5} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{04-5}$$

$$M_{t4-5} \geq 6,022 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4-5} = 6,952 \text{ Kn.m}$$

**Travée 5-6**

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

$$\left. M_{t5-6} \geq \max \left\{ 1,05 \cdot 9,602 ; (1,064 \times 9,602) \right\} - \frac{2,88+5,659}{2}$$

$$M_{t5-6} \geq 5,948 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{t5-6} \geq 6,069 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5-6} = 6,069 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments à L'ELU :

Travée	L (m)	qu (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	α	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN/ml)
1-2	3,50	6,271	9,602	0,240	2,880	5,365	6,069
2-3	3,7	6,271	10,731	0,240	5,365	4,292	6,590
3-4	3,5	6,271	9,602	0,240	4,292	4,527	5,808
4-5	3,8	6,271	11,319	0,240	4,527	5,659	6,952
5-6	3,5	6,271	9,602	0,240	5,659	2,880	6,069

Tableau III.1.1 : Calcul des moments à LELU

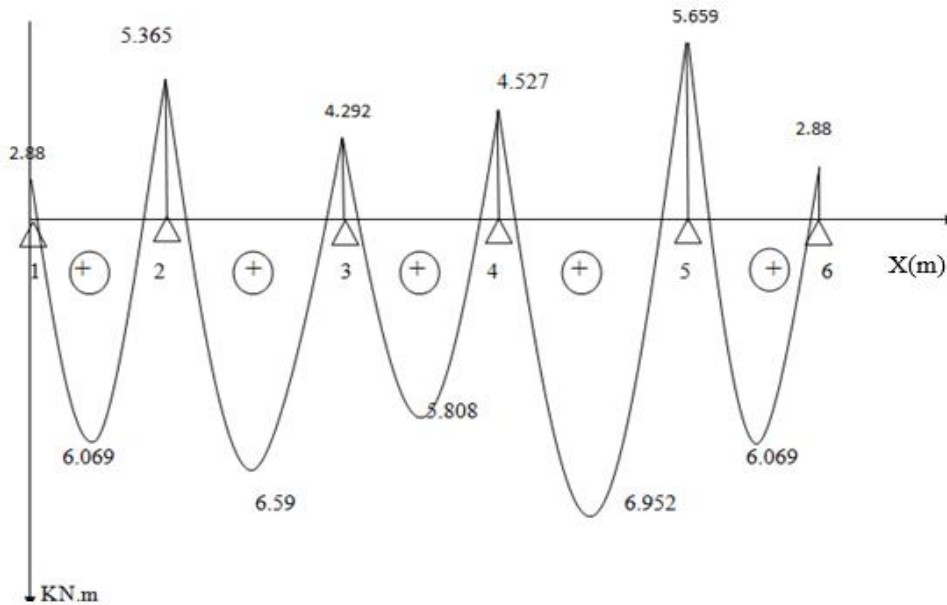


Figure III.1.5: Diagramme des moments pour le cas 2 à L'EL

### Calcul des efforts tranchants

#### Travée 1-2

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

$$T_1 = \frac{2,880 - 5,365}{3,5} + \frac{6,217 \times 3,5}{2}$$

$$T_1 = 10,264 \text{ KN}$$

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

$$T_2 = \frac{2,880 - 5,365}{3,5} - \frac{6,217 \times 3,5}{2}$$

$$T_2 = -11,684 \text{ KN}$$

#### Travée 2-3

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

$$T_2 = \frac{5,365 - 4,292}{3,7} + \frac{6,217 \times 3,7}{2}$$

$$T_2 = 11,890 \text{ KN}$$

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

$$T_3 = \frac{5,365 - 4,292}{3,7} - \frac{6,217 \times 3,7}{2}$$

$$T_3 = -11,311 \text{ Kn}$$

#### **Travée 3-4**

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

$$T_3 = \frac{4,292 - 4,527}{3,5} + \frac{6,217 \times 3,5}{2}$$

$$T_3 = 10,914 \text{ KN}$$

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

$$T_4 = \frac{4,292 - 4,527}{3,5} - \frac{6,217 \times 3,5}{2}$$

$$T_4 = -11,034 \text{ KN}$$

#### **Travée 4-5**

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

$$T_4 = \frac{4,527 - 5,659}{3,8} + \frac{6,217 \times 3,8}{2}$$

$$T_4 = 11,624 \text{ KN}$$

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

$$T_5 = \frac{4,527 - 5,659}{3,8} - \frac{6,217 \times 3,8}{2}$$

$$T_5 = -12,204 \text{ KN}$$

**Travée 5-6**

$$T_5 = \frac{M_5 - M_6}{l_{5-6}} + \frac{q_u \times l_{5-6}}{2}$$

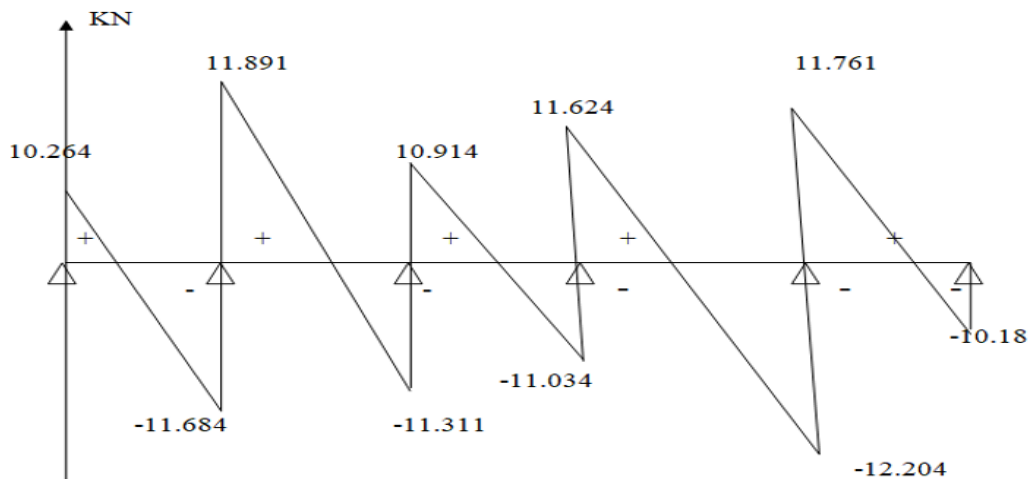
$$T_5 = \frac{5,659 - 2,880}{3,5} + \frac{6,217 \times 3,5}{2}$$

$$T_5 = 11,768 \text{ KN}$$

$$T_6 = \frac{M_5 - M_6}{l_{3-4}} - \frac{q_u \times l_{5-6}}{2}$$

$$T_6 = \frac{5,659 - 2,880}{3,5} - \frac{6,217 \times 3,5}{2}$$

$$T_6 = -10,180 \text{ KN}$$



**Figure III.1.6 : Diagramme des efforts tranchants**

**Calcul a l'ELS : (qs=4,537KN/ml)**

Calcul du moment isostatique

$$M_{0(1-2)} = qs \frac{L^2}{8} = 4,537 \frac{3,5^2}{8} = 6,947 \text{KN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = qs \frac{L^2}{8} = 4,537 \frac{3,7^2}{8} = 7,763 \text{KN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = qs \frac{L^2}{8} = 4,537 \frac{3,5^2}{8} = 6,947 \text{KN.m}$$

$$M_{0(4-5)} = qs \frac{L^2}{8} = 4,537 \frac{3,8^2}{8} = 8,189 \text{KN.m}$$

$$M_{0(5-6)} = qs \frac{L^2}{8} = 4,537 \frac{3,5^2}{8} = 6,947 \text{KN.m}$$

### *Moments aux appuis*

$$M_1 = 0,3 M_{01-2} = 0,3 \times 6,947 = 2,084 \text{KN.m}$$

$$M_2 = M_3 = 0,5 \max (M_0 (1-2), M_0 (2-3)) \quad M_2 = 0,5 \times 7,763 = 3,881 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_0 (2-3), M_0 (3-4)) \quad M_3 = 0,4 \times 7,763 = 3,105 \text{KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_0 (3-4), M_0 (4-5)) \quad M_4 = 0,4 \times 8,189 = 3,275 \text{KN.m}$$

$$M_5 = 0,5 \max (M_0 (4-5), M_0 (5-6)) \quad M_5 = 0,5 \times 8,189 = 4,094 \text{KN.m}$$

$$M_6 = 0,3 M_{05-6} = 0,3 \times 6,947 = 2,084 \text{KN.m}$$

### *Moments en travée*

#### *Travée 1-2 (travée de rive)*

$$M_t \geq - \frac{M_w + M_e}{2} + \max \{ 1,05 M_0, (1+0,3\alpha)M_0 \}$$

$$M_{t1-2} \geq - \frac{M_2 + M_1}{2} + \max \{ 1,05 M_{01-2}, (1+0,3\alpha)M_{01-2} \}$$

$$M_{t1-2} \geq - \frac{3,88 + 2,084}{2} + \max \{ 1,05 \times 6,947, 1,064 \times 6,947 \}$$

$$M_{t1-2} \geq 4,409 \text{KN.m}$$

$$M_{t1-2} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01-2}$$

$$M_{t\ 1-2} \geq 0,632 \times 6,947$$

$$M_{t\ 1-2} \geq 4,390 \text{KN.m}$$

$$M_{t\ 1-2} = \mathbf{4,409 \text{KN.m}}$$

**Travée 2-3 (travée intermédiaire)**

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

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

$$M_{t\ 2-3} \geq -\frac{3,105 + 3,881}{2} + \max \{ 1.05 \times 7,763, 1,064 \times 7,763 \}$$

$$M_{t\ 2-3} \geq 4,766 \text{KN.m}$$

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

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

$$M_{t\ 2-3} \geq 0,532 \times 7,763$$

$$M_{t\ 2-3} \geq 4,129 \text{KN.m}$$

$$M_{t\ 2-3} = \mathbf{4,766 \text{KN.m}}$$

**Travée 3-4 (travée de rive)**

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

$$M_{t\ 3-4} \geq -\frac{M_4 + M_3}{2} + \max \{ 1.05 M_{03-4}, (1+0.3\alpha)M_{03-4} \}$$

$$M_{t\ 3-4} \geq -\frac{3,275 + 3,105}{2} + \max \{ 1.05 \times 6,947, 1,064 \times 6,947 \}$$

$$M_{t\ 3-4} \geq 4,201 \text{KN.m}$$

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

$$M_{t\ 3-4} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03-4}$$

$$M_{t\ 3-4} \geq 0,632 \times 6,947$$

$$M_{t\ 3-4} \geq 3,695 \text{KN.m}$$

$$M_{t\ 3-4} = 4,201 \text{KN.m}$$

#### Travée 4-5 (travée de rive)

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

$$M_{t\ 4-5} \geq -\frac{M_5 + M_4}{2} + \max \{1.05 M_{04-5}, (1+0.3\alpha)M_{04-5}\}$$

$$M_{t\ 4-5} \geq -\frac{4,094 + 3,275}{2} + \max \{1,05 \times 8,189, 1,064 \times 8,189\}$$

$$M_{t\ 3-4} \geq 5,028 \text{KN.m}$$

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

$$M_{t\ 3-4} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{03-4}$$

$$M_{t\ 3-4} \geq 0,632 \times 8,189$$

$$M_{t\ 3-4} \geq 4,356 \text{KN.m}$$

$$M_{t\ 3-4} = 5,028 \text{KN.m}$$

#### Travée 5-6 (travée de rive)

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

$$M_{t\ 3-4} \geq -\frac{M_6 + M_5}{2} + \max \{1.05 M_{05-6}, (1+0.3\alpha)M_{05-6}\}$$

$$M_{t\ 5-6} \geq -\frac{2,084 + 4,094}{2} + \max \{1,05 \times 6,947, 1,064 \times 6,947\}$$

$$M_{t\ 5-6} \geq 4,302 \text{KN.m}$$

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

$$M_{t\ 5-6} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{05-6}$$

$$M_{t\ 5-6} \geq 0.632 \times 6,947$$

$$M_{t\ 5-6} \geq 4,390\text{KN.m}$$

$$M_{t\ 5-6} = 4,390\text{KN.m}$$

*Moments fléchissant à l'ELS.*

Travée	L (m)	qs (KN/ml)	M0 (KN.m)	$\alpha$	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN/ml)
1-2	3,5	4,537	6,947	0,240	2,084	3,381	4,409
2-3	3,7	4,537	7,763	0,240	3,881	3,105	4,766
3-4	3,5	4,537	6,947	0,240	3,15	3,275	4,201
4-5	3,8	4,537	8,189	0,240	3,275	4,094	5,028
5-6	3,5	4,537	6,947	0,240	24,094	2,084	4,390

Tableau III.1.2 : Calcul des moments du 1ère cas à L'ELS

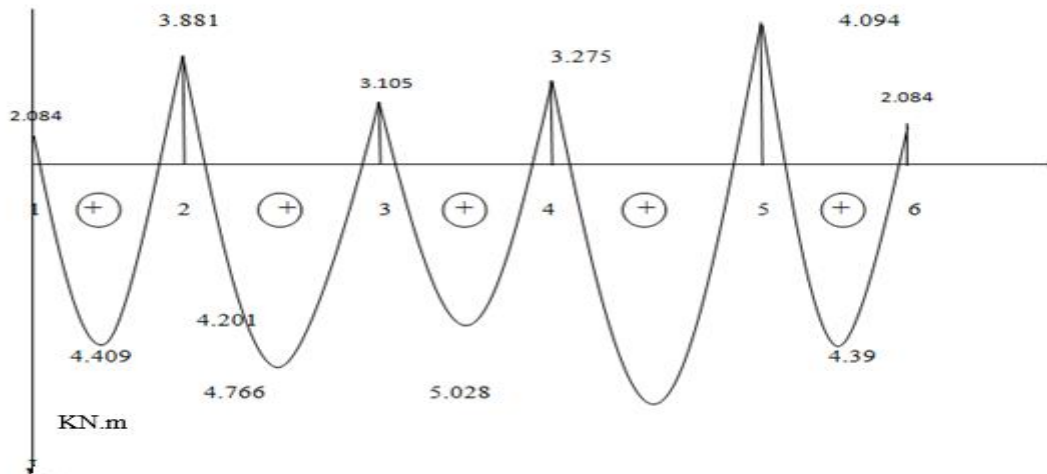


Figure III.1.7 : Diagramme des moments du cas 1 à L'ELS

*Calcul des efforts tranchants*

- Travée 1-2

$$T_1 = \frac{M_2 - M_1}{l_{1-2}} + \frac{q_s \times l_{1-2}}{2}$$

$$T_1 = \frac{3,881 - 2,084}{3,5} + \frac{4,537 \times 3,5}{2}$$

$$T_1 = 7,426 \text{ KN}$$

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

$$T_2 = \frac{3,881 - 2,084}{3,5} - \frac{4,537 \times 3,5}{2}$$

$$T_2 = -8,453 \text{ KN}$$

- Travée 2-3

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

$$T_2 = \frac{3,105 - 3,881}{3,7} + \frac{4,537 \times 3,7}{2}$$

$$T_2 = 8,603 \text{ KN}$$

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

$$T_3 = \frac{3,105 - 3,881}{3,7} - \frac{4,537 \times 3,7}{2}$$

$$T_3 = -8,183 \text{ KN}$$

- Travée 3-4 :

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

$$T_3 = \frac{3,274 - 3,105}{3,5} + \frac{4,537 \times 3,5}{2}$$

$$T_3 = 7,891 \text{ KN}$$

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

$$T_4 = \frac{3,274 - 3,105}{3,5} - \frac{4,537 \times 3,5}{2}$$

$$T_4 = -7,988 \text{ KN}$$

- Travée 4-5 :

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

$$T_4 = \frac{4,094 - 3,275}{3,8} + \frac{4,537 \times 3,8}{2}$$

**T<sub>4</sub> = 8,404 KN**

$$T_5 = \frac{M_5 - M_4}{l_{3-4}} - \frac{q_u \times l_{3-4}}{2}$$

$$T_5 = \frac{4,094 - 3,275}{3,8} - \frac{4,537 \times 3,8}{2}$$

**T<sub>5</sub> = -8,835 KN**

• **Travée 5-6 :**

$$T_5 = \frac{M_6 - M_5}{l_{5-6}} + \frac{q_u \times l_{5-6}}{2}$$

$$T_5 = \frac{2,084 - 4,094}{3,5} + \frac{4,537 \times 3,5}{2}$$

**T<sub>5</sub> = 8,514 KN**

$$T_6 = \frac{M_6 - M_5}{l_{3-4}} - \frac{q_u \times l_{5-6}}{2}$$

$$T_6 = \frac{2,084 - 4,094}{3,5} - \frac{4,537 \times 3,5}{2}$$

**T<sub>6</sub> = -7,365 KN**

**Tableau III.1.3 : Calcul des moments du cas 1**

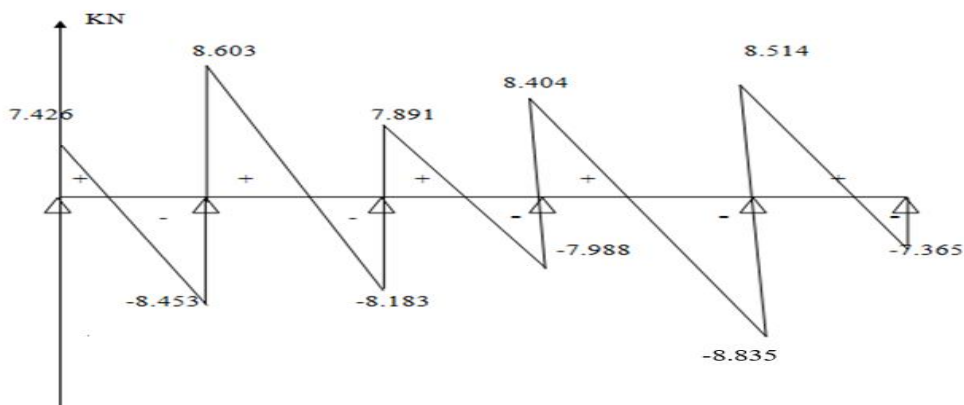
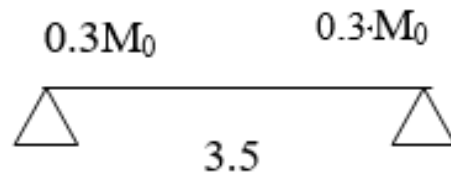


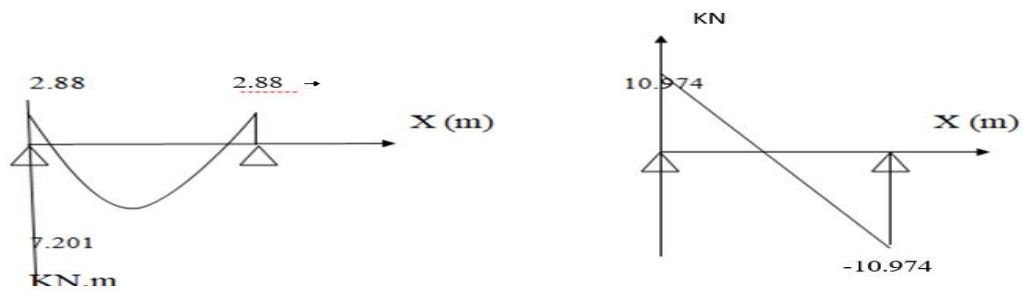
Figure III.1.8 : Diagramme des efforts tranchants du 1<sup>ère</sup> Cas à L'ELS

**2ème cas**

Travée	L (m)	qu (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
1-2	3,5	6.271	9.602	2,880	2,880	7.201	10.974	- 10.974



**Calcul a l'ELU**

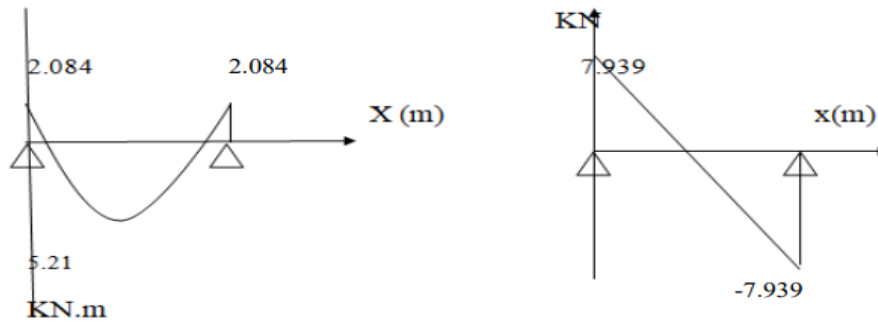


**Figure III.1.9: Diagramme des moments et efforts tranchants du cas 1 à L'ELU**

**Calcul à l'ELS :**

Travée	L (m)	qs (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
1-2	3,5	4,537	6,947	2,084	2,084	5,210	7,939	-7,939

**Tableau III.1.4 : Calcul des moments du cas 1 à L'ELS**



### III.1.3) Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage de la poutrelle type consiste, à rechercher les armatures supérieures et inférieures de cet élément, en tenant compte uniquement du moment max en appuis et du moment max en travée.

Les moments max à l'ELU.

- $M_{t \max} = 7.201 \text{ KN.m}$
- $M_{a \max} = 6.438 \text{ KN.m}$

#### a) Calcul des armatures :

- **Armatures longitudinales :**

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}$$

- **En travée :**

$$M_{t \max} = 7,201 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$M_0$  : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

La position de l'axe neutre

Si :  $M_{t \max} > M_0 \implies$  l'axe neutre est dans la nervure.

Si :  $M_{t \max} < M_0 \implies$  l'axe neutre est dans la table de compression.

D'où :

$$M_{t \max} = 7,201 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

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

$$(b \times h) = (65 \times 20).$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,201 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,989$$

• **Les armatures nécessaires (traction) :**

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{7,201 \times 10^6}{0,989 \times 180 \times 348} = 116,22 \text{ mm} = 1,162 \text{ cm}^2$$

On opte 2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>

• **Aux appuis :**

$$M_{a \max} = 6,438 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = 6,438 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,438 \times 10^6}{120 \times 180 \times 14,2} = 0,116$$

$$\mu = 0,116 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,116 \implies \beta = 0,938 \text{ (donnée par le tableau).}$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,438 \times 10^6}{0,938 \times 180 \times 348} = 109,57 \text{ mm}^2 = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales (BAEL91 modifiée 99, article 7.2.2)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par

$$\text{On a: } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec:  $\phi_{lmax}$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales

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

On opte pour une section d'armature 2HA8  $\Rightarrow A_{adop} = 1,00 \text{ cm}^2$ .

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en  $\phi 8$ .

- **Espacement des armatures (BAEL91 modifiée 99, article 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 :

$$\frac{A_{txFe}}{b_0 \times St} \geq 0,4 \text{ Mpa} \quad (\text{BAEL91 modifiée 99, article A.4.2, 1})$$

$$\frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2,22 \text{ Mpa} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### III.1.4) Vérification à l'ELU

- a) **Condition de non fragilité (BAEL91 modifiée 99, article A.4.2,1)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_{fe}}$$

$$\text{Avec } = 0,6 + 0,06 = 2,1 \text{ MP}$$

- **En travée :**

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

$$A_{st}^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- *Aux appuis :*

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

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

### III.1.5) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

:(BAEL91 modifiée 99, article A6.1.3)

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = T_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

- *En travée*

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,471 \times 10^3}{0,9 \times 62,80 \times 180} = 1,225 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.225 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- *Aux appuis*

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 2 \cdot \pi \cdot 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,471 \times 10^3}{0,9 \times 62,80 \times 180} = 1,225 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.225 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### b) Ancrage des barres :(BAEL91 modifiée 99, article 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$\text{On a : } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

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

$$\text{AN: } l_s = \frac{500 \times 1}{4 \times 2,835} = 44,091 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale  $0,4 l_s$  pour les aciers HA

$$l_{ad} = 0,4 l_s = 0,4 \times 44,091 = 17,636 \text{ cm}$$

Finalement : La longueur  $L_c = 18 \text{ cm}$ .

### III.1.6) Vérification au cisaillement :(BAEL91 modifiée 99, article A.5.1, 322)

Pour une fissuration peut nuisible

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \tau_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} = 3,33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{12,471 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,57 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,577 \text{ Mpa} < \tau_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque de cisaillement.

**a) Influence de l'effort tranchant :**

**Sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\text{On doit vérifier que: } A_{st} \geq A_{min} = V_{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{min} = 12,471 \times 10^3 \times \frac{1,15}{400} = \mathbf{0,358 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adopté} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_s = 0,358 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Au niveau des appuis intermédiaires (BAEL91 modifiée 99, article. 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 :  $V_u + \frac{M_u}{0,9d}$

$$0,9V_u d = 0,9 \times 12,471 \times 0,18 = 2,02 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 6,438 \text{ KN.m.}$$

$$0,9V_u d = 2,02 \text{ KN.m} < M_u = 6,438 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

**Sur le béton (BAEL91 modifiée 99 article, A.5.1, 313)**

$$\text{On doit vérifier que: } \frac{2 T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = \frac{0,36 \times 25 \times 12 \times 18}{1,5} 10^{-1} = 1296 \text{ KN.}$$

$$T_{max} = 12,471 \text{ KN} < T = 1296 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.1.7) Vérification à l'ELS**

**Moments maximum à l'ELS**

Travée	L (m)	qs (KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Cas2	3,5	4.537	6,947	4,657	5,21

**Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91modifié99 article.5.3, 2)**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de compression de béton (BAEL91modifié99 article A.4.5, 2)

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

- **En travée** :  $A_{st}=1.57 \text{ cm}^2$  ;  $M_{st}= 5.21\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,73 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow \alpha_1 = 0,357$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,357}{15(1 - 0,357)} = 0,34$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{4,657 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 157} = 188,117 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0,034 \times 188,117 = 6,395 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Etat limite de déformation : (BAEL91modifié 99 article 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.

Lorsqu'il est prévu des intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \right\}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,00726 = \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0,057 > \frac{M_{st}}{15 M_{os}} = \frac{5,21}{15 \times 6,947} = 0,499 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles, nous allons donc adopter le même ferrailage sur tout le niveau.

### Armatures longitudinales :

3HA12 = 3,39cm<sup>2</sup>. En travée

2HA10 = 1,57cm<sup>2</sup>. Aux appuis

### Armatures transversales :

2HA8 = 1,00cm<sup>2</sup> (cadre + étrier), St=15cm

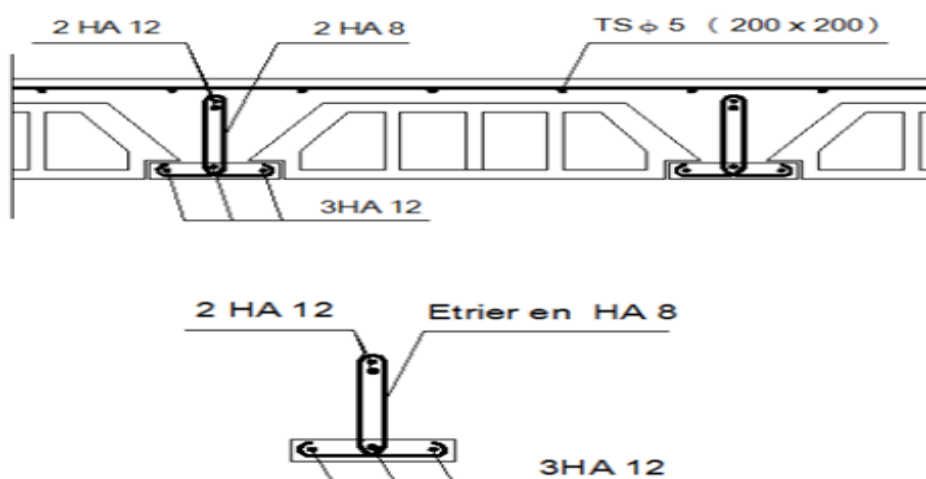


Figure III.1.10 Ferrailage des planchers

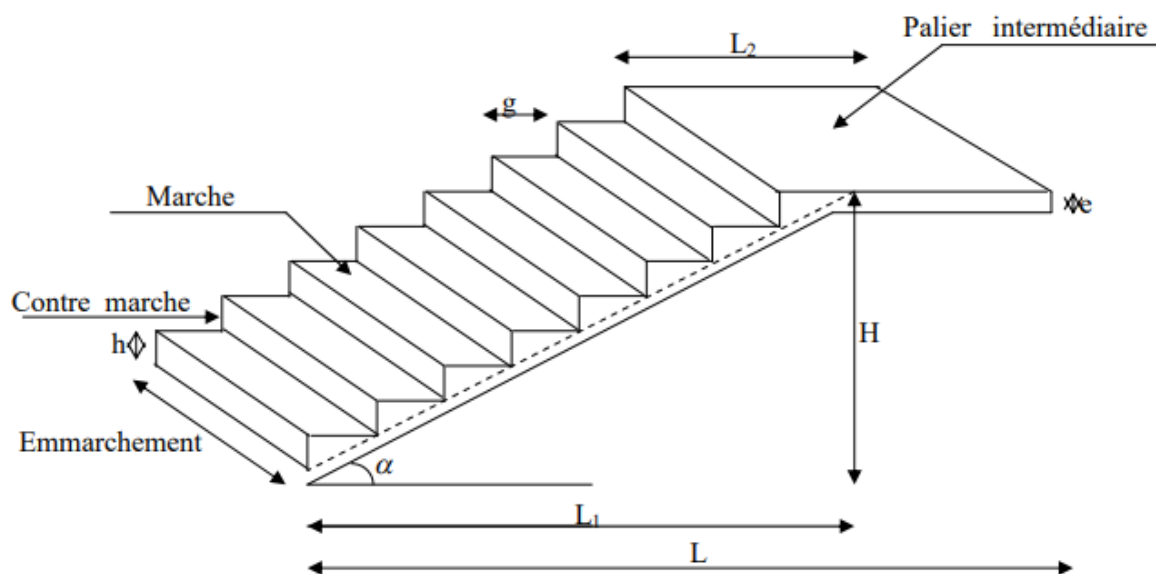
### III.2) Calcul des escaliers :

#### III.2.1) Définition des escaliers :

Éléments d'ouvrage permettant de passer à pieds d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

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

#### III.2.2) Terminologies :



Notions utilisées :

$H$  : hauteur de la volée

$L$  : longueur de la volée projetée

$L_1$  : largeur du palier

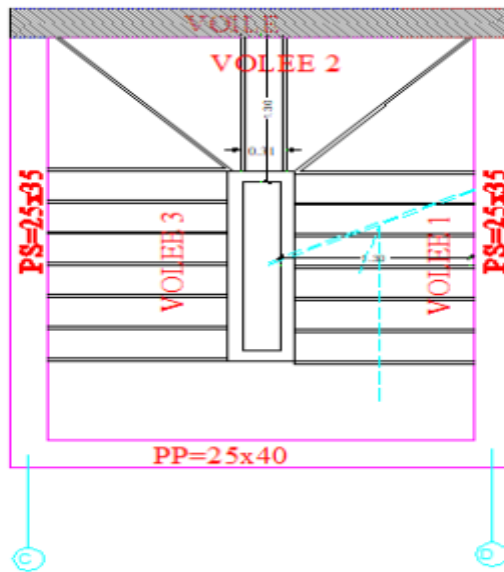
• **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

- **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  $h = 13$  à  $17$  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  $28$  cm 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) Les types d'escaliers à étudier :**

On peut pratiquement à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage.

Les types des escaliers sont nombreux ; pour ce qui est de notre structure nous avons qu'un seul type qui est : un escalier balancé (escalier à quartier tournant haut).



Vue en plan De l'escalier à étudier

*Le calcul des escaliers se fait on suivant ses étapes :*

- Le pré dimensionnement d'escaliers.
- Détermination des charges et des surcharges.
- Le calcul des efforts internes à ELU et ELS
- Le ferrailage et les vérifications.

#### **III.2.4) Le pré- dimensionnement :**

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre de marche « n »
- La hauteur de marche « h »
- Le giron « g »
- L'épaisseur de la paillasse « e »

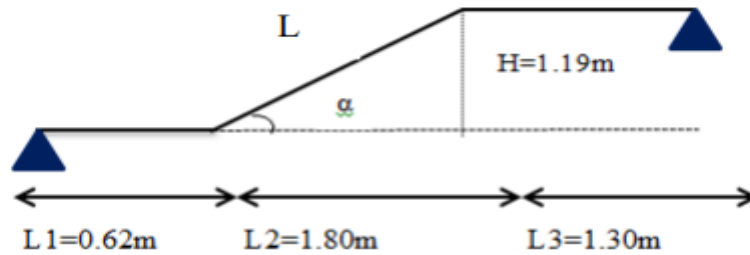


Schéma statique de l'escalier

Les escaliers seront près dimensionner suivant la formule de BLONDEL, et en tenant compte des dimensions données sur le plan

La formule de BLONDEL est :

$$59 \leq g + 2h \leq 6c$$

- La hauteur de la marche « h » :

$$14\text{cm} < h < 18 \text{ On opte } h=17\text{cm}$$

- Le giron « g » :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{8} = 22,5 \text{ cm}$$

$$28\text{cm} < g < 36\text{cm} \quad \text{on opte } g = 28\text{cm}$$

- Calcul du nombre de contre marche « n »

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$$\text{Avec : } H = \frac{306}{2} = 153\text{cm}$$

- Nombre de contremarche:

$$n = \frac{153}{17} = 9 \quad n=19$$

- Calcul le nombre du marche « m » :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ m} = 8 \text{ marche}$$

**Vérification de la formule de BLONDEL :**

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

$$59 \leq 28 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 62 \leq 66 \text{ cm}$$

La relation de BLONDEL est vérifiée

Épaisseur de la paillasse et du palier :

La formule pour prés dimensionner la paillasse et le palier et la même et aussi ont le même épaisseur.

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{1,19}{1,80} = 0,661 \Rightarrow \alpha = 33,46^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L_2}{L} \Rightarrow L = \frac{L_2}{\cos(\alpha)} = \frac{1,80}{\cos 33,46} \Rightarrow L = 2,168 \text{ m}$$

$$L = L_0 + L_1 + L_3 = 2,16 + 0,62 + 1,30 = 4,088 \text{ m}$$

$$\frac{408,8}{30} \leq e \leq \frac{408,8}{20} \Rightarrow 13,62 \text{ cm} \leq e \leq 20,44 \text{ cm}$$

**L'épaisseur de la paillasse e = 20 cm.**

### ***III.2.5) Détermination des charges et surcharges***

#### ***Charges permanente***

##### ***1. La Volée***

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	ρ (KN /m <sup>3</sup> )	G (KN /ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0.20}{\cos(33,46)}$	25	5,99
Poids des marches	$\frac{1 \times 17}{2}$	25	2,125
Poids de gardes de corps	0.01	20	0,20
Revêtement de carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	20	0,4
Couche de sable	0.02	19	0,38
Enduit de plâtre	0.02	10	0,20
<b>Charge permanente total</b>			<b>G=9,735</b>

Tableau III.2.1 : Charge total de la volée

## 2. Le palier :

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m <sup>2</sup> )	ρ (KN /m <sup>3</sup> )	G (KN /ml)
Dalle en béton armée	0,15	25	3,75
mortier	0,20	20	0,40
Carrelage	0,02	20	0,40
Enduit ciment	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente total</b>			<b>G = 4,75</b>

Tableau III.2.2 : charge total de palier

**III.2.5) Détermination les charges d'exploitation :**

Selon le DTRC2-2 pour une construction à usage d'habitation

$$Q=2,5\text{KN/m}^2$$

**III.2.6) Calcul des efforts internes :**

Calcul à l'état limite ultime (ELU)

**Combinaisons de charges****a) À l'ELU**

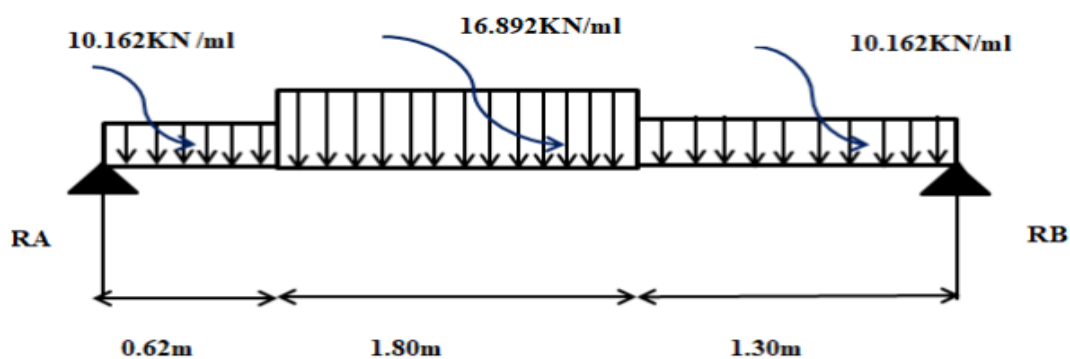
$$\text{Volée : } q_1 = 1,35(9,735) + 1,5(2,5) = 16,892 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Palier : } q_2 = 1,35(4,75) + 1,5(2,5) = 10,162 \text{ KN/ml.}$$

**b) À l'ELS**

$$\text{Volée : } q_1 = 9,735 + 2,5 = 12,235 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Palier : } q_2 = 4,75 + 2,5 = 7,25 \text{ KN/ml.}$$

**Calcul à l'ELU****Détermination des réactions d'appuis :**

$$F=R_A+R_B-q_u1 \times L_1-q_u2 \times L_2-q_u3 \times L_3$$

$$R_a + R_b = 10.162 \times 0.62 + 16.892 \times 1.80 + 10.162 \times 1.30$$

$$R_a + R_b = 49.916 \text{ KN}$$

$$\sum M / b = 0$$

$$R_a \times L - q_{u1} \times L_1 (L - L_1 / 2) - q_{u2} \times L_2 (L - L_1 - L_2 / 2) - q_{u3} \times (L_3^2 / 2)$$

$$R_a \times 3.72 = 10.162 \times 0.62 \times (3.72 - \frac{0.62}{2}) - 16.982 \times 1.80 \times (3.72 - 0.62 - \frac{1.80}{2}) - 10.162 \times (\frac{1.3^2}{2})$$

$$R_a \times 3.72 = 10.162 \times 0.62 \times (3.41) + 16.982 \times 1.80 \times (2.20) + 10.162 \times 1.30 \times (0.65)$$

$$3.72 R_a = 96.963$$

$$R_a = \frac{96.963}{3.72} = 26.065 \text{ Kn}$$

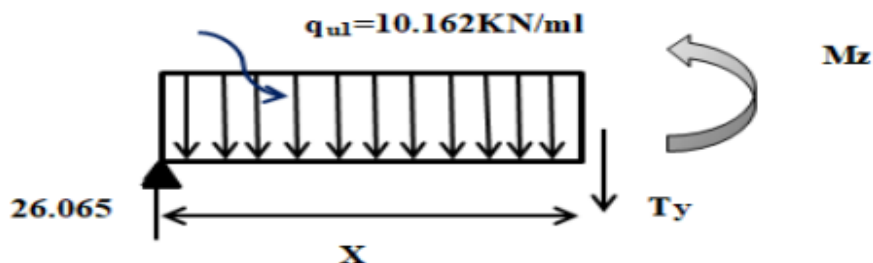
On sait que  $R_a + R_b = 49.916 \text{ KN}$

$$R_b = 49.916 - 26.065 \Rightarrow R_b = 23.851$$

Donc R<sub>a</sub> = 26,065 KN et R<sub>b</sub> = 23.851 KN

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

**Tronçon N°1 :  $0 \leq x \leq 0,62m$**



**Effort tranchant :**

$$T_y = R_a - q_{u1}x$$

$$T_y = 26,065 - 10,162x$$

Pour  $x=0 \longrightarrow T_y = 26,065 \text{ KN}$

Pour  $x=0,62 \longrightarrow T_y = 19,763 \text{ KN}$

**Moment fléchissant :**

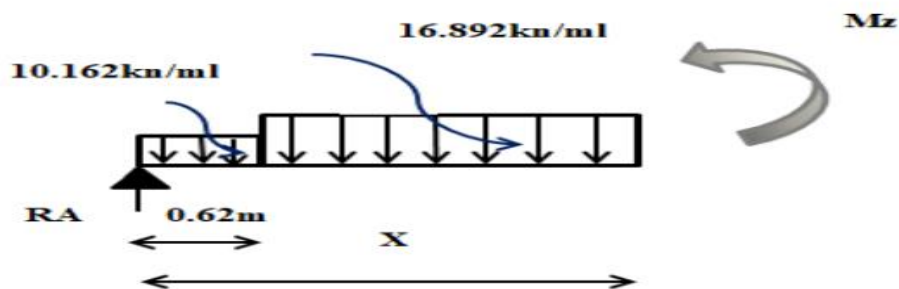
$$M_z = R_a x - q_{u1}x \left(\frac{x}{2}\right)$$

$$M_z = 26,065x - 10,162x \left(\frac{x}{2}\right)$$

Pour  $x=0 \ M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour  $x=0,62 \ M_z = 14,207 \text{ KN.m}$

**Tronçon N°2 :  $0,62 \leq x \leq 2,42 \text{ m}$**



**Effort tranchant :**

$$T_y = R_a - q_{u1}L_1 - q_{u2}x(X - 0,62)$$

$$T_y = 26,065 - 10,162 \times 0,62 - 16,892x(X - 0,62)$$

$$T_y = 16,892x + 30,237$$

Pour  $x=0,62 \ T_y = 19,763 \text{ KN}$

Pour  $x=2,42$   $T_y = -10,641$  KN

**Moment fléchissant :**

$$M_z = R_a \times x - q_{u1} x l_1 \left(x - \frac{l_1}{2}\right) - q_{u2} \left(\frac{x-0,62}{2}\right)^2$$

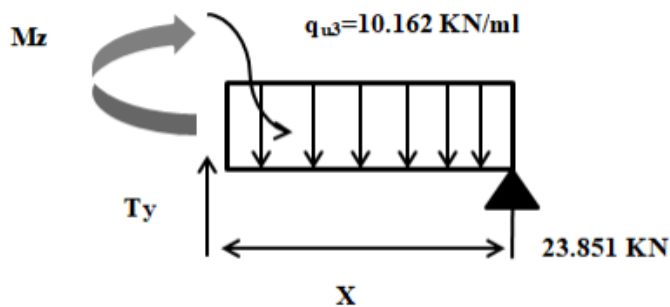
$$M_z = 26,065x - 10,162 x \left(x - \frac{0,62}{2}\right) - 16,892 x \left(\frac{x-0,62}{2}\right)$$

$$M_z = -8,446x^2 + 30,238x - 1,293$$

Pour  $x = 0,62$   $M_z = 14,207$  KN.m

Pour  $x = 2,42$   $M_z = 22,419$  KN.m

**Tronçon N°3 :  $0 \leq x \leq 1,30$  m**



➤ **Effort tranchant :**

$$T_y = q_{u3} X - R_b$$

$$T_y = 10,162 X - 23,851$$

Pour  $x=0$   $T_y = -23,851$  KN

Pour  $x=1,30$   $T_y = -10,640$  KN

➤ **Moment fléchissant :**

$$M_z = R_b X - q_{u3} \left(\frac{X^2}{2}\right)$$

$$M_z = 23,851 * x - 10,162 X \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$M_z = -5,081x^2 + 23,851x$$

Pour  $x=0$   $M_z = 0$  KN.m

Pour  $x=1,30$   $M_z = 22,419$  KN.m

➤ **Moment Max :**

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{8,44 x^2 + 30,238 - 1,293}{dx} = 0$$

**$x = 1,79$  m.**

Le moment  $M_z(x)$  est Max pour la valeur  **$x = 1,79$  m**

Donc :  $M_z^{max} = -8,446x(1,79)^2 + 30,238(1,79) - 1,293$

$M_z^{max} = 25,771$  KN.m

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- **Aux appuis** :  $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -0,3 \times 25,771 = -7,731$  KN.m

- en travées :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 0,85 \times 25,771 = 21,905$  KN.m

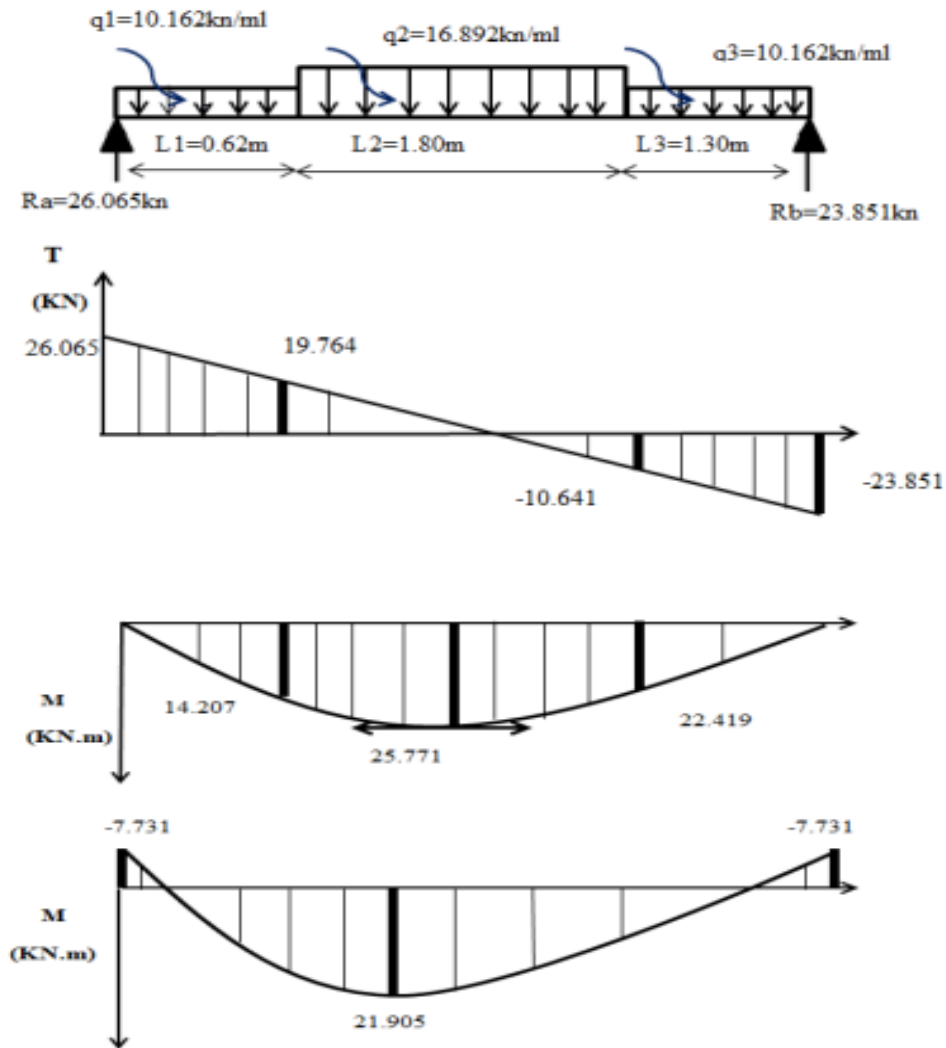


Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à ELU

**III.2.8) Ferrailage des paillasse (calcul d'armature à l'ELU) :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur soumise à la flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des moments et des efforts calculés précédemment.

