

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



# Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : construction civile et industrielle

## THEME

Etude d'un bâtiment(R+10+E-Sol) à usage multiple  
Contreventée par voiles et portiques  
Avec l'application ETABS



### Etudié par :

- M<sup>lle</sup> MAHALLEM Lydia
- M<sup>lle</sup> LAZOUZI Yasmine

### Dirigé par :

- M<sup>r</sup> : ADJRAD.A

Promotion2019/2020