$b=100\text{cm}$     $h=20\text{cm}$     $c=2\text{cm}$     $d=18\text{cm}$

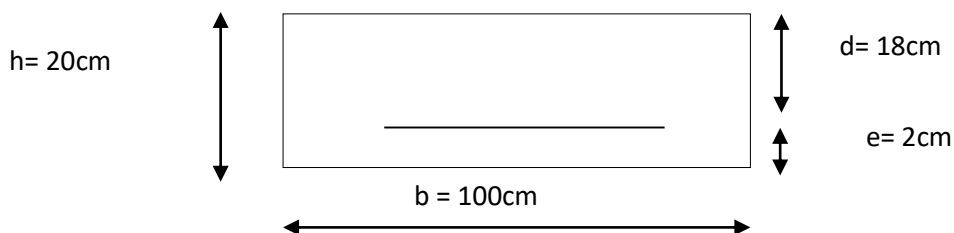


Figure III.2.) Coupe schématique sur la section à prendre dans les calculs

- **En travée** :  $M_t = 21.905 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21,905 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.048$$

$$\mu_b = 0.048 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{21905}{0.975 \times 18 \times 348} = 3,59 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12=3.92cm<sup>2</sup> (avec espacement de St= 25 cm)

- **Armatures de répartition** :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10=3.14cm<sup>2</sup> (avec espacement de St= 25 cm)

Aux appuis :  $M_a = 7.731 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,731 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu_b = 0.016 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{7731}{0.992 \times 18 \times 348} = 1,24 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12=5.65cm<sup>2</sup> (avec espacement de St= 25 cm)

- **Armatures de répartition** :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10=3.14cm<sup>2</sup> (avec espacement de St= 25 cm)

**III.2.8.1) Vérification aux états limites ultime(ELU) :**

a) Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99(Art A.4.2 ,2

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2 \quad (\text{BEAL 91, article. A.4.2.1})$$

- Aux appuis :  $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifier

- En travées :  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifier

b) Espacement des armatures BAEL91 modifié 99 (Art A.8.2, 42

• Armatures de répartition :

$$St \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = \text{Min} (60 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- Aux appuis :  $St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifier

- En travées :  $St = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifier

• Armature de répartition :

$$St \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = \text{Min} (80 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

En travée :  $St = 20\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifier

Aux appuis :  $St = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifier

c) Contraintes de cisaillement BAEL91 modifié 99 (Art A.5.1, 211)

Pour une fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{26065}{1000 \times 180} = 0.144$$

$\tau_u = 0.144 \text{ MPa} < \tau_u 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :  
(BAEL91 modifié 99, article A6.1.3)

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u \max}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } u_i : \text{Somme des périmètres utiles.}$$

**En travée :**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26065}{0.9 \times 180 \times 157} = 1,024 \text{ Mpa} \quad \tau_{se} = 1.024 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26065}{0.9 \times 180 \times 125,6} = 1,281$$

$$\tau_{se} = 1.281 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**e) Ancrage des barres :(BAEL91modifié99, A.6.1 ,221)**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s \times 2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 35\Phi = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$$

**f) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis**

- Influence de l'effort tranchant sur le béton BAEL91modifié99 (A.5.1, 313)**

$$\frac{2T_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 26.065 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.160 \text{ Mpa}$$

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

$$\frac{2T_u}{b \times 0,9d} = 0.160 \text{ MPa} < \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- influence de l'effort tranchant sur les armatures BAEL91modifié99 (A.5.1,313)**

$$A_{min} \geq A_s = \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u \max + \frac{M_{\max 0}}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_s = \frac{1,15}{400} 26,065 + \frac{21,905}{0,9 \times 0,18} = 0,46 \text{ cm}^2$$

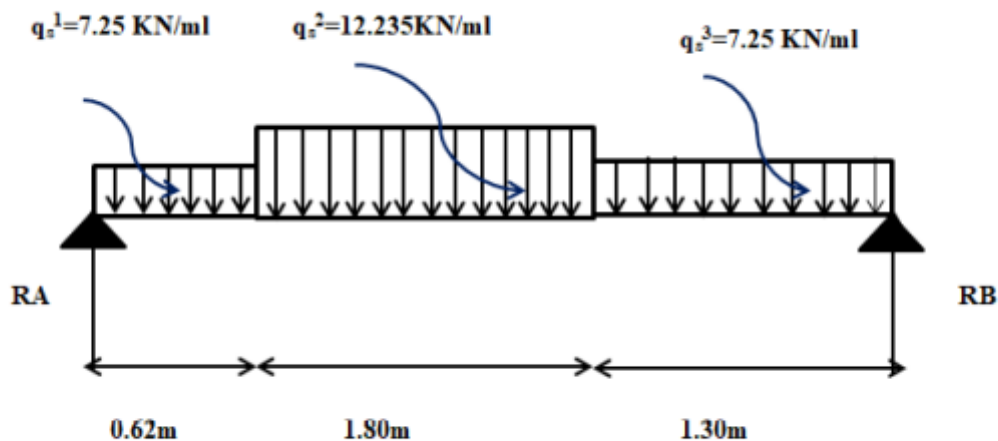
$$A_{min} = 3,92 \text{ cm}^2 \geq 0,46 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

### III.2.9) Calcul à l'état limite ultime (ELS) :

Combinaison des charges :

$$\text{ELs : } q_s = (1G+1Q)$$

- Volée :  $q_s v = 1 \times 9,735 + 1 \times 2,5 = 12,235 \text{ KN/ml}$
- Palier :  $q_s p = 1 \times 4,75 + 1 \times 2,5 = 7,25 \text{ KN/ml}$



*Les réactions d'appuis :*

$$F = R_a + R_b - q_{u1} \times L_1 - q_{u2} \times L_2 - q_{u3} \times L_3$$

$$R_a + R_b = 7,25 \times 0,62 + 12,235 \times 1,80 + 7,25 \times 1,30$$

$$R_a + R_b = 35,943 \text{ KN}$$

$$M/b = 0$$

$$R_a \times L - q_{u1} \times L_1 \left( L - \frac{L_1}{2} \right) - q_{u2} \times L_2 \left( L - L_1 - \frac{L_2}{2} \right) - q_{u3} \times \left( \frac{L_3^2}{2} \right)$$

$$R_{ax}3,72 = 7,25 \times 0,62 \times (3,72 - \frac{0,62}{2}) - 12,235 \times 1,80 \times 3,72 - 0,62 - \frac{1,80}{2} - 7,25 \times (\frac{1,30^2}{2})$$

$$R_{ax}3,72 = 7,25 \times 0,62 \times (3,41) + 12,235 \times 1,80 \times (2,20) + 7,25 \times 1,30 \times (0,65)$$

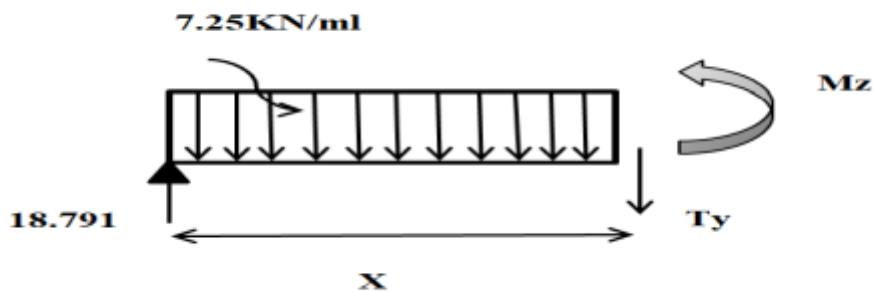
$$3,72 R_a = 69,904$$

$$R_a = \frac{69,904}{3,72} = \mathbf{18,971 \text{ Kn}}$$

$$R_b = 35,943 - 18,791 = \mathbf{17,152 \text{ Kn}}$$

*Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :*

*Tronçon N°1 :  $0 \leq x \leq 0,62\text{m}$*



*Effort tranchant :*

$$T_y = R_a - q_u \cdot x = 18,791 - 7,25x$$

Pour  $x=0$   $T_y = 18,791 \text{ KN}$

Pour  $x=0,62$   $T_y = 14,296 \text{ KN}$

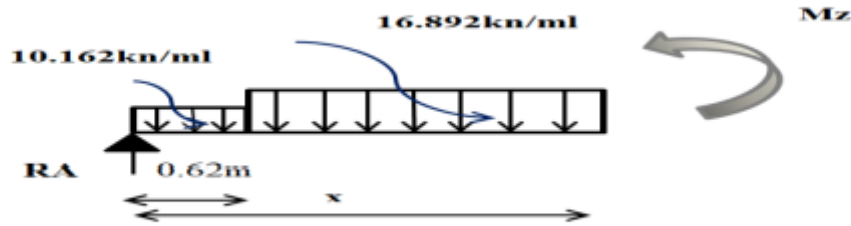
*Moment fléchissant :*

$$M_z = R_a x - q_u \cdot X \left( \frac{x^2}{2} \right) = 18,791x - 7,25x \left( \frac{x^2}{2} \right)$$

Pour  $x=0$   $M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour  $x=0,62$   $M_z = 10,256 \text{ KN.m}$

*Tronçon N°2 :  $0,62 \leq x \leq 2,42\text{m}$*



**Effort tranchant :**

$$T_y = R_a - q_{u1}x_1 - q_{u2}x(x-0,62)$$

$$T_y = 18,791 - 7,25x0,62 - 12,235x(x-0,62) = -12,235x + 21,881$$

Pour  $x=0,62$   $T_y = 14,295$  Kn

Pour  $x=2,42$   $T_y = -7,727$  Kn

**Moment fléchissant**

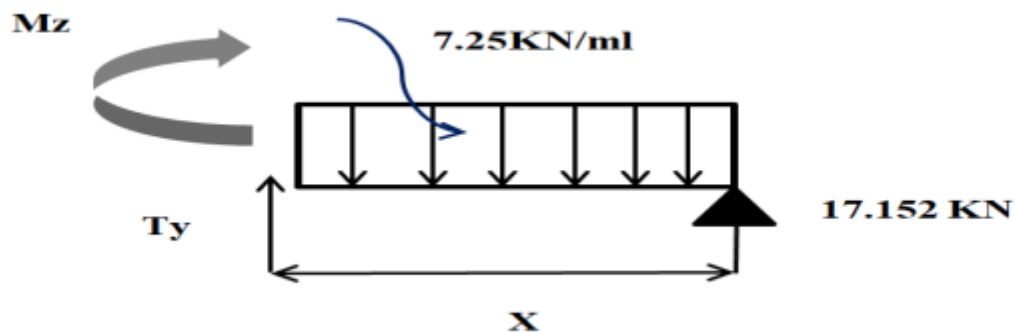
$$M_z = R_a \times X - q_{u1}x_1(x - \frac{l_1}{2}) - q_{u2}x(x - \frac{0,62^2}{2}) = 18,791x - 7,25X(x - \frac{0,62}{2}) - 12,235 X (\frac{X-0,62}{2})^2$$

$$M_z = -6,117x^2 + 21,637x - 0,958$$

Pour  $x=0,62$   $M_z = 10,105$  Kn.m

Pour  $x=2,42$   $M_z = 15,579$  Kn.m

**Tronçon N°3 :  $0 \leq x \leq 1,30$  m**



- *Effort tranchant :*

$$T_y = q_u x - R_b = 7,25x - 17,152$$

Pour  $x=0$   $T_y = -17,152$  Kn

Pour  $x=1,30$   $T_y = -7,727$  Kn

- *Moment fléchissant :*

$$M_z = R_b x - q_u x \left(\frac{x}{2}\right) = 17,152x - 7,25 \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$M_z = -3,625x^2 + 17,152x$$

Pour  $x=0$   $M_z = 0$  KN.m

Pour  $x=1,30$   $M_z = 16,171$  KN.m

Moment max :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \quad \frac{6,117x^2 + 21,637x - 0,958}{du} = -12,234x + 21,637$$

**$x=1,76$  m**

$$M_{z_{\max}} = -6,117(1,76)^2 + 21,637(1,76) - 0,958$$

$$M_{z_{\max}} = 18,175$$
 KN.m

Aux appuis :  $M_{u_a} = -0,3$   $M_{z_{\max}} = -0,3 \times 18,175 = -5,452$  KN.m

En travées :  $M_{u_t} = 0,85$   $M_{z_{\max}} = 0,85 \times 18,175 = 15,448$  KN.m

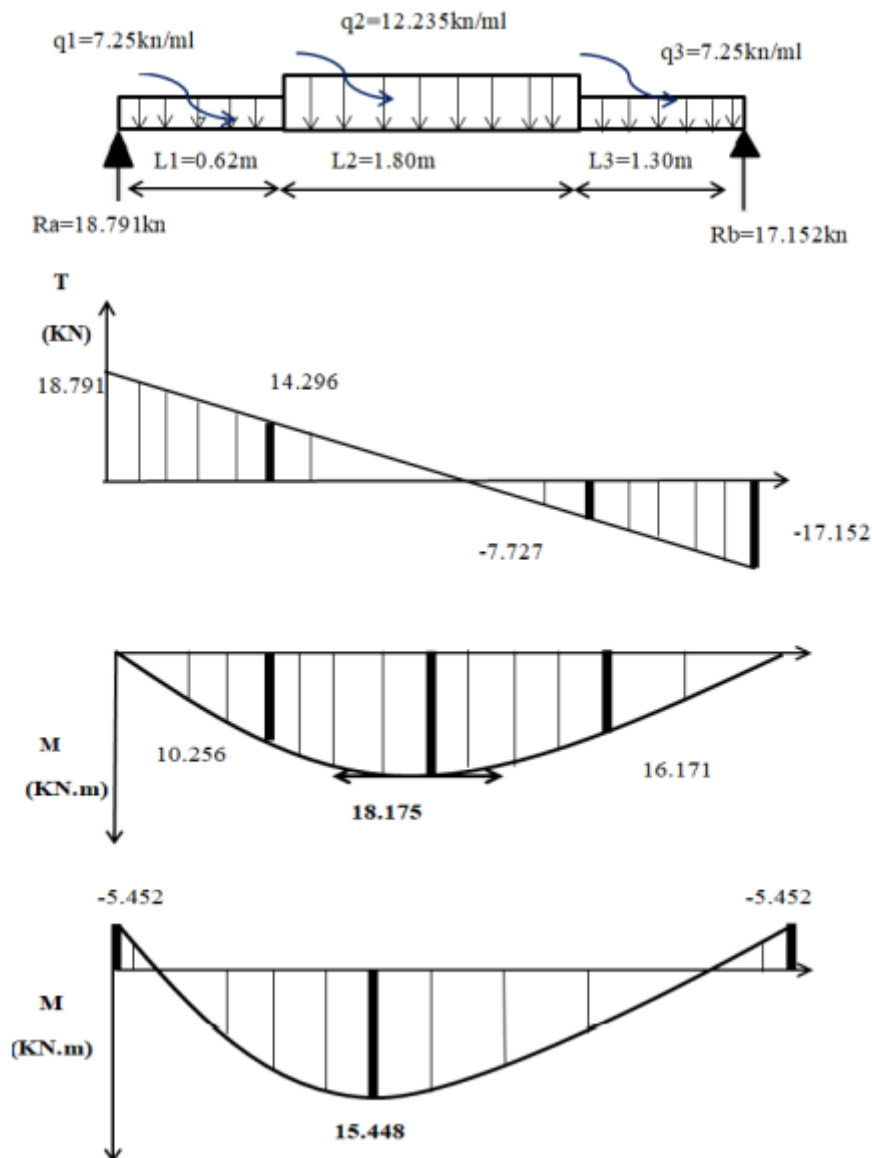


Diagramme des moments fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELS

### III.2.9.1) Vérification aux états limites service(ELS) :

#### a) État limite d'ouverture des fissures BAEL91modifié99 (Art.A.4.5 ,2)

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est pas nécessaire.

#### b) Etat limite de compression de béton BAEL91modifié99 (Art.A.4.5,2)

La fissuration étant peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

En travée :  $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$  ;  $M_{st} = 21.905 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 \% = A_s / b \times d \times 100 = 5.65 / 100 \times 18 \times 100 = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 0,023 \\ \beta_1 = 0,912 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15.448 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 565} = 166.554 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0,023 \times 236,171 = 3,83 \text{ MPa}$$

Aux appuis :  $A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$  ;  $M_{as} = 5.452 \text{ KN}$ .

$$\rho_1 \% = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = 3.14 / 18 \times 100 = 0.174$$

Avec l'interpolation nous aurons  $\left\{ \begin{array}{l} k = 0,017 \\ \beta_1 = 0,932 \end{array} \right.$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{M_{st}} = \frac{5,452 \times 10^6}{0,932 \times 180 \times 314} = 103.499 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.017 \times 146.744 = 1.759 \text{ MPa}$$

**c) Etat limite de déformation :**

**Vérification de la flèche (BAEL91 B.6.5.2)**

Selon la règle de BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_o} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{372} = 0.053 > \frac{1}{22,5} = 0.044 \quad \Rightarrow \quad \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{372} = 0.053 > \frac{M_t}{10M_o} = \frac{15,448}{15 \times 18,175} = 0.056 \quad \Rightarrow \quad \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{565}{100 \times 18} = 0.0033 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = \mathbf{0.0105} \quad \Rightarrow \quad \text{condition est vérifiée}$$

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

$$f_v = \frac{M_s \times l}{10E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3720}{500} = 87,44 \text{ cm}$$

**Avec :**  $f_v$  : Flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.

$$f_v = \frac{M_s \times l}{10E_v \times I_{fv}} \quad ; \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad S_{xx} : \text{Moment statique} ; \quad S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée} ; \quad B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

**Calcul de Y1 et Y2 :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S'_{xx} = \frac{bxh^2}{2} + n \times A_{st} \times d \quad \text{Avec : } n = 15$$

$$S'_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 = 21525,5 \text{ cm}^2$$

$$Y_2 = \frac{S'_{xx}}{B_0} = \frac{21525,5}{2084,5} = 10,32 \text{ cm}$$

$$Y_1 = h - Y_2$$

$$Y_1 = 20 - 10,32 = 9,68 \text{ cm}$$

**Calcul I :**

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + n \times A_{st} \times (y_2 - c)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (9,68^3 + 10,32^3) + 15 \times 5,65 \times (9,68 - 2)^2 = 71869,556 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sx} M_{max} x l^4}{E V x l}$$

$$F = \frac{5}{384} \times \frac{12,235 \times 3,72^4 \times 10^6}{10819 \times 71869,556} = 0,039 \text{ cm}$$

on a :  $f = 0.039 \text{ cm} < 7.44 \text{ cm}$

*La fléché est vérifié.*

**Conclusion :**

L'escalier sera ferrailé :

- Aux appuis : Armature principale : 5HA12 avec  $st=25\text{cm}$  Armature de répartition : 5HA10 avec  $st=25\text{cm}$
- En travée : Armature principale : 5HA12 avec  $st=25\text{cm}$  Armature de répartition : 5HA10 avec  $st=25 \text{ cm}$

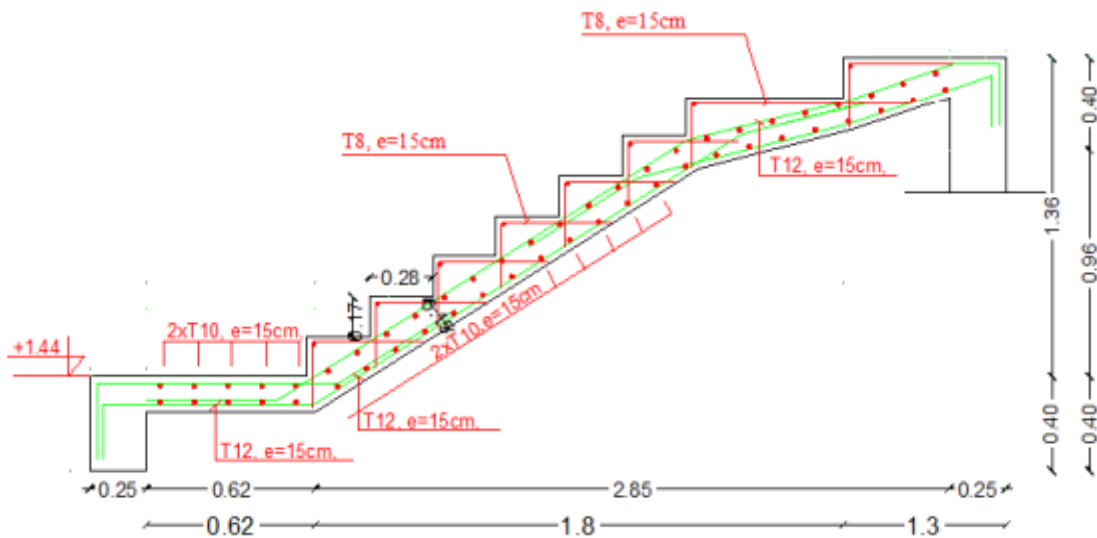


Figure III.2.3 : Schéma de ferrailage d'escalier

### III.3) Les dalles planes :

#### Introduction :

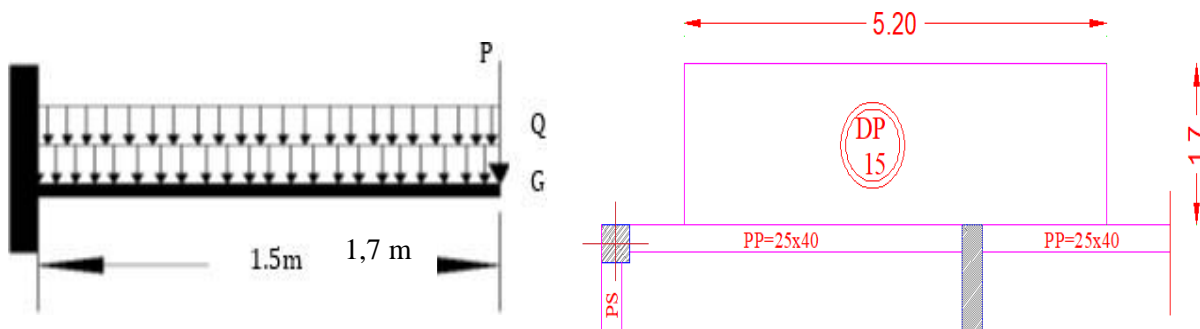
Une dalle pleine repose sur des appuis qui peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

Une dalle pleine peut être encastrée totalement ou partiellement sur leur contour :

- Appuyée sur deux ou plusieurs appuis.
- Assimilée à une console.

#### III.3.1) Console :

Notre bâtiment est constitué d'une console en dalle pleine, réalisée et coulée sur place est assimilée à une console encastrée à une de ses extrémités.



**Figure III.3.1: Schéma et vue en plan de la console.**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

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

**Q**: surcharge d'exploitation verticale revenant à la console.

**P**: charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

**a) Dimensionnement de la console :**

Largeur :  $L = 1,7 \text{ m}$

Longueur :  $L = 5,2 \text{ m}$

Épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$  (voir chapitre II)

Un garde de corps de hauteur  $h = 1 \text{ m}$  en brique pleine de  $10,5 \text{ cm}$  d'épaisseur

**b) Détermination des charges et surcharges de la console :**

Charge permanente :  $G_1 = 5,33 \text{ KN/m}^2$  (chapitre II)

Surcharge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$  (d'après le

DTR) Charge permanente de garde-corps :  $G_2 = 1,78$

Éléments	Épaisseur (m)	Poids Volumique [ $\text{KN/m}^3$ ]	Charge [ $\text{KN/m}^2$ ]
Brique ( $e_p = 0,1 \text{ m}$ )	0,1	9	0,90
Enduit de ciment	$0,02 \times 2$	20	0,80
<b><math>G_T = 1,70</math></b>			

**Tableau III.3.1 Charges permanente de garde-corps.**

**c) Combinaisons de charges**

*ELU*

Pour une bonde  $1 \text{ m}$  de largeur

La dalle :  $q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ m} = [(1,35 \times 5,33) + (1,5 \times 3,5)] \times 1 \text{ m}$

**$q_{u1} = 12,445 \text{ KN/ml}$ .**

Le garde-corps :  $p_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7 = 2,295 \text{ KN/ml}$

$P_u = 2,295 \text{ KN/ml}$

*ELS :*

Pour une bonde  $1 \text{ m}$  de largeur

La dalle :  $q_{s1} = G + Q \times 1 \text{ m} = (5,33 + 3,5) \times 1 = 8,83 \text{ KN/ml}$

$$Q_s = 8,83 \text{ KN/ml}$$

Le garde-corps :  $p_s = G = 1,7 \text{ KN/ml}$

*Calcul des efforts internes*

*A L'ELU*

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

*Calcul du moment d'encastrement*

$$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,445 \times (1,70)^2}{2} + 2,295 \times 1,70 \Rightarrow M_u = 21,88 \text{ KN.m}$$

*Calcul de l'effort tranchant*

$$T_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,445 \times 1,70 + 2,295 \Rightarrow T_u = 23,45 \text{ KN}$$

*A L'ELS*

*Calcul du moment d'encastrement*

$$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{8,83 \times (1,70)^2}{2} + 1,7 \times 1,70 \Rightarrow M_u = 15,65 \text{ KN.m}$$

*Calcul de l'effort tranchant*

$$T_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 8,83 \times 1,70 + 1,70 \Rightarrow T_u = 16,71 \text{ KN}$$

### III.3.2) 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 :

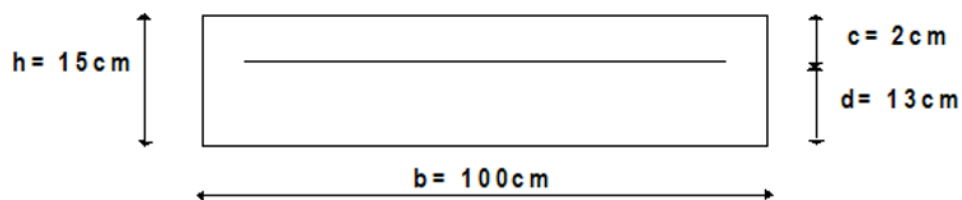


Figure III.3.a.2: schéma statique de la console.

**Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21,88 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,091$$

$\mu = 0,091 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  Section simplement armé (SSA)

$\mu = 0,091 \Rightarrow \beta = 0,952$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21,88 \times 10^3}{0,952 \times 13 \times 348} = 5,08 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Armatures de répartition**

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

Soit :  $A_r = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

### III.3.3) Vérifications à L'ELU

#### 1) Condition de non-fragilité (BAEL 91 modifier 99 (Art A.4.2.1))

On doit vérifier que  $A > A_{\min}$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

#### 2) 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 :**  $S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm})$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Armatures répartition :**  $S_t \leq \text{Min} (4h; 45 \text{ cm})$

$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

#### 3) 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 :  $T_u = 23,45 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{23,45 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,180 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,180 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### 4) Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 modifier 99 (Art A.6.13))

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad (\Psi_s = 1,5 \Rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{23,45 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,063 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} 1,063 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

#### 5) Ancrage des barres (BAEL 91 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 :

$$l_s = 35\varphi$$

$$\text{Pour les HA 10 : } l_s = 35 \times 1,0 = 35 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm.}$$

Ls dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesuré hors crochets est de :  $L_c = 0,4L_s$

$$\text{Pour les HA 10 : } L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } L_c = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm.}$$

Finalement : La longueur  **$L_c = 18 \text{ cm}$** .

#### III.3.4) Vérification à l'ELS

- *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 :

- **La contrainte dans les aciers  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$  (BAEL91 modifié 99 (A.4.5.32))**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435$$

$$\beta = 0,899 \quad \Longrightarrow \quad k_1 = 34,50 \quad \Longrightarrow \quad k = \frac{1}{k_1} = 0,029$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( 0,5f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) = \min (0,5 \times 400 ; 90 \sqrt{1,6 \times 2,1}) = 164,972 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{15,64 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 237 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 237 < \bar{\sigma}_s = 164,972 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ((BAEL91 modifié 99 (A.4.5.2))**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 0,029 \times 237 = 6,873 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,219 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche (BAEL91 modifié 99 (B.6.5, 1))**

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{15 \cdot M_0} \right\rangle$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{170} = 0,088 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5,65}{13 \times 100} = 0,00434 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{170} = 0,088 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{15,649}{15 \times 15,649} = 0,067 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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 cm).

Armatures répartition: **5HA 10** (St= 20 cm)

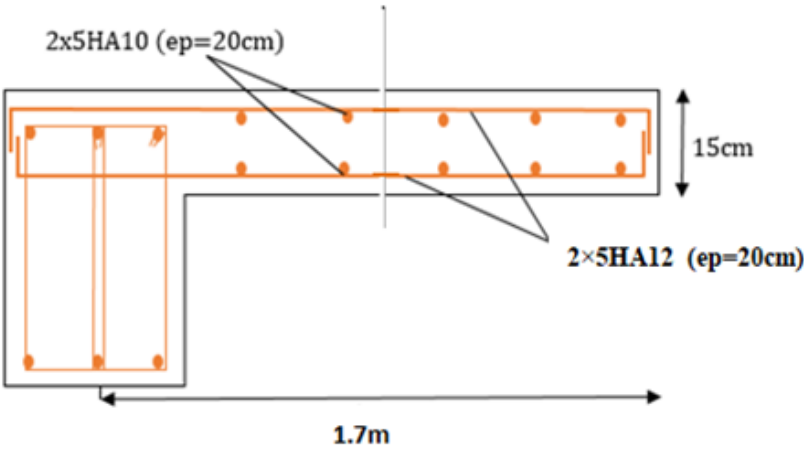
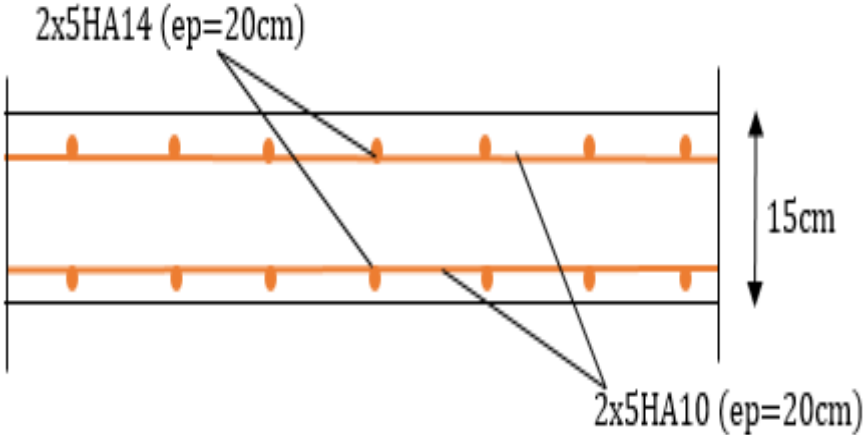
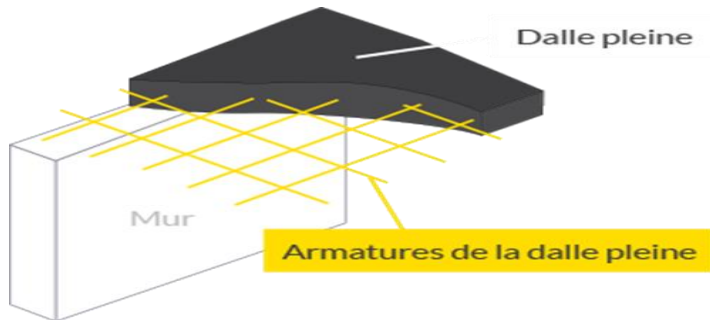


Figure III.3.a.3: Ferrailage de la console



### III.3.b) Dalle sur plusieurs appuis :

Dans ce cas on a des dalles planes qui servent de hall d'ascenseur, elle repose sur 3 appuis.



#### Dalles planes.

##### a) Dimensionnement :

Pour les panneaux de dalles rectangulaires les portées mesurées entre nus d'appuis : Avec  $I_x \leq L_y$  ( $I_x$  La plus petite dimension du panneau,  $L_y$  La plus grande dimension du panneau)

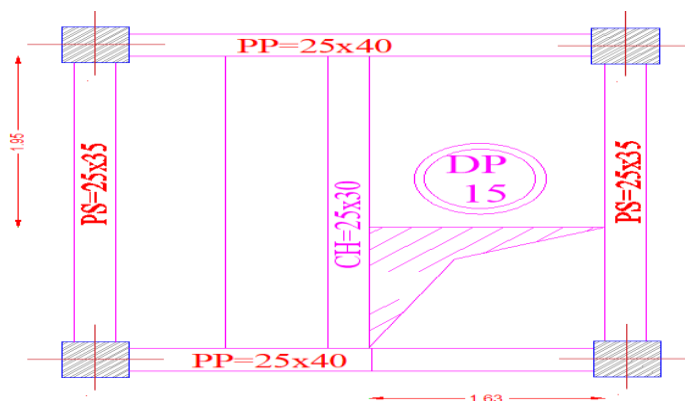


Figure III.3.b.1 : Vue en plan dalle pleine hall ascenseur

$$L_x = 1.63\text{m}$$

$$L_y = 1.95\text{m}$$

$e = 15\text{ cm}$  (voir chapitre II)

##### b) Calcul des sollicitations :

On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,63}{1,95} = 0,83 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{Le panneau de dalle travaille dans les deux sens}$$

Lorsque :  $0,4 < \rho < 1$

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

Dans le sens de la petite portée:  $M_x = u_x \cdot q_u \cdot l^2$

Dans le sens de la grande portée:  $M_y = u_y \cdot M_x$

Les valeurs des coefficients  $U_x$  et  $U_y$ , sont répertoriées dans un tableau et sont fonction du rapport et  $\rho$  du coefficient de poisson  $\nu$  du béton.

On prend

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ à l'état limite ultime.} \\ \nu = 0,2 \text{ l'état limite de service.} \end{array} \right.$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le **BAEL 91 modifié 99**.

• **Détermination des charges et surcharges :**

**Charge permanente :**  $G_1 = 5,33 \text{ KN/m}^2$  (chapitre II)

**Surcharge d'exploitation :**  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$  (d'après le DTR)

**ELU :**

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

$$\Rightarrow q_u = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 1,5) \times 1 \text{ m} = 9,445 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,84 \\ \nu = 0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0520 \\ \mu_y = 0,667 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} M_x = u_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \quad M_x = 0,0520 \times 9,445 \times 1,5^2 \quad \Rightarrow \quad M_x = 1,105 \text{ KN.m} \\ M_y = u_y \cdot M_x \quad M_y = 1,105 \times 0,667 \quad \Rightarrow \quad M_y = 0,737 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**III.3.b.1) Ferrailage a l'état limite ultime ELU :**

➤ **Dans le sens de la petite portée (X-X)**

• **En travée :**

$$\text{On a : } d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm} \quad , c = 2 \text{ cm} \quad , b = 100 \text{ cm}$$

$$M_x^t = 0,85 \times 1,305 = 1,109 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,109 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0046$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0,004 \Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,109 \times 10^3}{0,998 \times 13 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.1 cm<sup>2</sup>** avec **St = 25cm.**

- *Aux appuis :*

$$M_x^a = -0,3 \times 1,109 = -0,332 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,332 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0013$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0,0013 \Rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,332 \times 10^3}{0,999 \times 13 \times 348} = 0,07 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec **St = 25cm.**

➤ *Dans le sens de la grande portée (Y-Y)*

- *En travée :*

$$M_y^t = 0,85 \times 0,870 = 0,739 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,739 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0030$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0,001 \Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,739 \times 10^3}{0,998 \times 13 \times 348} = 0,163 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec **St = 25cm.**

- **Aux appuis :**

$$M_y^a = -0,3 \times 0,739 = -0,221 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,221 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,00092$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0,00092 \Rightarrow \beta = 1$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,221 \times 10^3}{1 \times 13 \times 348} = 0,048 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec **St = 25cm.**

### III.3.b.2) Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

#### a) Condition de non-fragilité BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4)

$$p_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq p_0 \left( \frac{1}{2} \right) \left[ 3 - \frac{l_x}{l_y} \right] \quad \text{et} \quad p_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq p_0$$

#### ➤ Sens (X-X)

$$p_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq p_0 \left( \frac{1}{2} \right) \left[ 3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :  $p_0 = 0,0008$  il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400.

$$A_{\min}^x \geq 0,0008 \times \frac{1}{2} \times [3 - 0,84] \times 100 \times 15 = 1,296$$

- **En travée :**

$$A_{\min}^x = 1,296 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\min}^x = 1,5 \text{ cm}^2 < A_a = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### ➤ 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 :**

$$A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\min}^x = 1.2 \text{ cm}^2 < A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures en travée :**

**Sens (X-X) :**  $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens (Y-Y) :**  $St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{60\text{cm}, 45\text{cm}\} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures aux appuis :**

**Sens (X-X) :**  $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens (Y-Y) :**  $St \leq \min \{3h ; 45\text{cm}\}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{60\text{cm}, 45\text{cm}\} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Diamètre maximal des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.7.2.1) :**

Le diamètre des barres employées comme armatures de dalles ou de voiles courbes doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments.

On doit vérifier que :  $\varnothing_{\max} \leq \frac{ht}{10}$

$$\varnothing_{\max} = 8\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Vérification de la contrainte tangentielle BAEL91modifié 99 (Art A.5.2.2) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

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

➤ **Sollicitation d'efforts tranchants :**

Les valeurs maximales de l'effort tranchant sont données par :

**Au milieu de  $L_y$  :**

$$T_1^U = \frac{p}{(2lx + ly)}$$

Avec  $P = q l_x l_y = 9,445 \times 1,63 \times 1,95 = 30 \text{ KN}$

$$T_1^U = \frac{30}{2 \times 1,63 + 1,95} = 5,758 \text{ KN}$$

*Au milieu de  $L_x$  :*

$$T_2^u = \frac{p}{3l_y}$$

$$T_2^u = \frac{30}{3 \times 1,95} = 5,128 \text{ KN.}$$

Donc :  $T_U \text{ max} : (T_1^U ; T_2^u) \quad T_1^u = 5,758 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{5,758 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,042 \text{ MPa.}$$

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

$\tau_u = 0,042 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

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  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad (\Psi_s = 1,5 \Rightarrow \text{HA})$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{Avec : } (\sum U_i = \text{Somme des périmètres utile des armatures}).$$

$$\sum U_i = n \pi \phi \quad (n : \text{nombre des barres}).$$

On a adopté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification est la même.

• **Dans le sens x-x**

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{, \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 100,48} = 0,294 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0,294 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

• **Dans le sens y-y**

$$\tau_{se} = \frac{5,748 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 100,48} = 0,315 \text{ MPa}$$



$$\tau_{se} = 0,315 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**f) Longueur du scellement droit BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.22).**

$$\overline{\tau_{su}} = 0,6 \times \Psi S^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_S : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\phi = 0,8 \text{ cm} \quad L_S = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm}$$

On prend :

**$L_S = 40 \text{ cm.}$  (Acier à haute adhérence Fe E 400)**

on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors-crochet est au moins égale à 0,4 (s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe Fe E 400 ou Fe E 500)

$$L_C = 0,4 \times L_S = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

**III.3.B.3) Vérification à l'Etat ultime de service :**

**1) Détermination des charges et surcharges :**

**Charge permanente :**  $G_1 = 5,33 \text{ KN/m}^2$  (chapitre II)

**Surcharge d'exploitation :**  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$  (d'après le DTR)

**Els :**  $q_s = G + Q$

$$q_s = (5,33 + 1,5) \times 1 \text{ m} = 6,83 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} \rho = 0,84 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0589 \\ \mu_y = 0,764 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_x = u_x \cdot q_s \cdot L_x^2 & M_x = 0,0589 \times 6,83 \times 1,63^2 & M_x = 1,068 \text{ KN.m} \\ M_y = u_y \cdot M_x & M_y = 1,068 \times 0,764 & M_y = 1,283 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Correction des moments**

$$M_{xt} = 0,85 M_x = 0,85 \times 1,068 = 0,907 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85 M_y = 0,85 \times 1,283 = 1,09 \text{ KN.m}$$

**2) Vérification de l'Etat limite d'ouverture des fissures BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.5.3) :**

La fissuration est peu nuisible la vérification n'est pas nécessaire.

**Etat limite de compression de béton BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.5.2).**

**Sens X-X:**

3) *Contrainte dans l'acier :*

On doit s'assurer que  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155$$

$$\rho_1 = 0,155 \quad \Rightarrow \quad K = 61,92 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,935$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0,907 \times 10^6}{201 \times 0,935 \times 130} = 37,124 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

4) *Contrainte dans le béton*

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{37,124}{61,92} = 0,597 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,597 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

*Sens Y-Y :*

5) *Contrainte dans l'acier*

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{1,09 \times 10^6}{201 \times 0,935 \times 130} = 44,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 44,6 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6) *Contrainte dans le béton*

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{44,6}{61,92} = 0,720 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,720 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

7) *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

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{1,63} = 9,20 > \frac{0,907}{20 \times 1,068} = 0,042 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 < \frac{2}{400} = 0,005 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

**Conclusion**

Toutes les vérifications sont satisfaites. La dalle pleine sera ferrillée comme suit :

**En travées**

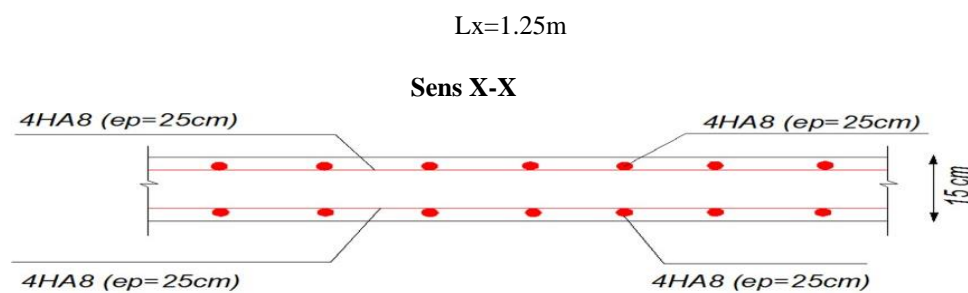
**4HA8** (sens x-x) **S<sub>t</sub>=25cm**

**4HA8** (sens y-y) **S<sub>t</sub>=25cm**

**Aux appuis**

**4HA8** (sens x-x) **S<sub>t</sub>=25cm**

**4HA8** (sens y-y) **S<sub>t</sub>=25cm**



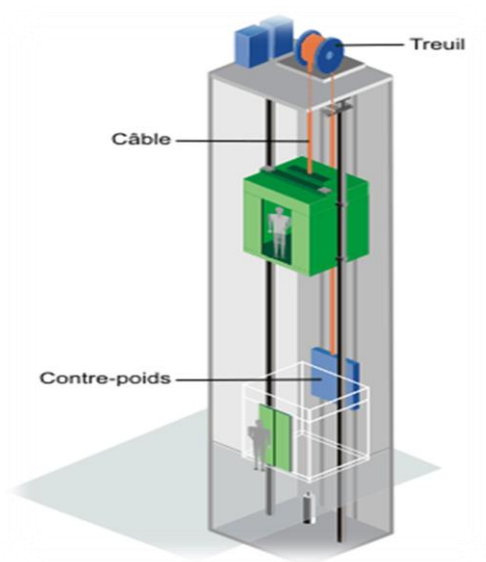
**Figure III.3.b.2 : Ferrailage dalle pleine hall ascenseur**

### III.4.1) La salle machine:

#### Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité. Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions  $(1,28 \times 1,35) = 1,728 \text{m}^2$  appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 8 tonnes, répartie sur une surface de  $(0,8 \times 0,8) \text{m}^2$  transmise par le Système de levage de l'ascenseur.

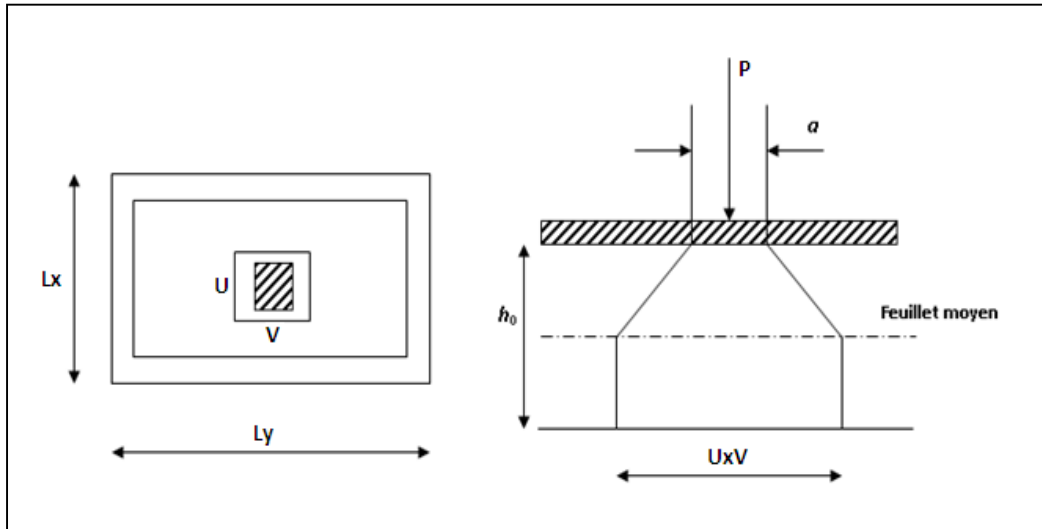


### III.4.2) Calcul de la dalle pleine de la salle machine:

- **Calcul de la dalle pleine de la salle machine:**

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

III.3.3) Pré-dimensionnement:



Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine

La dalle n'est pas continue.

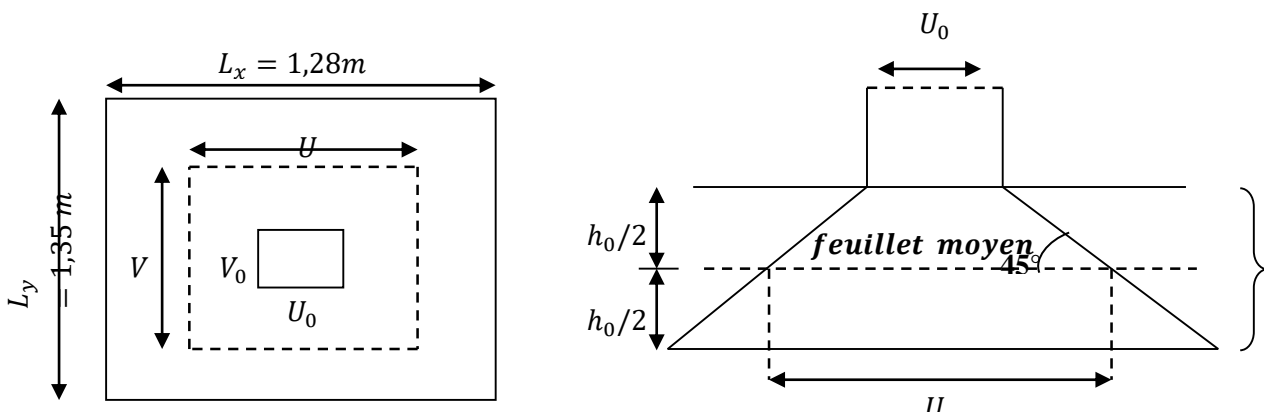
➤ **Hauteur de la dalle :** [RPA99 version 2003].

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{315}{30} = 10,5\text{cm. le RPA 2003 exige une hauteur } h_t \geq 12\text{cm}$$

✓ **On optera pour une hauteur h= 15cm.**

**Détermination des sollicitations**

Le calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments suivant le sens de la petite et de la grande portée



$(U_0 \times V_0)$  : Surface de contact de la charge avec la dalle.

$(U \times V)$  : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

$h_0$  : Hauteur de la dalle

$e$  : Épaisseur de revêtement

$$\left\{ \begin{array}{l} V = U_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi \cdot e\right) \\ U_0 = V_0 = 80 \text{ cm} \end{array} \right. \xrightarrow{\text{revêtement en béton } (\zeta = 1)} \left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2e_0 + h_0 \\ V = V_0 + 2e_0 + h_0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Etat limite ultime (ELU) :  $v = 0$**

**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 :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN/m} \\ q_u = 1,35G + 1.5Q = (1,35 \times 3,75) + (1.5 \times 1) = 6,562 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$\mu_x = 0.0458 \qquad \mu_y = 0.778$$

Avec :  $P_u$  : Charge concentrée du système de levage.

$q_u$  : Charge uniformément répartie.

$$M_{ux1} = 0,0458 \times 6,5625 \times (3,15)^2 = 2,9821 \text{ KN/ml}$$

$$M_{uy1} = 2,9821 \times 0,778 = 2,320 \text{ KN/ml}$$

**ELS :** = 0.2  $\left\{ \begin{array}{l} P_s = P = 90 \text{ KN} \\ q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$

$$\mu_x = 0.0529 \qquad \mu_y = 0.846$$

$$M_{sx1} = 0.0529 \times 4.75 \times (3.15)^2 = 2,493 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 2,493 \times 0,846 = 2,109 \text{ KN.m}$$

*Calcul des moments au centre du panneau :*

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{315}{350} = 0,9 \Rightarrow 0,4 < \rho = 0,9 < 1 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,90 \\ \frac{3U}{L_x} = \frac{105}{315} = 0,9 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{350} = 0,8 \end{array} \right. \Rightarrow M_1 = 0,055; M_2 = 0,043$$

$$\text{On a } \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1) \end{array} \right.$$

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  $\rho$  et des rapports  $\frac{U}{L_x}$  et  $\frac{V}{L_y}$ .

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'EL} \end{array} \right.$$

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) = 121,5 \times (0,055 + 0) = 6,68 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1) = 121,5 \times (0,034 + 0) = 4,13 \text{KN.m}$$

*Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :*

$0,4 < \rho = 0,94 < 1 \Rightarrow$  La dalle travaille 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 (*BAEL91 modifié 99, annexe E3*).

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{array} \right.$$

Avec :

- $M_{x2}$ : le moment fléchissant dans le sens de  $L_x$

- $M_{y2}$ : le moment fléchissant dans le sens de  $L_y$
- $\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et  $\nu$ .

$$\begin{cases} \rho = 0.9 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

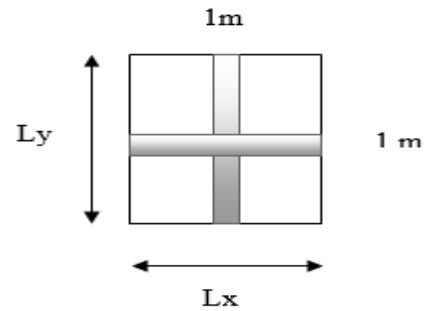
$$M_{x2} = 0.0456 \times 6.563 \times (1.28)^2 = 0.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.7834 \times 0.49 = 0.384 \text{ KN.m}$$

**Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,68 + 0.49 = 7,17 \text{ KN.m}$$

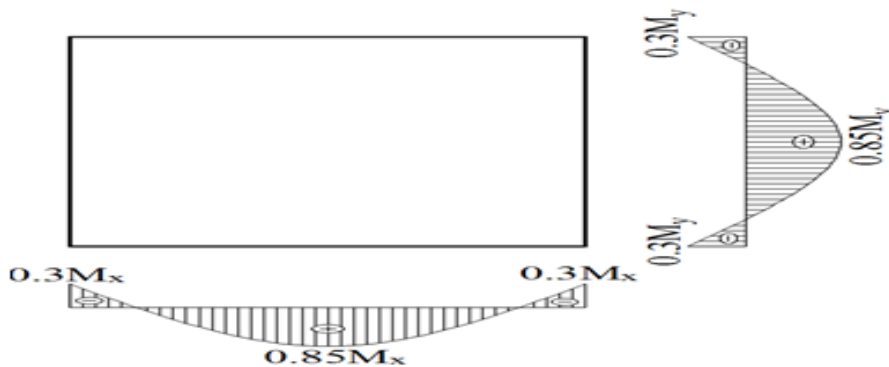
$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,13 + 0.384 = 4,51 \text{ KN.m}$$



**Remarque :**

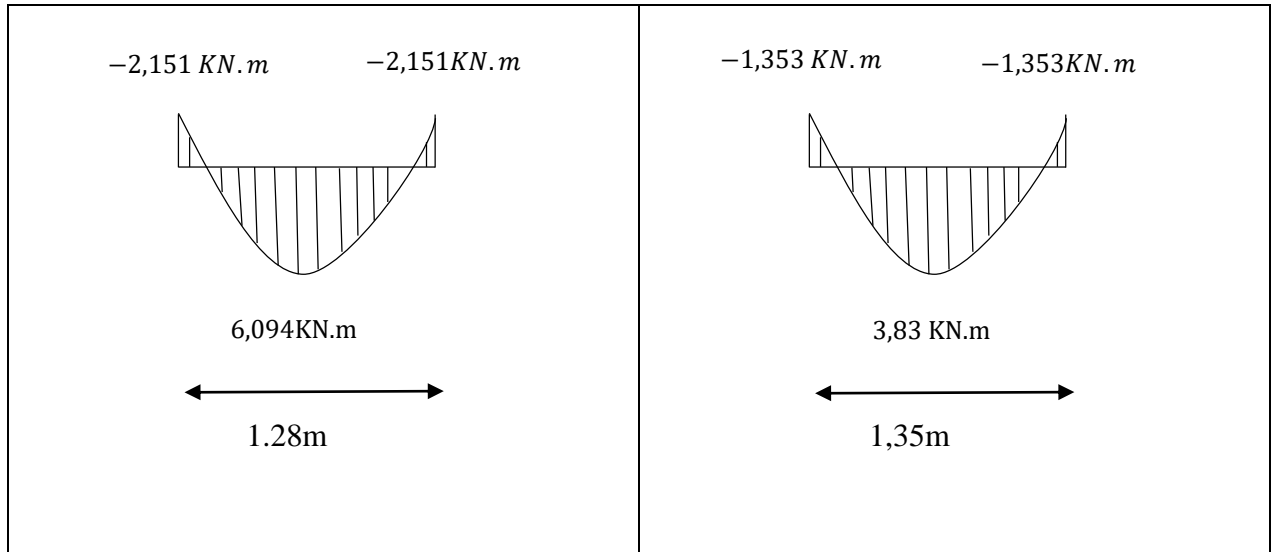
Afin de tenir compte des semis-encastremets de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

**Correction des moments :**



*Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.*

Sens Lx	Sens Ly
<b>En travées</b> $M_x^t = 0.85 \times 7,17 = 6,094 \text{ KN.m}$	<b>En travées</b> $M_y^t = 0.85 \times 4,51 = 3,83 \text{ KN.m}$
<b>Aux appuis</b> $M_x^a = -0.3 \times 7,17 = -2,15 \text{ KN.m}$	<b>Aux appuis</b> $M_y^a = -0.3 \times 4,51 = -1,353 \text{ KN.m}$



**III.4.3) Ferrailage à L'ELU :**

- *Détermination de la section des armatures*
- *Sens de la petite portée (x-x) :*
- *En travée :*

On a:  $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$  ,  $c = 2\text{cm}$  ,  $b = 100 \text{ cm}$  ,  $M_x^t = 6,094\text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,094 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.026$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,094 \times 10^3}{0.987 \times 13 \times 348} = 1,36\text{cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$

- *Aux appuis :*

$$M_x^a = 2,151\text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,151 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.01$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0.01 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,151 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.48 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$

➤ *Sens de la grande portée (y-y) :*

• *En travée :*

$$M_y^t = 3,833 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,833 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.016$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,833 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$

• *Aux appuis :*

$$M_y^a = 1,353 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,353 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.01$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

$$\mu = 0.01 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,353 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.30 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$

**III.4.4) Vérification à l'ELU :****a) Condition de non-fragilité***(BAEL91 modifié 99, article B.7.4).*

$$W_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left[ \frac{3 - \rho}{2} \right] \text{ et } W_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq W_0$$

 $A_{\min}$  : 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) $\rho_0$  : Rapport du volume des aciers à celui du béton  $\rho_0 = 0.0008$  pour des barres à haute adhérence de classe  $F_e E400$ .• **Sens (x-x) :**

$$W_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left[ \frac{3 - \rho}{2} \right]$$

$$\Rightarrow A_{\min}^x \geq 0.0008 \times \left[ \frac{3 - 0.9}{2} \right] \times 100 \times 15 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^x = 1.26 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

**Condition vérifiée.**• **Aux appuis :**

$$A_{\min}^x = 1.26 \text{ cm}^2 < A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

**Condition vérifiée.**• **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 :**

$$A_{\min}^x = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

**Condition vérifiée.**• **Aux appuis :**

$$A_{\min}^x = 1.2 \text{ cm}^2 < A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

**Condition vérifiée.****b) Diamètre maximal des armatures***(BAEL91 modifié 99, article A.7.21)*

On doit vérifier que :

$$\emptyset_{max} \leq \frac{h_t}{10}$$

$$\emptyset_{max} = 10mm \leq \frac{150}{10} = 15mm \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**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)

• **Armatures principales**

$$St \leq \min \{2.h; 25cm\}$$

$$St = 25cm \leq \min \{30cm, 25cm\} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Armatures de répartitions**

$$St \leq \min \{3.h; 33cm\}$$

$$St = 25cm \leq \min \{45cm, 33cm\} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**III.3.c.5) Vérification de non-poinçonnement :**

(BAEL91modifié 99, article 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 ;

-  $\mu_c$ : Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen ;

-  $h$  : Épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2 (U+V) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.2m.$$

$$\frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35(90) = 121.5 \text{ KN} \leq 472.5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

### III.3.c.6) Vérification de la contrainte tangentielle

(BAEL91 modifié 99, article 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 U (sens xx)	Au milieu de V (sens yy)
$V_u = \frac{q_u}{2U + V}$	$V_u = \frac{q_u}{3V}$
$V_u = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 35.57 \text{ KN}$	$V_u = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,296 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.296 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### a) Calcul à l'état limite de service (ELS)

Les moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  engendrée par le système de levage

$$M_{x1} = P_s (M_1 + \nu M_2).$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + \nu M_1).$$

$$P_s = 90 \text{ KN/m}^2 \quad \nu = 0.2 \quad \text{à l'ELS}$$

$$M_1 = 0.055; M_2 = 0.043$$

$$M_{x1} = 90 (0.055 + 0,2 \times 0.043) = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0.043 + 0,2 \times 0.055) = 4,86 \text{ KN.m}$$

#### b) Calcul de $M_{x2}$ , $M_{y2}$ dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine

$$\begin{matrix} \rho = 0.94 \\ \nu = 0.2 \end{matrix} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0500 \\ \mu_y = 0.8939 \end{cases}$$

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

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0500 \times 4.75 \times 1.28^2 = 0.389 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.8939 \times 0.389 = 0.347 \text{ KN.m}$$

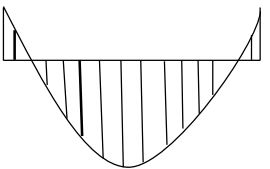
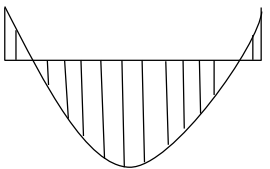
**c) Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,72 + 0.389 = 6,109 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,86 + 0.347 = 5,207 \text{ KN.m.}$$

**Remarque :**

Les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

Sens Lx	Sens Ly
<p><b>En travées</b>  <math>M_x^t = 0.85 \times 6,109 = 5,192 \text{ KN.m}</math></p> <p><b>Aux appuis</b>  <math>M_x^a = -0.3 \times 6,109 = -1,832 \text{ KN.m}</math></p>	<p><b>En travées</b>  <math>M_y^t = 0.85 \times 5,207 = 4,425 \text{ KN.m}</math></p> <p><b>Aux appuis</b>  <math>M_y^a = -0.3 \times 5,207 = -1,562 \text{ KN.m}</math></p>
<p>-1,832 KN.m      -1,832 KN.m</p>  <p>5,192 KN.m</p> <p>1.28m</p>	<p>-1,562 KN.m      -1,562 KN.m</p>  <p>4,425 KN.m</p> <p>1,35m</p>

**III.4.5) Vérification a l'ELS :****a) Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

**b) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers****➤ Sens (x-x) :****• En travée :**

$$M_t = 5,192 \text{ KN.m} \quad A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A^t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 \quad k = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{5,192 \times 10^6}{314 \times 0.921 \times 130} = 138,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{138,10}{48.29} = 2,86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**• Aux appuis :**

$$M_a = 1,832 \text{ KN.m} \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \quad \Rightarrow \quad k = 61.92 \text{ et } \beta = 0.935.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^a}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{1,832 \times 10^6}{201 \times 0.935 \times 130} = 74,985 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{74,985}{61.92} = 1.21 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Sens (y-y) :****• En travée :**

$$M_t = 4,425 \text{ KN.m} \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A^t}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \quad k = 61,92 \text{ et } \beta = 0,935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_y^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{4,425 \times 10^6}{201 \times 0,935 \times 130} = 181,118 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{181,118}{61,92} = 2,925 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• *Aux appuis :*

$$M_a = 1,562 \text{ KN.m} \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \quad \Rightarrow \quad k = 61,92 \text{ et } \beta = 0,935.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_y^a}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{1,562 \times 10^6}{201 \times 0,935 \times 130} = 63,933 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{63,933}{61,92} = 1,032 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### III.4.6) Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{0,85 \times M_{tx}}{20 M_x} \quad ; \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

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).

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{128} = 0.117 > \frac{0.85 \times M_x}{20 \times M_x} = 0.0425 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{h \times b} = \frac{3.14}{100 \times 15} = 0.0021 < \frac{2}{400} = 0.005 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  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** : 4HA10 (St= 25 cm).

**Aux appuis** : 4HA8 (St= 25 cm).

**Sens y-y :**

**En travée** : 4HA8 (St= 25 cm).

**Aux appuis** : 4HA8 (St= 25 cm).

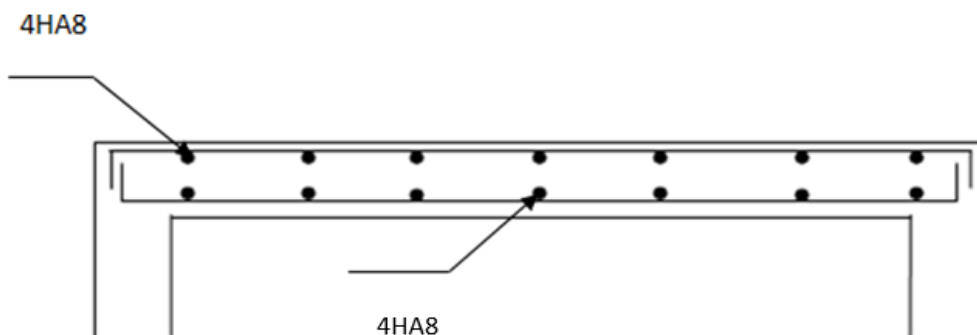


Figure III.4.1 : ferrailage de la dalle salle machine sens X-X et Y-Y

**III.5) Calcul de la poutre palière :****III.5.1) Pré dimensionnement :****Hauteur :**

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

$$L=315-25= 290 \text{ cm}$$

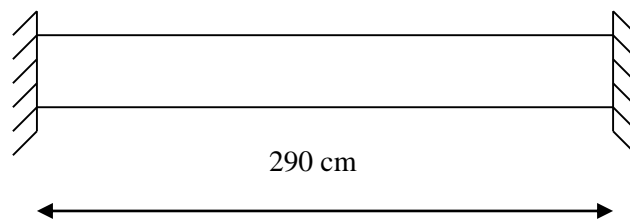


Figure III.5.1 : Schéma de la poutre palière

La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19,33\text{cm} \leq h_t \leq 29\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du l'RPA on opte pour :  $h_t = 35 \text{ cm}$

La largeur  $b$  est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

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

- **Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;**

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{d'où} \quad 12 \text{ cm} \leq h_t \leq 21 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour :  $b = 25 \text{ cm}$

Notre poutre a pour dimension  $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

**III.5.2) Vérification relative aux exigences du RPA**

(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \implies$  **condition vérifiée.**
- $ht \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm} \implies$  **condition vérifiée.**
- $ht / b \leq 4 \dots\dots\dots \frac{35}{25} = 1,4 \implies$  **condition vérifiée.**

**a) Détermination des charges :**

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ Kn/ml}$

- poids du mur  $G_M = 1,3 \times 1 = 1,3 \text{ KN/ml}$

- Réaction du palier à l'ELU :  $R_u = 23,851 \text{ Kn}$

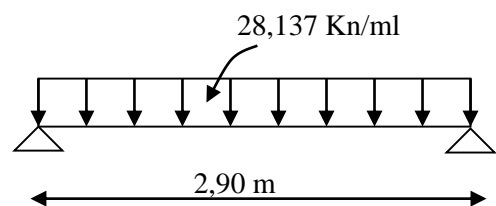
- Réaction du palier à l'ELS :  $R_s = 17,152 \text{ Kn}$

**b) Calcul à l'ELU :**

**Calcul des efforts internes**

$q_u = 1,35G + R_u$

$q_u = 1,35 \times (1,875 + 1,3) + 23,851 = 28,137 \text{ Kn/ml}$



**c) Moment isostatique :**

$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{28,137 \times 2,90^2}{8} = 29,58 \text{ KN.m}$

**d) Effort tranchant :**

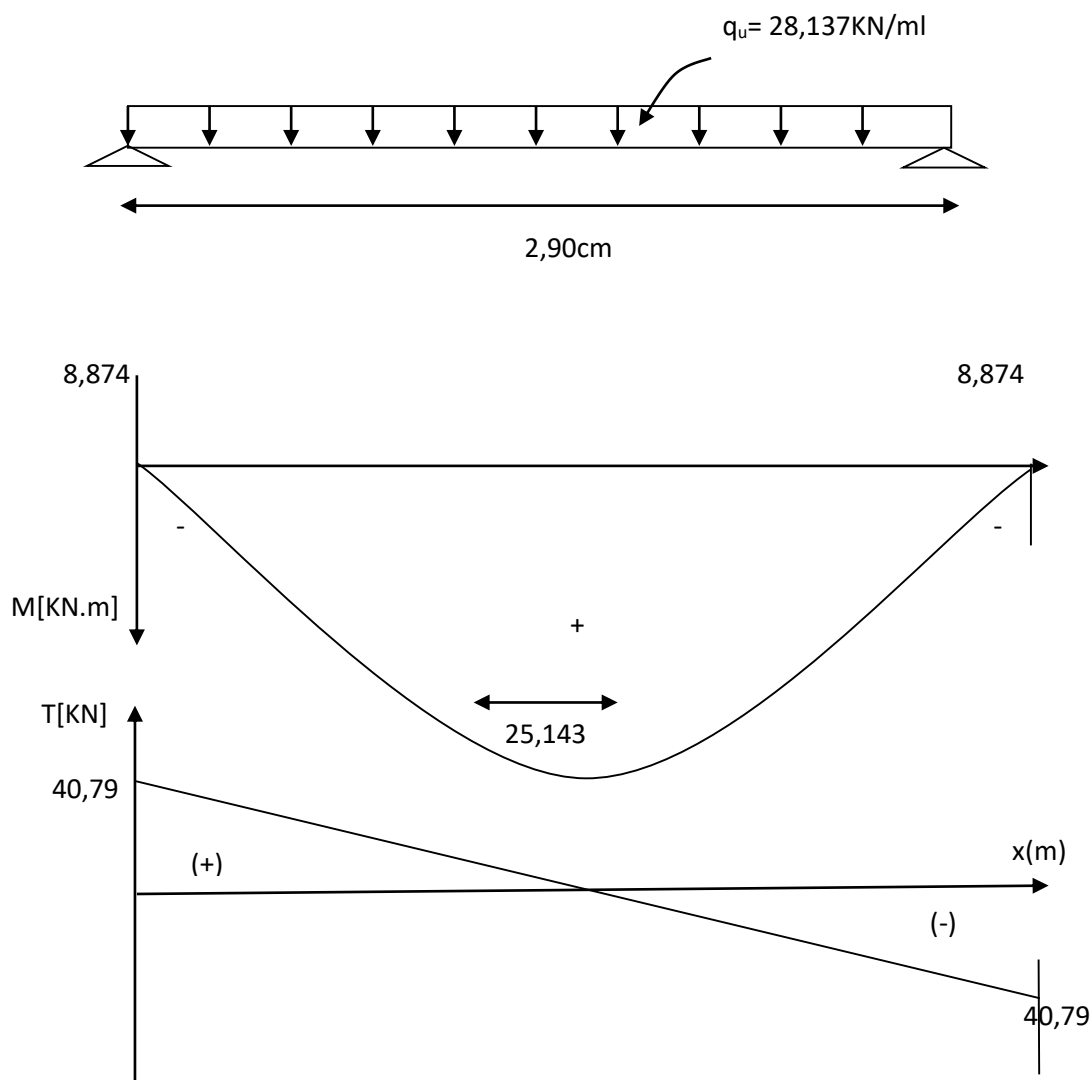
$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{28,137 \times 2,90}{2} = 40,79 \text{ Kn}$

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

$$M_{uap} = -0,3M_u = -8,874 \text{ Kn.m}$$

$$M_{utr} = 0,85M_u = 25,143 \text{ Kn.m}$$

**Diagramme du moment et de l'effort :**



**FigureIII.5.2 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant**

**III.5.3) Ferrailage :**

- *En travées :*

$h = 35 \text{ cm} ; d = 28 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}.$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{25,143 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,090$$

$$\mu_t = 0,090 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,090 \Rightarrow \beta = 0,923$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25,143 \times 10^3}{0,923 \times 28 \times 348} = 2,79 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

En appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,874 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,030$$

$$\beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,874 \times 10^3}{0,985 \times 28 \times 348} = 3,32 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_a = 3 \text{ HA } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$

**III.5.4) Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

*En travée :*

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\text{Avec : } T_u = 40,79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{40,79 \times 10^3}{250 \times 280} = 1,01 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

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

• *Influence sur les aciers :*

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 40,79 \times 10^3 + \frac{8,874 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right) = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 4,62 \text{ cm}^2 > 2,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

• *Influence sur le béton :*

$$T_{u\max} \leq 0,4b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4b \times 0,9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 250 \times 0,9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 420 > T_u = 40,79 \text{ KN} \Rightarrow \text{La Condition est}$$

*vérifiée*

4) *Vérification de l'adhérence aux appuis :*

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times ft_{28}$$

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

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

$$\tau_u = \frac{40,79 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 11,304 \times 10} = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

➤ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8,57 ; 25 \} = 8,57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Ecartement des barres :**

D'après le **RPA2003 Art 7.5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 25} = 26,80 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7,5 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm} \}$$

On prend :  $S_t = 7 \text{ cm}$

a) **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

**b) Ancrage des barres (A-6-1-2) :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{cm}$$

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

**III.5.5) Calcul à l'ELS :****1) Combinaison des charges :**

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = (1,875 + 1,3) + 17,851 = 21,026 \text{KN/ml}$$

**2) Le moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{21,026 \times 2,9^2}{8} = 22,103 \text{KN}$$

L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{22,103 \times 2,9}{2} = 32,05 \text{KN}$$

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

$$M_{sa} = -0,3M_s = -6,63 \text{KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85M_s = 27,24 \text{KN.m}$$

**3) Vérification des contraintes :**

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

**. Aux appuis :**  $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,35}{25 \times 28} = 0,478$

$$\rho_1 = 0,478 \Rightarrow \beta_1 = 0,895 \quad \alpha_1 = 0,315 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,315}{15(1-0,315)} = 0,030$$

$$\alpha_1 = 0,315 \Rightarrow K = 0,030$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot d \cdot \beta} = \frac{8,874 \times 10^6}{335 \times 0,895 \times 280} = 105,704$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,03 \times 105,704 = 3,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

**En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,35}{25 \times 28} = 0,478$$

$$\rho_1 = 0,478 \Rightarrow \beta_1 = 0,895 \quad \alpha_1 = 0,315 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,315}{15(1-0,315)} = 0,030$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{25,143 \times 10^6}{335 \times 0,895 \times 280} = 299,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,030 \times 299,49 = 8,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

### III.5.6) Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

a)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,30}{2,9} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,30}{2,9} = 0,103 > \frac{25,143}{10 \times 29,58} = 0,085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.35}{28 \times 25} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- *Etat limite de déformation :*

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

*Conclusion :*

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

### III.6) Calcul de l'acrotère :

#### Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment, elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse, son rôle est d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible

L'acrotère est sollicité par :

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



Figure III.6.1: schéma descriptifs de l'acrotère.

Le calcul de l'acrotère se fera sur une bande 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 horizontales. Donc la section la plus défavorable est la section de l'encastrement

#### • Chargement :

Poids propre :  $G = 1.713 \text{ KN/ml.}$  (Chapitre II)

Surcharge :  $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

#### III.5.1) Détermination des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre :  $N = G \times 1 = 1.713 \text{ KN}$

Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$

Moment de renversement :  $M=P.h.1=1\times 0.6\times 1=0.6\text{KN.m}$

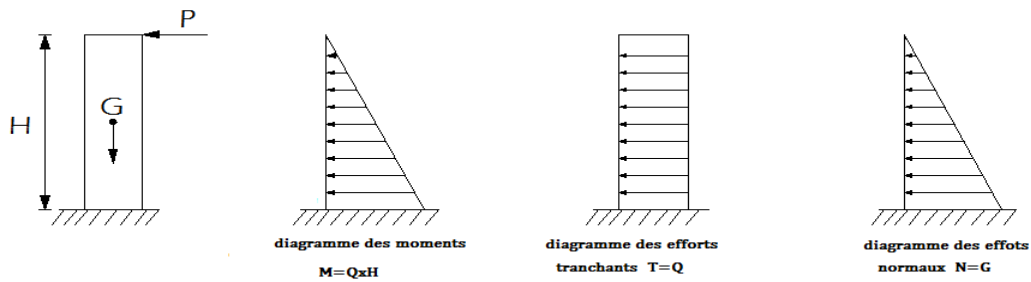


Figure III.6.2: Diagramme des efforts internes de l'acrotère.

III.5.2) Combinaison de charges :

A l'ELU :  $q_u=1.35G + 1.5Q$ .

Effort normal dû à G :  $N_u = 1.35G = 1.35\times 1.713=2.312\text{KN/ml}$  ;

Effort tranchant :  $T_u = 1.5T = 1.5\times 1=1.5 \text{ KN}$  ;

Moment de renversement dû à Q :  $1.5M_Q=1.5\times 0.6=0.9\text{KN.m}$ .

A l'ELS :  $q_s=G+Q$ .

Effort normal dû à G :  $N_u = G = 1.713 = 1.713\text{KN/ml}$  ;

Effort tranchant :  $T_u = T = 1 \text{ KN}$  ;

Moment de renversement dû à Q :  $M_Q=0.6=0.6\text{KN.m}$ .

Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

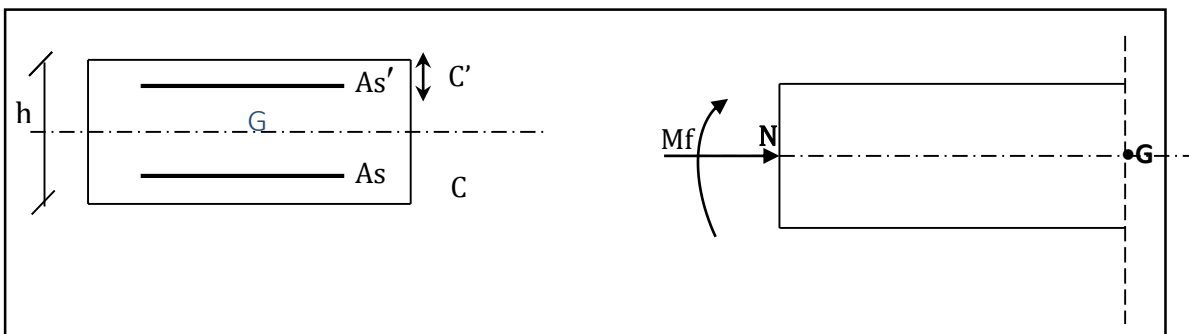


Figure III.6.3: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

- $b= 100\text{cm}$        $f_e=400\text{MPa}$       Soit : {  $c$  : centre de pression.
- $h=10\text{cm}$        $\sigma_{st} =348\text{MPa}$            {  $e$  : excentricité
- $d= 8\text{cm}$        $f_{bc}=14.2\text{MPa}$ .
- $c=2\text{cm}$

**III.6.3) Calcul de centre de pression**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.389\text{m} = 38.9\text{cm}.$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}.$$

$$e = 38.9\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm}.$$

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 «  $A$  »

**III.5.4) 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 inférieurs.

$$g = e_u + \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$g = 0.389 + \left( \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.419\text{m}.$$

$$M_f = 2.312 \times 0.419 = 0.969\text{KN.m}$$

- **Moment réduit**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.969 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.01 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$\Rightarrow$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ )

À partir des abaques et pour une valeur de  $\mu = 0.01$ :  $\beta = 0.995$

- **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.969 \times 10^6}{0.995 \times 80 \times 348} = 0.35\text{cm}^2$$

**III.5.5) Calcul en flexion composée**

La section réelle des armatures est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.312 \times 10}{348} = 0.29\text{cm}^2$$

$$A_s = 0.29\text{cm}^2$$

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

### III.5.6) Vérifications à l'ELU :

#### Condition non fragilité

(BAEL 91 modifié 99, article A.4.2 ,1)

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.713} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left[ \frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.906 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.906 \text{ cm}^2 > A_s = 0.29 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition n'est pas vérifiée.}$$

La section d'armatures données 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 :

$$A_s = A_{min} = 0.906 \text{ cm}^2.$$

Soit :

Adopté : **5 HA 8 = 2.51 cm<sup>2</sup>/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 cm<sup>2</sup>/ml**. Avec un espacement **St = 25 cm**

#### Espacements des barres :

(BAEL 91 modifié, article. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées :

- **Armatures principales**

$$St = 20 \text{ cm} = \min(2h; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

$$St = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### III.6.7) Vérification au cisaillement :

(BAEL 91 modifié 99, article A.5.1 ,211)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 8} = 0.019 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### Vérification de l'adhérence des barres :

(BAEL 91 modifié, article A.6.1 ,3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad (\Psi_s = 1.5 \text{ H. A})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad (\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm} = 125.6 \text{ mm})$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.} \quad ; \quad \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.166 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

(BAEL91 modifié 99, article 5.1.221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droit  $l_s$  est égale à :

$$l_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \phi \frac{f_e}{4(0.6f_{t28}\Psi^2)} = 8 \frac{400}{4(0.6 \times 2.1 \times 1.5^2)} = 282.186 \text{ mm} \quad l_s = 28.2 \text{ cm.}$$

Donc : la longueur de scellement droit est prise égale à :  $l_s = 30 \text{ cm}$ .

- **Espacements des barres :**

(BAEL 91 modifié, article. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées :

- **Armatures principales**

$$St = 20 \text{ cm} = \min(2h; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

$$St = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### III.6.8) Vérification de l'acrotère au séisme :

(RPA 99, modifié 2003, article 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 :

$$F_p = 4AC_p W_p \quad (\text{RPA99.modifie, formule.4.18})$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans (RPA 99, tableau 4.1) pour la zone et le groupe d'usage approprié

$C_p$ : Facteur de force horizontale variante entre 0.3 et 0.8 voir (RPA99, 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  $Q$ .

$$A = 0,15 \quad C_p = 0,8 \quad W_p = 2.069 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,713 = 0,99$$

$$F_p = 0,82 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.6.9) 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*  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0,5 \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266,667; \max(200; 201,633)\} = 201,633 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,314 \quad \text{D'ou } \beta_1 = 0,912 \quad \text{et } k_1 = 41,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,912 \times 80 \times 2,51 \times 10^2} = 32,76 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 32,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) *Contrainte dans le béton*

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{32,76}{41,82} = 0,783 \text{ MPa}$$

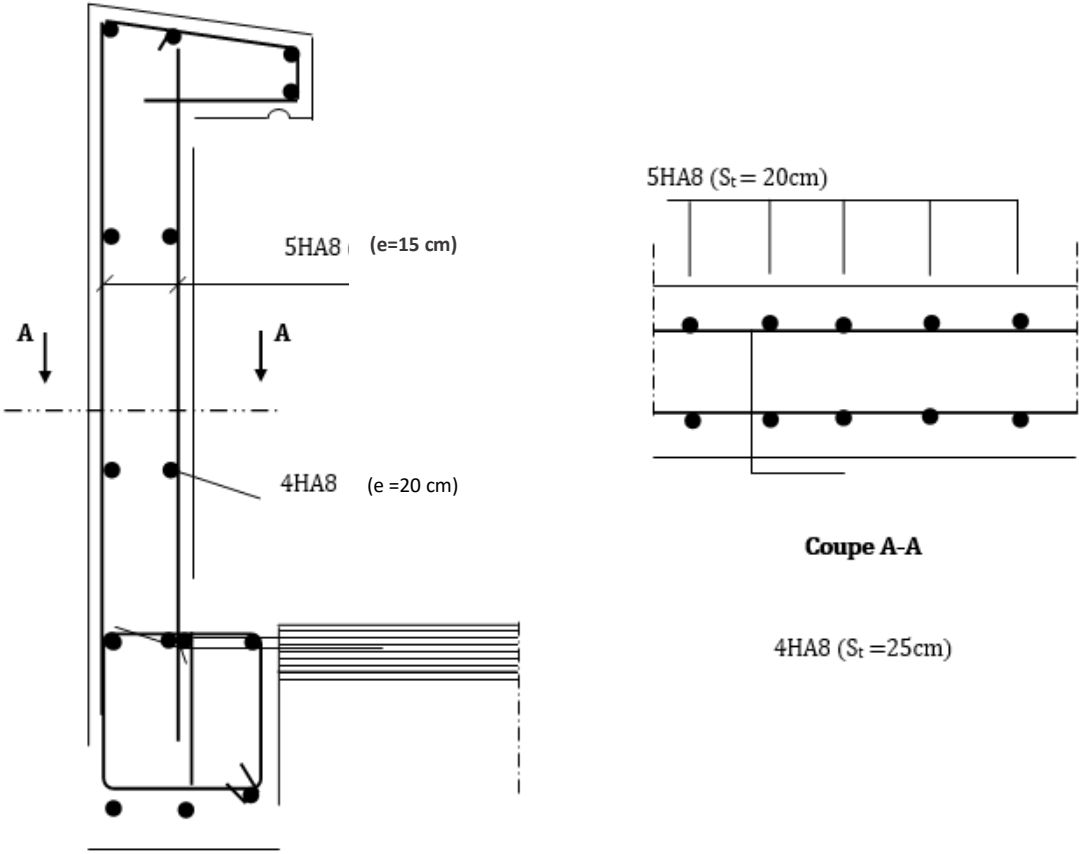
$$\sigma_{bc} = 0,783 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### Conclusion

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

*Armatures principales* : 5 HA 8 avec : (St= 15cm).

*Armatures de répartition* : 4HA 8 avec : (St= 20 cm).



**Introduction :**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, d'où l'apparition de la construction parasismique.

Ainsi afin d'assurer la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent et le séisme un système de contreventement est étudié et mis en place.

Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré par

- Des murs de refend plein ou avec ouverture,
- Des portiques (poteaux poutre)
- Une combinaison de ces éléments.

Notre structure est composée de portiques et de voiles disposés dans deux sens (longitudinaux et transversaux), et cela nous amène à déterminer le pourcentage de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), afin de connaître le type de contreventement.

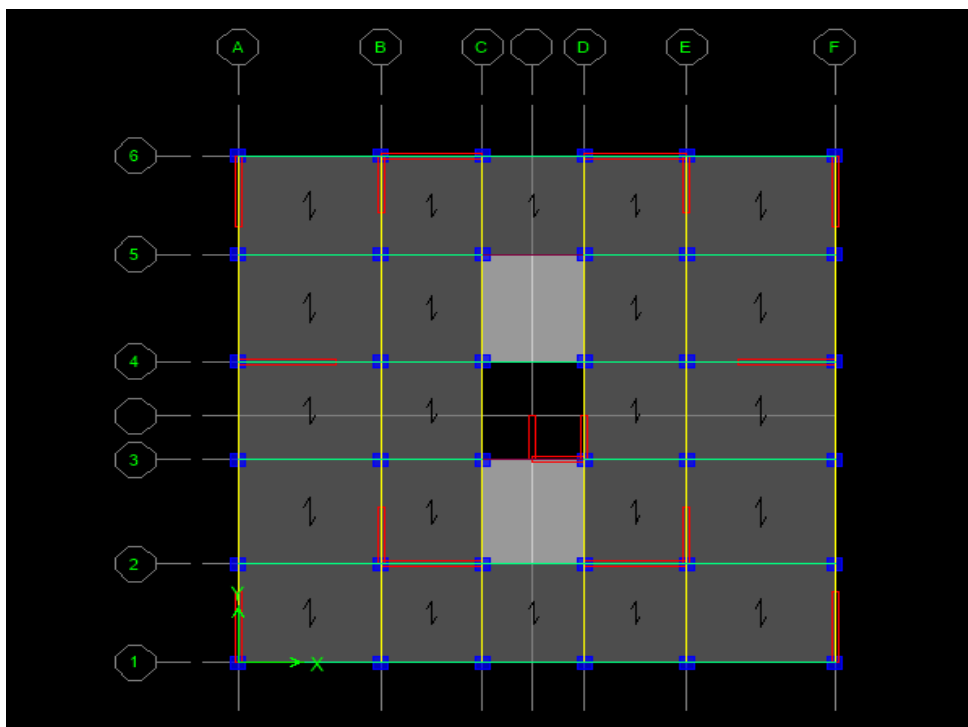


Figure IV.1 : Disposition des voiles

**IV.1) Calcul des inerties des voiles**

- Les refends longitudinaux :

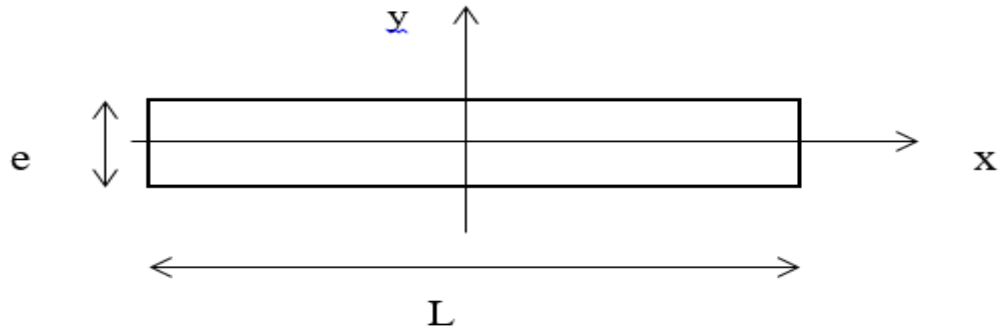


Figure IV.2 : Refends longitudinal

$$I_Y = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_X = \frac{Le^3}{12} \text{ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

- *Les refends transversaux :*

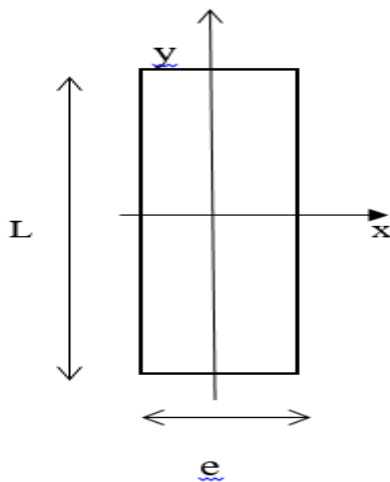


Figure IV.3 : Refends transversaux

$$I_Y = \frac{Le^3}{12} \quad e \ll L \text{ alors } I_Y \ll I_X$$

$$I_X = \frac{eL^3}{12} \quad \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y}$$

**Remarque :**

Les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouverture, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins.

**IV.2) Calcul des rigidités des voiles :**

Niveaux	Voiles	e	L	I (m <sup>4</sup> )	he (m)	K(m <sup>3</sup> )	Somme K(m <sup>3</sup> )	K total
étages courants	VL1	0.25	3.15	0.651164062	3.06	0.212798713	1.248326843	2.097189093
	VL2	0.25	3.15	0.651164062	3.06	0.212798713		
	VL3	0.25	1.63	0.090223895	3.06	0.029484933		
	VL4	0.25	3	0.5625	3.06	0.183823529		
	VL5	0.25	3	0.5625	3.06	0.183823529		
	VL6	0.25	3.15	0.651164062	3.06	0.212798713		
	VL7	0.25	3.15	0.651164062	3.06	0.212798713		
RDC	VL1	0.25	3.15	0.651164062	4.5	0.144703124	0.84886225	2.097189093
	VL2	0.25	3.15	0.651164062	4.5	0.144703124		
	VL3	0.25	1.63	0.090223895	4.5	0.020049754		
	VL4	0.25	3	0.5625	4.5	0.125		
	VL5	0.25	3	0.5625	4.5	0.125		
	VL6	0.25	3.15	0.651164062	4.5	0.144703124		
	VL7	0.25	3.15	0.651164062	4.5	0.144703124		

Tableau IV.1 : Tableau Inertie des voiles longitudinaux

Niveaux	Voiles	e	L	I (m <sup>4</sup> )	he (m)	K(m <sup>3</sup> )
étages courants	VT1	0.25	2	0.166666666	3.06	0.05446623
	VT2	0.25	2	0.166666666	3.06	0.05446623
	VT3	0.25	2.5	0.325520833	3.06	0.106379357
	VT4	0.25	2.5	0.325520833	3.06	0.106379357
	VT5	0.25	1.55	0.077580729	3.06	0.025353179
	VT6	0.25	1.55	0.077580729	3.06	0.025353179
	VT7	0.25	2	0.166666666	3.06	0.05446623
	VT8	0.25	2	0.166666666	3.06	0.05446623
	VT9	0.25	2.5	0.325520833	3.06	0.106379357
	VT10	0.25	2.5	0.325520833	3.06	0.106379357
RDC	VT 1	0.25	2	0.166666666	4.5	0.037037036
	VT2	0.25	2	0.166666666	4.5	0.037037036
	VT3	0.25	2.5	0.325520833	4.5	0.072337962
	VT4	0.25	2.5	0.325520833	4.5	0.072337962
	VT5	0.25	1.55	0.077580729	4.5	0.017240162
	VT6	0.25	1.55	0.077580729	4.5	0.017240162
	VT7	0.25	2	0.166666666	4.5	0.037037036

	VT8	0.25	2	0.166666666	4.5	0.037037036
	VT9	0.25	2.5	0.325520833	4.5	0.072337962

Tableau IV.2 : Tableau Inertie des voiles transversaux

**IV.3) Rigidités relatives des portiques :**

**a) Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres**

Rigidité linéaire d'une poutre

$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_{calculée}} \frac{I_{pt}}{L_c}$$

- I : moment d'inertie de l'élément.
- Lc : longueur calculée de la poutre

$$L_c = L + \frac{1}{2} \cdot h_{poutre}$$

Etage	Travée	B (cm)	H (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	h <sub>poutre</sub> (cm)	L (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
RDC Au 3eme	A-B	25	45	189843.75	440	45	45	395	417.5	454.7155689
	B-C	25	45	189843.75	315	45	45	270	292.5	649.0384615
	C-D	25	45	189843.75	315	45	45	270	292.5	649.0384615
	D-E	25	45	189843.75	315	45	45	270	292.5	649.0384615
	E-F	25	45	189843.75	460	45	45	415	437.5	433.9285714
4eme au 6eme	A-B	25	45	189843.75	440	40	45	400	422.5	449.3343195
	B-C	25	45	189843.75	315	40	45	275	297.5	638.1302521
	C-D	25	45	189843.75	315	40	45	275	297.5	638.1302521
	D-E	25	45	189843.75	315	40	45	275	297.5	638.1302521
	E-F	25	45	189843.75	460	40	45	420	442.5	429.0254237

7eme au 9eme	A-B	25	45	189843.75	440	35	45	405	427.5	444.0789474
	B-C	25	45	189843.75	315	35	45	280	302.5	627.8526446
	C-D	25	45	189843.75	315	35	45	280	302.5	627.8526446
	D-E	25	45	189843.75	315	35	45	280	302.5	627.8526446
	E-F	25	45	189843.75	460	35	45	425	447.5	424.2318435

Tableau IV.3 : Rigidités des poutres dans le sens longitudinal (x-x) :

Etage	Travée	B (cm)	H (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	h <sub>poutre</sub> (cm)	L (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
RDC au 3eme	A-B	25	40	133333.3333	350	45	40	305	325	410.2564102
	B-C	25	40	133333.3333	370	45	40	325	345	386.4734299
	C-D	25	40	133333.3333	350	45	40	305	325	410.2564102
	D-E	25	40	133333.3333	380	45	40	335	355	375.5868535
	E-F	25	40	133333.3333	350	45	40	305	325	410.2564102
4eme au 6eme	A-B	25	40	133333.3333	350	40	40	310	330	404.0404039
	B-C	25	40	133333.3333	370	40	40	330	350	380.9523809
	C-D	25	40	133333.3333	350	40	40	310	330	404.0404039
	D-E	25	40	133333.3333	380	40	40	340	360	370.3703703
	E-F	25	40	133333.3333	350	40	40	310	330	404.0404039
7eme au 9eme	A-B	25	40	133333.3333	350	35	40	315	335	398.0099501
	B-C	25	40	133333.3333	370	35	40	335	355	375.5868544
	C-D	25	40	133333.3333	350	35	40	315	335	398.0099501
	D-E	25	40	133333.3333	380	35	40	345	365	365.2968036
	E-F	25	40	133333.3333	350	35	40	315	335	398.0099501

Tableau IV.4 : Rigidités des poutres dans le sens transversal (y-y) :

**Rigidité linéaire d'un poteau :**

$$K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_{calculée}} = \frac{I_p}{h_c} h_c = h + \frac{1}{2} \cdot e_{poteau}$$

**I** : moment d'inertie de l'élément.

**hc**: hauteur calculée du poteau.

Étage	B (cm)	H (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	h <sub>e</sub> (cm)	h <sub>poutre</sub> (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	H(cm)	h <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
Étage9	35	35	125052.0833	306	45	35	261	278.5	449.0200478
Étage8	35	35	125052.0833	306	45	35	261	278.5	449.0200478
Étage7	35	35	125052.0833	306	45	35	261	278.5	449.0200478
Étage6	40	40	213333.3333	306	45	40	261	281	759.1933569
Étage5	40	40	213333.3333	306	45	40	261	281	759.1933569
Étage4	40	40	213333.3333	306	45	40	261	281	759.1933569
Étage3	45	45	341718.75	306	45	45	261	283.5	1205.357143
Étage2	45	45	341718.75	306	45	45	261	283.5	1205.357143
Étage1	45	45	341718.75	306	45	45	261	283.5	1205.357143
RDC	45	45	341718.75	450	45	45	405	427.5	799.3421053

Tableau IV.5: Rigidités des poteaux longitudinaux

Étage	B (cm)	H (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	h <sub>e</sub> (cm)	h <sub>poutre</sub> (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	H (cm)	h <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
Étage9	35	35	125052.0833	306	40	35	266	283.5	441.1008229
Étage8	35	35	125052.0833	306	40	35	266	283.5	441.1008229
Étage7	35	35	125052.0833	306	40	35	266	283.5	441.1008229
Étage6	40	40	213333.3333	306	40	40	266	286	745.9207458
Étage5	40	40	213333.3333	306	40	40	266	286	745.9207458
Étage4	40	40	213333.3333	306	40	40	266	286	745.9207458
Étage3	45	45	341718.75	306	40	45	266	288.5	1184.467071
Étage2	45	45	341718.75	306	40	45	266	288.5	1184.467071
Étage1	45	45	341718.75	306	40	45	266	288.5	1184.467071
RDC	45	45	341718.75	450	40	45	410	432.5	790.1011561

Tableau IV.6: Rigidités des poteaux transversaux

RDC	1-2	1	410.2564102	790.101156	0.519245424	0.206111488	432.5	336.02× 10 <sup>4</sup>	3422.0800× 10 <sup>4</sup>
	2-3	2	386.4734299	790.101156	1.008389665	0.5020886547	432.5	818.55× 10 <sup>4</sup>	
	3-4	3	410.2564102	790.101156	1.008389665	0.5020886547	432.5	818.55 × 10 <sup>4</sup>	
	4-5	4	375.5868535	790.101156	0.994610953	0.3321336122	432.5	541.47× 10 <sup>4</sup>	
	5-6	5	410.2564102	790.101156	0.994610953	0.3321336122	432.5	541.47× 10 <sup>4</sup>	
		6		790.101156	0.519245424	0.206111488	432.5	336.02× 10 <sup>4</sup>	
ET1- ET3	1-2	1	410.2564102	1184.467071	0.346363736	0.147617238	288.5	360.78× 10 <sup>4</sup>	3155.3800× 10 <sup>4</sup>
	2-3	2	386.4734299	1184.467071	0.672648366	0.2516785876	288.5	615.11× 10 <sup>4</sup>	
	3-4	3	410.2564102	1184.467071	0.672648366	0.2516785876	288.5	615.11× 10 <sup>4</sup>	
	4-5	4	375.5868535	1184.467071	0.661781099	0.2486234121	288.5	601.80× 10 <sup>4</sup>	
	5-6	5	410.2564102	1184.467071	0.661781099	0.2486234121	288.5	601.80× 10 <sup>4</sup>	
		6		1184.467071	0.34636371	0.1476172294	288.5	360.78× 10 <sup>4</sup>	
ET4- ET6	1-2	1	404.0404039	745.9207458	0.541666666	0.2131147539	286	328.01× 10 <sup>4</sup>	2830.1600× 10 <sup>4</sup>
	2-3	2	370.3703703	745.9207458	1.038194491	0.3417142958	286	525.94× 10 <sup>4</sup>	
	3-4	3	404.0404039	745.9207458	1.038194491	0.3417142958	286	525.94× 10 <sup>4</sup>	
	4-5	4	398.0099501	745.9207458	1.075248756	0.3996461071	286	615.11× 10 <sup>4</sup>	
	5-6	5	375.5868544	745.9207458	1.037103216	0.3414777643	286	525.58× 10 <sup>4</sup>	
		6		745.9207458	0.503521126	0.2011251756	286	309.58× 10 <sup>4</sup>	
ET7- ET9	1-2	1	398.0099501	441.1008229	0.902310604	0.310893879	283.5	282.96× 10 <sup>4</sup>	2260.7800× 10 <sup>4</sup>
	2-3	2	375.5868544	441.1008229	1.753786809	0.467204691	283.5	425.23× 10 <sup>4</sup>	
	3-4	3	398.0099501	441.1008229	1.753786809	0.467204691	283.5	425.23× 10 <sup>4</sup>	
	4-5	4	365.2968036	441.1008229	1.730458694	0.463872966	283.5	422.20× 10 <sup>4</sup>	
	5-6	5	398.0099501	441.1008229	1.730458694	0.463872966	283.5	422.20× 10 <sup>4</sup>	
		6		441.1008229	0.902310604	0.310893879	283.5	282.96× 10 <sup>4</sup>	

Tableau IV.7 : Rigidités des portiques dans le sens transversal (y-y)

Niveau	Travée	pau	K poutre	K poteau	k	A <sub>ij</sub>	hc	rix	R <sub>jx</sub>
RDC	A-B	A	454.715569	799.342105	0.56886228	0.41608392	427.5	499.487563 × 10 <sup>4</sup>	4342.8991 × 10 <sup>4</sup>
	B-C	B	649.038462	799.342105	1.38082809	0.55632172	427.5	953.235865 × 10 <sup>4</sup>	
	C-D	C	649.038462	799.342105	1.62393162	0.58608491	427.5	1004.23394 × 10 <sup>4</sup>	
	D-E	D	649.038462	799.342105	1.62393162	0.58608491	427.5	1004.23394 × 10 <sup>4</sup>	
	E-F	E	433.928571	799.342105	1.35482296	0.55288252	427.5	506.213307 × 10 <sup>4</sup>	
		F		799.342105	0.54285714	0.41011236	427.5	375.494482 × 10 <sup>4</sup>	
ET3	A-B	A	454.715569	1205.35714	0.37724551	0.56586826	283.5	1235.08372 × 10 <sup>4</sup>	19511.1354 × 10 <sup>4</sup>
	B-C	B	649.038462	1205.35714	0.91570705	1.37356057	283.5	4279.16947 × 10 <sup>4</sup>	
	C-D	C	649.038462	1205.35714	1.07692308	1.61538462	283.5	5032.54438 × 10 <sup>4</sup>	
	C-D	D	649.038462	1205.35714	1.07692308	1.61538462	283.5	5032.54438 × 10 <sup>4</sup>	
	E-F	E	433.928571	1205.35714	0.89846154	1.34769231	283.5	2807.05055 × 10 <sup>4</sup>	
		F		1205.35714	0.36	0.54	283.5	1124.74285 × 10 <sup>4</sup>	
ET4-ET6	A-B	A	449.33432	759.193357	0.59185755	0.88778632	281	1946.69477 × 10 <sup>4</sup>	30531.6283 × 10 <sup>4</sup>
	B-C	B	638.130252	759.193357	1.43239474	2.14859211	281	6690.87833 × 10 <sup>4</sup>	
	C-D	C	638.130252	759.193357	1.68107438	2.52161157	281	7852.48915 × 10 <sup>4</sup>	
	D-E	D	638.130252	759.193357	1.68107438	2.52161157	281	7852.48915 × 10 <sup>4</sup>	
	E-F	E	429.025424	759.193357	1.40564412	2.10846618	281	4414.3777 × 10 <sup>4</sup>	

		F		759.193357	0.56510693	0.84766039	281	1774.69914 $\times 10^4$	
ET7-ET9	A-B	A	444.078947	449.020048	2.38726889	3.58090334	278.5	7919.21485 $\times 10^4$	17385.8539 $\times 10^4$
	B-C	B	627.852645	449.020048	2.79654616	0.5830333	278.5	1822.97383 $\times 10^4$	
	C-D	C	627.852645	449.020048	2.79654616	0.5830333	278.5	1822.97383 $\times 10^4$	
	D-E	D	627.852645	449.020048	2.34306796	0.53949604	278.5	1686.84559 $\times 10^4$	
	E-F	E	424.231844	449.020048	2.34306796	0.53949604	278.5	1139.77957 $\times 10^4$	
		F		449.020048	0.94479488	1.41719232	278.5	2994.0662 $\times 10^4$	

Tableau IV.8 : Rigidités des portiques dans le sens longitudinal (X-X)

(  
*refends :*

***Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successive :***

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 m<sup>4</sup>, 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.

***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 égale 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 :

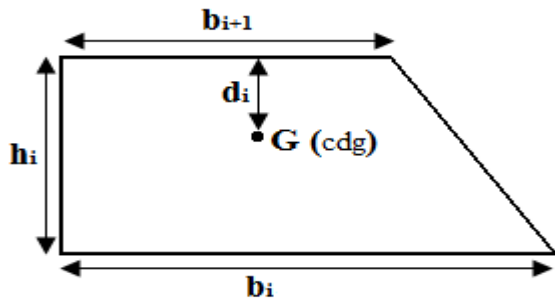


Figure IV.4 : Trapèze de calcul

$S_i$ : Surface du 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

(1 tonne) est donnée par la formule suivante :  $f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}$

$$S_i = (b_i + b_{i+1}) \frac{h_i}{2} \qquad d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} x h_i$$

3,06							
6,12	3,06						
9,18	6,12	3,06					
12,24	9,18	6,12	3,06				
15,3	12,24	9,18	6,12	3,06			
18,36	15,3	12,24	9,18	6,12	3,06		
21,42	18,36	15,3	12,24	9,18	6,12	3,06	
24,48	21,42	18,36	15,3	12,24	9,18	6,12	3,06

27,54	24,48	21,42	18,36	15,3	12,24	9,18	6,12	3,06	
30,6	27,54	24,48	21,42	18,36	15,3	12,24	9,18	6,12	3,06
35,1	30,6	27,54	24,48	21,42	18,36	15,3	12,24	9,18	6,12

Figure IV.5: Diagramme des moments de l'aire

❖ Calcul de la flèche :

$$f_{RDC} = \frac{687.825 \times 2.324}{EI} = \frac{1598.505}{EI}$$

$$f_1 = \frac{687.825 \times 5,384 + 601.452}{EI} = \frac{4304.7018}{EI}$$

$$f_2 = \frac{687.825 \times 8.444 + 379.226 \times 5.384 + 478.261}{EI} = \frac{8328.008}{EI}$$

$$f_3 = \frac{687.825 \times 11.504 + 379.226 \times 8.444 + 300.415 \times 5.384 + 369.223}{EI} = \frac{13101.5805}{EI}$$

$$f_4 = \frac{687.825 \times 14.564 + 379.226 \times 11.504 + 300.415 \times 8.444 + 230.189 \times 5.384 + 272.2}{EI} = \frac{18428.3410}{EI}$$

$$f_5 = \frac{687.825 \times 20.684 + 379.226 \times 17.624 + 300.415 \times 14.564 + 230.189 \times 11.504 + 168.545 \times 8.444 + 117.045 \times 5.384 + 124.16}{EI} = \frac{30111.3139}{EI}$$

$$f_7 = \frac{687.825 \times 23.744 + 379.226 \times 20.684 + 300.415 \times 17.624 + 230.189 \times 14.564 + 168.545 \times 11.504 + 117.045 \times 8.444 + 74.909 \times 5.384 + 71.63}{EI} = \frac{36224.8236}{EI}$$

$$f_8 = \frac{687.825 \times 26.804 + 379.226 \times 23.744 + 300.415 \times 20.684 + 230.189 \times 17.624 + 168.545 \times 14.564 + 117.045 \times 11.504 + 74.909 \times 8.444 + 42.136 \times 5.384 + 33.488}{EI} = \frac{42405.4931}{EI}$$

$$f_9 = \frac{687.825 \times 29.864 + 379.226 \times 26.804 + 300.415 \times 23.744 + 230.189 \times 20.684 + 168.545 \times 17.624 + 117.045 \times 14.564 + 74 \times 11.504 + 117.045 \times 8.444 + 74.909 \times 5.384 + 42.136 \times 5.384 + 18.727 \times 5.384 + 9.551}{EI} = \frac{48603.2697}{EI}$$

Niveaux	$h_e$ (m)	$b_{i+1}$ (m)	$b_i$ (m)	$d_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$S_i \cdot d_i$
9	3,06	3,06	0	2,04	4,682	9,551
8	3,06	9,18	3,06	1,785	18 ,727	33,488
7	3,06	18,36	9,18	1,7	42,136	71,63
6	3,06	30,6	18,36	1,6575	74,909	124,16
5	3,06	45,9	30,6	1,632	117 ,045	191,01
4	3,06	64,26	45,9	1.615	168,545	272,2
3	3,06	86,19	64,26	1.604	230.189	369.223
2	3,06	110.16	86,19	1.592	300.415	478.261
1	3,06	137.7	110.16	1.586	379.226	601.452
RDC	4,50	168	137.7	2.324	687.825	1598.505

Tableau IV.9: Schéma de calcul de la flèche

#### IV.4.1.2 Calcul des déplacements des portiques :

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{poteaux}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$M_n$  : Moment d'étage :  $M_n = T_n \times h_e$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$  : Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants :  $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutres}^n}$
- Pour les poteaux encastés à la base :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1 + 2 \sum K_{poteaux}^1}$
- Pour les poteaux articulés à la base :  $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1}$

Les tableaux suivants nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

Nive au	$h_e$ (m)	$M_n$	$M_{n+1}$	$\sum K_{pot}$ (m <sup>3</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	$\sum K_{pout}$ (m <sup>3</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	$E\theta_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\psi_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	Elf (KN.m <sup>3</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	$\sum I$ (m <sup>4</sup> )
9	3,06	3,06	0	26.4660	19.3491	65.8957	228.13 91	698.105 6	4188.336	48603.269 7	11.604	69.624
8	3,06	6,12	3,0 6	26.4660	19.3491	197.6872	456.27 8	1396.21 07	8377.264 1	42405.493 1	5.062	30.372
7	3,06	9,18	6,1 2	26.4660	19.3491	329.4786	682.38 33	2088.09 29	12528.55 74	36224.823	2.891	17.346
6	3,06	12,24	9,1 8	44.7552	19.5205	457.2038	750.40 89	2296.25 12	13777.50 72	30111.313 9	2.186	13.113
5	3,06	15,3	12, 24	44.7552	19.5205	587.8335	938.01 15	2870.31 52	17221.89 12	24240.333 6	1.408	8.445
4	3,06	18,36	15, 3	44.7552	19.5205	718.4632	1116.9 152	3417.76 05	20506.56 30	18428.341 0	0.899	5.392
3	3,06	21,42	18, 36	71.0680	19.9283	831.6956	1146.8 448	3509.34 51	21056.07 06	13101.580 5	0.622	3.733
2	3,06	24,48	21, 42	71.0680	19.9283	959.6488	1310.6 797	4010.67 99	24064.07 94	8328.008	0.346	2.076
1	3,06	27,54	24, 48	71.0680	19.9283	1087.6019	1489.5 680	4558.07 81	27348.46 86	4304.7018	0.157	0.944
RDC	4,5	32,04	27, 54	47.4061	19.9283	1245.6617	1186.0 230	5337.10 35	32022.62 1	1598.505	0.050	0.300

Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).

Nivea u	$h_e$ (m)	$M_n$	$M_{n+1}$	$\sum K_{pot}$ (m <sup>3</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	$\sum K_{pout}$ (m <sup>3</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	$E\theta_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\psi_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	Elf (KN.m <sup>3</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	$\sum I$ (m <sup>4</sup> )
9	3,06	3,06	0	26.9412	27.5187	46.3355	187.40 79	573.4 682	3440.8092	48603.2697	14.126	84.756
8	3,06	6,12	3,06	26.9412	27.5187	139.0066	328.27 22	1004. 5435	6027.261	42405.4931	7.036	42.214
7	3,06	9,18	6,12	26.9412	27.5187	324.3489	606.16 42	1854. 8624	11129.174 4	36224.8236	3.255	19.530
6	3,06	12,2 4	9,18	45.5516	27.9275	319.5584	588.97 56	1802. 2653	10813.591 8	30111.3139	2.785	16.707
5	3,06	15,3	12,24	45.5516	27.9275	410.8608	736.21 95	2252. 8317	13516.990 2	24240.3336	1.793	10.760

4	3.06	18,3 6	15,3	45.5516	27.9275	502.1632	941.51 51	2881. 0362	17286.217 2	18428.3410	1.066	6.396
3	3.06	21.4 2	18,36	72.3214	23.3576	709.5969	1008.9 099	3087. 2368	18523.420 8	13101.5805	0.707	4.244
2	3.06	24.4 8	21.42	72.3214	23.3576	818.7656	1155.4 101	3535. 5549	21213.329 4	8328.008	0.393	2.356
1	3.06	27.5 4	24.48	72.3214	23.3576	927.9343	1312.2 189	4015. 3320	24091.992 0	4304.7018	0.179	1.072
RDC	4.5	32.0 4	27.54	47.9652	23.3576	1062.7899	1088.0 315	4896. 1418	29376.850 8	1598.505	0.054	0.326

Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversal (y-y).

*Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivant :*

NIV	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Inertie Moyenne
<b>SENS</b>											
<b>X-X</b>	0.300	0.944	2.076	3.733	5.392	8.445	13.113	17.346	30.372	69.624	15.096
<b>Y-Y</b>	0.326	1.072	2.356	4.244	6.396	10.760	16.707	19.530	42.214	84.756	18.836

❖ *Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :*

	Inerties (m <sup>4</sup> )	Pourcentage %
<b>Portiques</b>	15.096	<b>66.40%</b>
<b>Voiles</b>	7.640	<b>33.60%</b>
<b>Voiles + Portiques</b>	22.736	<b>100%</b>

	<b>Inerties (m<sup>4</sup>)</b>	<b>Pourcentage %</b>
<b>Portiques</b>	18.836	<b>85.23%</b>
<b>Voiles</b>	3.263	<b>14.77%</b>
<b>Voiles + Portiques</b>	22.099	<b>100%</b>

**Conclusion :**

Etant donné que :

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Les portiques reprennent outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est justifié.

***Introduction :***

Une étude dynamique de la structure est nécessaire afin de prévoir son comportement vis-à-vis des chargements variables auxquels elle pourrait être soumise tel que les charges verticales (charge permanentes G, les charges d'exploitations Q) et les charges horizontales (séisme E).

Ainsi, ces sollicitations rendent l'étude très complexe, afin d'éviter le calcul manuellement et pour des résultats plus exacts, l'outil informatique devient indispensable.

Plusieurs programmes de calculs ; tel que l'ETABS, ROBOT, SAP ; sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF) il s'agit d'une méthode numérique qui permet le passage du milieu continu au milieu discret et cela en considérant la structure comme un assemblage d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments.

A travers ce chapitre nous allons modéliser notre structure en utilisant le logiciel **ETABS** ce dernier nous permet d'analyser et calculer les efforts internes et réactions des éléments structuraux, ensuite procéder aux vérifications des exigences du **RPA**.

***V.1) Description de l'ETABS*** (Extended Three dimensions Analysis of Building Systems)

Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique (**G, Q**) et dynamique (**séisme**)

La version exploitée dans notre projet est **L'ETABS version 9.7.4**

***V.2) Les étapes de la modélisation :***

En général La modélisation sur ETABS consiste 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) ;

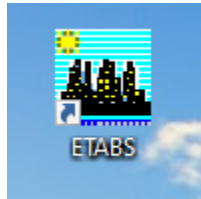
- Introduction de la géométrie du modèle ;
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...);

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) ;

### ***V.3) Première étape :***

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.



On clique sur l'icône de L'ETABS :

#### ***a) Choix des unités :***

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

#### ***b) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :***

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model ou bien (ctrl+n), puis on clique sur Default.edb.

On clique sur :

***File ⇒ new model ⇒ No ⇒ Custom grid spacing ⇒ STORY DATA***

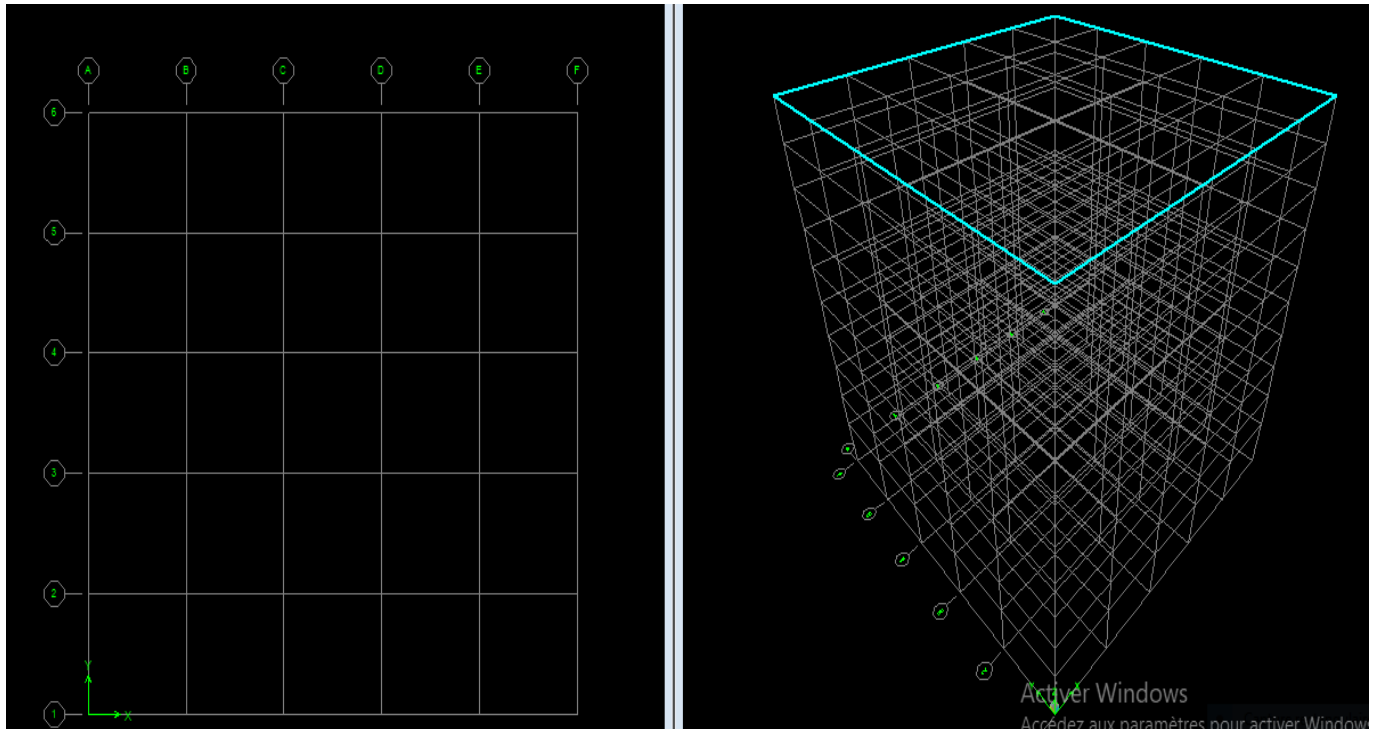
Cette opération permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ Les hauteurs de différents étages.

✓ Les longueurs de travées.

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



#### V.4) Deuxième étape :

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** ou bien 

On sélectionne le matériau **CONC**.

**Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

#### V.5) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, Console, voile...).

•**Définition des différents éléments:**

a) **Les éléments barres (poteaux, poutres) :**

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** « ajout de sections. »

- **Les poteaux\_:** On clique sur **Reinforcement** → une fenêtre renforcement s'ouvre → coucher **column**.

Géométriques du poteau (**45 x45**)

- **Les poutres :** On clique sur **Reinforcement** → une fenêtre renforcement s'ouvre → coucher **Beam**.

b) **Les éléments plaques (voiles et dalles pleines) :**

On distingue trois types des éléments plaques qui sont :

**Element Shell :** il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles.

Les sections sont définies par l'épaisseur.

**Element membran:** il est utilisé pour les éléments minces.

**Element plate :** c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

- **Voiles :** On choisit le menu **Define** → **wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties** → on sélection tout → **delete property**

Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular** « ajout de sections »

on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

**Dalles pleines :** **Define** → **wall/ slab/ deck sections**, ou bien on clique sur 

on clique sur **Add new slabet** on spécifie le nom

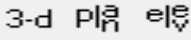
C) **Affectation des sections aux différents éléments des portiques :**

- ❖ **Pour les poteaux :**

Il faut se mettre sur la vue en élévation dans la barre d'outils cliquer sur 

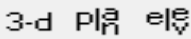
**Draw** → **draw line objects** → **Create lines in region or at clicks (plan, elev, 3D)**, il s'affiche une fenêtre **properties of object none** choisir le nom de la section ex : pot40x40 au dessous de la fenêtre d'ETABS **one story** cliquer sur les points de poteau pour les dessiner.



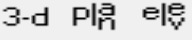
❖ *Pour les poutres :*

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

**Draw** → **draw line objects** → **create lines in region or at clicks (plan, elev, 3D)**, il s'affiche une fenêtre **properties of object none** choisir le nom de la section ex : PP 30x40 au-dessous de la fenêtre d'ETABS changer **one story** par **similar stories** cliquer sur les points des poutres pour les dessiner.

❖ *Pour les voiles :*

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

**Draw** → **draw Area objects** → **create walls in region or at clicks (plan)** ou bien on clique sur l'icône (  ou bien  ) mais il faut se mettre en élévation .

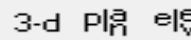
✓ *Pour dessiner un voile par précision de sa longueur :*

**Draw** → **draw Area objects** → **Draw walls**

(**plan**) il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object none** choisir le nom de la section

voile → **Drawing Control FixedLength « l »** on donne sa longueur

❖ *Les dalles pleines :*

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

**Draw** → **Draw Area Objects** → **Draw Rectangular Area** ou bien → **Create Areas At Clicks**

ou bien → **Draw Area (plan, elev, 3D)**

Il s'affiche une fenêtre → **Propriétés Of Object** none choisir le nom de la section **dalle pleine**.

*V.6) Quatrième étape :*

Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

## a) Définitions des charges :

Define ⇒ static load cases 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW).

## a) Introduction des charges :

*Exemple : Pour les dalles pleines :*

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m<sup>2</sup> selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines.

Et pour les introduire :

On sélectionne les dalles à charger

Assigning ⇒ shell/area Loads ⇒ Uniform. Ou bien on clique sur l'icône .

## V.7) Cinquièmes étapes : Définition de la charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

*Données à introduire dans le logiciel :*

- Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**)
- Coefficient comportement : 3,5
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Facteur de qualité (Q):  $Q=1+q \rightarrow Q=1.2$

On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text ⇒ Enregistrer**

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

**define**  $\Rightarrow$  **response spectrum**  $\Rightarrow$  **function spectre from file.**

▪ **Définition de la charge sismique E :**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y.

On clique sur : Define  $\Rightarrow$  Response Spectrum Cases  $\Rightarrow$  Add New Spectrum

**V.7) Seizième étape : Introduction des combinaisons d'action :**

❖ **Combinaisons aux états limites :**


ELU 1,35 G+1,5 Q.

ELS G+Q.

❖ **Combinaisons accidentelle du RPA :**

GQE : G+Q  $\pm$  E.

08 GE : 0,8G  $\pm$  E.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define**  $\rightarrow$  **Load combinations** ou bien cliquer sur l'icône . Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur  $\rightarrow$  **Add**

**New Combo**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.

**V.8) Septième étape : Définir l'action sismique :**


La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excitée par le séisme: Elle nous permet

L'étude dynamique d'une manière automatique. Dont cette masse égale :

**W plancher = G plancher +  $\beta$  Q plancher**

**$\beta$** : Coefficient de pondération, d'après le RPA  $\rightarrow$   **$\beta=0.2$**  (bâtiment d'habitation).

L'instruction à suivre :

**Define**  $\rightarrow$  **masse source** ou bien on clique sur cette icône 

**V.9) Huitième étape :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.


❖ *Appuis :*

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastres, ou comme encastres avec certaines

Relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dont le nœud est un

Encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'ETABS on :


Sélectionne les nœuds à la base.

**Assing** → **joint/ point** → **restraints**. Ou bien cliquer sur l'icône suivante 

❖ *Les diaphragmes :*

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque

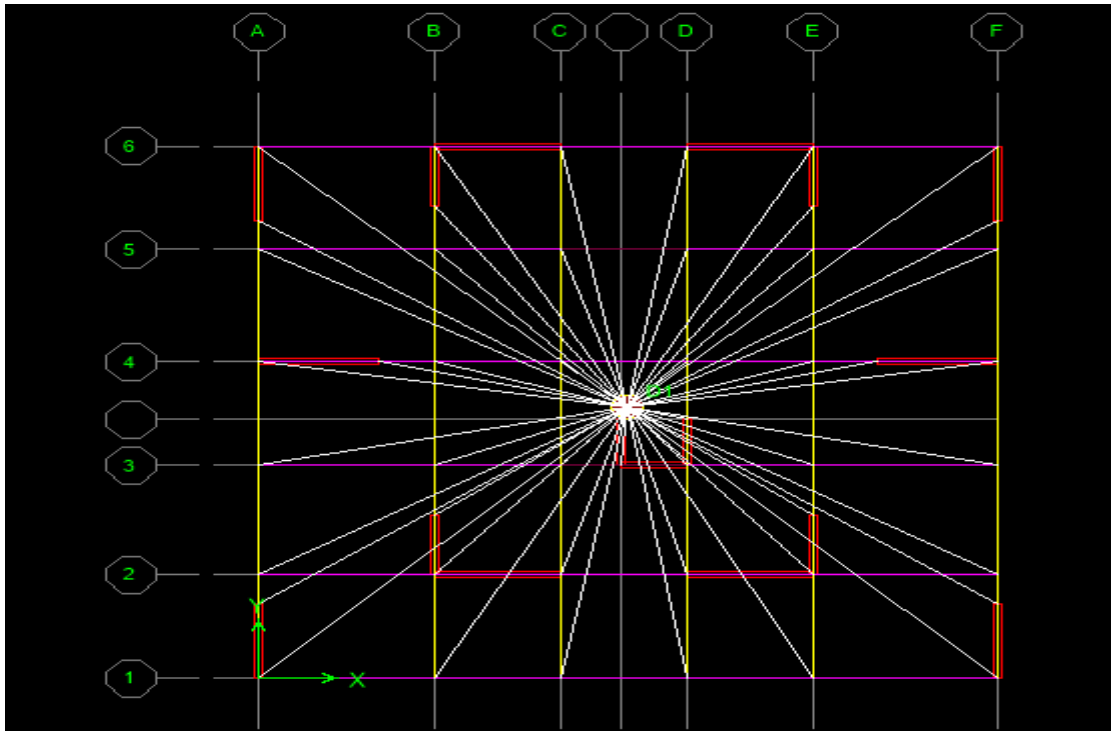
Plancher

On clique sur cette icône  ou bien on procède comme suite :

**Assing** → **joint/ point** → **Diaphragme** → **Add New Diaphragm**.

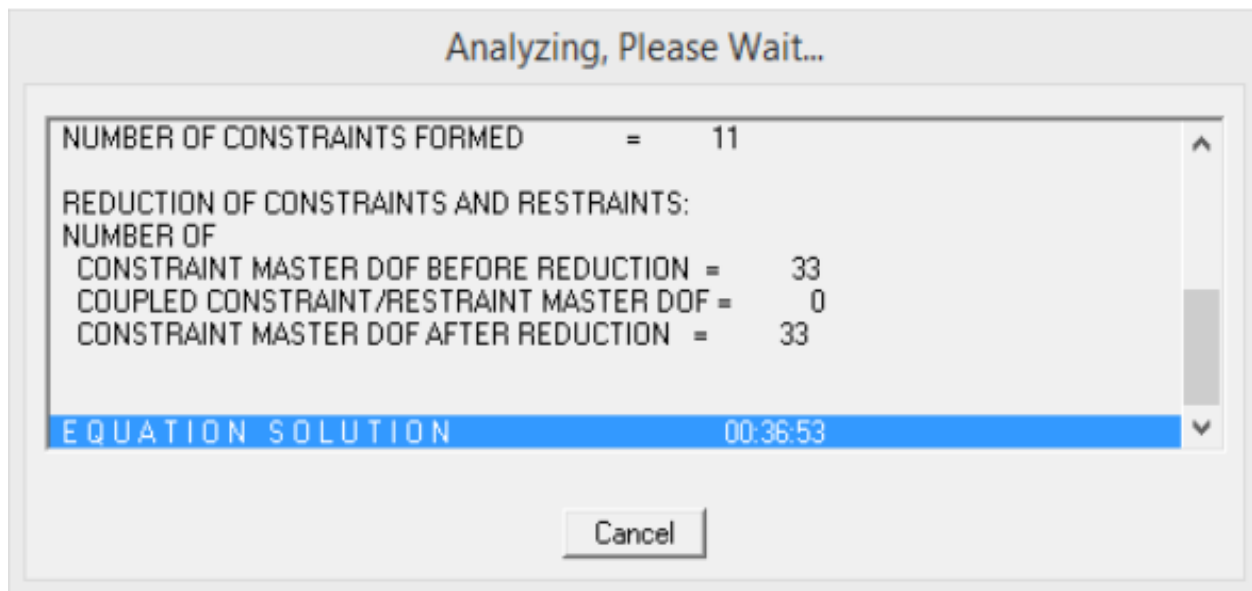
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tout l'autre plancher.



*V.10). Neuvièmes étapes : l'analyse dynamique :*

Analyze → set Analysis options.



*V.11) Dixièmes étapes :*

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats.

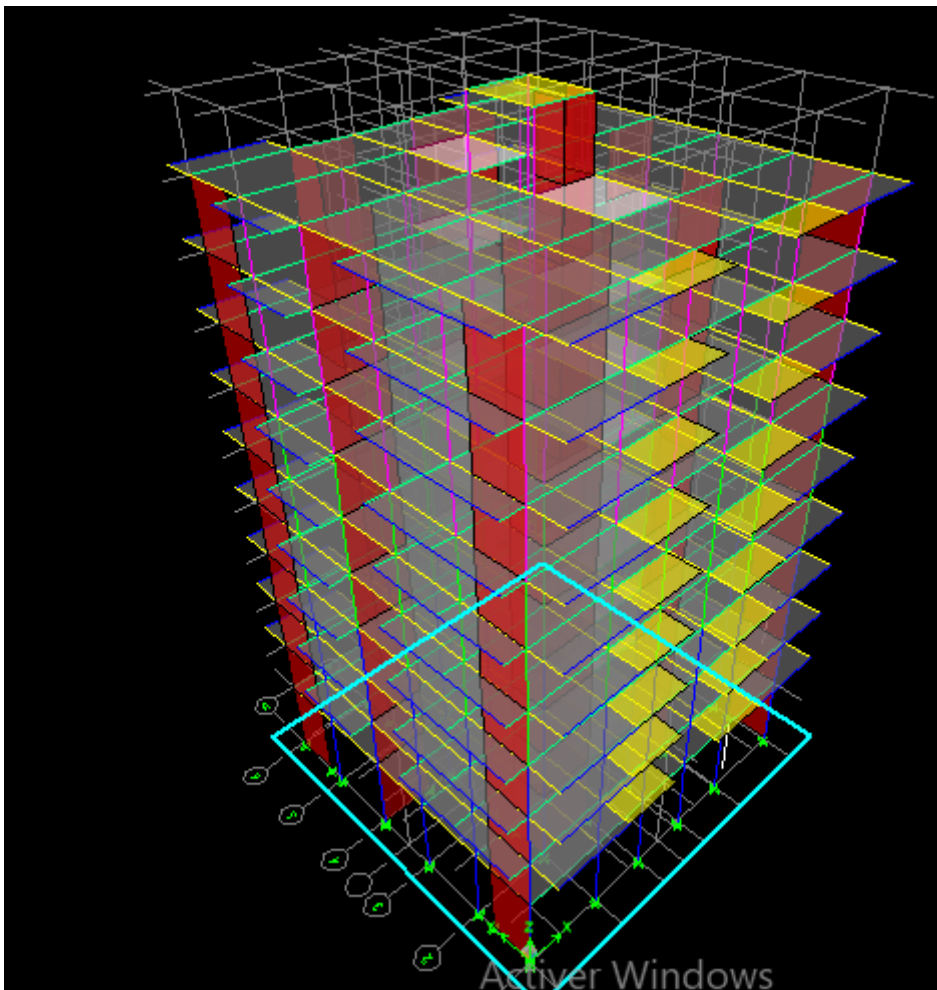
**Déformée de la structure** : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

**Diagramme des efforts internes :** on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagramme**

**Déplacement :** pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré on appuis sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.

*Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base*

**Show Tables** ⇒ **Base Reactions** ⇒ **Select Cases/Comb .**



Vu en 3D de la structure

**V.2) Introduction :**

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. Détermination du Pourcentage de masse participante
2. Vérification de la période empirique T.
3. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.
4. Vérification de L'effort tranchant à la base.
5. Vérification Les déplacements inter-étages.
6. Vérification de l'excentricité.
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

**V.2.1) Vérification du Pourcentage de participation de la masse modale :**

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximal donnée par logiciel ETABS égale à 0,904s, les résultats seront affichés comme suites :

**Display / Show table / Analyses results / Modal information / Model participating mass ratios.**

✓ Le premier mode de vibration est : **une translation suivante l'axe X-X,**

Il mobilise 51,1244% de la masse.> 50%

✓ Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivante l'axe Y-Y,**

Il mobilise 72,2753 % de la masse.> 50%

✓ Le troisième mode de vibration est : **une torsion**

➤ **Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003)**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins égal à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **08 modes.**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,904104	0,0336	72,2753	0	0,0336	72,2753
2	0,744181	51,1244	0,1274	0	51,158	72,4027
3	0,672728	20,6851	0,044	0	71,843	72,4467
4	0,236485	0,0025	16,4512	0	71,8455	88,8979
5	0,190879	11,7553	0,0165	0	83,6008	88,9144
6	0,164674	5,4955	0,0117	0	89,0963	88,9261
7	0,104524	0,0002	5,6405	0	89,0965	94,5667
8	0,084624	4,1606	0,0027	0	93,2571	94,5693
9	0,071835	1,659	0,0131	0	94,9161	94,5825

✓ 8<sup>ème</sup> mode → Sens X-X : 93,2571% > 90% → Condition vérifiée.

✓ 7<sup>ème</sup> mode → Sens Y-Y : 94,5667 % > 90% → Condition vérifiée.

### V.2.2) Vérification de la période empirique T : (RPA99-version2003/ Art 4.2.4) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante (Art4-6) :

$$T = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

Avec :

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4-6/RPA version 2003) :

$$T_{RPA} = 0,05 \times (35,10)^{3/4} = 0,721 \text{ s.}$$

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{ETABS} = 0,904 \text{ s}$$

$$T_{RPA} = 1,3 \times 0,721 = 0,937 \text{ s}$$

$$T_{ETABS} = 0,904 \text{ s} < T_{RPA} = 0,937 \text{ s} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

### V.3- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

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 :

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{Art 7.4.3.1 (La formule : 7.2) de RPA}$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : l'aire de la section de béton (section brute).

$f_{c28} = 25$  MPa : la résistance caractéristique du béton.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

- Pour les poteaux 45×45:  $N_d = 1314,15$  KN

$$v = \frac{1314,15 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,259 \leq 0,3 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 40×40 :  $N_d = 749,01$  KN

$$v = \frac{749,01 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,187 < 0,3 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux 35×35 :  $N_d = 370,01$  KN

$$v = \frac{370,01 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,12 < 0,3 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### ***V.4- Vérification de l'effort tranchant à la base :***

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

**(Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003).**

**A** : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R**: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

**D**: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

**Q**: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

➤ *Coefficient d'accélération de zone (A) :*

Groupe d'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,3	0,4
1B	0,12	0,2	0,25	0,3
2	0,1	0,15	0,2	0,25
3	0,07	0,1	0,14	0,18

Tableau V.4.1- coefficient d'accélération de zone A.

Pour notre cas on a :

- Groupe d'usage 2
  - Zone sismique IIa
- } → **A = 0,15**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de **RPA99**, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\xi$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>**: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le *tableau 4.7 du RPA99/version2003*.

site	S1	S2	S3	S4
<b>T<sup>1</sup></b> (sec)	<b>0,15</b>	<b>0,15</b>	<b>0,15</b>	<b>0,15</b>
<b>T<sup>2</sup></b> (sec)	<b>0,3</b>	<b>0,4</b>	<b>0,5</b>	<b>0,7</b>

Tableau V.4.2- valeur de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>

Pour notre cas on a :  $T_2 = 0,5 \text{ s}$

$$T_2 = 0,5 \text{ s} < T_{\text{etabs}} = 0,904 \text{ s} < 3 \text{ s} \text{ donc : } D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$  est le coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

**Tableau V.4.3- valeur de  $\xi$  (%)**

Dans notre cas on a une structure composée des portiques en béton armé et des voiles en béton armé un remplissage dense  $\rightarrow 7 \leq \xi \leq 10$

alors on prend  $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 > 0,7 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors :

$$D = 2,5 \times \eta \left( \frac{T_2}{T_{\text{structure}}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left( \frac{0,5}{0,904} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,28$$

- La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$  Formule (4 - 4)

Avec :

$Pq$  : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Critère $q$	Observé (oui ou non)	$P_q$
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00
<b>Q</b>		<b>1,2</b>

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,28
Facteur de qualité Q	1,2
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure $W_t$ [kN] (ETABS)	42223,40

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,28 \times 1,2}{3,5} \times 42223,4 = 2779,50 \text{KN}$$

Efforts tranchants à la base obtenue par la méthode dynamique :

$$V_x \text{ dynamique} = 2423,6 \text{KN.}$$

$$V_y \text{ dynamique} = 2361,19 \text{ KN.}$$

➤ Comparaison des résultats :

- Sens longitudinal :

$$V_{x \text{ dyn}}=21 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 2223,6 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition non vérifiée.}$$

- *Sens transversal :*

$$V_{y \text{ dyn}}=2361,19 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 2223,6 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### V.5- Vérification du déplacement inter-étage :

##### ➤ *Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA) :*

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \text{ (RPA 99 formule 4-19)}$$

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ .

$R$  : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

##### ➤ *Justification vis-à-vis des déformations :*

D'après le **RPA Art 5-1** les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.  $\Delta k = \Delta k \leq 0,01 h_e$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : *Display* → *show tables* Un tableau s'affichera, *ANALYSIS RESULTS* → *Displacement Data* → *table : Diaphragm CM displacement*

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

*Select cases/combos... → OK*

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

##### ✓ *Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :*

- *Sens longitudinale x-x :*

Story	Sens x-x					obs	Sens y-y					obs
	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k$	$\Delta_k$	1% H (m)		$\delta_{ek}$	R	$\delta_k$	$\Delta_k$	1% H (m)	
Salle machine	0,0133	5	0,04655	0,0042	0,0306	Cv	0,0182	5	0,0637	0,0046	0,0306	Cv
Et 9	0,0121	5	0,04235	0,00455	0,0306	Cv	0,0169	5	0,0591	0,0059	0,0306	Cv
Et 8	0,0108	5	0,0378	0,046	0,0306	Cv	0,0152	5	0,0532	0,0063	0,0306	Cv
Et 7	0,0095	5	0,03325	0,0045	0,0306	Cv	0,0134	5	0,0469	0,0063	0,0306	Cv
Et 6	0,0082	5	0,0287	0,0049	0,0306	Cv	0,0116	5	0,0406	0,007	0,0306	Cv
Et 5	0,0068	5	0,0238	0,00525		Cv	0,0096	5	0,0336	0,007	0,0306	Cv
Et 4	0,0053	5	0,01855	0,00455	0,0306	Cv	0,0076	5	0,0266	0,0067	0,0306	Cv
Et 3	0,004	5	0,014	0,00455	0,0306	Cv	0,0057	5	0,0199	0,0063	0,0306	Cv
Et 2	0,0027	5	0,00945	0,0042	0,0306	Cv	0,0039	5	0,0136	0,0059	0,0306	Cv
Et 1	0,0015	5	0,00525	0,00315	0,0306	Cv	0,0022	5	0,0077	0,0046	0,0306	Cv
RDC	0,0006	5	0,0021	0,0021	0,0450	Cv	0,0009	5	0,0031	0,0031	0,0450	Cv

Tableau V.5.1 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

✓ D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

**IV.5.1- Déplacements maximum :**

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H}{500} = \frac{35,1}{500} = 0,0702 \text{ m}$$

**Avec :**

$f$  : la flèche admissible.

H : la hauteur totale du bâtiment.

Sens longitudinal : Display /Show Story Response Plots/. On relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

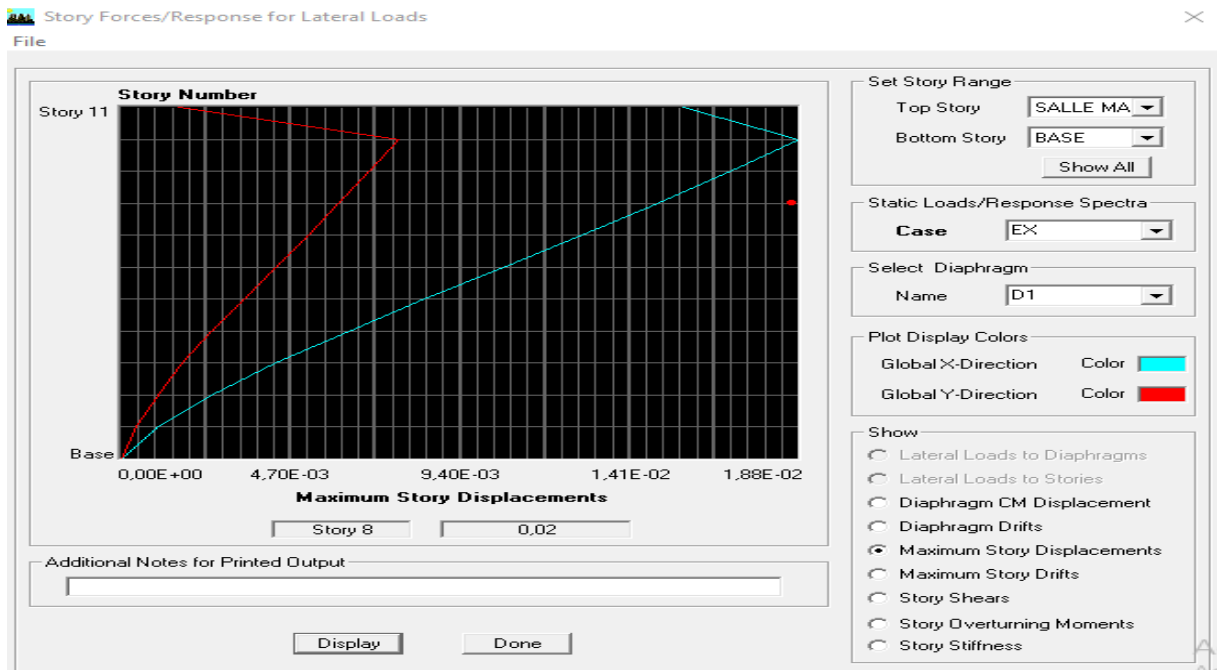


Figure : V.5.1- Déplacement maximal dans le sens x-x

$$s_{ax} = 0,03 \text{ m} \leq f = 0,0702 \text{ m} \quad \implies \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :

De même, on remplace la direction *Ex* par *Ey*, et on relève la valeur du déplacement suivant la direction indiquée :

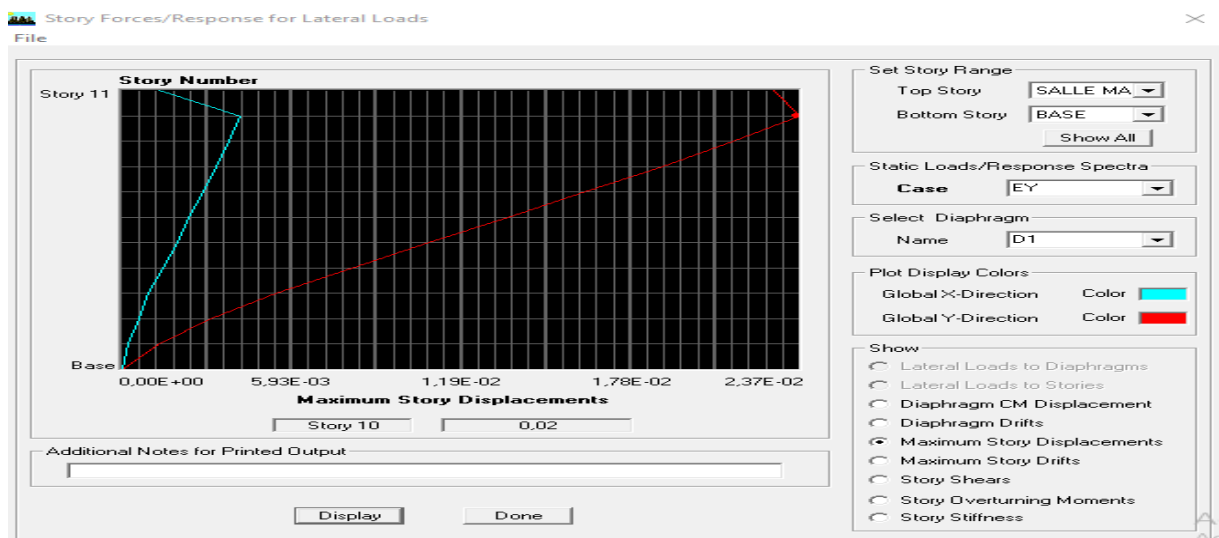


Figure : V.5.2- Déplacement maximal dans le sens y-y.

$$\delta_{\max} = 0,02 \text{ m} \leq f = 0,071 \text{ m} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.6- : Vérification de l'excentricité :**

D' après le RPA99/version 2003 (Article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse bidimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Avec : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit que :  $CM-CR \leq 5\% L_{\max}$

$$CM-CR \leq 5\% L_{\max}$$

Soit :  $\left\{ \begin{array}{l} CM : \text{centre de masse.} \\ CR : \text{centre de rigidité} \end{array} \right.$

• **Sens longitudinal :**

Etage	Diaphragme	XCM	XCR	/CM-CR/	5% Lx	Vérification
RDC	D1	9,213	9,234	-0,021	0,937	Cv
ET 1	D2	8,963	9,214	-0,251	0,937	Cv
ET 2	D3	8,958	9,208	-0,25	0,937	Cv
ET 3	D4	8,955	9,203	-0,248	0,937	Cv
ET 4	D5	8,951	9,198	-0,247	0,937	Cv
ET 5	D6	8,951	9,194	-0,243	0,937	Cv
ET 6	D7	8,949	9,189	-0,24	0,937	Cv
ET 7	D8	8,946	9,185	-0,239	0,937	Cv
ET 8	D9	8,946	9,183	-0,237	0,937	Cv

<b>ET 9</b>	D10	8,937	9,184	-0,247	0,937	Cv
<b>Salle machine</b>	D11	8,316	9,874	-0,558	0,937	Cv

Tableau V.6.2- Vérification de l'excentricité sens x-x

- **Sens transversal :**

<b>Etage</b>	<b>Diaphragme</b>	<b>YCM</b>	<b>YCR</b>	<b>/CM-CR/</b>	<b>5% Lx</b>	<b>Vérification</b>
<b>RDC</b>	D1	9,176	10,34	-1,164	0,937	Cv
<b>ET 1</b>	D2	8,93	10,228	-1,298	0,937	Cv
<b>ET 2</b>	D3	8,923	10,104	-1,181	0,937	Cv
<b>ET 3</b>	D4	8,922	9,995	-1,073	0,937	Cv
<b>ET 4</b>	D5	8,921	9,907	-0,986	0,937	Cv
<b>ET 5</b>	D6	8,921	9,829	-0,908	0,937	Cv
<b>ET 6</b>	D7	8,92	9,762	-0,842	0,937	Cv
<b>ET 7</b>	D8	8,919	9,708	-0,789	0,937	Cv
<b>ET 8</b>	D9	8,919	9,664	-0,745	0,937	Cv
<b>ET 9</b>	D10	8,823	9,634	-0,811	0,937	Cv
<b>Salle machine</b>	D11	8,637	7,506	1,131	0,937	Cv

Tableau V.6.3- Vérification de l'excentricité sens y-y

### V.7. : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » ( $\Delta$ ).

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

$V_K$  : Effort tranchant de l'étage k ;

$h_K$  : Hauteur de l'étage K ;

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau

Story	Hauteur	Poids	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_{kx} (m)$	$V_x [k((kN))$	$\Theta_x$	$\Delta_{ky} (m)$	$V_y [k((kN))$	$\Theta_y$
Salle machine	3,06	201,88	0,0042	2423,6	0,010308	0,0046	2361,19	0,009474
ET9	3,06	4383,99	0,00455	2423,6	0,013444	0,0059	2361,19	0,016431
ET 8	3,06	8418,94	0,046	2423,6	0,014935	0,0063	2361,19	0,019827
ET 7	3,06	12453,88	0,0045	2423,6	0,016062	0,0063	2361,19	0,022061
ET 6	3,06	16592,10	0,0049	2423,6	0,01904523	0,007	2361,19	0,026971
ET 5	3,06	20730,32	0,00525	2423,6	0,022024	0,007	2361,19	0,029293
ET 4	3,06	24868,54	0,00455	2423,6	0,020576	0,0067	2361,19	0,030243
ET 3	3,06	29123,81	0,00455	2423,6	0,022255	0,0063	2361,19	0,030643
ET 2	3,06	33379,07	0,0042	2423,6	0,022189	0,0059	2361,19	0,030836
ET 1	3,06	37720,26	0,00315	2423,6	0,0179877	0,0046	2361,19	0,025872
RDC	4,5	42223,40	0,0021	2423,6	0,008861	0,0031	2361,19	0,012863

Tableau V.6.4 : Vérification de l'effet p-delta dans les deux sens.

On constate que  $\theta_{kX}$  et  $\theta_{kY}$  sont inférieure à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

**✓ Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

**VI.2 : Ferrailage des poutres :****Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires, après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

**➤ Les combinaisons de calcul :**

Ils sont ferrillés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ✓  $1,35G+1,5Q$  .....à l'ELU
- ✓  $G+Q$ .....à l'ELS
- ✓  $G+Q\pm E$ .....RPA 99 révisé 2003
- ✓  $0,8G\pm E$ .....RPA 99 révisé 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.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4%** en zone courante
  - **6%** en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de : **40 $\varnothing$  en zone IIa**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant:

**b). Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (Zone courante)	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
<b>Poutre principale</b>	25x40	5	40	60
<b>Poutre secondaire</b>	25x35	4,375	35	52,5

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times st \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(12\phi_t^{\min}, \frac{h}{4}) \quad \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale} \end{array} \right.$$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Sollicitation de calcul:**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Combinaison	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
<b>Poutre principale</b>	ELU	25x40	Appui	97,718	96,93
	G+Q + - E		Travée	81,143	94,32
<b>Poutre secondaire</b>	0,8G + - E	25x35	Appui	46,221	28,221
			Travée	40,158	30,60

**VI.2.2. Calcul des armatures :**

- **Calcul des armatures longitudinales:**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis au appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Les étapes de calcul:**

- **Calcul du moment réduit «  $\mu$  »**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

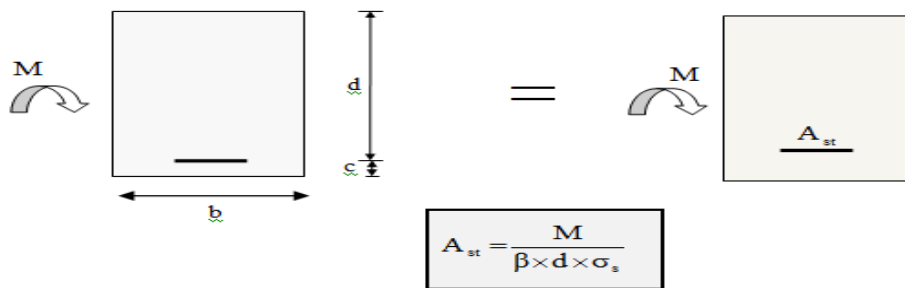
▪ **Calcul du moment réduit limite «  $\mu_l$  »**

Le moment réduit limite  $\mu_l$  est égale à 0,392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

▪ On compare les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_l$  » :

➤ **1er cas :**  $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$  Section simplement armée (SSA)

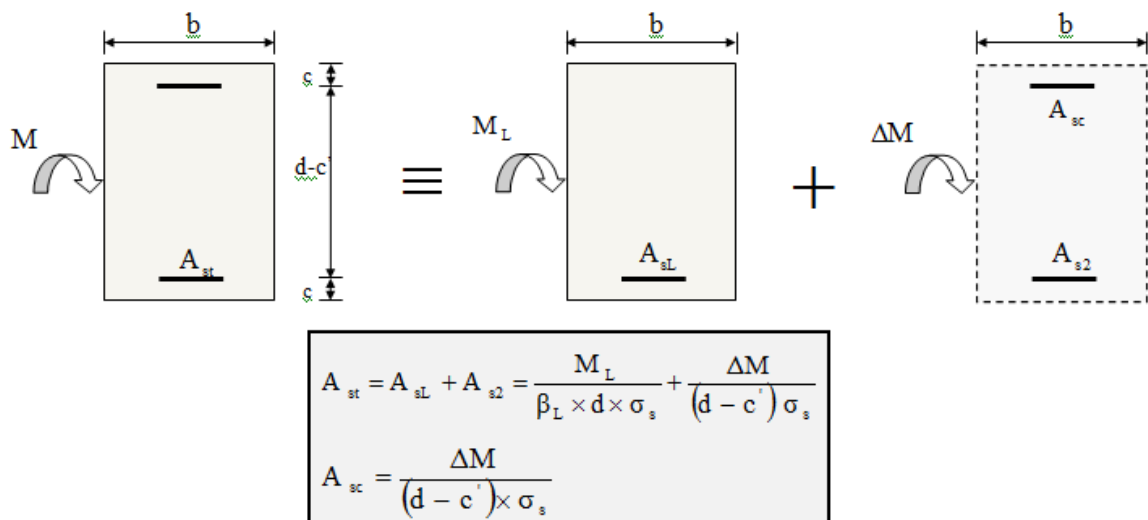
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\rightarrow A_{sc} = 0$ .



**Figure VI.1.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A**

➤ **2ème cas :**  $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



**Figure.VI.1.2. : Disposition des armatures S.D.A**

➤ Ferrailage :a) *les poutres principales :*▪ *En appuis:*

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{97,718 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14,2} = 0,190 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,894$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{97,718 \times 10^3}{0,894 \times 38 \times 348} = \mathbf{8,26 \text{ cm}^2}$$

▪ *Aux travées:*

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{81,143 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14,2} = \mathbf{0,158} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = \mathbf{0,914}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{81,143 \times 10^3}{0,914 \times 38 \times 348} = \mathbf{6,71 \text{ cm}^2}$$

b) *Les poutres secondaires:*▪ *En appuis:*

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46,221 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = \mathbf{0,119} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = \mathbf{0,936}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{46,221 \times 10^3}{0,932 \times 33 \times 348} = \mathbf{4,31 \text{ cm}^2}$$

▪ *Aux travées:*

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{40,158 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = \mathbf{0,104} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = \mathbf{0,945}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{40,158 \times 10^3}{0,945 \times 33 \times 348} = \mathbf{3,70 \text{ cm}^2}$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferrailage des poutres principales et secondaires de notre structure :

	<b>M<sub>max</sub></b> <b>(Kn.m)</b>	<b>μ<sub>b</sub></b>	<b>Obs</b>	<b>B</b>	<b>A<sub>st</sub></b>	<b>Ferrailage</b>	<b>A<sub>adopté</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>En appuis</b>	97,718	0,190	SSA	0,894	8,26	3HA14+3HA14	<b>10,77</b>
<b>Aux travées</b>	81,143	0,158	SSA	0,914	6,71	3HA14+2HA12	<b>7,70</b>

**Tableau VI.1.1 : ferrailage des poutres principales**

	M max (Kn.m)	$\mu_b$	Obs	B	A st	Ferrailage	Aadopté (cm <sup>2</sup> )
En appuis	46,221	0,119	SSA	0,936	4,31	3HA14	4,62
Aux travées	40,158	0,104	SSA	0,945	3,7	3HA14	4,62

Tableau VI.1.2 : ferrailage des poutres secondaires

### VI.2.3: Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

❖ Calcul de la section minimale :  $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$

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

➤ Poutres principales :  $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,147 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$A_{Adopte} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,147 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition Vérifiée.

En travées :

$A_{Adopte} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,147 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ Poutres Secondaire :  $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$A_{Adopte} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,996 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

En travées :

$A_{Adopte} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,996 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifié

a) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \overline{\tau_u}$

Avec :  $T_u^{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Poutres	Effort tranchant (KN)		B (cm)	D (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
	$T_{max}$						
Principale	$T_{max}$	96,93	25	38	1,02	3,33	condition vérifiée
Secondaire	$T_{max}$	30,60	25	33	0,37	3,33	condition vérifiée

Tableau VI.1.3 : Vérification aux cisaillements

b) Influence de l'effort tranchant aux appuis:

➤ Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que:  $T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,9 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	D (cm)	$F_{c28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\bar{T}_u$	Observation
	$T_{max}$							
Principale	$T_{max}$	96,93	25	38	25	1,5	570	condition vérifiée
Secondaire	$T_{max}$	30,60	25	33	25	1,5	495	condition vérifiée

Tableau VI.1.4: Influence de l'effort tranchant sur le béton

➤ Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$  on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où :  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$  Si  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \implies$  la vérification n'est pas nécessaire

Poutres	$T_u^{\max}$ (KN)	$M_u^{\max}$ (KN.m)	d (m)	$0,9 \times d$ (m)	$T_u + \frac{M_u}{0,9d}$	Observation
Principale	-96,93	-97,718	0,38	0,342	-382,65	Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures
Secondaire	30,60	-46,221	0,33	0,297	125,02	

Tableau VI.1.5: Influence de l'effort tranchant sur l'acier

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

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec :  $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

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

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

➤ **Poutres Principales**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{96,93 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 263,76} = 1,07 \text{ MPa}$$

✓  $\tau_{se} = 1,07 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,188 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,60 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 131,88} = 0,78 \text{ MPa}$$

✓  $\tau_{se} = 0,78 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**c) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

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

Poutres	Zone	$S_t$ ( cm )	$S_t$ adopté ( cm )
Principale	Nodale	$S_t = \min ( 12 \times 1,2; \frac{40}{4}; 30 ) = 10$	10
	Courante	$S_t = \frac{40}{2} = 20$	20
Secondaire	Nodale	$S_t = \min ( 12 \times 1,2; \frac{35}{4}; 30 ) = 8,75$	10
	Courante	$S_t = \frac{35}{2} = 17,5$	15

- Pour les  $\phi_{16} : L_s = 56,43 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{14} : L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{12} : L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à :  $0,4l_s$ , pour les aciers HA.

- pour les  $\phi_{16} : L_a = 22,57 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{14} : L_a = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{12} : L_a = 16,92 \text{ cm}$

d) *Calcul des armatures transversales:*

➤ *L'espacement des armatures transversales :*

$$\text{➤} : \begin{cases} S_t \leq \min(12\phi_t^{\min}, \frac{h}{4}, 30 \text{ cm}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

➤ *le diamètre minimale:*  $\phi_t \leq \min\{\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10}\}$

▪ *Poutre principale:*

$$\phi_t \leq \min\{\frac{40}{35}; 1,4; \frac{25}{10}\} = \min\{1,14; 1,4; 2,5\} = 1,14 \text{ cm} = 11,4 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ Soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

▪ *Poutre secondaire:*

$$\phi_t \leq \min\{\frac{35}{35}; 1,4; \frac{25}{10}\} = \min\{1; 1,4; 2,5\} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ Soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

➤ *Armatures transversales minimales:*

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 20 \times 25 = 1,50 \text{ cm}^2$$

✓  $A_t^{\text{adop}} = 2,01 > A_t^{\min} = 1,50 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

#### VI.2.4 . Vérification à L'ELS :

a) *Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):*

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{\min}$

Avec:  $A_{\min} \geq \frac{0,23 \text{ bd } f_{t28}}{f_e}$  et :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ m}$

*Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :*

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

		$A_{st}$	$A_{\min}$	vérifications
<b>Poutres principales</b>	<b>En travée</b>	10,77	1,147	Condition vérifiée
	<b>Aux appuis</b>	7,70	1,147	Condition vérifiée
<b>Poutres secondaires</b>	<b>En travée</b>	5,65	0,996	Condition vérifiée
	<b>Aux appuis</b>	4,62	0,996	Condition vérifiée

Tableau VI.1.6: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

b) *Etat limite de compression du béton :*

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :  $\sigma_{bc} \leq$

$$\overline{\sigma_{bc}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa (contrainte admissible)} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} \end{array} \right.$$

Avec:

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \text{ (Armatures adoptées a l'ELU.)}$$

$K_1$  et  $\beta_1$ : coefficients tirés des tableaux en fonction de  $\rho = \frac{100 A_s}{bd}$

Les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

Poutres		$M_s$ (KN. m)	$A_{ad}$ ( cm <sup>2</sup> )	$b$ ( cm)	$d$ ( cm)	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ ( MPa)	$\sigma_{bc}$ ( MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ ( MPa)	Obs
principale	Appuis	77,659	10,77	25	38	0,97	0,862	21,23	256,86	12,09	15	C.V
	Travée	69,65	7,70	25	38	0,843	0,870	23,17	263,01	11,35	15	C.V
secondaire	Appuis	-21,32	5,65	25	33	0,547	0,890	30,04	261,30	8,69	15	C.V
	Travée	<b>16,01</b>	<b>4,62</b>	<b>25</b>	<b>33</b>	<b>0,56</b>	<b>0,888</b>	<b>29,64</b>	<b>187,51</b>	<b>6,32</b>	<b>15</b>	C.V

Tableau VI.1.7: vérification des contraintes à ELS

e) *Etat limite de déformation :*

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser La valeur limite f.

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} \geq f$$

f : La flèche tirée par etabs v 9.7.4

les photos de cap

▪ *Poutres principales:*

$$\bar{f} = L_{max}/500 = 460/500 = 0,92 \text{ cm} > f = 0,065 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ *Poutres secondaires:*

$$\bar{f} = L_{max}/400 = 400/500 = 0,8 \text{ cm} > f = 0,061 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ *Donc la flèche est vérifiée.*

▪ *Délimitation de la zone nodale*

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99 [13] en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec : . l' : Longueur de la zone nodale.

. h : Hauteur de la poutre.

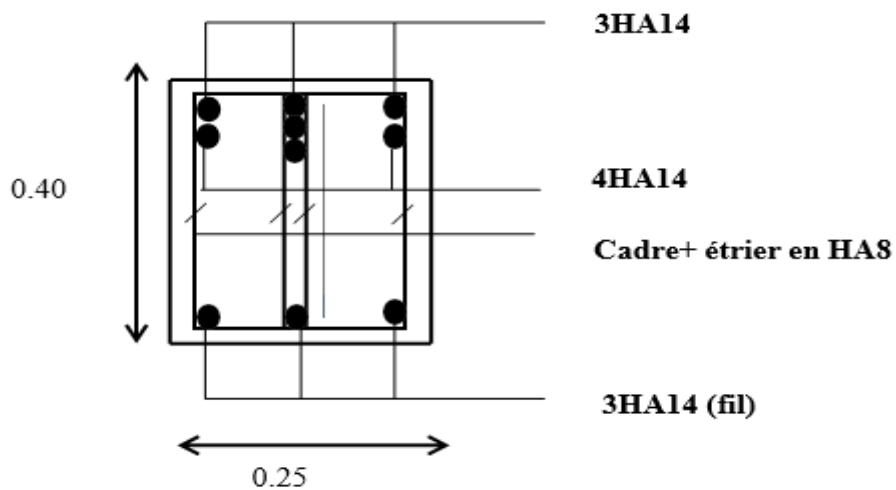
**Poutres principales** :  $l' = 2 \times 40 = 80$  cm.

**Poutres secondaires** :  $l' = 2 \times 35 = 70$  cm.

### *Schémas de ferrailage des poutres*

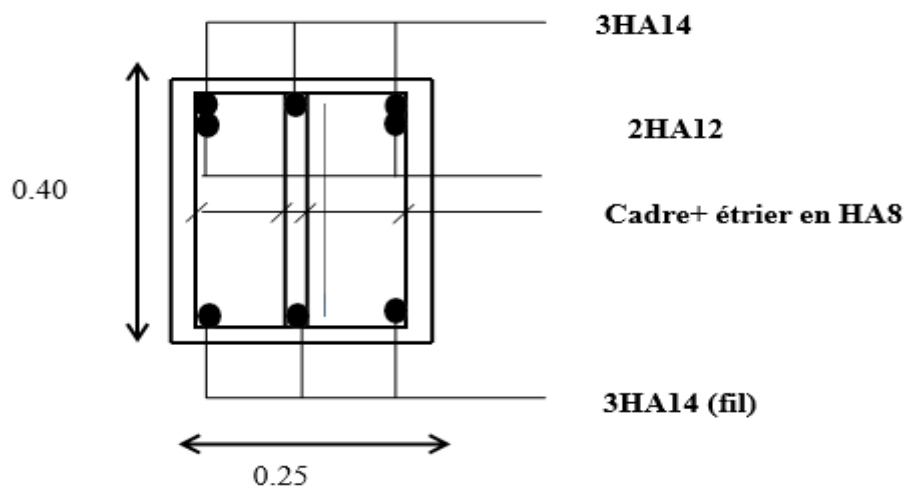
- **Poutre principal (25x40)**

**En appuis: 3HA14+4HA14**



**Figure VI.1.3): Ferrailage des poutres principales**

**En travée : 3HA14+2HA12**



**Figure VI.1.4) : Ferrailage des poutres principales**

- Poutre secondaire (25x35)

En appuis : 3HA14

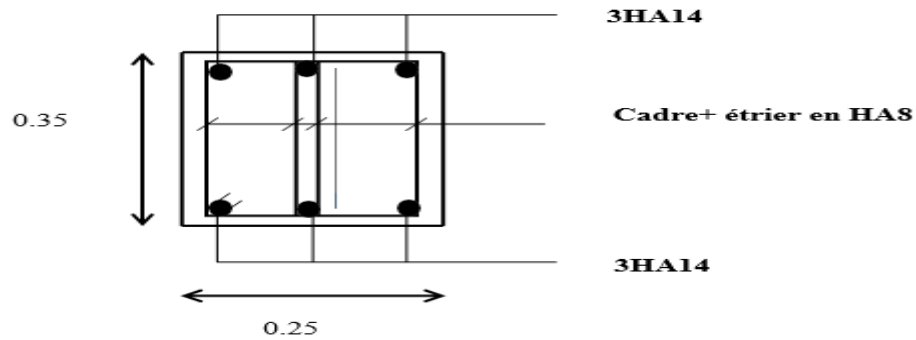


Figure VI.1.5): Ferrailage des poutres secondaire

En travée : 3HA14

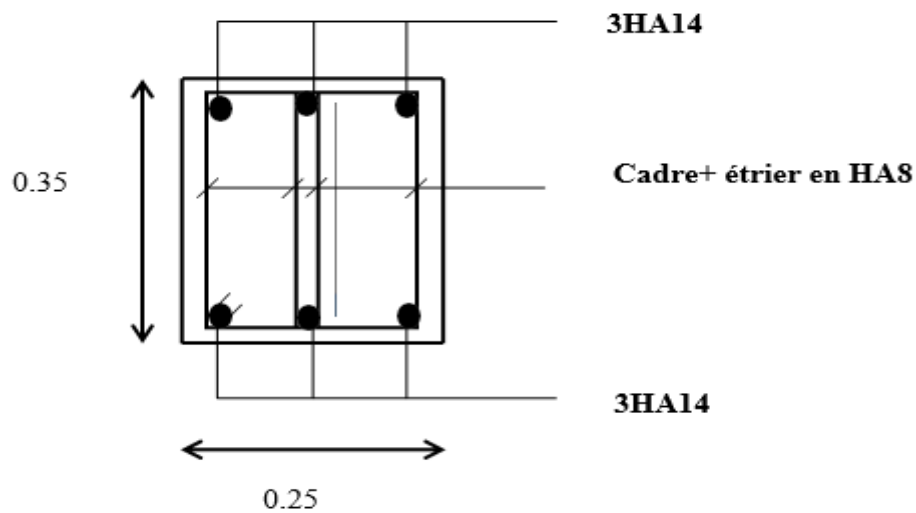


Figure VI.16): Ferrailage des poutres secondaire

**VI - Ferrailage des poteaux :****VI-2- Introduction:**

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

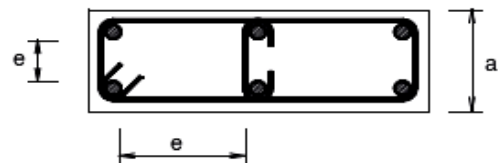
Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

<i>Situation :</i>	<i>Fe (MPa)</i>	<i>fc28 (Mpa)</i>	$\gamma_b$	$\gamma_s$	<i>f<sub>bu</sub> (MPa)</i>	<i>σ<sub>s</sub> (MPa)</i>
<i>Durable</i>	400	25	1.5	1.15	14.2	348
<i>Accidentele</i>	400	25	1.15	1	18.48	400

**Tableau VI.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux**

**VI.2.1- Recommandations de l'RPA :****✓ Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1) :**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence (HA), droites et sans crochets et avoir un diamètre minimal est supérieur ou égal à 12 mm.



**a)** La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing$  (zone IIa)

**b)** La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

**c)** Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

**d)** Le pourcentage minimal est 0,8 % ( $b \times h$ ) on (zone IIa).

Poteau :(45x50) :  $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2\text{cm}^2$

Poteau :(40x45) :  $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2.$

Poteau :(35x 40) :  $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2.$

e) Le pourcentage maximum est :

1) 4 % (zone courante)

Poteau :(45x45) :  $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2.$

Poteau :(40x 40) :  $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2.$

Poteau :(35x 35) :  $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2.$

2) 6 % (zone de recouvrement)

Poteau :(45x45) :  $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$

Poteau :(40x40) :  $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2.$

Poteau :(30x 35) :  $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 121,5 \text{ cm}^2.$

Etage	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone de recouvrement)
7 <sup>ème</sup> ; 8 <sup>ème</sup> ; 9 <sup>ème</sup> étages	<b>35x35</b>	9,8	49	73,5
4 <sup>ème</sup> ; 5 <sup>ème</sup> ; 6 <sup>ème</sup> ; 7 <sup>ème</sup> étages	<b>40x40</b>	12,8	64	96
RDC ; 1 <sup>ère</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étages	<b>45x45</b>	16,2	81	121,5

f) Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

✓ **Armatures transversales**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- ✓ Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7 .4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

**Avec :**  $V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \quad \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \quad \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau

**Avec :**  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

$l_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

✓ **En zone nodal**  $S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm})$

✓ **En zone courante**  $S_t \leq 15 \emptyset$

**Avec**  $\emptyset$  : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

- La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b \cdot S_t}$  en % donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0.3 \% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ A_{\min} = 0.8 \% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes} \quad \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

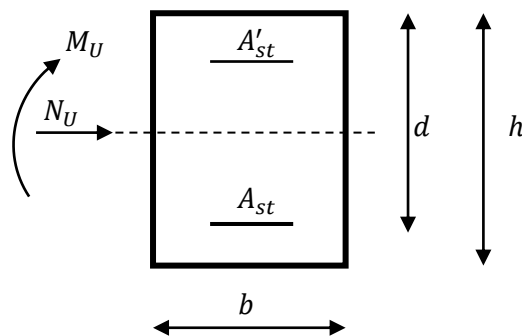
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ( $\varnothing$  cheminées  $> 12\text{cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \varnothing_{\min}$

### VI.2.3 :Etapas de calcul en flexion composée à l'ELU :

✓ **Calcul du centre de pression :**  $e = \frac{M_u}{N_u}$

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)



#### 1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

**Avec :**  $M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

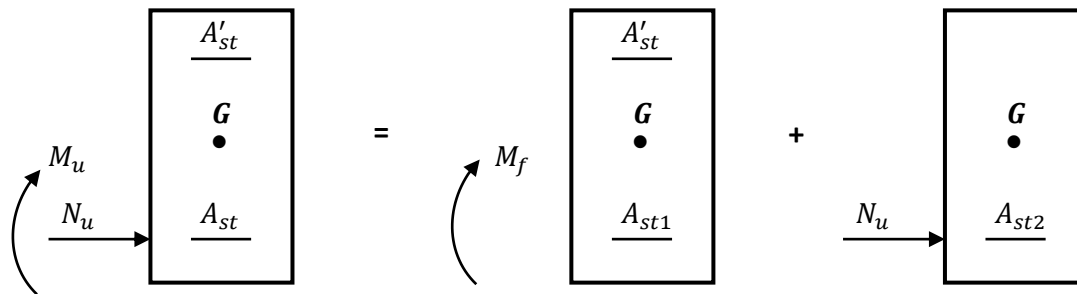


Figure .VI.2.1 : section d'un poteau à SPC

✓ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

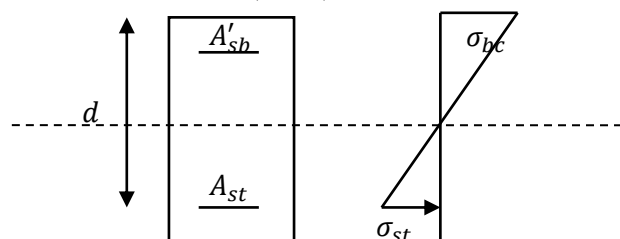
Si  $\mu \leq \mu_l = 0.392 \implies$  La section est simplement armée (SSA)  $\implies \beta$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

D'ou la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$  si l'effort est négatif.

Si  $A_{st}$  est négative  $A_{st} \geq \max(\frac{bh}{1000}, 0,23 bh \frac{f_{t28}}{f_e})$

Si :  $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$  la section est doublement armée (SDA).



On calcul:

$$M_r = \mu_l bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_{st} = A'$  ,  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

**b) Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

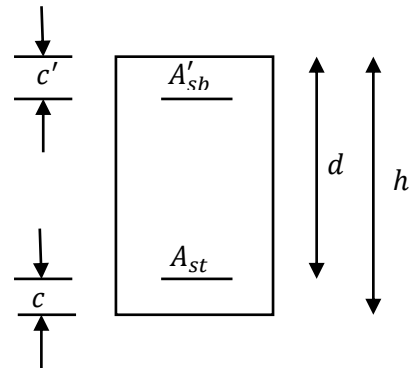
**1<sup>er</sup> Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :**

➤ **Si :**  $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0$  ;  $A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = 0$$

**Avec :** 
$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



**2<sup>eme</sup> Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :**

➤ **Si :**  $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bhf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

➤ **Si :**  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$

**Avec**  $B$  : Aire de la section du béton seul

$\sigma_{st}$  : Contrainte de l'acier

Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts

**VI.2.4 : Ferraillage des poteaux**

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel <ETABS>

Et leurs ferraillage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel <SOCOTEC>

Zone	Sollicitations	N(KN)	M (KN.m)	NATURE	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Zone I (45x45)	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-1538,27	-2,878	SPC	0	0	16,20	<b>18,71</b>	4HA20 + 4HA14
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	557,79	7,194	SPC	0	0	16,20		
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-74,801	-74,525	SPC	0	0	16,20		
Zone II (40x40)	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-898,03	31,845	SPC	0	0	12,80	<b>14,20</b>	4HA16 + 4HA14
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	16,95	35,365	SPC	0	2,2	12,80		
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-70,372	-382,33	SPC	0,2	0	12,80		
Zone III (35x35)	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-451,66	31,505	SPC	0	0	9,80	<b>10,67</b>	4HA14 + 4HA12
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	150,82	41,669	SPC	0	1,45	9,80		
	N <sub>corr</sub> - M <sub>max</sub>	-54,517	-19,517	SPC	3,1	0	9,80		

**Tableau VI.2.1 : Ferraillage des poteaux à l'ELU dans les deux sens**

**Remarque :**

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

**VI.2.5 : Vérification à l'ELU :**

Longueur de recouvrement :

$$\text{Zone I : } L_r = 40 \varnothing_1 = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm} \quad L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Zone II : } L_r = 40 \varnothing_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Zone III : } L_r = 40 \varnothing_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad L_r = 60 \text{ cm}$$

**Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$  Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{-Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400000}{4(0.6 \times (1.5)^2 \times 210)} = 42,328 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 45 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 60 \text{ cm}$$

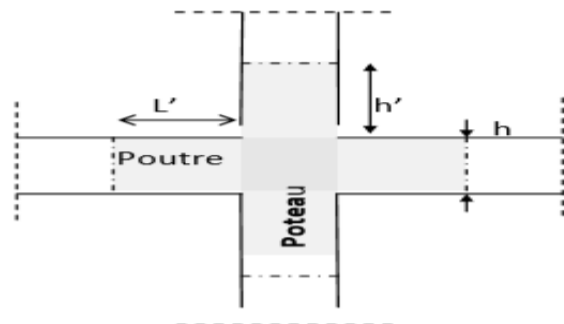
$$\text{-Pour les HA 20 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.54 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 75 \text{ cm}$$

**✓ Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.



- **poteaux (45 x 45) :**

RDC : h= 4.50 m

$$h' = \max \left( \frac{450-35}{6}; 45; 50; 60\text{cm} \right) = 69,19\text{cm}$$

- **Poteaux (45 x 45) :**

Etage 1,2 et 3,: h=3.06 m

$$h' = \max \left( \frac{306-35}{6}; 40; 45; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

- **Poteaux (40x 40) :**

Etage 4,5et 6 : h=3.06 m

$$h' = \max \left( \frac{306-35}{6}; 35; 40; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

- **Poteaux (35 x 35) :**

Etage 8et9 : h=3.06 m

$$h' = \max \left( \frac{306-35}{6}; 30; 35; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

- ✓ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- ✓ Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- ✓ Empêcher le déplacement transversal du béton. Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Les armatures transversales sont déterminées grâce à la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_l \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho \cdot V_u \cdot St}{h_l \cdot f_e}$$

Où :

$V_u$  : Effort tranchant de calcul (Donné par le logiciel ETABS).

$f_c = 400$  MPa.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur en fonction de l'élançement géométrique  $\lambda_g$  ( $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$ )

- **Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6.67mm \text{ soit } \phi_t = 8mm$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi 8$ . Soit ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

- **Espacement des armatures transversales : Selon le RPA 99/Version 2003**

Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi_1; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante :  $S_t \leq 15\phi_1 = 21 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

- **Détermination de «  $\lambda_g$  » et de «  $\rho_a$  » :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Pour  $h = 4,50 \text{ m}$  on a :  $l_f = 0,7l_o = 0,7(4,50 - 0,40) = 2,87 \text{ m}$

Pour  $h = 3,06 \text{ m}$  on a :  $l_f = 0,7l_o = 0,7(3,06 - 0,40) = 1,86 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \text{ si l'élançement géométrique dans la direction considérée } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ dans le cas contraire} \end{array} \right.$$

	Section (m)	$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$	$\rho_a$
<b>RDC</b>	0,45 x 0,45	6,37	2,5
<b>1 au 3<sup>ème</sup> étages</b>	0,45 x 0,45	4,13	3,75

<b>4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étages</b>	0,40 x 0,40	4,65	3,75
<b>7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étages</b>	0,35 x 0,35	5,31	2,5

**Tableau VI.2.3 : Valeurs de « λ<sub>g</sub> » et « ρ<sub>a</sub> » pour les différentes sections des poteaux.**

• **Détermination de la section minimale des armatures transversales**

Si  $\lambda_g \geq 5$ .....  $A_{t\ min} = 0,3 \% St \times a$

Si  $\lambda_g \leq 3$ .....  $A_{t\ min} = 0,8 \% St \times a$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$ ..... Interpoler entre les deux valeurs précédentes

	Section	λ <sub>g</sub>	A <sub>t min</sub> /S <sub>t</sub> .b <sub>1</sub> [%]	A <sub>t min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	
<b>RDC</b>	45x45	6.37	0,3	<b>Zone nodale</b> t= 10 cm	1,35
				<b>Zone courante</b> t=15 cm	2,025
<b>1 au 9<sup>ème</sup> étages</b>	45x45	4,13	0,3	<b>Zone nodale</b> t = 10 cm	1.24
				<b>Zone courante</b> t= 15 cm	1.86
	40x40	4,65	0,3	<b>Zone nodale</b> t= 10 cm	1.05
				<b>Zone courante</b> t = 15cm	1.57
	35x35	5,31	0,3	<b>Zone nodale</b> t= 10 cm	1,05
				<b>Zone courante</b> t = 15cm	1,575

**Tableau VI.2.4 : Sections minimales des armatures transversales.**

<b>conclusion</b>	NIVEAU	SECTION (cm <sup>2</sup> )	longitudinal	transversales
<b>Zone I</b>	RDC -1 <sup>ère</sup> .2.3 étages	45x45	4HA20 + 4HA16	4HA8
<b>Zone II</b>	4.5.6 étages	40x40	4HA16+4HA14	
<b>Zone III</b>	7.8.9 étages	35x35	4HA14+4HA12	

**Tableau VI.2.5: Ferraillage des poteaux adopte dans les deux sens.**

✓ *Vérification au cisaillement :*

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant de la section étudiée

$b$  : la largeur de la section étudiée

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

- Calcul de la contrainte dans le béton:

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Calcul de la contrainte admissible dans le béton:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25\text{Mpa} \\ \lambda_g \geq \frac{l_f}{h} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \lambda_g: \text{L'élancement géométrique du poteau.}$$

Poteau	$V_u$ (KN)		$b$ (cm)	$d$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_b$ [MPa]		$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	Obs
	$V_2$	$V_3$								
45x45	$V_2$	$V_3$	45	42	6.37	0,075	0,242	0,258	1,875	CV
	45,77	48,88								
45x45	45,77	48,88	45	42	4,13	0.04	0,242	0,258	1	CV
40x40										

	42,18	47,71	40	37	4,65	0,04	0,285	0,322	1	CV
35x35	35,44	37,27	35	33	5,31	0,075	0,306	0,322	1.875	CV

VI-6- Vérification à l'ELS :

a. Condition de non fragilité :  $A_s \geq A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d}$  . Où  $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (Kn.m)	es Ms/Ns	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadopter	OBS
ZONE I 45X45	Nmax_Mcorr	-1117,23	M2=-1,869	0.0016	5,66	18,71	CV
			M3=-2,071	0.0018	5,66		CV
	Nmin_Mcorr	-265,79	M2=-5,191	0.00195	5,67		CV
			M3=0,214	0.0008	5,67		CV
	Ncorr_Mmax	-891,28	M2=29,161	0.0327	5,68		CV
	Ncorr_Mmax	-628,02	M3=33,174	0.0528	5,69		CV
ZONE II 40X40	Nmax_Mcorr	-652,47	M2=22,765	0.0348	4,40	14,20	CV
			M3=-5,617	0.0086	4,39		CV
	Nmin_Mcorr	-126,98	M2=-6,237	0.0491	4,41		CV
			M3=-0,096	0.0007	4,39		CV
	Ncorr_Mmax	-433,73	M2=28,33	0.0653	4,42		CV
	Ncorr_Mmax	-236,96	M3=-23,515	0.0992	4,43		CV
ZONE III 35X35	Nmax_Mcorr	-327,68	M2=22,531	0.0687	3,32	10,67	CV
			M3=-4,681	0.0197	3,33		CV
	Nmin_Mcorr	84,85	M2=1,262	0.0148	3,34		CV
			M3=-0,179	0.0021	3,32		CV

	$N_{corr\_M_{max}}$	-118,49	$M_2=31,94$	0.269	3,41		CV
	$N_{corr\_M_{max}}$	-70,68	$M_3=-4,781$	0.0674	3,30		CV

Tableau VI.2.6 : Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens

## b). Vérification des contraintes

Section	Sollicitation	$N_s$ (KN)	$M_s$ (Kn.m)	$\sigma_{b\ sup}$ MPa	$\sigma_{b\ inf}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
ZONE I	$N_{max\_M_{corr}}$	-1117,23	$M_2=-1,869$	4,24	4,4	15	CV
			$M_3=-2,071$	4,24	4,4	15	CV
	$N_{min\_M_{corr}}$	-265,79	$M_2=-5,191$	0,82	1,24	15	CV
			$M_3=0,214$	1,04	1,02	15	CV
	$N_{corr\_M_{max}}$	-891,28	$M_2=29,161$	4,63	2,26	15	CV
	$N_{corr\_M_{max}}$	-628,02	$M_3=33,174$	3,77	1,08	15	CV
ZONE II	$N_{max\_M_{corr}}$	-652,47	$M_2=22,765$	4,57	1,87	15	CV
			$M_3=-5,617$	3,55	2,89	15	CV
	$N_{min\_M_{corr}}$	-126,98	$M_2=-6,237$	0,26	1	15	CV
			$M_3=-0,096$	0,62	0,62	15	CV
	$N_{corr\_M_{max}}$	-433,73	$M_2=28,33$	3,82	0,46	15	CV
	$N_{corr\_M_{max}}$	-236,96	$M_3=-23,515$	2,58	0	15	CV
ZONE III	$N_{max\_M_{corr}}$	-236,96	$M_2=22,531$	3,63	0	15	CV
			$M_3=-4,681$	1,11	1,96	15	CV
	$N_{min\_M_{corr}}$	84,85	$M_2=1,262$	0,66	0,43	15	CV
			$M_3=-0,179$	0,53	0,57	15	CV
	$N_{corr\_M_{max}}$	-118,49	$M_2=31,94$	4,25	0	15	CV
	$N_{corr\_M_{max}}$	-70,68	$M_3=-4,781$	0,02	0,89	15	CV

Tableau VI.2.7 : Vérification de la contrainte du béton.

✓ *Contrainte du béton : [BAEL 91A.4.5.2]*  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ .

Les résultats de la vérification sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

✓ *Contrainte de l'acier :*

On vérifie que :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Section	Sollicitation	Ns (KN)		$\sigma_{a \text{ sup}}$ MPa	$\sigma_{a \text{ inf}}$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	OBS
ZONE I	N <sub>max</sub> _M <sub>corr</sub>	-1117,23	M <sub>2</sub> =-1,869	63,8	65,8	348	CV
			M <sub>3</sub> =-2,071	63,7	65,9	348	CV
	N <sub>min</sub> _M <sub>corr</sub>	-265,79	M <sub>2</sub> =-5,191	12,7	18,2	348	CV
			M <sub>3</sub> =0,214	15,15	15,30	348	CV
	N <sub>corr</sub> _M <sub>max</sub>	-891,28	M <sub>2</sub> =29,161	65,6	31,3	348	CV
	N <sub>corr</sub> _M <sub>max</sub>	-628,02	M <sub>3</sub> =33,174	44,9	62,8	348	CV
ZONE II	N <sub>max</sub> _M <sub>corr</sub>	-652,47	M <sub>2</sub> =22,765	59	55,6	348	CV
			M <sub>3</sub> =-5,617	52,6	44,1	348	CV
	N <sub>min</sub> _M <sub>corr</sub>	-126,98	M <sub>2</sub> =-6,237	4,67	14,1	348	CV
			M <sub>3</sub> =-0,096	9,33	9,47	348	CV
	N <sub>corr</sub> _M <sub>max</sub>	-433,73	M <sub>2</sub> =28,33	18,9	41,2	348	CV
	N <sub>corr</sub> _M <sub>max</sub>	-236,96	M <sub>3</sub> =-23,515	35,5	-0,69	348	CV
ZONE III	N <sub>max</sub> _M <sub>corr</sub>	-327,68	M <sub>2</sub> =22,531	49	-4,08	348	CV
			M <sub>3</sub> =-4,681	17,7	28,3	348	CV
	N <sub>min</sub> _M <sub>corr</sub>	84,85	M <sub>2</sub> =1,262	9,66	6,81	348	CV
			M <sub>3</sub> =-0,179	8,03	8,44	348	CV

	$N_{corr\_M_{max}}$	-118,49	$M_2=31,94$	52,4	-58,1	348	<b>CV</b>
	$N_{corr\_M_{max}}$	-70,68	$M_3=-4,781$	1,46	12,3	348	<b>CV</b>

Tableau VI.2.8 : Vérification de la contrainte de l'acier

**Conclusion :**

Le ferrailage des poteaux dans les deux sens après avoir fait toutes les calculs présidentes est comme suite :

➤ **Armatures longitudinal :**

Les niveaux	Les sections	Le ferrailage adopté
RDC,1.2.3 <sup>ème</sup> étages	45x45	4HA20+4HA14
4.5.6 <sup>ème</sup> étages	40x40	4HA16+4HA14
7.8.9 <sup>ème</sup> étages	35x35	4HA14+4HA12

Tableau VI.2.9 : Ferrailage finale des poteaux

➤ **Les armatures transversales : 4HA8=2,01cm<sup>2</sup>****Poteau (45x45) :**

Les armatures longitudinal : **4HA20+4HA14=18,71cm<sup>2</sup>**

Les armatures transversales : **4HA8=2,01cm<sup>2</sup>**

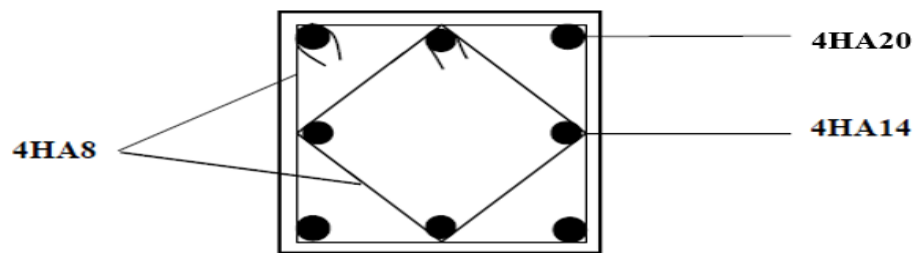


Figure VI.2.1 : Schéma de ferrailage des poteaux RDC et 1<sup>er</sup>.2.3<sup>ème</sup> étages

**Poteau (40x40) :**

Les armatures longitudinal :  $4HA16+4HA14=14,20\text{cm}^2$

Les armatures transversales :  $4HA8=2,01\text{cm}^2$

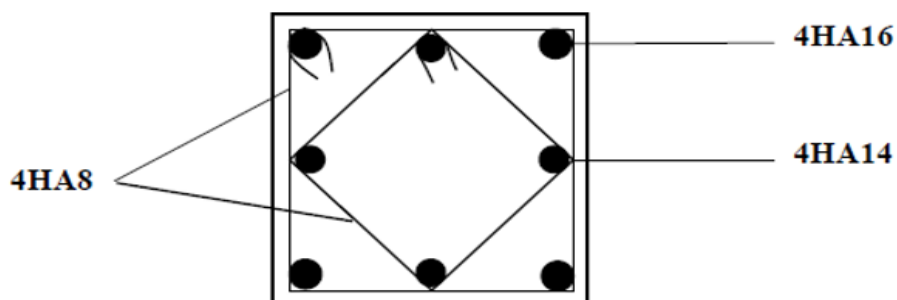


Figure VI.2.2 : Schéma de ferrailage des poteaux 4.5.6<sup>ème</sup> étages

**Poteau (35x35) :**

Les armatures longitudinal :  $4HA14+4HA12=10,67\text{cm}^2$

Les armatures transversales :  $4HA8=2,01\text{cm}^2$

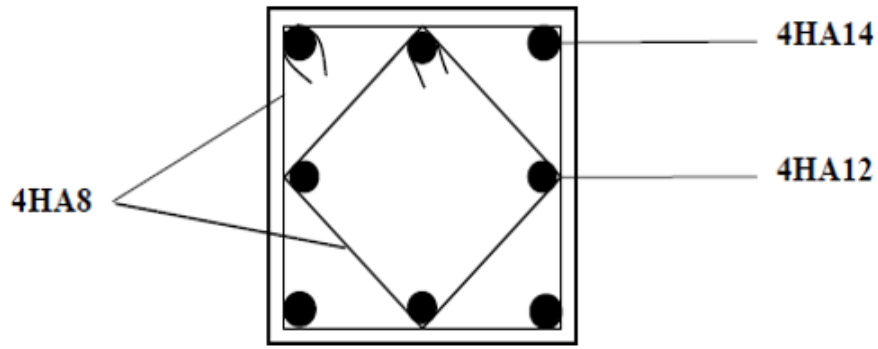


Figure VI.2.3 : Schéma de ferrailage des poteaux 7.8.9ème étages

**VI 3- Ferrailage des voiles :****VI3.1 : Introduction:**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

**VI.3.2 : Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

**BAEL.91/modifié 99 :**ELU :  $1,35G+1,5Q$ ELS :  $G+Q$ **RPA.99/modifié 2003 :** $0,8G \pm E$  $G + Q \pm E$ **VI.3.2 : Ferrailage des voiles pleins :**

Le calcul se fera en procédant par la méthode des contraintes de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d)

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

**Zone I : RDC+3eme étage**

**Zone II :** 4<sup>eme</sup>+5<sup>eme</sup> +6<sup>eme</sup> étage

**Zone III :** 7<sup>eme</sup>+8<sup>eme</sup> et 9<sup>eme</sup> étage

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe. !

Groupe I : VL1 ;VL2 ;VL6 ;VL7

Groupe II : VL4 ; VL5

Groupe III : VL 3

Groupe I : VT1 ; VT2 ; VT7 ; VT8

Groupe II : VT3; VT4 ; VT9 ; VT103

Groupe III : VT5 ; VT6

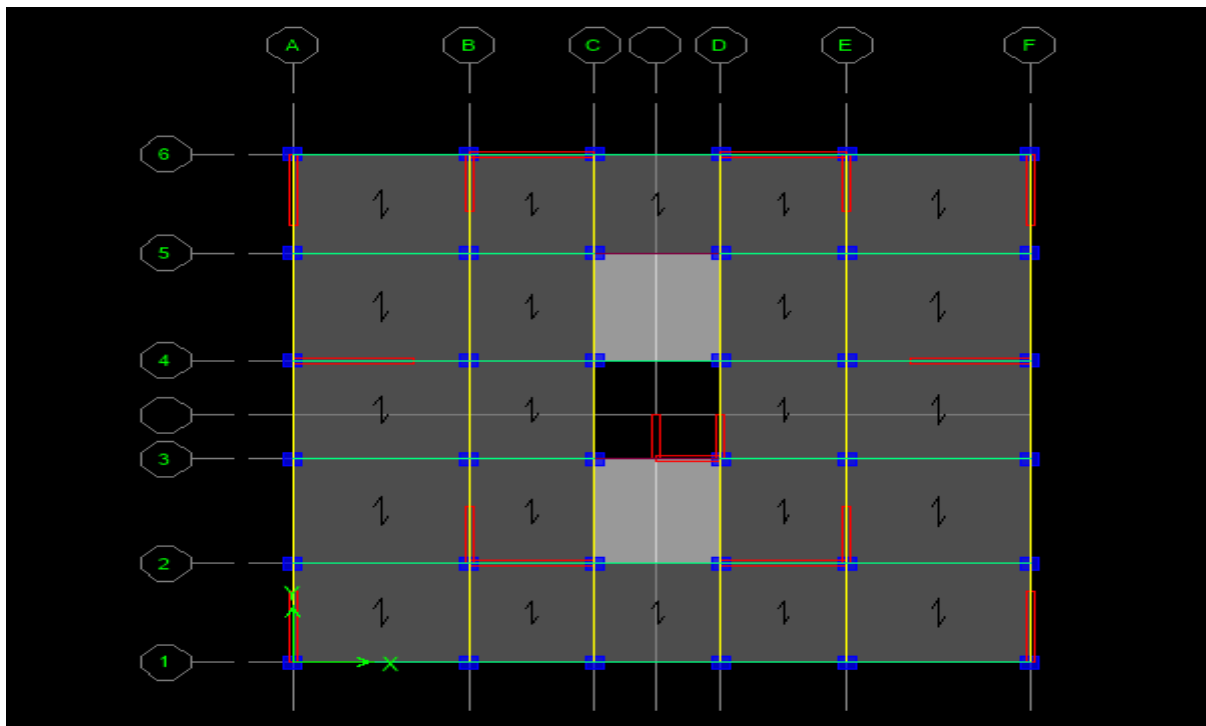


Figure VI.3.1 : Disposition des voiles dans la structure.

➤ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \quad B: \text{La section horizontale du voile } (B = e.L).$$

$I$  : Moment d'inertie du voile.

$V, V'$  : Bras de levier (la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée)  $\left( V = V' = \frac{L}{2} \right)$ .

$L$  : La longueur du voile.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_c}{3}\right)$$

Avec :  $h_e$  : hauteur entre nus du plancher du voile considéré     $L_c$  : la longueur de la zone

comprimée     $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})} . L$

$L_T$  : Longueur de la zone tendue     $L_T = (L - L_c)$

➤ **a) Armatures verticales :**

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$\left[ N_i = \left( \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right]$$

$$\left[ N_{i+1} = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right]$$

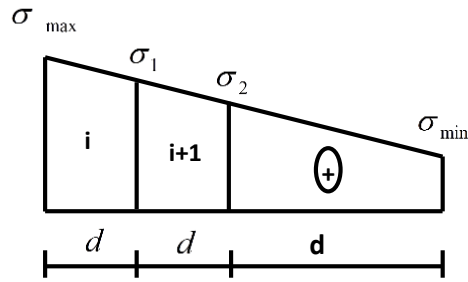


Figure VII.3.2 : Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Avec :  $e$  : épaisseur du voile

**Détermination des armatures :**

$$\left[ A_i = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$

$B$  : section du voile

$\sigma_s (2\text{‰}) =$  Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons courantes :  $\sigma_s (2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles :  $\sigma_s (2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

- **Section partiellement comprimée :**

$$\left[ N_i = \left( \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

$$\left[ N_{i+1} = \left( \frac{\sigma_1}{2} \right) \cdot d \cdot e \right]$$

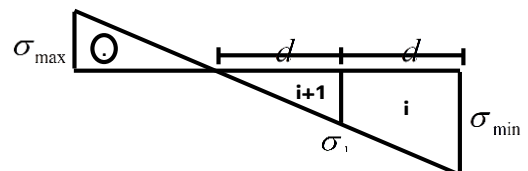


Figure VI.3.3 : Diagramme des contraintes D'une (S.P.C).

**Détermination des armatures :**

$\sigma_S (10\%) =$  Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10%).

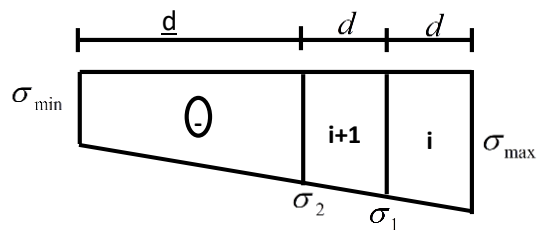
Combinaisons courantes :  $\sigma_S (10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles :  $\sigma_S (10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

• **Section entièrement tendue :**

$$\left[ N_i = \left( \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right]$$

$$\left[ N_{i+1} = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right]$$



**Figure VI.3.4 : Diagramme des contraintes  
D'une (S.E.T).**

**Détermination des armatures :**

$$\left[ A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

$\sigma_S (2\%) =$  Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

Combinaisons courantes :  $\sigma_S (2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Combinaisons accidentelles :  $\sigma_S (2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

**b) Armatures minimales**

**Compression du béton :**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Ainsi que :  $0,20\% \leq \frac{A_{\min}}{B_c} \leq 0,5\%$  [Art A.8.1, 21 /BAEL 91 modifié 99]

Avec : B : section du béton comprimée.

***Traction simple :***

$$A_{\min} \geq \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$B_t$  : La section horizontale du béton tendu. **B = d. 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.  $A_{\min} \geq 0,20\% B_t$

***c) Armatures horizontales :***

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$  et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales. La section de ces armatures est :

***D'après le RPA99 :***

$A_H = 0.15 \% B$  Globalement dans la section du voile.

$A_H = 0.10 \% B$  En zone courante.

• ***D'après le BAEL91***  $A_H = \frac{A_V}{4}$

AH: section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

***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 dont le rôle est

d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré

***e) Armatures de coutures :***

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{T}}{f_e}$$

$\bar{T}$  : L'effort tranchant majoré à la base du voile.  $\bar{T} = 1,4.T$

$T$  : L'effort tranchant au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

***f) Les 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 4HA10

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile

## i) Dispositions constructives :

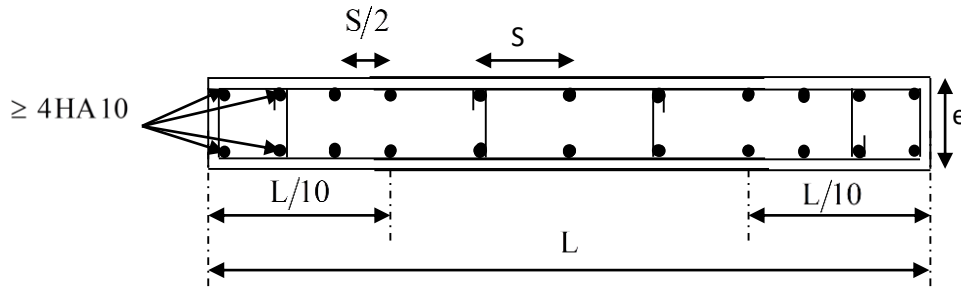


Figure VI.3.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

• **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

• **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

$40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

$20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges

• **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

- **VI.3.3-Vérification :**
- **Vérification à L'ELS :**

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15.A} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} \end{array} \right.$$

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sous la combinaison à l'ELS.  $N_{ser} = G + Q$

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armatures verticales adoptée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,4.T}{b.d}$$

$$T = 1,4 T_{u \text{ calcul}}$$

$b$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,20.f_{c28}$$

D'après le BAEL 91 :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} \cdot f_{c28} ; 4MPa \right\} \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

• **VI.3.4 : Exemple de calcul :**

A titre d'exemple, soit à ferrailer le voile transversale VL1 au niveau de la zone I.

➤ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 3.15m ; e = 0,25m$$

$$B = 0,788m^2$$

➤ **Les contraintes :**

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \sigma_{\max} = 2227.4 KN / m^2 \\ \bullet \sigma_{\min} = 6684.92 KN / m^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

$$L_c = \left( \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) \cdot L = \left( \frac{2227.4}{2227.4 + 6684.92} \right) \times 3.15 = 0.77m$$

$$L_t = L - L_c = 3.15 - 0.77 = 2.38m$$

$$d = \frac{L_t \times 2}{3} = \frac{2.38 \times 2}{3} = 1.58m$$

• **Longueur d'extrémité :**

$$L/10 = 3.15/10 = 0.315m = 31.5cm$$

• **Calcul de N :**

**Zone tendue :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \cdot (L_t - d)}{L_t} = \frac{6684.92 \times (2.38 - 1.58)}{2.38} = 5409.59 KN / m^2$$

$$N_1 = \frac{6684.92 + 5409.59}{2} \times 1.58 \times 0.25 = 783.78 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{5409.59}{2} \times 1.58 \times 0.25 = 344.86 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

**Armatures vertical :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{783.78}{40} = 22.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{344.86}{40} = 9.91 \text{ cm}^2$$

**Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \text{Max} \left( 0.20\%B ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\text{Avec : } B = d \times e = 158 \times 25 = 3950 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq \text{Max} \left( 0.20\% \times 2000 = 3.48 ; \frac{3950 \times 2.1}{400} = 20.74 \right)$$

$$A_{min} = 20.74 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de coutures :**

$$\left\{ A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 22.52 + \frac{19.30}{4} = 27.35 \text{ cm}^2 \right.$$

$$\left\{ A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 9.91 + \frac{19.30}{4} = 14.73 \text{ cm}^2 \right.$$

- **Le ferrailage adopté :**

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique :

1<sup>ère</sup> bande : 14HA16 = 28.11 cm<sup>2</sup>/d avec espacement de 10cm.

2<sup>ème</sup> bande : 10HA14 = 15.39 cm<sup>2</sup>/d nappe avec espacement de 15cm

- **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le RPA :  $A_H = 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 25 \times 315 = 11.81 \text{cm}^2$

Selon le BAEL :  $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{28.11 + 15.39}{4} = 10.88 \text{cm}^2$

On prend : 6HA14 + 3HA12 / ml / nappe  $\xrightarrow{\text{soit}}$   $A_H = 12.62 \text{cm}^2 / \text{ml} / \text{nappe}$

Avec un espacement de 25cm.

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

**Soit :** 04 épingles de HA8 / m<sup>2</sup>

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

RPA99-modifié2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 501.24 \times 10}{0,9 \times 315 \times 25} = 0.99 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 0.99 \text{MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**BAEL91 :**

$$b_o = e = 25 \text{cm} \quad d = 0,9 \times 3.15 = 1.38 \text{m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,15} \times 25 \text{MPa} ; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{501.24 \times 10}{25 \times 138} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• *Vérification à l'ELS :*

$$\bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{249.5 \times 10^3}{250 \times 3150 + 15 \times 84.58 \times 10^2} = 2.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 2.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La même procédure de calcul à suivre pour le ferraillage du restes des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal.

Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3.15	3.15	3.15
	E	(m)	0.25	0.25	0.25
	B	(m <sup>2</sup> )	0.788	0.788	0.788
Sollicitation de calcul	$\sigma_{\max}$	(kN/m <sup>2</sup> )	2227.4	812.24	2027.36
	$\sigma_{\min}$	(kN/m <sup>2</sup> )	6884.92	3382.52	2758.57
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.77	0.61	1.33
	Lt	(m)	2.38	2.54	1.82
	D	(m)	1.58	1.69	1.21

	$\sigma_1$	(KN/m <sup>2</sup> )	5409.59	2570.20	1406.35	
	N1	KN	783.78	453.90	463.35	
	N2	KN	344.86	195.98	156.46	
	Vu	KN	501.24	362.98	235.22	
	T	KN	701.74	508.17	329.31	
	Ns	KN	2249.5	1849.95	879.91	
Ferraillage	Av1	(cm <sup>2</sup> )	22.52	13.04	13.31	
	Av2	(cm <sup>2</sup> )	9.91	5.63	4.50	
	Avj	(cm <sup>2</sup> )	25.54	17.33	15.67	
	A1	(cm <sup>2</sup> )	27.35	16.54	13.39	
	A2	(cm <sup>2</sup> )	14.73	9.13	6.76	
	Av min	(cm <sup>2</sup> )	20.74	22.18	15.88	
	Choix de la section/nappe	bande1		14HA16	12HA14	10HA14
		bande2		10HA12+10HA12	10HA12+10HA12	10HA12+10HA12
	section utilisée/nappe	bande1		28.11	18.47	15.83
		bande2		22.62	22.62	22.62
	Espacement (cm)	bande1		15	15	15
		bande2		15	15	15
	Ah	(cm <sup>2</sup> )		12.68	10.27	9.61
	Ah Sect/ml/nappe	choix		6HA14+4HA12	6HA14+2HA12	6HA14+2HA12
Espacement	(cm)		15	15	15	
At	4 épingles de HA8/ml					
Vérification Des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.99	0.72	0.46	
	2.5	$\tau_u$	0.71	0.51	0.33	
	$\sigma_{bc}=15$	$\sigma_{bc}$	2.55	2.16	1.04	

Tableau VI.3.1 : Ferraillage du voile longitudinal (VL1 ; VL2 ; VL6 ; VL7)

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3	3	3
	E	(m)	0.25	0.25	0.25
	B	(m <sup>2</sup> )	0.75	0.75	0.75
Sollicitation De Calcul	σmax	(kN/m <sup>2</sup> )	1044.33	1013.07	2616.64
	σmin	(KN/m <sup>2</sup> )	5619.64	3379	3108.9
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.47	0.69	1.37
	Lt	(m)	2.53	2.31	1.63
	D	(m)	1.69	1.54	1.28
	σI	(KN/m <sup>2</sup> )	4931.03	2705.55	1372.15
	N1	KN	408.84	349.86	509.72
	N2	KN	191.08	155.57	156.08
	Vu	KN	260.64	177.36	123.30
	T	KN	364.90	248.30	172.62
	Ns	KN	1672.35	1060.94	571.26
	Ferraillage	Av1	(cm <sup>2</sup> )	11.75	10.05
Av2		(cm <sup>2</sup> )	5.49	4.47	4.49
Avj		(cm <sup>2</sup> )	10.03	6.83	4.75
A1		(cm <sup>2</sup> )	14.26	11.76	15.53
A2		(cm <sup>2</sup> )	8.00	6.18	5.67
Av min		(cm <sup>2</sup> )	18.38	17.21	15.8
Choix de la section/nappe		bande1	8HA16	8HA16	8HA16
		bande2	8HA14+6HA12	8HA14+6HA12	8HA14+6HA12
section utilisée/nappe		bande1	16.08	16.08	16.08
		bande2	19.09	17.96	16.83
Espacement (cm)		bande1	15	15	15
		bande2	15	15	15
Ah		(cm <sup>2</sup> )	8.79	8.51	8.23
Ah choix Sect/ml/nappe		6HA14	6HA14	6HA14	
Espacement	(cm)	15	15	15	

	At	4 épingles de HA8/ml			
Vérification Des Contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	3.47	2.20	1.18
	2.5	$\tau_u$	2.47	1.57	0.85
	$\sigma_{bc}=15$	$\sigma_{bc}$	2.22	1.32	0.76

Tableau VI.3.2 : Ferraillage du voile longitudinal (VL4 ; VL5 )

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1.63	1.63	1.63
	E	(m)	0.25	0.25	0.25
	B	(m <sup>2</sup> )	0.41	0.41	0.41
Sollicitation De Calcul	$\sigma_{max}$	(kN/m <sup>2</sup> )	148.48	680.72	713.23
	$\sigma_{min}$	(KN/m <sup>2</sup> )	4499.39	2369.72	1409.67
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.05	0.36	0.55
	Lt	(m)	1.58	1.27	1.08
	D	(m)	1.05	0.84	0.72
	$\sigma_1$	(KN/m <sup>2</sup> )	3615.44	1508.86	224.49
	N1	KN	314.45	223.02	185.89
	N2	KN	140.10	86.76	25.54
	Vu	KN	184.39	128.42	91.38
	T	KN	258.15	179.79	127.93
	Ns	KN	851.48	573.72	338.71
	Av1	(cm <sup>2</sup> )	9.04	6.41	5.34
Av2	(cm <sup>2</sup> )	4.03	2.49	0.73	
Avj	(cm <sup>2</sup> )	19.30	13.97	9.06	
A1	(cm <sup>2</sup> )	27.45	13.05	7.13	
A2	(cm <sup>2</sup> )	10.50	5.90	3.48	

<b>Ferrailage</b>	Av min	(cm <sup>2</sup> )	20.74	11.16	9.45
	Choix de la section/nappe	bande1	10HA16+5HA14	10HA14	7HA12
		bande2	9HA14+7HA12	9HA14+2HA12	6HA14+2HA12
	section utilisée/nappe	bande1	27.79	15.39	9.45
		bande2	21.77	16.11	11.49
	Espacement (cm)	bande1	10	10	10
		bande2	10	10	10
	Ah	(cm <sup>2</sup> )	12.39	7.88	5.24
	Ah choix Sect/ml/nappe		7HA16	7HA14	7HA12
	Espacement	(cm)	10	10	10
At	4 épingles de HA8/ml				
<b>Vérification Des contraintes</b>	$\tau_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.57	0.50	0.3
	2.5	$\tau_u$	0.50	0.35	0.25
	$\sigma_{bc}=15$	$\sigma_{bc}$	2.06	1.39	0.82

Tableau VI.3.3 : Ferrailage du voile longitudinal (VL3)

	Zone		I	II	III
<b>Caractéristiques Géométriques</b>	L	(m)	2	2	2
	E	(m)	0.25	0.25	0.25
	B	(m <sup>2</sup> )	0.5	0.5	0.5
<b>Sollicitation De Calcul</b>	$\sigma_{max}$	(kN/m <sup>2</sup> )	3794.32	163.06	714.01
	$\sigma_{min}$	(KN/m <sup>2</sup> )	8167.12	2696.83	1828.51
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.63	0.11	0.56
	Lt	(m)	1.37	1.89	1.44
	D	(m)	0.91	1.26	0.96
	$\sigma_1$	(KN/m <sup>2</sup> )	5655.22	2596.73	1358.14
	N1	KN	725.67	46.32	147.38

	N2	KN	296.90	22.72	62.81
	Vu	KN	234.86	166.44	117.83
	T	KN	328.80	233.02	164.96
	Ns	KN	1079.53	686.45	373.76
Ferrailage	Av1	(cm <sup>2</sup> )	20.85	1.33	4.24
	Av2	(cm <sup>2</sup> )	8.53	0.65	1.81
	Avj	(cm <sup>2</sup> )	9.04	6.41	4.54
	A1	(cm <sup>2</sup> )	18.11	8.93	6.37
	A2	(cm <sup>2</sup> )	10.79	2.25	2.94
	Av min	(cm <sup>2</sup> )	11.94	14.40	12.6
	Choix de la section/nappe	bande1	8HA16+2HA14	6HA14	6HA14
		bande2	8HA14	5HA14+5HA14	5HA14+5HA12
	section utilisée/nappe	bande1	24.12	9.23	6.78
		bande2	12.31	16.42	13.03
	Espacement (cm)	bande1	10	10	10
		bande2	10	10	10
	Ah	(cm <sup>2</sup> )	8.86	3.14	3.011
	Ah choix Sect/ml/nappe		8HA12	4HA12	4HA12
	Espacement	(cm)	10	10	10
	At	4 épingles de HA8/ml			
Vérification Des Contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.73	0.52	0.37
	2.5	$\tau_u$	0.52	0.37	0.03
	$\sigma_{bc}=15$	$\sigma_{bc}$	1.79	1.33	0.71

Tableau VI.3.4 : Ferrailage du voile transversal (VT1, VT2, VT7, VT8)

	Zone		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1.63	1.63	1.63	
	E	(m)	0.25	0.25	0.25	
	B	(m <sup>2</sup> )	0.41	0.41	0.41	
Sollicitation De Calcul	σmax	(kN/m <sup>2</sup> )	148.48	680.72	713.23	
	σmin	(KN/m <sup>2</sup> )	4499.39	2369.72	1409.67	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	Lc	(m)	0.05	0.36	0.55	
	Lt	(m)	1.58	1.27	1.08	
	D	(m)	1.05	0.84	0.72	
	σ1	(KN/m <sup>2</sup> )	3615.44	1508.86	224.49	
	N1	KN	314.45	223.02	185.89	
	N2	KN	140.10	86.76	25.54	
	Vu	KN	184.39	128.42	91.38	
	T	KN	258.15	179.79	127.93	
	Ns	KN	851.48	573.72	338.71	
	Ferrailage	Av1	(cm <sup>2</sup> )	9.04	6.41	5.34
		Av2	(cm <sup>2</sup> )	4.03	2.49	0.73
Avj		(cm <sup>2</sup> )	19.30	13.97	9.06	
A1		(cm <sup>2</sup> )	27.45	13.05	7.13	
A2		(cm <sup>2</sup> )	10.50	5.90	3.48	
Av min		(cm <sup>2</sup> )	20.74	11.16	9.45	
Choix de la section/nappe		bande1	10HA16+5HA14	10HA14	7HA12	
		bande2	9HA14+7HA12	9HA14+2HA12	6HA14+2HA12	
section utilisée/nappe		bande1	27.79	15.39	9.45	
		bande2	21.77	16.11	11.49	
Espacement (cm)		bande1	10	10	10	
		bande2	10	10	10	
Ah		(cm <sup>2</sup> )	12.39	7.88	5.24	
Ah choix Sect/ml/nappe			7HA16	7HA14	7HA12	
Espacement		(cm)	10	10	10	

	At	4 épingles de HA8/ml			
Vérification Des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.57	0.50	0.35
	2.5	$\tau_u$	0.50	0.35	0.25
	$\sigma_{bc}=15$	$\sigma_{bc}$	2.06	1.39	0.82

Tableau VI.3.5 : Ferrailage du voile longitudinal (VL3)

	Zone		I	II	III
Caractéristiques Géométriques	L	(m)	2	2	2
	E	(m)	0.25	0.25	0.25
	B	(m <sup>2</sup> )	0.5	0.5	0.5
Sollicitation De Calcul	$\sigma_{max}$	(kN/m <sup>2</sup> )	3794.32	163.06	714.01
	$\sigma_{min}$	(kN/m <sup>2</sup> )	8167.12	2696.83	1828.51
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.63	0.11	0.56
	Lt	(m)	1.37	1.89	1.44
	D	(m)	0.91	1.26	0.96
	$\sigma_1$	(kN/m <sup>2</sup> )	5655.22	2596.73	1358.14
	N1	KN	725.67	46.32	147.38
	N2	KN	296.90	22.72	62.81
	Vu	KN	234.86	166.44	117.83
	T	KN	328.80	233.02	164.96
	Ns	KN	1079.53	686.45	373.76
		Av1	(cm <sup>2</sup> )	20.85	1.33
Av2		(cm <sup>2</sup> )	8.53	0.65	1.81
Avj		(cm <sup>2</sup> )	9.04	6.41	4.54
A1		(cm <sup>2</sup> )	18.11	8.93	6.37
A2		(cm <sup>2</sup> )	10.79	2.25	2.94
Av min		(cm <sup>2</sup> )	11.94	14.40	12.6

<b>Ferrailage</b>	Choix de la section/nappe	bande1	8HA16+2HA14	6HA14	6HA14
		bande2	8HA14	5HA14+5HA14	5HA14+5HA12
	section utilisée/nappe	bande1	24.12	9.23	6.78
		bande2	12.31	16.42	13.03
	Espacement (cm)	bande1	10	10	10
		bande2	10	10	10
	Ah	(cm <sup>2</sup> )	8.86	3.14	3.011
	Ah choix Sect/ml/nappe		8HA12	4HA12	4HA12
	Espacement	(cm)	10	10	10
	At	4 épingles de HA8/ml			
<b>Vérification Des Contraintes</b>	$\tau_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.73	0.52	0.37
	2.5	$\tau_u$	0.52	0.37	0.03
	$\sigma_{bc}=15$	$\sigma_{bc}$	1.79	1.33	0.71

Tableau VII3.6: Ferrailage du voile transversal (VT1, VT2, VT7, VT8)

	Zone		I	II	III
<b>Caractéristiques Géométriques</b>	L	(m)	2.5	2.5	2.5
	e	(m)	0.25	0.25	0.25
	B	(m <sup>2</sup> )	0.63	0.63	0.63
<b>Sollicitation De Calcul</b>	$\sigma_{max}$	(kN/m <sup>2</sup> )	2296	609.01	3253.07
	$\sigma_{min}$	(KN/m <sup>2</sup> )	7754.07	3452.75	3982.66
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.57	0.37	1.12
	Lt	(m)	1.93	2.13	1.38
	d	(m)	1.28	1.42	0.92
	$\sigma_1$	(KN/m <sup>2</sup> )	6226.46	3046.57	1811.94
	N1	KN	664.08	203.10	543.24
	N2	KN	295.76	95.21	169.87
	Vu	KN	234.86	166.44	117.83

	T	KN	328.80	233.02	164.96	
	Ns	KN	1079.53	686.45	373.76	
Ferraillage	Av1	(cm <sup>2</sup> )	19.08	5.84	15.61	
	Av2	(cm <sup>2</sup> )	8.50	2.74	4.88	
	Avj	(cm <sup>2</sup> )	9.04	6.41	4.54	
	A1	(cm <sup>2</sup> )	21.34	14.44	16.74	
	A2	(cm <sup>2</sup> )	10.76	4.34	6.02	
	Av min	(cm <sup>2</sup> )	15.8	16.64	12.08	
	Choix de la section/nappe	bande1		9HA16+3HA14	9HA14+3HA12	9HA14+3HA12
		bande2		9HA14+3HA12	9HA14+3HA12	9HA12
	section utilisée/nappe	bande1		22.71	17.24	17.24
		bande2		17.24	17.24	13.85
	Espacement (cm)	bande1		15	15	15
		bande2		15	15	15
	Ah	(cm <sup>2</sup> )		9.99	8.62	7.77
	Ah choix Sect/ml/nappe			6HA16	6HA14	6HA14
Espacement	(cm)		15	15	20	
At	4 épingles de HA8/ml					
Vérification Des Contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.58	0.41	0.29	
	2.5	$\tau_u$	0.41	0.30	0.21	
	$\sigma_{bc}=15$	$\sigma_{bc}$	1.41	1.03	0.54	

Tableau VI.3.7 Ferraillage du voile transversal (VT3, VT4, VT9, VT10)

	Zone		I	II	III
Caractéristiques Géométriques	L	(m)	1.55	1.55	1.55
	e	(m)	0.25	0.25	0.25
	B	(m <sup>2</sup> )	0.39	0.39	0.39
	$\sigma_{max}$	(kN/m <sup>2</sup> )	2057.79	307.48	572.39
	$\sigma_{min}$	(KN/m <sup>2</sup> )	6170.46	2390.85	2538.18
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC

	Zone		I	II	III
C Caractéristiques Géométriques	L	(m)	2.5	Ferrailages des voiles	
	e	(m)	0.25	0.25	0.25
	B	(m <sup>2</sup> )	0.63	0.63	0.63
Sollicitation De Calcul	σmax	(kN/m <sup>2</sup> )	2296	609.01	3253.07
	σmin	(KN/m <sup>2</sup> )	7754.07	3452.75	3982.66
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.57	0.37	1.12
	Lt	(m)	1.93	2.13	1.38
	d	(m)	1.28	1.42	0.92
	σ1	(KN/m <sup>2</sup> )	6226.46	3046.57	1811.94
	N1	KN	664.08	203.10	543.24
	N2	KN	295.76	95.21	169.87
	Vu	KN	234.86	166.44	117.83
	T	KN	328.80	233.02	164.96
	Ns	KN	1079.53	686.45	373.76
	Ferrailage	Av1	(cm <sup>2</sup> )	19.08	5.84
Av2		(cm <sup>2</sup> )	8.50	2.74	4.88
Avj		(cm <sup>2</sup> )	9.04	6.41	4.54
A1		(cm <sup>2</sup> )	21.34	14.44	16.74
A2		(cm <sup>2</sup> )	10.76	4.34	6.02
Av min		(cm <sup>2</sup> )	15.8	16.64	12.08
Choix de la section/nappe		bande1	9HA16+3HA14	9HA14+3HA12	9HA14+3HA12
		bande2	9HA14+3HA12	9HA14+3HA12	9HA12
section utilisée/nappe		bande1	22.71	17.24	17.24
		bande2	17.24	17.24	13.85
Espacement (cm)		bande1	15	15	15
		bande2	15	15	15
Ah		(cm <sup>2</sup> )	9.99	8.62	7.77
Ah choix Sect/ml/nappe		6HA16	6HA14	6HA14	
Espacement		(cm)	15	15	20
At		4 épingles de HA8/ml			
Vérification Des Contraintes	τb=5MPa	τb	0.58	0.41	0.29
	2.5	τu	0.41	0.30	0.21
	σbc=15	σbc	1.41	1.03	0.54

Sollicitation De Calcul	Lc	(m)	0.39	0.18	0.29
	Lt	(m)	1.16	1.37	1.26
	d	(m)	0.77	0.91	0.84
	$\sigma_1$	(KN/m <sup>2</sup> )	4790.24	2181.95	2156.88
	N1	KN	356.22	68.59	111.51
	N2	KN	155.68	32.73	51.23
	Vu	KN	119.69	87.92	207.44
	T	KN	167.57	123.09	290.42
	Ns	KN	775.92	527.61	324.4
Ferrailage	Av1	(cm <sup>2</sup> )	10.24	1.97	3.20
	Av2	(cm <sup>2</sup> )	4.47	0.94	1.47
	Avj	(cm <sup>2</sup> )	4.61	3.38	7.99
	A1	(cm <sup>2</sup> )	23.64	13.97	7.47
	A2	(cm <sup>2</sup> )	11.20	5.67	3.22
	Av min	(cm <sup>2</sup> )	10.11	11.94	10.63
	Choix de la section/nappe	bande1	10HA16+3HA14	9HA14	8HA12
		bande2	8HA14	8HA14	7HA14
	section utilisée/nappe	bande1	24.72	13.89	9.05
		bande2	12.31	12.31	10.77
	Espacement (cm)	bande1	10	10	10
		bande2	10	10	10
	Ah	(cm <sup>2</sup> )	9.26	6.55	4.96
	Ah choix Sect/ml/nappe		5HA16	5HA14	3HA12
	Espacement	(cm)	10	10	10
At	4 épingles de HA8/ml				
Vérification Des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.48	0.35	0.83
	2.5	$\tau_u$	0.34	0.25	0.59
	$\sigma_{bc}=15$	$\sigma_{bc}$	1.76	1.31	0.78

Tableau VII-6 : Ferrailage du voile transversal (VT5, VT6)

**VII.1. 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 :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- Les radiers.
- Les semelles isolées.

**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.

**VII.2. Le choix de type de fondation:**

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- La profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivant :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).

- Economie.

### VII.3. Pré-dimensionnement des semelles :

#### VIII.3.1. Semelle isolée :

On doit vérifier que:  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

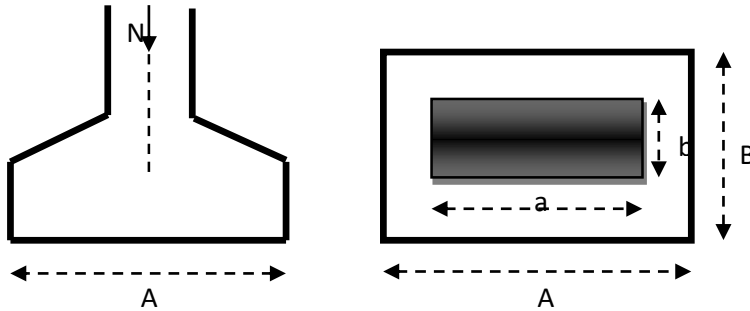


Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée

Avec:

$N$  : l'effort normal agissant sur la semelle à l'ELS

$S$  : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.

#### Exemple de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{Ser} = 1004,36 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 0,2 \text{ Mpa} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1004,36}{200}} = 2,24 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2,24 \text{ m}$$

On a la section des semelles sous poteau totale est:  $S = n \times B^2 = 36 \times (2,24)^2 = 207,36 \text{ m}^2$

Avec:  $n$  : nombre des poteaux

La section totale est :  $S_t = 18,45 \times 21,40 = 394,83 \text{ m}^2$

Donc :  $S = 207,36 \text{ m}^2 > 50\% S_t = 197,415 \text{ m}^2$

#### Remarque :

On remarque que la surface occupé par les semelles sous poteaux dépasse **50%** de la surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

Alors il faut opter pour des semelles filantes.

### VII.3.2. Semelles filantes :

#### VII.3.2.1. Pré-dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

$$N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

**B** : Largeur de la semelle

**L** : Longueur de la semelle sous voile

**G** : Charge permanent a la base du voile considéré

**Q** : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

*Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :*

a) *Sens transversal:*

Voiles	Ns	L(m)	B(m)	S=B x L (m <sup>2</sup> )
VT1	1477,78	2,5	1,71	4,275
VT2	1079,53	2	1,64	3,28
VT3	775,92	1,55	1,58	2,449
				$\Sigma=10,004$

**Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)**

a) *Sens longitudinal :*

Voiles	Ns	L(m)	B(m)	S=B x L (m <sup>2</sup> )
VL1	1767,32	3,15	1,67	5,26
VL2	1486,26	3	1,57	4,71
VL3	851,48	1,63	1,61	2,62
				$\Sigma=12,59$

**Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).**

**La somme des surfaces des semelles sous voiles est :**

$$S_v = \sum S_i = 10,004 + 12,59 = 22,594 \text{m}^2$$

### VII.3.2.2. Pré-dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

#### a) Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### b) Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

Avec:

$R$  : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte  $\sigma_{\text{sol}}$ .

$\sum N_i$  : charges verticales totales à la base de la fondation (charges permanentes et d'exploitation).

#### • Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec:

$e_i$  : position de  $N_i$  par rapport au centre de la file considérée

#### • Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} \text{Si: } e < \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ \text{Si: } e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{cases}$$

$$\triangleright q_{\text{max}} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$\triangleright q_{\text{min}} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$\triangleright q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

#### • Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}}$

Avec:  $L$  : distance entre nus des poteaux.

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>inf</sub> (KN.m)	ei (cm)	N <sub>s</sub> x ei (KN.m)
1	628,57	-0382	9,32	5086,017
2	1989,39	-0,684	4,725	3215,788
3	1414,07	-1,29	1,57	1576,845
4	1413,79	-2,651	-1,57	-1369,35
5	1923,8	-0,778	-4,725	-3211,16
6	507,51	0,145	-9,12	-4236,33
	<b>Σ= 4236,6</b>	<b>Σ= -5,64</b>		<b>Σ= 1061,808</b>

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{(1061,808) + (-5,64)}{4236,6} = \mathbf{0,24m}$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle:

$$\text{On a : } e = 0,24 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18,45}{6} = 3,075 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4236,6}{18,45} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,24)}{18,45}\right) = \mathbf{211,70 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4236,6}{18,45} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,24)}{18,45}\right) = \mathbf{247,53 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4236,6}{18,45} \times \left(1 + \frac{3 \times (0,24)}{18,45}\right) = \mathbf{238,58 \text{ KN/ml}}$$

- Détermination de la largeur de la semelle:

$$\bullet \quad B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{238,58}{200} = \mathbf{1,19 \text{ m} = 1,2 \text{ m}}$$

✓ Donc on opte pour  $B = 1,2 \text{ m} \rightarrow S = B \times L = 1,2 \times 18,45 = \mathbf{22,14 \text{ m}^2}$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = S_x n$$

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 22,14 \times 5 = 110,7 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est:

$$S_t = S_p + S_v = 110,7 + 107,493 = 218,193 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 394,83 \text{ m}^2$

$$\text{Donc : } \frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{218,193}{394,83} \times 100 = 55,26\% > 50\%$$

**Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

#### **VII.4: Etude du 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.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

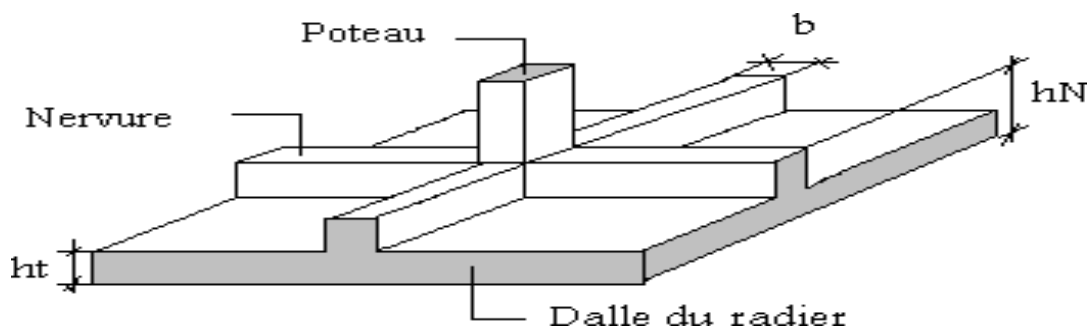


Figure VII.2 : Représentation du radier

#### **VII.4.1: Pré dimensionnement du radier :**

##### **a) Condition forfaitaire :**

- Sous voiles:

Epaisseur du radier est:

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{460}{8} \leq h \leq \frac{460}{5} \Rightarrow 57,5 \leq h \leq 92 \text{ cm}$$

✓ On prend:  $h = 80 \text{ cm}$

▪ **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$$

✓ On prend:  $h_d = 30 \text{ cm}$

▪ **Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} \rightarrow \text{On opte} = 80 \text{ cm}$$

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 42 \leq b_n \leq 60 \text{ cm}$$

soit :  $b_n = 60 \text{ cm}$

▪ **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{460}{50} \leq h_t \leq \frac{460}{40} \rightarrow 9,2 \leq h_t \leq 11,50$$

On opte :  $h_t = 10$

**b) Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

$$K = \begin{cases} 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très mauvais sol} \\ 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen alors  $K = 40 \text{ MPa}$

**I** : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

**E** : Module de déformation longitudinale déferée :  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{MPa}$

**L<sub>max</sub>** : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,6\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0,93 \text{m}$$

✓ On opte: **hn=95 cm**

Le radier doit avoir une largeur b telles que :

$$0,40 h \leq b \leq 0,70 h$$

$$0,40 \times 95 \leq b \leq 0,70 \times 95$$

$$38 \leq b \leq 66$$

On opte : **b=60cm**

### Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte ses dimensions suivantes :

- ✓ La hauteur de la dalle du radie **hd = 30cm**
- ✓ La hauteur de la dalle flottante **ht = 10cm**
- ✓ La hauteur de la nervure suivant les deux sens **hn = 95 cm**
- ✓ La largeur de la nervure **bn = 60cm**

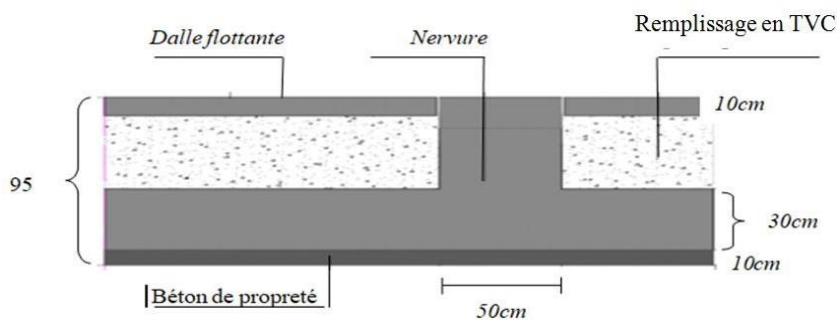


Figure VII.3 : coupe verticale du radier

**VII.4.2: Calcul de la surface du radier :**

Charge permanente de la structure :  $G = 41382,74\text{KN}$

Charge d'exploitation de la structure :  $Q = 4203,32\text{KN}$

**a) Combinaison d'actions :**▪ **A l'ELU :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 41382,74 + 1,5 \times 4203,32 = \mathbf{62171,679\text{ KN}}$$

▪ **A l'ELS :**

$$N_s = G + Q = 41382,74 + 4203,32 = \mathbf{45586,06\text{KN}}$$

**b) Détermination de la surface du radier :**▪ **A l'ELU :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{62171,679}{1,33 \times 200} = \mathbf{233,72\text{m}^2}$$

▪ **A l'ELS :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{45586,06}{200} = \mathbf{227,93\text{m}^2}$$

$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{radier ELU}}, S_{\text{radier ELS}})$

$S_{\text{radier}} = \max(233,72; 227,93)$

$S_{\text{radier}} = 233,72\text{ m}^2$

$S_{\text{bâtiment}} = 394,83\text{ m}^2$

**Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{hn}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{95}{2}; 30\text{cm}\right) = \mathbf{47,5\text{cm}}$$

$L_{\text{débord}} = \max(47,5\text{cm}; 30\text{cm})$

On opte :  **$L_{\text{débord}} = 50\text{cm}$**

Donc on aura une surface totale du radier :

$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}}$

$S_{\text{débord}} = P_{\text{débord}} \times L_{\text{débord}} = (18,45+21,40) \times 0,50 \times 2 = 39,85$

$$S \text{ débord} = 39,85 \text{ m}^2$$

$$S \text{ radier} = 394,83 + 39,85 = 434,68$$

$$S \text{ radier} = 434,68 \text{ m}^2$$

#### VII.4.3: Calcul des sollicitations :

##### a) Charges permanentes :

###### ■ Poids de radier :

G = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

###### ■ Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 434,68 \times 0,30 \times 25 = 3260,01$$

$$P_{\text{dalle}} = 3260,01 \text{ kN}$$

###### ■ Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times h_n \times \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \times m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,55 \times 0,95 \times 25 (18,45 \times 6 \text{ Poids de TVO : } + 21,4 \times 6) = 3122,64 \text{ KN}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \times m)$$

$$S_{\text{ner}} = 0,55 (18,45 \times 6 + 21,4 \times 6) = 131,505 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$P_{\text{TVO}} = [(434,68 - 239,1 \times 0,55)] \times (0,95 - 0,30) \times 17 = 3350,083 \text{ KN}$$

$$P_{\text{TVO}} = 3350,083 \text{ KN}$$

###### ■ Poids de la dalle flottante

$$G_{\text{df}} = S_{\text{radier}} \times h_n \times \rho_b$$

$$G_{\text{df}} = 434,68 \times 0,1 \times 25 = 1086,7$$

$$G_{\text{df}} = 1086,70 \text{ KN}$$

G radier = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de la dalle flottante + poids de TVOG

$$\text{radier} = 3260,1 + 2136,956 + 3350,083 + 1086,7 = 9833,833$$

$$G_{\text{radier}} = 9833,833 \text{ KN}$$

##### b) Surcharges d'exploitations :

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 4203,32 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 2,5 \times 434,68 = 1471,12 \text{ KN}$$

c) *Poids total de la structure :*

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 41382,74 + 9833,833 = \mathbf{51216,573 \text{ KN}}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 4203,32 + 1471,12 = 5674,44 \text{ KN}$$

d) *Combinaison d'actions :*

## ■ A l'ELU :

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 51216,573 + 1,5 \times 5674,44 = 77654,033$$

$$N_u = \mathbf{77654,033 \text{ KN}}$$

## ■ A l'ELS :

$$N_s = G + Q = 51216,573 + 5674,44 = \mathbf{56891,013}$$

$$N_s = \mathbf{56891,013 \text{ KN}}$$

VII.4.4 : *Les Vérifications :*a) *Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1) :*

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_{u \text{ max}} = \frac{q_u L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{77654,033 \times 1}{434,68} \times \frac{4,6}{2} = \mathbf{410,88 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{410,88 \times 10^3}{1000 \times 270} = \mathbf{1,52 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \mathbf{1,52 \text{ MPa}} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

a) *Vérification de la stabilité du radier :*

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure (tiré à partir du logiciel)

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure (tiré à partir du logiciel)

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

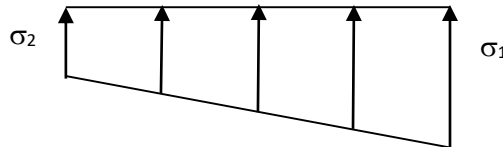


Figure VII.4 : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

■ *A l'ELU :*

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

■ *A l'ELS :*

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V \\ \overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ *Le centre de gravité du radier :*

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

$$X_G = \frac{18,45 - 0,45}{2} = 9 \text{m}$$

$$Y_G = \frac{21,4 - 0,45}{2} = 10,475 \text{ m}$$

❖ *Moment d'inertie du radier:*

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = \frac{18,45 \times 121,4^3}{12} = 15068,0280 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{21,4 \times 18,45^3}{12} = 11200,093 \text{ m}^4$$

a) *Sens longitudinal :*

$$M_{OX} = 49201,148; \quad T = 2223,70$$

▪ *A'ELU :*

$$M_X = 49201,148 + (2223,70 \times 0,95) = 51312,998 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \frac{77654,033}{434,68} + \frac{51312,998}{11200,093} \times 9 = 219,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \frac{77654,033}{434,68} - \frac{51312,998}{11200,093} \times 9 = 137,41 \text{ KN/m}^2$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_m = \frac{3 \times 219,97 + 137,41}{4} = 199,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \sigma_m = 199,33 \text{ KN/m} < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

▪ *A'ELS :*

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56891,013}{434,68} + \frac{51312,998}{11200,093} \times 9 = 172,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56891,013}{434,68} - \frac{48964,79}{11200,093} \times 9 = 89,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 172,11 + 89,65}{4} = 151,49 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \sigma_m = 151,49 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

b) *Sens transversal :*

$$M_{Oy}=49205,544 ; \quad T_y= 2261,19$$

$$M_y=49205,544+2261,19 \times 0,95 = 51353,67 \text{KN.m}$$

■ *A l'ELU :*

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{77654,033}{434,68} + \frac{51353,67}{15068,0280} \times 10,475 = 214,34 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{77654,033}{434,68} - \frac{51353,67}{15068,0280} \times 10,475 = 142,94 \text{KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 214,34 + 142,94}{4} = 196,49 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 196,49 \text{KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

■ *A l'ELS :*

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56891,013}{434,68} + \frac{51353,67}{15068,028} \times 10,475 = 166,58 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{5689,013}{434,68} - \frac{51353,67}{15068,028} \times 10,475 = 95,18 \text{KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 166,58 + 95,18}{4} = 148,73 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 148,73 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) *Vérification de l'effort de sous pression :*

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \quad \text{Avec : } P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$$

- $P$  : Poids total du bâtiment à la base du radier.  
 $\alpha = 1,5$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.  
 $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ NK}/\text{m}^3$ ).  
 $z$  : profondeur de l'infrastructure ( $h = 0,8\text{m}$ ).

AN:

$$P' = 1,5 \times 10 \times 434,68 \times 0,95 = \mathbf{6194,19KN.}$$

$$p = (G_{\text{superstructure}} + G_{\text{infrastructure}}) = \mathbf{51216,573KN}$$

$$P = \mathbf{51216,573KN} > P' = \mathbf{6194,19KN} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

✓ Pas de risque de soulèvement de la structure

*d) Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42 BAEL91 modifiées 99):*

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :  $\leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

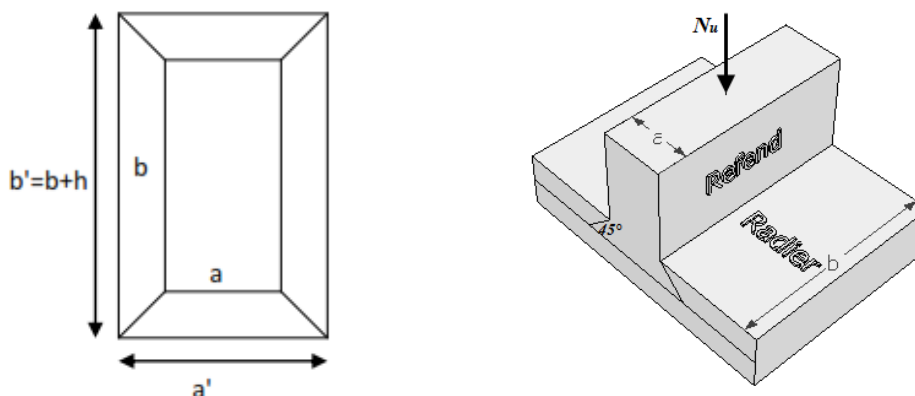
$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1 m).

$h$  : Épaisseur totale du radier.



**Figure .VII.5 :** Périmètre utile des voiles et des poteaux.

*e). Vérification de la stabilité au renversement : (Art A.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 :  $(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4})$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{49201,148}{56891,013} = 0,864m < \frac{18,45}{4} = 4,61m \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{49205,544}{56891,013} = 0,87m < \frac{17,21,4}{4} = 5,35m \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### VII.4.5: Ferrailage du radier :

##### VII.4.5.1 : Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL91**

#### ❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

✓ On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :** Si  $\alpha < 0,4 \Rightarrow$  La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; \quad M_{0y} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :** Si  $0,4 < \alpha \leq 1 \Rightarrow$  Les deux flexions interviennent, les moments

Développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

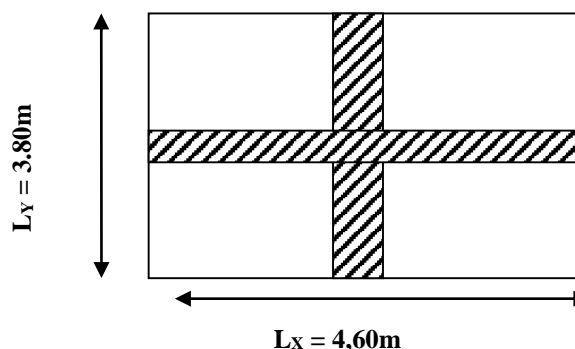
- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_x \cdot M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec} \quad (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité :**

**Figure VII.6 :** Le panneau le plus sollicité.

$$L_x = 4,60 \text{ m} ; L_y = 3,80 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,8}{4,6} = 0,82$$

$0,4 < \rho = 0,82 < 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

- A l'ELU :  $\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(219,97 ; 214,34) = 219,97 \text{ KN/m}^2$
- A l'ELS :  $\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(172,11 ; 166,58) = 172,11 \text{ KN/m}^2$
- A l'ELU :  $q_u = \sigma_m - \frac{Grad}{S_{rad}} = \left( 219,97 - \frac{9833,833}{434,68} \right) \times 1 \text{ m} = 197,35 \text{ KN/ml}$
- A l'ELS :  $q_s = \sigma_m - \frac{Grad}{S_{rad}} = \left( 172,11 - \frac{8805,991}{421,27} \right) \times 1 \text{ m} = 149,49 \text{ KN/ml}$

❖ **Calcul à l'ELU :**

- **Moments fléchissant :**

Suivant la petite portée:  $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2$

Suivant la grande portée:  $M_{0y} = \mu_y M_x$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficient données en fonction du rapport  $\rho$  et du coefficient du Poisson  $\rho = 0,82$  et  $\nu = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0542 \\ \mu_y = 0,631 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0542 \times 197,35 \times (3,8)^2 = 145,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,631 \times 145,45 = 97,46 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

▪ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 154,45 = 115,83 \text{ KN}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 97,46 = 73,095 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 154,45 = 77,225 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 97,46 = 48,73 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferrailage :**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec:  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 27 \text{ cm}$

Sens	zone	Mu (KN.m)	$\mu_\mu$	section	$\beta$	Acal (KN.m)	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	St
x-x	travée	115,83	0,110	SSA	0,942	13,08	14,07	7HA16	16
	appuis	77,225	0,75	SSA	0,960	13,69	14,07	7HA116	16

Tableau VII.4 : Ferrailage De dalle

y-y	travée	73,095	0,070	SSA	0,964	8,06	9,23	6HA14	16
	appuis	48,73	0,047	SSA	0,975	5,31	6,78	6HA12	16

**Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

❖ *Vérification à L'ELU :*

a) *condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :*

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{bh} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

Avec :  $\omega_0$ : pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètre et de la résistance à la compression du béton.

Donc:  $\omega_0 = 0,0008$  pour fe 400

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0,82}{2} \times 100 \times 30 = 2,62cm^2$$

Sens	Zone	A(cm2)	A <sub>min</sub> (cm2)	Observation
XX	Appuis	14,07	2,62	Condition vérifiée
	Travée	14,07		Condition vérifiée
YY	Appuis	6,78		Condition vérifiée
	Travée	9,23		Condition vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) *Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :*

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33cm\} = \min \{3 \times 30; 33cm\} = 33cm$$

**S<sub>t</sub> = 16cm < 33cm → Condition vérifiée.**

✓ Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$S_t = 16\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $p = q_{um} l_x l_y = 197,35 \times 4,6 \times 3,80 = 3449,67/\text{m}^2$

✓ Sens x-x :  $V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3449,67}{3 \times 3,80} = 302,60\text{KN}$

✓ Sens y-y :  $V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{3449,67}{2 \times 3,80 + 4,6} = 265,35\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{302,60 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,12\text{MPa}$$

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

✓  $\tau_u = 1,12\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Calcul à l'E.L.S :

On a :  $\rho = 0,82$  et  $v = 0,2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0542 \\ \mu_y = 0,631 \end{array} \right.$$

▪ Moments fléchissant :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0542 \times 149,49 \times 3,8^2 = 116,99\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0,631 \times 116,99 = 73,82\text{KN.m}$$

▪ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 116,99 = 87,74\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 73,82 = 55,36\text{KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 116,99 = 58,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 73,82 = 36,91 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Vérification à L'ELS :**

- a) **Vérification des contraintes :**

- **Dans le béton :**

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

- **Sens x-x :**

**Aux appuis :**  $A_s = 14,07 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 14,07}{100 \times 27} = 0,521$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,851 \\ k_1 = 30,87 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{58,49 \times 10^3}{0,851 \times 27 \times 14,07} = 180,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{180,92}{30,87} = 5,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$A_s = 14,07 \text{ cm}^2$  (section adopté)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 14,07}{100 \times 27} = 0,521$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,851 \\ k_1 = 30,87 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{87,74 \times 10^3}{0,851 \times 27 \times 14,07} = 271,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 8,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Sens y-y :

- Aux appuis :  $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 27} = 0,252 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,920 \\ K_1 = 47,50 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{36,91 \times 10^3}{0,920 \times 27 \times 6,78} = 219,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 4,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :  $A_s = 9,23 \text{ cm}^2$  (section adopté)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 27} = 0,341 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,909 \\ K_1 = 39,95 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{55,36 \times 10^3}{0,909 \times 27 \times 9,23} = 244,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = 6,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta_1$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	14,07	58,49	0,521	0,851	30,87	<b>180,92</b>	348	<b>5,89</b>	15	Cv
	Travée	14,07	87,74	0,521	0,851	30,87	<b>271,40</b>	348	<b>8,79</b>	15	Cv
Y-Y	Appuis	6,78	36,91	0,252	0,920	47,50	<b>219,16</b>	348	<b>4,61</b>	15	Cv
	Travée	9,23	55,36	0,341	0,909	39,95	<b>244,38</b>	348	<b>6,11</b>	15	Cv

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS

#### Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

#### VII.4.5.2: Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

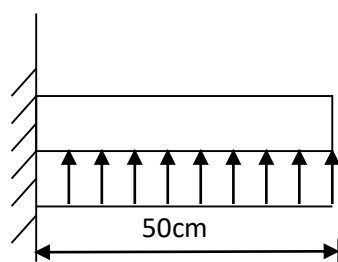


Figure VII.7: Schéma statique du débord.

#### ❖ Sollicitation de calcul :

##### ▪ A l'ELU :

$$P_u = q_u = 197,35 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-197,35 \times 0,50^2}{2} = -24,66 \text{ KN.m}$$

▪ *A l'ELS :*

$$P_s = q_s = 149,49 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-149,49 \times 0,50^2}{2} = -18,68 \text{ KN.m}$$

❖ *Calcul des armatures principales :*

$$b = 1 \text{ m}; d = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{124,66 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,120 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,120 \rightarrow \beta = 0,936$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24,66 \times 10^3}{0,936 \times 27 \times 348} = 2,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ *Vérification à l'ELU :*

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ *Calcul des armatures de répartition :*

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

$$\text{Soit : } A_r = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ *Vérification à l'ELS :*a) *Vérification de la contrainte dans les aciers :*

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0,209$$

$$\rho_1 = 0,209 \rightarrow \beta_1 = 0,926 \rightarrow \alpha_1 = 0,222$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,222}{15(1-0,222)} = 0,018 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{118,68 \times 10^{-3}}{0,926 \times 0,27 \times 5,65 \times 10^{-4}} = 84,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,018 \times 84,01 = 1,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) *Vérification de la contrainte dans les aciers :*

$$\sigma_{st} = 84,01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.4.5.3 : Ferrailage des nervures :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**a) Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

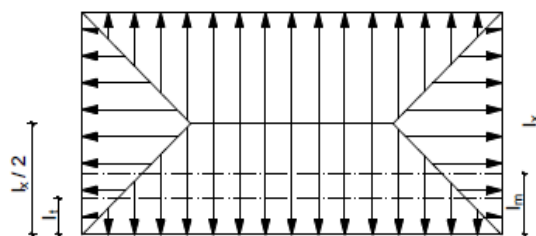
Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

**Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

**❖ Cas de chargement trapézoïdal :**

- Moment fléchissant :  $l_m = l_x \left( 0,5 - \frac{l^2}{6} \right)$
- Effort tranchant :  $l_t = l_x \left( 0,5 - \frac{l^2}{4} \right)$



**Figure VII.8: Répartition trapézoïdale**

❖ Le Chargement simplifié :

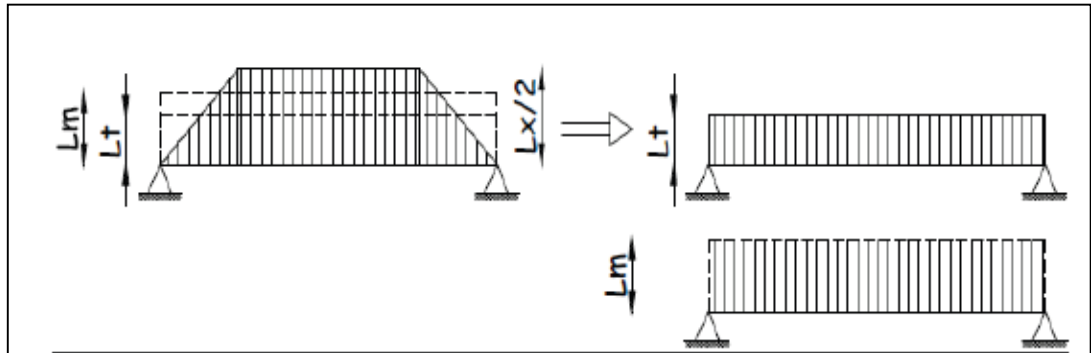
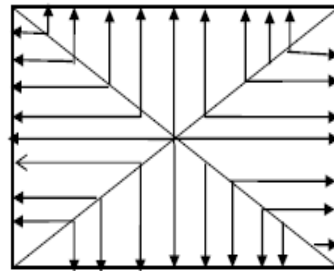


Figure VII.9: Présentation du chargement simplifié.

❖ Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant :  $l_m = 0,333 \times l_x$

Effort tranchant :  $l_t = 0,25 \times l_x$



Figures VII.10: Répartition triangulaire.

▪ Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

▪ Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u x l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

*Détermination des charges :*

❖ ELU

$$L'ELU : q_u = \left( \sigma_m \max - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_u = \left( 219,97 - \frac{9833,833}{434,68} - \frac{3122,64}{131,505} \right) = 173,61 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 173,61 \text{ KN/ml}$$

❖ *ELS*

$$L'ELS : q_s = \left( \sigma_{m \max} - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 172,11 - \frac{9833,833}{434,68} - \frac{3122,64}{131,505} \right)$$

$$q_s = 125,75 \text{ KN/ml}$$

•Sens longitudinal :

										Moment fléchissant			Effort tranchant				
travée	Pan Neau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3,5	4,4	0,795	Trapézoïdal	1,38	1,20	173,61	125,75	239,74	487,59	173,65	353,17	207,70	414,54	150,44	300,26
	2	3,8	4,4	0,864	Trapézoïdal	1,43	1,19	173,61	125,75	247,85		179,52		206,84		149,82	
b-c	1	3,15	3,5	0,900	Triangulaire	1,05	0,79	173,61	125,75	182,11	364,22	131,91	263,81	136,72	273,44	99,03	198,06
	2	3,15	3,8	0,829	Triangulaire	1,05	0,79	173,61	125,75	182,11		131,91		136,72		99,03	
C-D	1	3,15	3,5	0,900	Triangulaire	1,05	0,79	173,61	125,75	182,11	364,22	131,91	263,81	136,72	273,44	99,03	198,06
	2	3,15	3,8	0,829	Triangulaire	1,05	0,79	173,61	125,75	182,11		131,91		136,72		99,03	
D-E	1	3,15	3,5	0,900	Triangulaire	1,05	0,79	173,61	125,75	182,11	364,22	131,91	263,81	136,72	273,44	99,03	198,06
	2	3,15	3,8	0,829	Triangulaire	1,05	0,79	173,61	125,75	182,11		131,91		136,72		99,03	
a-b	1	3,5	4,6	0,761	Trapézoïdal	1,41	1,24	173,61	125,75	245,19	500,01	177,60	362,17	215,87	433,18	156,36	313,76
	2	3,8	4,6	0,826	Trapézoïdal	1,47	1,25	173,61	125,75	254,82		184,58		217,31		157,40	

Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

*Sens transversal*

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	Pan Neau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3,5	4,6	0,761	Triangulaire	1,17	0,88	173,61	125,75	202,34	401,95	146,56	291,14	151,91	314,60	110,03	227,87
	2	3,15	3,5	0,900	Trapézoïdal	1,15	0,94	173,61	125,75	199,61		144,58		162,69		117,84	
b-c	1	3,7	4,6	0,804	Triangulaire	1,23	0,93	173,61	125,75	213,90	421,28	154,94	305,14	160,59	334,93	116,32	242,60
	2	3,15	3,7	0,851	Trapézoïdal	1,19	1,00	173,61	125,75	207,37		150,21		174,34		126,28	
C-D	1	3,5	4,6	0,761	Triangulaire	1,17	0,88	173,61	125,75	202,34	401,95	146,56	291,14	151,91	314,60	110,03	227,87
	2	3,15	3,5	0,900	Trapézoïdal	1,15	0,94	173,61	125,75	199,61		144,58		162,69		117,84	
D-E	1	3,8	4,6	0,826	Triangulaire	1,27	0,95	173,61	125,75	219,69	430,49	159,12	311,82	164,93	344,42	119,46	249,47
	2	3,15	3,8	0,829	Trapézoïdal	1,21	1,03	173,61	125,75	210,80		152,69		179,49		130,01	
E-F	1	3,5	4,6	0,761	Triangulaire	1,17	0,88	173,61	125,75	202,34	401,95	146,56	291,14	151,91	314,60	110,03	227,87
	2	3,15	3,5	0,900	Trapézoïdal	1,15	0,94	173,61	125,75	199,61		144,58		162,69		117,84	

**Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).**

b). Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

➤ Sens longitudinal :

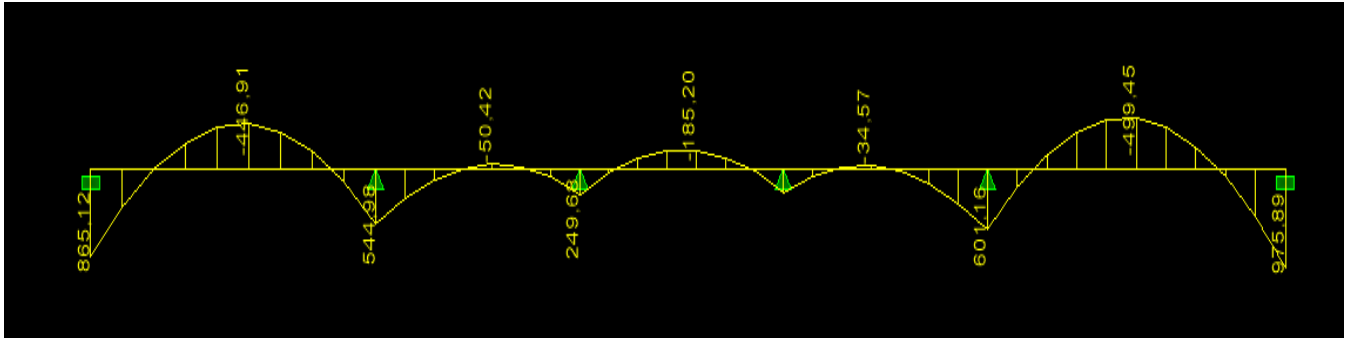


Figure VII.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

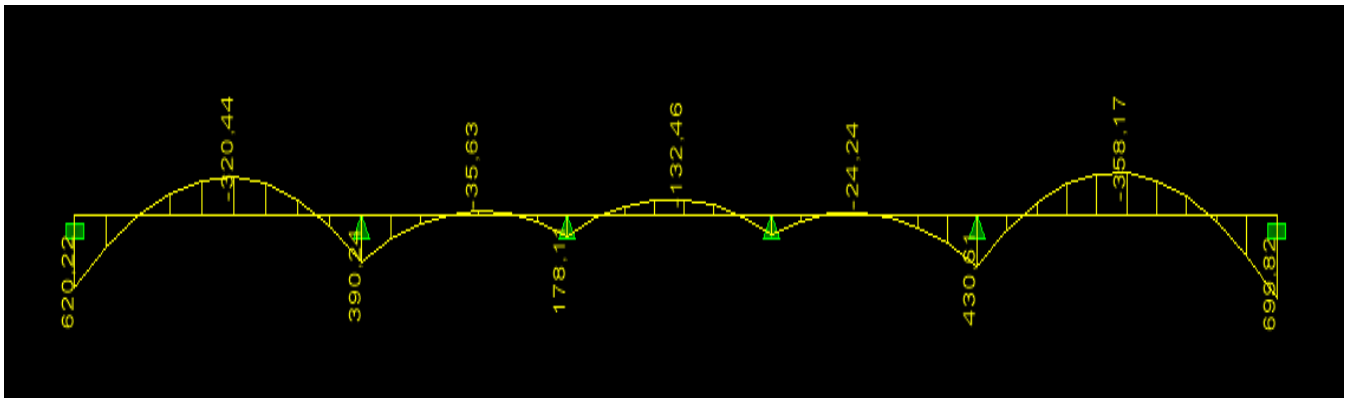


Figure VII.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

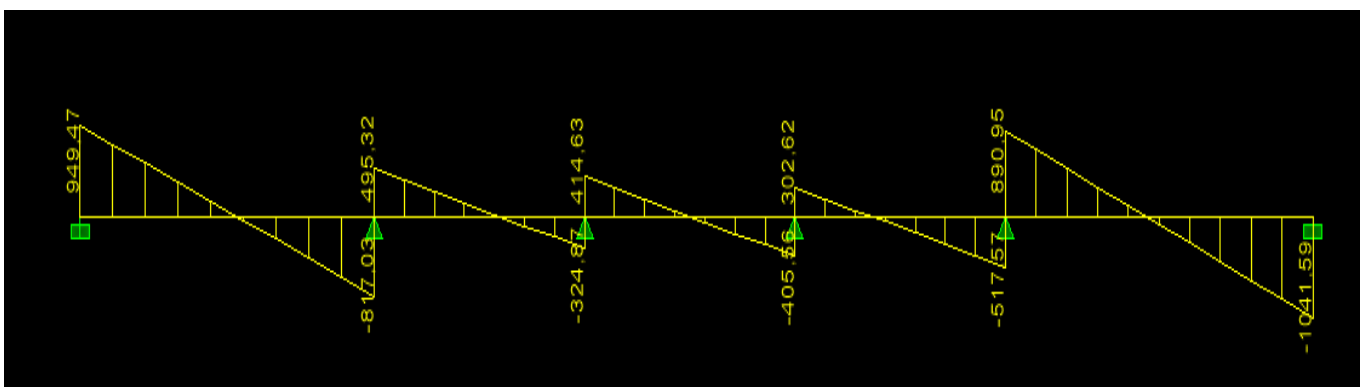


Figure VII.13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

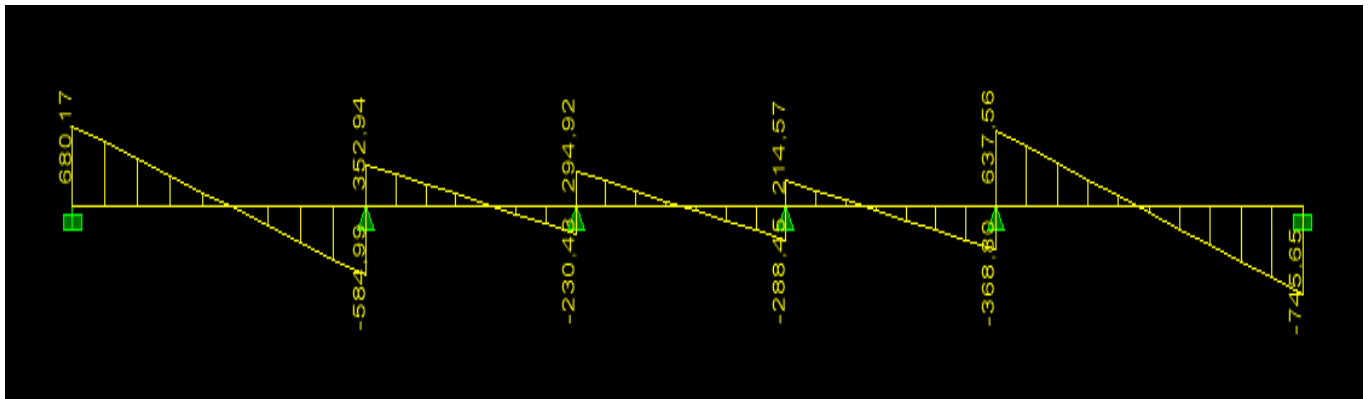


Figure VII.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

➤ *Sens transversal :*

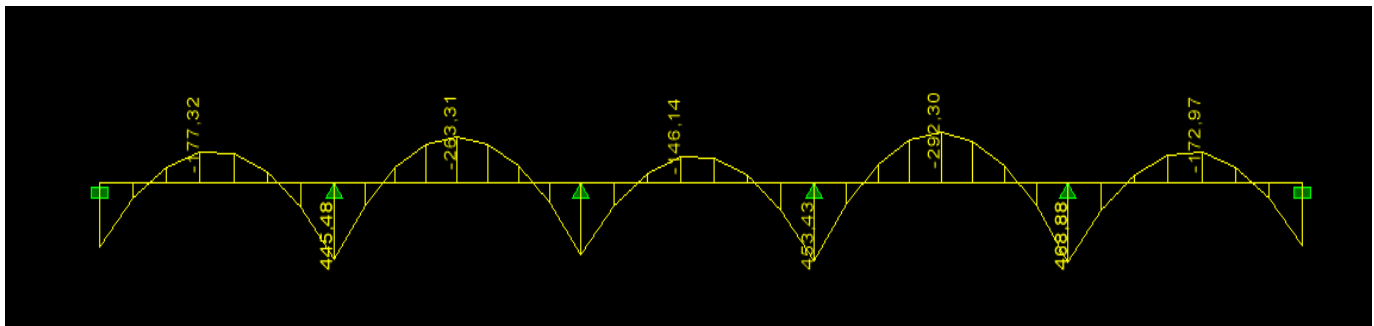


Figure VII.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

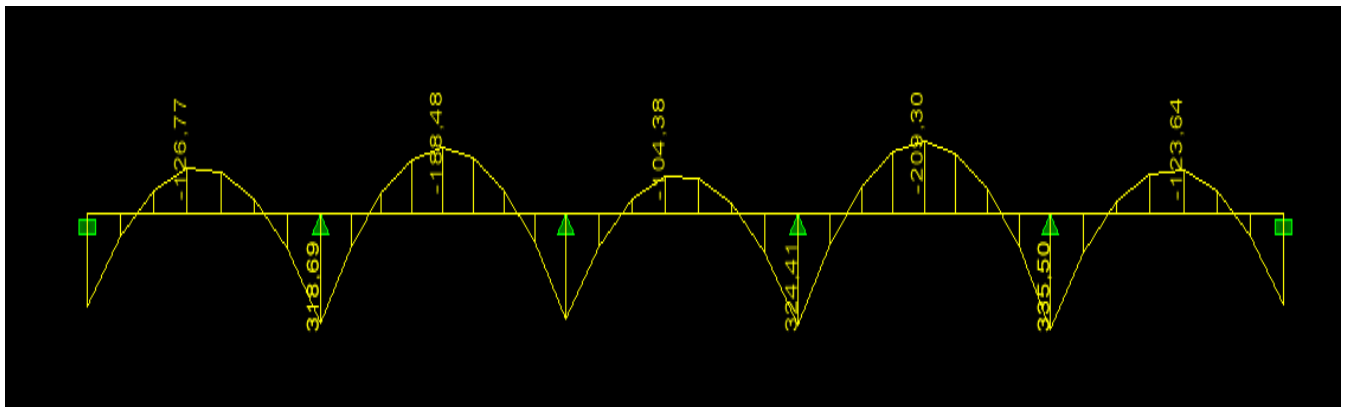


Figure VII.16: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

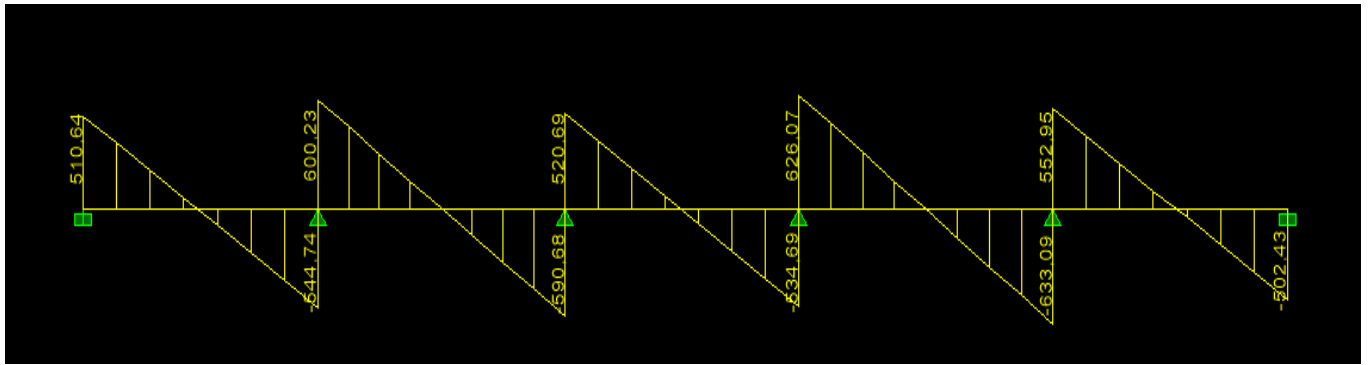


Figure VII.17: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

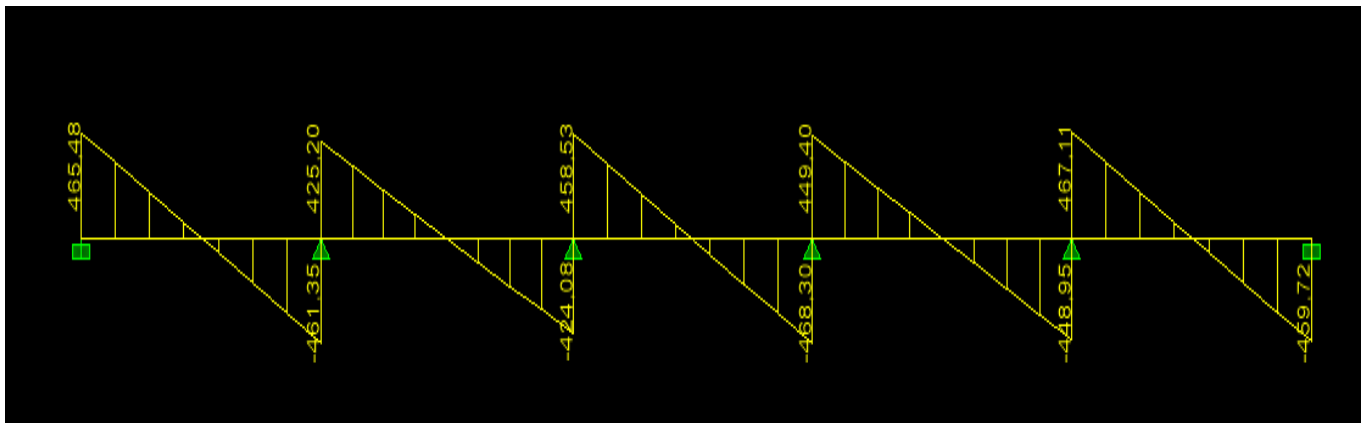


Figure VII.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

*c).Ferrailage :*

❖ *Les efforts internes dans les nervures :*

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>M<sub>max</sub> (KN.m)</b>	975,89	699,82	468,88	335,50
<b>M<sub>tmax</sub> (KN.m)</b>	601,1	358,17	292,30	209,30
<b>T<sub>max</sub> (KN)</b>	1041,59	754,65	633,09	468,30

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures

❖ *Calcul des Armatures :*▪ *Armatures longitudinales :*

hn = 95cm ; bn = 60cm ; d = 90cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	β	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A Adoptée (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
xx	Appuis	975,89	0,141	0,923	SSA	30,01	<b>33,35</b>	<b>12HA16+6HA14</b>
	Travée	601,1	0,087	0,954	SSA	20,22	<b>24,12</b>	<b>12HA16</b>
yy	Appuis	468,88	0,067	0,965	SSA	15,51	<b>16,01</b>	<b>6HA14+6HA12</b>
	Travée	292,30	0,042	0,979	SSA	9,56	<b>16,01</b>	<b>6HA14+6HA12</b>

**Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.**

▪ *Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91 modifiée 99)*✓ **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\text{mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8\text{mm}$$

✓ *Espacement des armatures :*

*En zone nodale :*

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{95}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{23,75; 24\} = 23,75\text{cm}$$

Soit : S<sub>t</sub> = 10 cm

*En zone courante :*

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{95}{2} = 47,5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

✓ *En zone nodale :*

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ *En zone courante :*

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 55 = 3,3$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2$$

✓ **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. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 95 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / 1 \times 0,95 = 3,157 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA}16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

**e. Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 92 \times \frac{2,1}{400} = 6,10 \text{ cm}^2$$

✓ *Sens longitudinale :*

*Aux appuis :*

$$A_a = 36,06 > A_{\min} = 6,10 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

*En travées :*

$$A_t = 24,77 > A_{\min} = 6,10 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Sens transversal:**

*Aux appuis :*

$$A_a = 16,84\text{cm}^2 > A_{\min} = 6,10\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 12,93\text{cm}^2 > A_{\min} = 6,10\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ *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 longitudinal :*

$$T_u^{\max} = 1041,59\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1041,59 \times 10^3}{550 \times 900} = 21, \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

*Sens transversale :* Tu max = 336.02 KN

$$\tau_u = \frac{336.02 \times 10^3}{550 \times 900} = 0,67\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e. *Vérification à l'ELS :*

❖ *Vérification des contraintes :*

✓ *Dans le béton :*

On doit vérifier que :

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	ρ <sub>1</sub>	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	— σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	Obs
Xx	Appuis	36,06	699,82	0,072	0,954	93,70	226,03	348	2,41	15	Cv

	<b>Travée</b>	24,77	358,17	0,050	0,961	113,20	167,18	348	1,47	15	Cv
<b>Yy</b>	<b>Appuis</b>	16,84	335,50	0,340	0,909	39,95	243,52	348	6,09	15	Cv
	<b>travée</b>	12,93	209,30	0,261	0,918	45,98	195,92	348	4,26	15	Cv

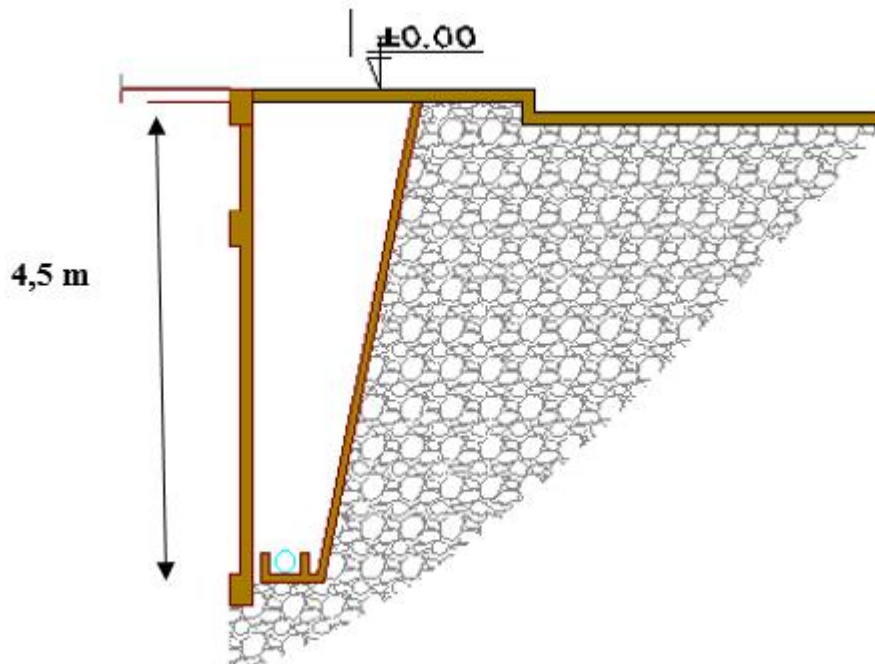
Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

**Conclusion :**

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisants.

**Introduction :**

Pour assurer la stabilité derrière notre structure ; et pour faire faces aux poussées de terres du aux remblais retenue par le mur, ainsi qua aux charge d'exploitation éventuelles supportée par les remblais, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armée dont la hauteur est égale  $h=4.50\text{m}$ , celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1 cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.



**Figure VIII.1 : schémas du mur plaque.**

**VIII.1) Pré dimensionnement du mur plaque :**

L'épaisseur minimal imposée par le RPA99/2003 (Art10.1.2) est de 15cm on opte une épaisseur de 30cm.

**VIII.2) Détermination des sollicitations :**

En utilisant la méthode de Rankine, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_h$ : contrainte horizontale.

$\sigma_v$ : contrainte verticale.  $\sigma_h = K_a \times \sigma_v$

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H$$

Avec :  $K_a$  : coefficient de poussées de terres.

$\varphi$  : L'angle de frottement interne.

### ***VIII.3) Les caractéristiques physique et mécanique du sol :***

Surcharge éventuelle des terres :  $q = 10 \text{ KN/m}^3$

Poids volumiques des terres :

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$

Cohésion :  $C = 0$  Contrainte de sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

### ***VIII.4) Calcul des sollicitations :***

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v$$

Nous avons  $C = 0$  (sol pulvérulent)

$$\text{Donc : } K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0,33$$

$$K_a = 0,333$$

**ELU :**

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = k_a (1,35\gamma h + 1,50q)$$

$$\sigma_h = 0,333(1,35 \times 18 \times h + 1,50 \times 10)$$

$$\sigma_h = 8,09h + 5$$

$$h = 0 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{h1} = 5 \text{ KN/m}^3$$

$$h = 4,50 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{h2} = 41,405 \text{ KN/m}^3$$

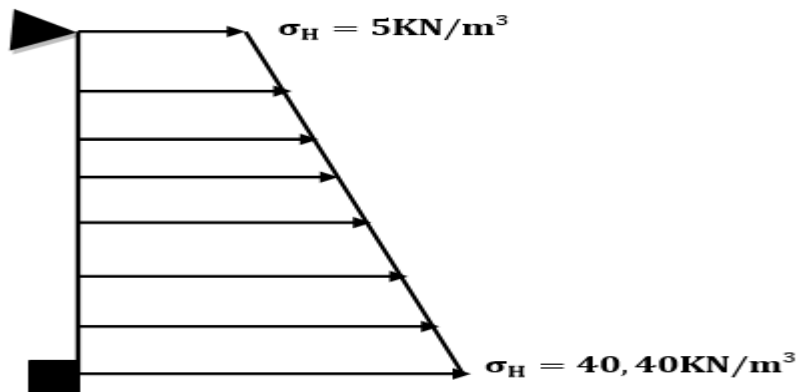


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes à l'ELU

*ELS :*

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = k_a (\gamma h + q)$$

$$\sigma_h = 0,333(1 \times 18xh + 1 \times 10)$$

$$h=0 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{h1} = 3,33 \text{ KN/m}^3$$

$$h=4.50 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{h2} = 30,303 \text{ KN/m}^3$$

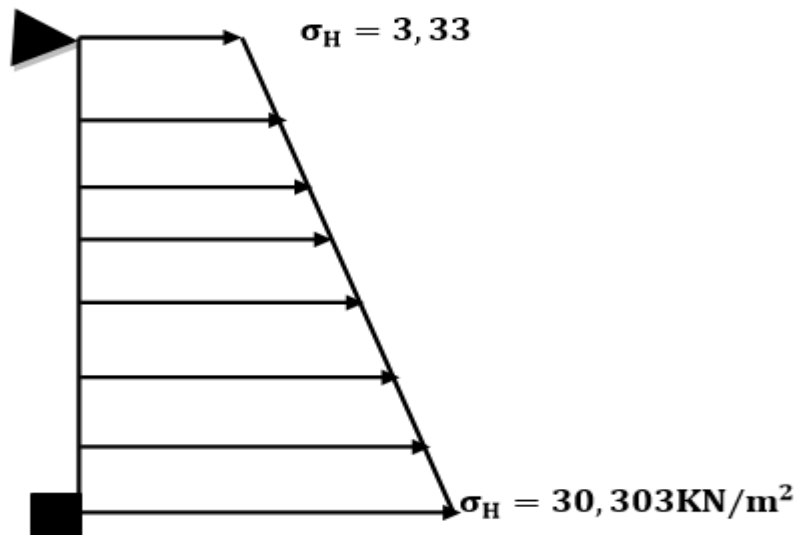


Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes à l'ELS

**VIII.5) Charges moyennes :**

Les charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m sont :

**ELU :**

$$P_u = \frac{2\sigma h_2 + \sigma h_1}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 40,405 + 5}{4} \times 1 \text{ m} = 31,553$$

$$P_u = 31,533 \text{ KN/ml}$$

**ELS :**

$$P_s = \frac{3\sigma h_2 + \sigma h_1}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 30,303 + 3,33}{4} \times 1 \text{ m} = 23,559$$

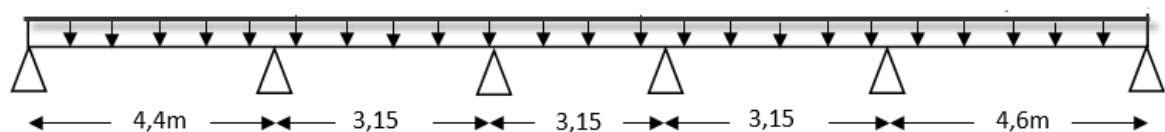
$$P_u = 23,559 \text{ KN/ml}$$

**VIII.6) ferrailage du mur plaque :****A. Méthode de calcul :**

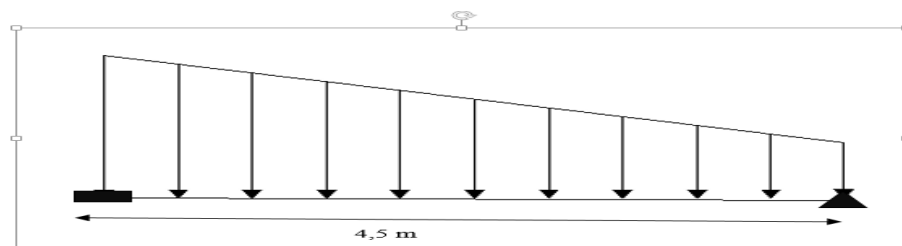
Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continue encastrées de un cotés

**Sens X-X :**

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre (b=1m = 100cm)



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

**Sens Y-Y :**

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

**B. Détermination des moments :**

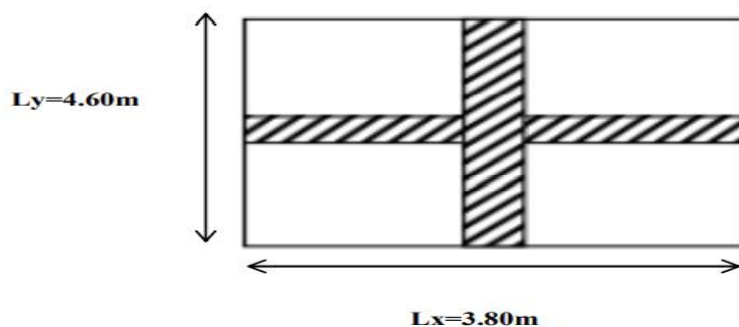
La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastree sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments sont affectés des coefficients suivant :

- Moment en travée : 0,75
- Moment en appuis : 0,50

Identification des panneaux : c'est le poteau le plus sollicité

$L_x=4,60 \text{ m}$  ,  $L_y=3,80 \text{ m}$



**Figure VIII.6: le panneau le plus sollicité**

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,8}{4,6} = 0,8 \geq 0,4 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans deux sens}$$

VIII.6.1) Calcul des moments à l'ELU :

$$\rho = 0,8 \quad \left\{ \begin{array}{l} U_x = 0,0565 \\ U_y = 0,595 \end{array} \right.$$

$$M_{ox} = U_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0565 \times 31,553 \times (4,60)^2 = 37,22$$

$$M_{ox} = 37,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = U_y \times M_{ox} = 37,722 \times 0,595 = 22,44$$

$$M_{oy} = 22,44 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :**

**Sens X-X**

**Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 37,722 = 18,861 \quad \Longrightarrow \quad M_a = 18,861 \text{ KN.m}$$

**En travée :**

$$M_t = 0,85 M_{ox} = 0,75 \times 37,722 = 28,291 \quad \Longrightarrow \quad M_t = 28,291 \text{ KN.m}$$

**Sens Y-Y**

**Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 22,444 = 11,222 \quad \Longrightarrow \quad M_a = 11,222 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{ox} = 0,75 \times 22,444 = 16,833 \quad \Longrightarrow \quad M_t = 16,833 \text{ KN.m}$$

**VIII.6.) Calcul des moments à l'ELS :**

$$\rho = 0.8 \quad \left\{ \begin{array}{l} U_x = 0,0632 \\ U_y = 0,710 \end{array} \right.$$

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l^2 = 0,0632 \times 23,559 \times 4,60^2 = 31,505$$

$$M_{ox} = 31,505 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,710 \times 31,505 = 22,368$$

$$M_{oy} = 22,368 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :**

**Sens X-X**

**Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 31,505 = 15,752 \quad \Longrightarrow \quad M_a = 15,752 \text{ KN.m}$$



*En travée :*

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,75 \times 31,505 = 23,628 \quad M_t = 23,628 \text{ KN.m}$$

**Sens Y-Y**

*Aux appuis :*

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 22,444 = 11,222 \quad M_a = 11,222 \text{ KN.m}$$

*En travée :*

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 22,444 = 16,833 \quad M_t = 16,833 \text{ KN.m}$$

### VIII.7) Ferrailage à l'ELU :

#### A. Les armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et de travée.

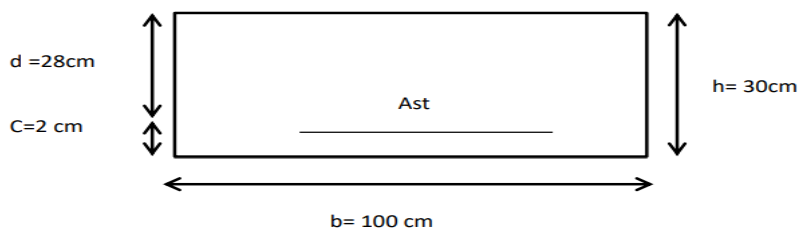


Figure VIII.7 : Schéma statique de ferrailage du mur

#### Ferrailage dans le sens X-X

**Aux appuis :**  $M_a = 18,861 \text{ KN.m}$

$$U = \frac{M_u}{b d^2 x f_{bu}} = \frac{18,86 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < U_I = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,034 \quad \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{b d \sigma_{st}} = \frac{18,861 \times 10^3}{0,992 \times 28 \times 348} = 1,95 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $M_t = 28,291 \text{ KN.m}$

$$U = \frac{Mu}{bd^2x f_{bu}} = \frac{28,291 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,026$$

sens	Zone	Mu KN.m	$\mu$	Secti on	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Adopté (cm <sup>2</sup> )	Ferraillag es	St
<b>X-X</b>	appuis	18,86 1	0,016	SSA	0,99 2	1,95	3,381	3,92	5HA10	20
	travée	28.29 1	0,028	SSA	0,98 7	2,94	3,381	3,92	5HA10	20
<b>Y-Y</b>	appuis	11.22 2	0,010	SSA	0,99 5	1,15	3,381	3,92	5HA10	20
	travée	16.83 3	0,016	SSA	0,99 3	1,74	3,381	3,92	5HA10	20

$$\mu = 0,026 < U_I = 0,392 \text{ SSA}$$

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

$$A_{st} = \frac{Ma}{Bd\sigma_{st}} = \frac{28,29 \times 10^3}{0,987 \times 28 \times 348} = 2,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,28 \times \frac{2,1}{400} = 3,381 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10 = 3,92 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **S<sub>t</sub> = 20 cm**.

### Ferraillage dans le sens Y-Y

Aux appuis : Ma=11,22KN.m

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,22 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,010$$

$$\mu = 0,010 < U_I = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,010 \quad \beta = 0,995$$

$$A_{ap} = \frac{Ma}{bd\sigma_{st}} = \frac{11,22 \times 10^3}{0,995 \times 28 \times 348} = 1,157 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10 = 3,92cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **S<sub>t</sub> = 20 cm**.

Tableau VIII.1 : ferrailage du mur plaque

❖ *En travée* :  $M_t=16,83$  KN.m

$$\mu_A = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16,83 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < U_I = 0,392 \text{ SSA}$$

$$\mu = 0,015 \quad \beta = 0,992$$

$$A_{St} = \frac{M_t}{B d \sigma_{st}} = \frac{16,83 \times 10^3}{0,992 \times 28 \times 348} = 1,74 \text{ cm}^2$$

**cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 28 \times 100 \times \frac{2,1}{40} = 3,381 \text{ cm}^2$$

### VIII.7) Vérification à l'ELU :

#### a) Espacement des armatures :

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

Armatures principales :  $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm})$

Dans le sens x-x :  $25\text{cm} < 33 \text{ cm.} \implies$  Condition vérifiée.

Dans le sens y-y :  $25\text{cm} < 33 \text{ cm.} \implies$  Condition vérifiée.

#### b) Condition de non fragilité :

La condition d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 28 \times \frac{2,1}{40} = 3,381.$$

$A_{\text{adoptée}} = 4,52 > 3,381 \text{ cm}^2 \implies$  **Condition vérifiée.**

#### C) Calcul de la longueur de scellement des barres (Art A.6.1.2.3) :

$$\text{La longueur de scellement : } l_s = \frac{\theta x f_e}{4 \times t_{se}}$$

Avec :  $t_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,50^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$$\text{Pour HA=10 : } l_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}^2$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminée par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est aux moins égale à :  $0,4l_s$  pour les aciers HA.

$$\text{Pour HA12 : } l_{cr} = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,328 = 16,931 \quad \text{on opte } l_{cr} = 18 \text{ cm}$$

### VII.8) Vérification à l'ELS

#### a) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5,33/BAEL91)

Notre mur plaque peut-être en contact avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant : préjudiciable

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur  $\sigma_{st}$  (MPa) donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, \max (0,5f_e ; 110 \times \sqrt{\eta x f t j i}) \right)$$

$\eta$ : coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les rond lisses y compris les treillis soudées formée de fils tréfilés lisses et de 1.6 pour les armatures de haute adhérence, sauf le cas de fils diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels nous prendrons 1,3.

$$\sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; \max (0,5 \times 400, 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right)$$

$$\sigma_{st} = \min (266,667 ; 200 ; 201,633) = 201,633 \text{ MPa}$$

#### b) La limite de compression du béton (Art A.5.2 /BAEL91)

La vérification d'une section de béton à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Les contraintes dans les aciers : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{B_1 X A_s x d}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,4}{100 \times 28} = 0,112$$

$$\text{Les contraintes dans le béton : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		Ms (kn.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	obs
x-x	appuis	15,752	3,14	0,112	0,944	74,29	189,79	201.633	2,55	15	CV
	travée	23,628	3,14	0,112	0,944	74,29	284,68	201.633	3,83	15	CV
y-y	appuis	11,222	3,14	0,112	0,944	74,29	135,21	201.633	1,82	15	CV
	travée	16,833	3,14	0,112	0,944	74,29	202,81	201.633	2,72	15	CV

**Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS**

### C) 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 les trois conditions sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

$h_t$  : la hauteur total =30cm

$l_x$  : portée entre nus d'appuis

$M_t$  : moment max à l'ELS

$M_0$  : moment max de la travée isostatique

$A_{st}$  : section des armatures 4.52 cm<sup>2</sup>

b: la largeur de la section : 100 cm

d : la hauteur utile de la section droite : 28 cm

### Sens x-x

$$M_t = 0,75M_0x = 0,75 \times 31,505 = 23,628 \text{ KN.m}$$

$$Q_s = 23,559 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = q_s x \frac{l^2}{8} = 23,559 \times \frac{4,6^2}{8} = 62,313 \text{ kn.m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0,3 \geq \frac{1}{6} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0,3 \geq \frac{23,628}{20,62,313} = 0,0189 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 28} = 0,0016 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

### Sens y-y

$$M_t = 0,75M_0x = 0,75 \times 22,368 = 16,776 \text{ KN.m}$$

$$Q_s = 23,559 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_s x \frac{l^2}{8} = 23,559 \times \frac{4,6^2}{8} = 62,313 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0,3 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0,3 \geq \frac{16,776}{20 \times 62,313} = 0,0134 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 28} = 0,0016 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0106 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder le calcul de la flèche

### Conclusion :

Les armatures longitudinales :

#### Sens x-x :

**En travée :** 5HA10 avec un espacement de 20 cm

**En appuis :** 5HA10 avec un espacement de 20 cm

**Sens y-y :**

**En travée :** 5HA10 avec un espacement de 20 cm

**En appuis :** 5HA10 avec un espacement de 20 cm

Les armatures transversales :

$$4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

# Conclusion Générale

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre. En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste de génie civil.

Après l'étude d'un bâtiment (R+9), et la présentation de notre projet ainsi que la caractéristique des différents matériaux utilisés, et les pré-dimensionnements des différents éléments qui étaient une étape nécessaire pour les autres calculs.

Le troisième chapitre est consacré au ferraillement des éléments secondaires de l'étude dynamique de la structure.

Le ferraillement des éléments résistants, à savoir les poteaux et les poutres a été fait respectivement en flexion composée et en flexion simple en utilisant le logiciel SOCOTEC, ceci nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel. Le ferraillement des voiles a été réalisé par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Après la finalisation de l'étude de la structure, nous avons donné un modeste résumé bibliographique sur le séisme de Boumerdes qui a lieu le 23 mai 2003

Les difficultés rencontrées au cours de notre projet nous ont conduites à nous documenter, nous nous sommes ainsi référées et appuyées sur les différents articles notamment ceux du RPA, BAEL et le DTE.

L'utilisation de l'outil informatique a été primordiale, ETABS nous a permis de dresser un modèle spatial de l'ouvrage afin d'observer et d'interpréter son comportement.

Nous sommes conscientes que ce modeste travail est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, nous espérons qu'il soit le premier parmi pleins d'autres pour nous permettre d'enrichir et élargir nos connaissances et expériences, et qu'il sera un apport et support pour les promotions à venir.

# *Bibliographie*

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

- **Règlements :**

- Le règlement parasismique algérien **RPA99 modifié 2003**
- Règles de conceptions et de calcul des structures en béton armée **CBA93**
- Document technique réglementaire (charges et surcharges) **DTR B .C.2.2**
- Béton armée aux états limites **BAEL91 modifiée 99**
- règles de calcul et de conception de la charpente en bois **Euro code 5**

- **Livre:**

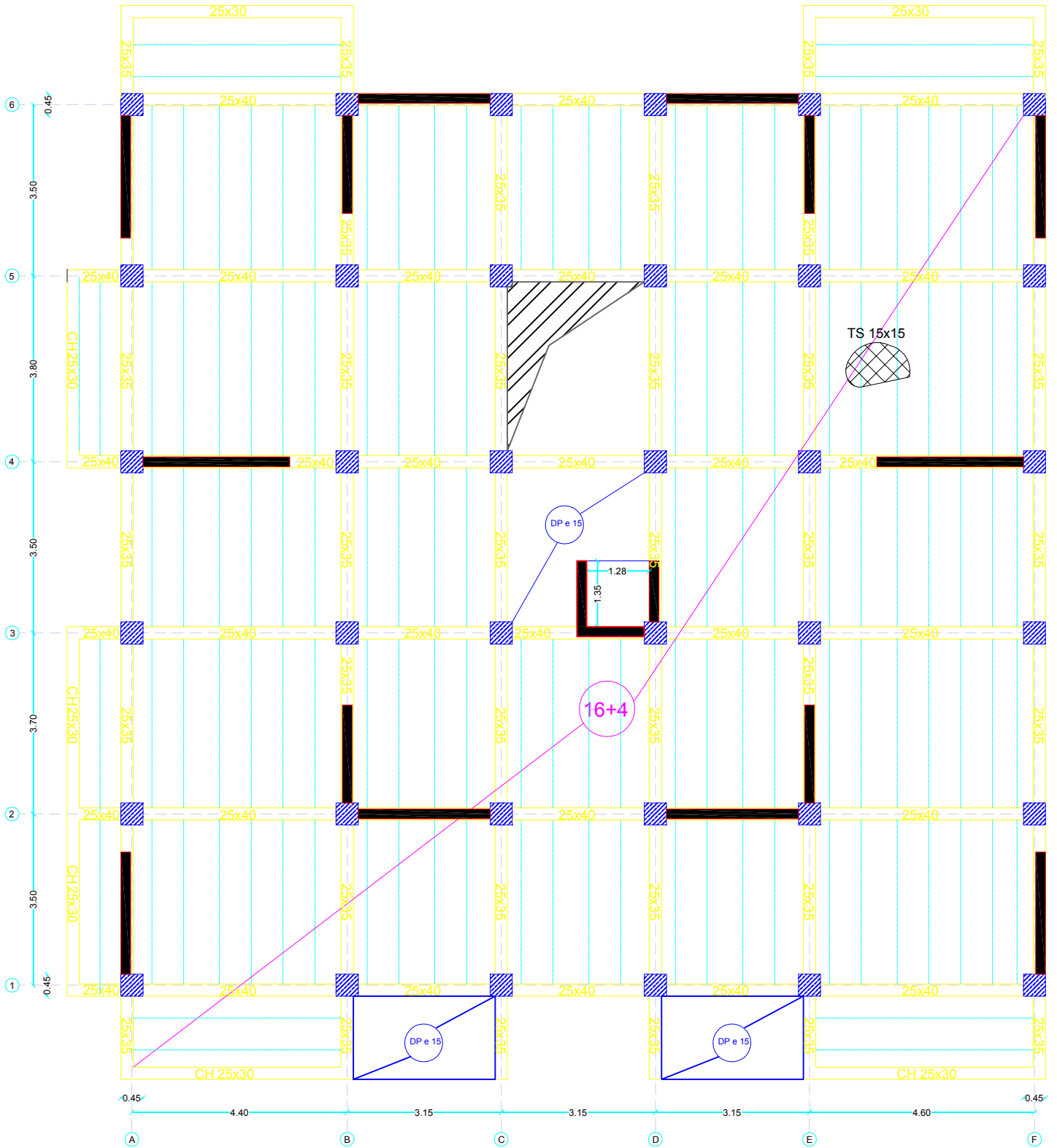
- Calcul des ouvrages en béton armée.....**Belazougui**
- Cours de construction.....**Lakhdar Yamani**
- Pratique de BAEL.....**Jean perchat-Roux**
- Exercice de béton armé selon les règles BAEL 83.....**Pierre Charon**
- Les abaques de PIGEAUD
- Formulaire de béton armé de tome 1 et 2.....**Victor DAVIDOVICI**
- Les mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

- **Cours :**

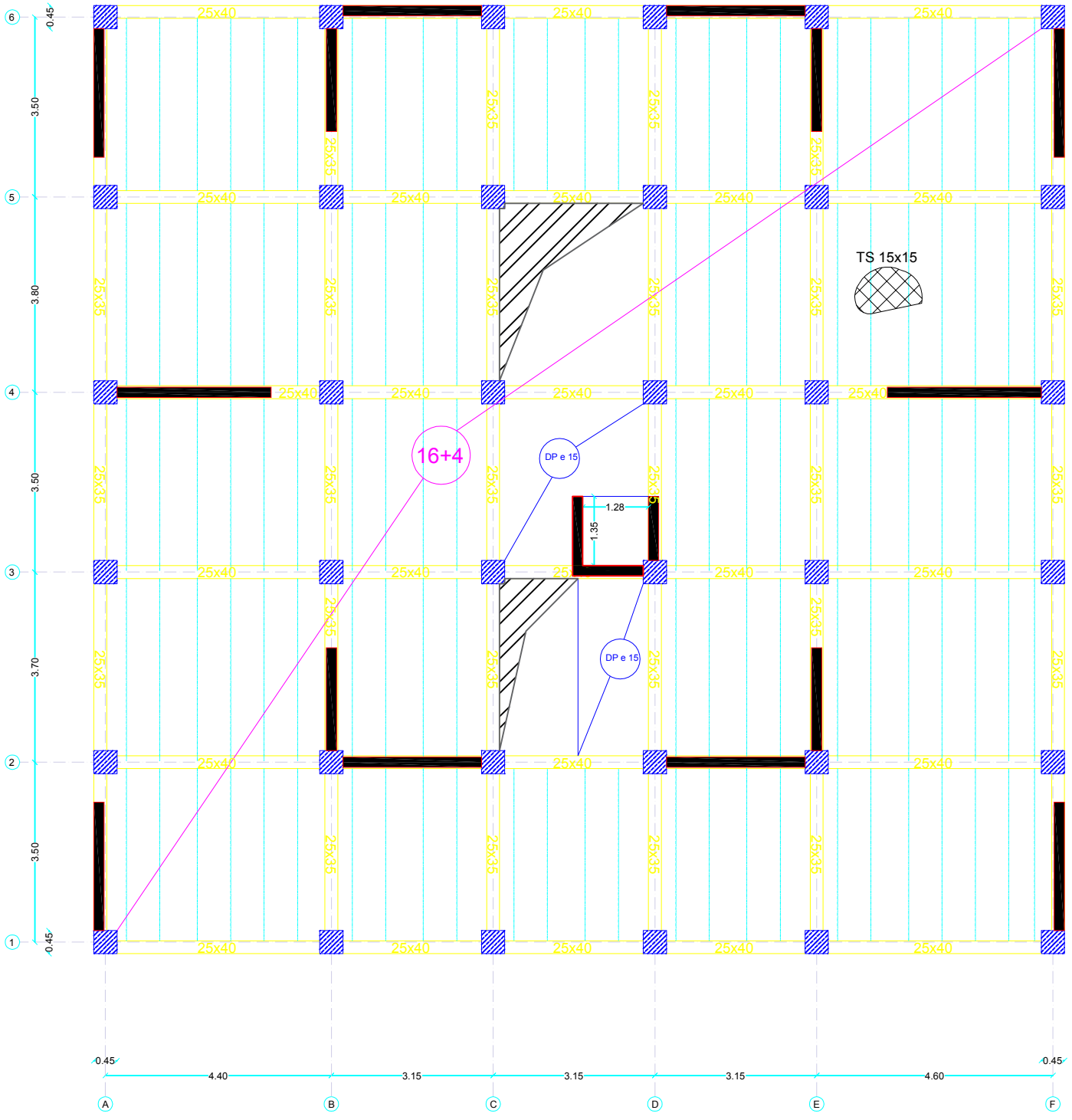
- Béton armé (3ème et 4ème année)
- Dynamique des structures (4ème année)
- Cours de bâtiment
- Résistance des matériaux (2ème, 3ème année)

**Logiciel**

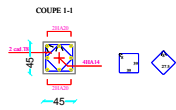
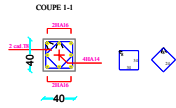
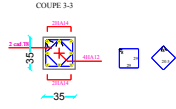
- ETABS 9.7.4.....Analyse des structures
- Autocade 2019.....Dessin
- WORD 2013.....Traitement de textes
- Excel 2013.....calcul



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Propriétaire: <b>B.E</b>
Étudié par : CHERCHEM ASSIA LITAMINE ZOHRA Dirigé par :	Titre : <b>Plan de coffrage étage courant</b>	Echelle: 1/ Promoteur :



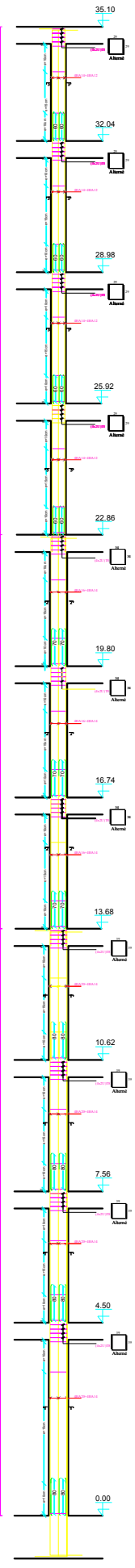
République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Propriétaire : <b>B.E</b>
Étudié par : CHERCHEM ASSIA LITAMINE ZOHRA Dirigé par :	Titre : <b>Plan de coffrage RDC</b>	Echelle : 1/ Promoteur :



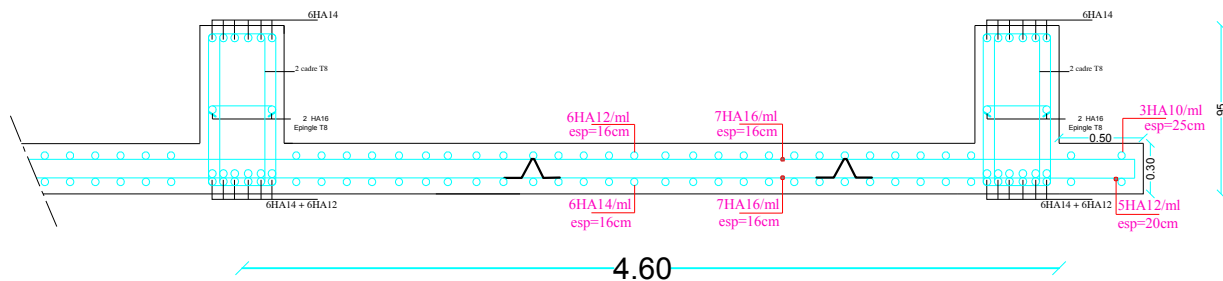
ZONE III

ZONE II

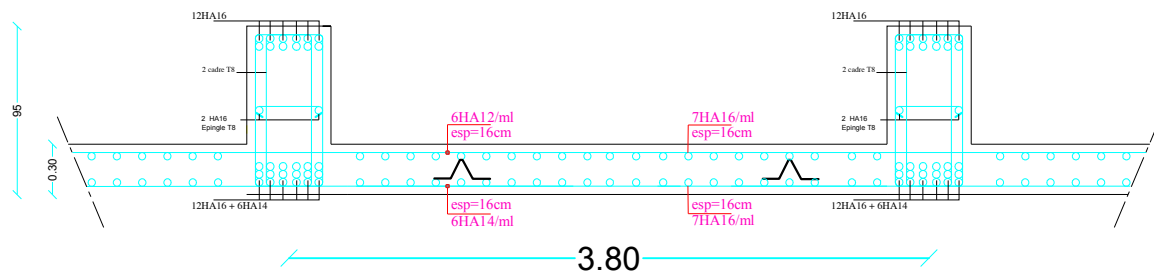
ZONE I



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proj: par: B.E
Etudié par: CHERCHEM ASSIA LITAMINE ZOHRA	Titre: Plan de Ferrailage du radier	Echelle:1
Dirigé par:		Promotio



Ferrailage du radier dans le sens X-X



Ferrailage du radier dans le sens Y-Y

République Algérienne démocratique et populaire  
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
 Faculté de génie de la construction  
 Département de génie civil

Proposé  
 par:

**B.E.T**

Etudié par :  
 CHERCHEM ASSIA  
 LITAMINE ZOHRA

Titre :

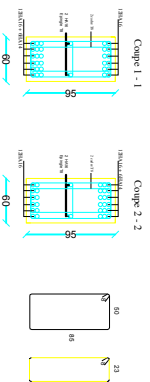
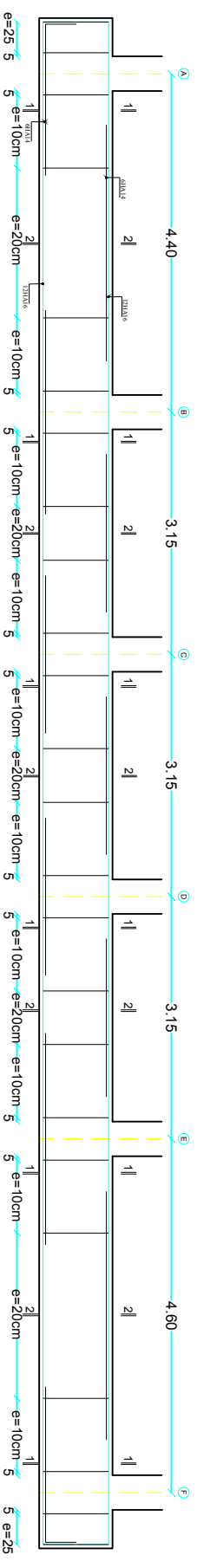
**Plan de Ferrailage du radier**

Echelle: 1/50

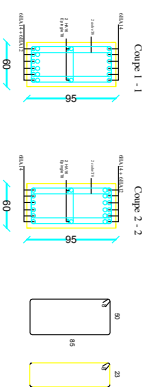
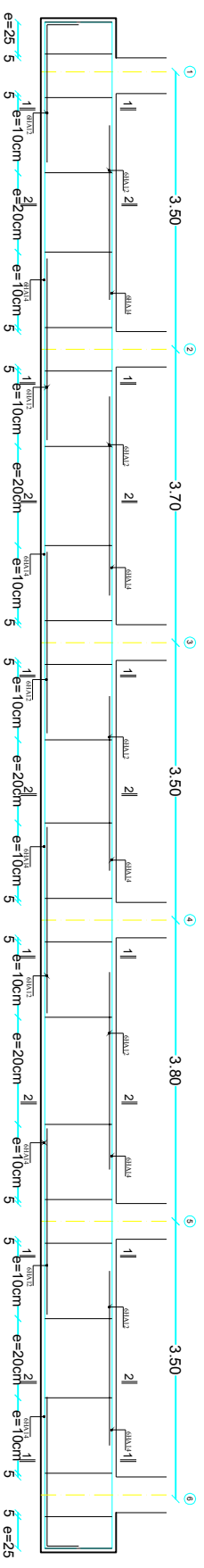
Dirigé par :  
 Mr ADJRAD.A

Promotion:  
 2022

# Nervures sens X-X

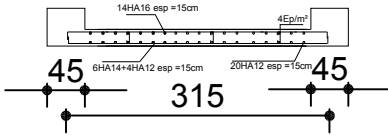


# Nervures sens Y-Y

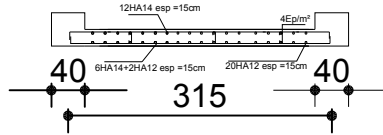


République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Propo par: <b>B.E.</b>
Etudié par : CHERCHEM ASSIA LITAMINE ZOHRA Dirigé par : Mr ADJRAD A	Titre : <b>Plan de ferrailage des nervures</b>	Echelle: 1/4
		Promotion: 2022

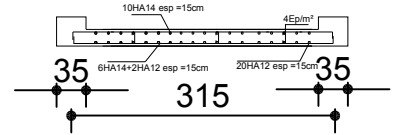
Voile L=3.15m zone I



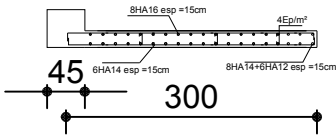
Voile L=3.15m zone II



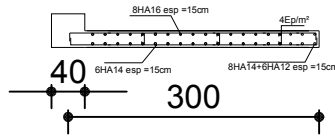
Voile L=3.15m zone III



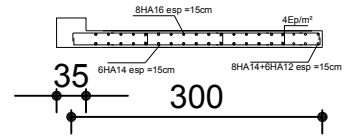
Voile L=3m zone I



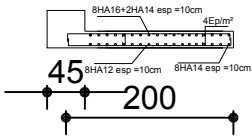
Voile L=3m zone II



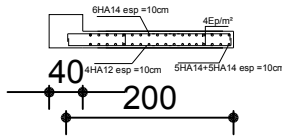
Voile L=3m zone III



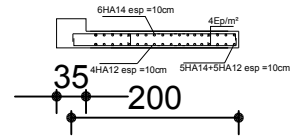
Voile L=2m zone I



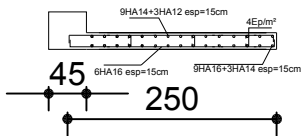
Voile L=2m zone II



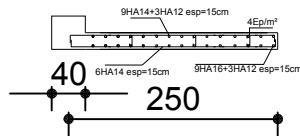
Voile L=2m zone III



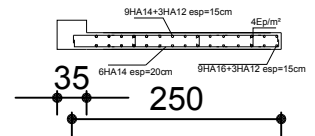
Voile L=2.5m zone I



Voile L=2.5m zone II



Voile L=2.5m zone III



République Algérienne démocratique et populaire  
 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
 Faculté de génie de la construction  
 Département de génie civil

Propo  
 par:  
 B.E.

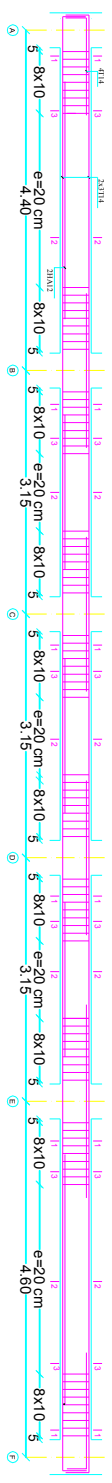
Etudié par :  
 CHERCHEM ASSIA  
 LITAMINE ZOHRA  
 Dirigé par :  
 Mr ADIBAD A

Titre :  
 Plan de ferrailage des voiles

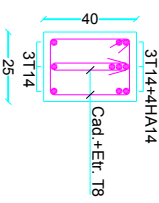
Echelle: 1/4

Promotion:  
 2022

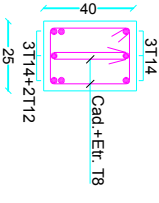
Poutres Principales



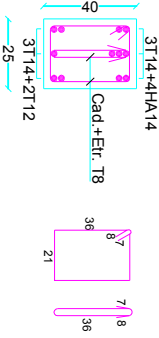
COUPE 1-1



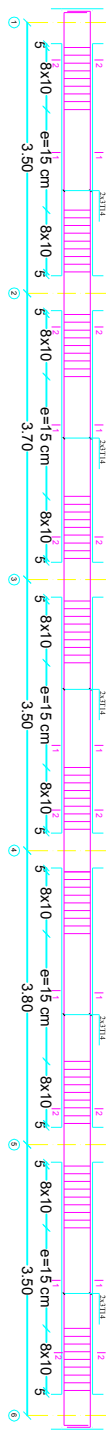
COUPE 2-2



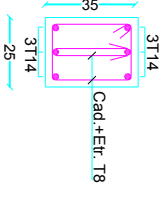
COUPE 3-3



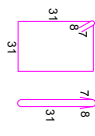
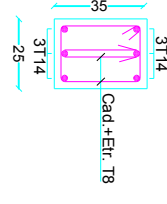
Poutres Secondaires



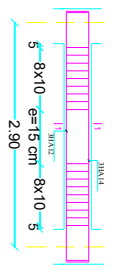
COUPE 1-1



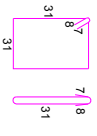
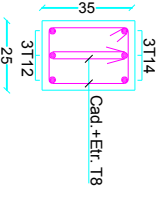
COUPE 2-2



Poutres Palière

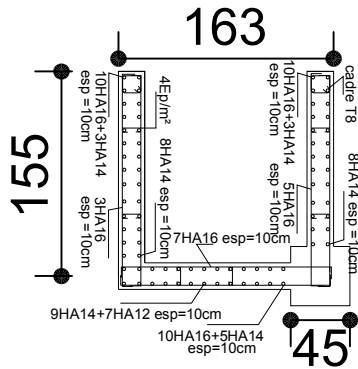


COUPE 1-1

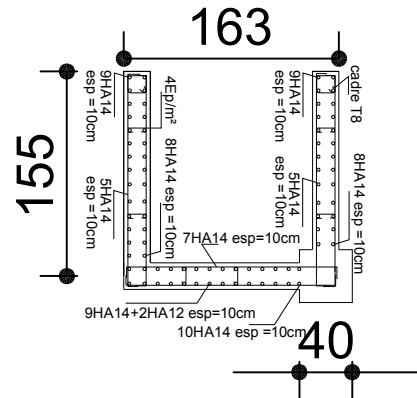


République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Propc par: <b>B. E.</b>
Etude par : CHERCHEM ASSIA LITAMINE ZOHRRA Dirigé par : MR. ADJRADA	Titre : <b>Plan de ferrailage des poutres</b>	Echelle: 1/1 Promotion 2022

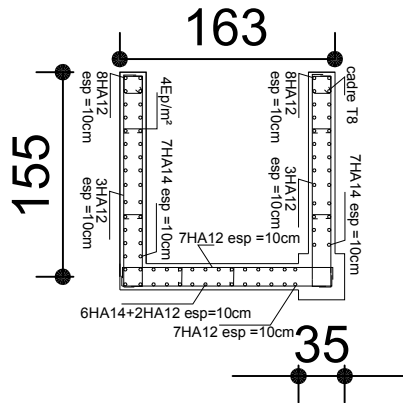
Voile cage d'ascenseur zone I



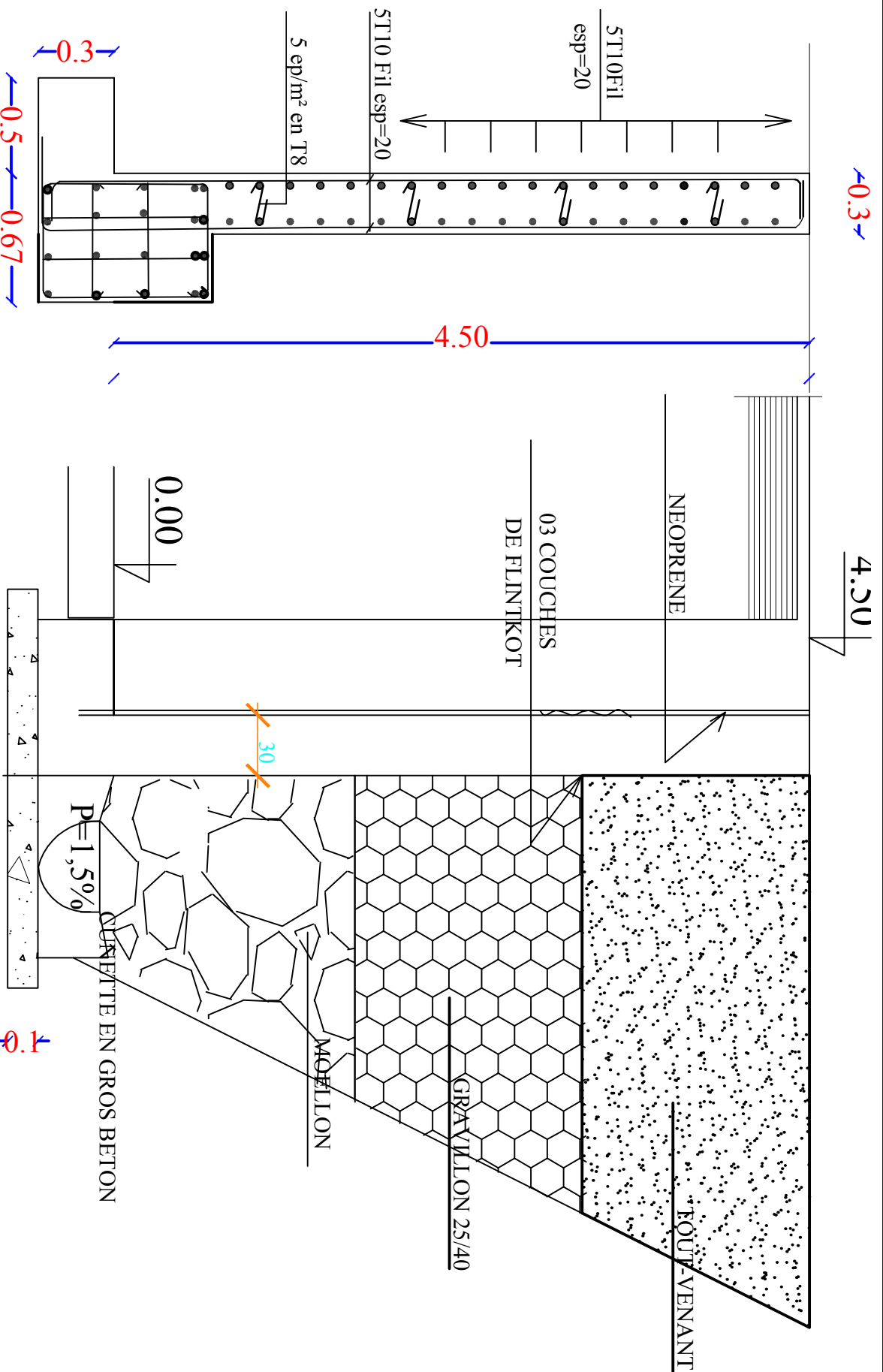
Voile cage d'ascenseur zone II



Voile cage d'ascenseur zone III



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Propos par:  <b>B.E.T</b>
Etudié par : CHERCHEM ASSIA LITAMINE ZOHRA	Titre :  <b>Plan de ferrailage des voiles cage d'ascenseur</b>	Echelle: 1/5 <sup>e</sup>
Dirigé par : Mr ADJRAD.A		Promotion: 2022



République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Propo: par: B.E.:
Etudié par : CHERCHEM ASSIA LITAMINE ZOHIRA	Titre : <b>Plan de Ferrailage du murs</b> plaque	Echelle: 1/5 B.E.:
Dirigé par : MR ADJURAD A		Promotion: 2022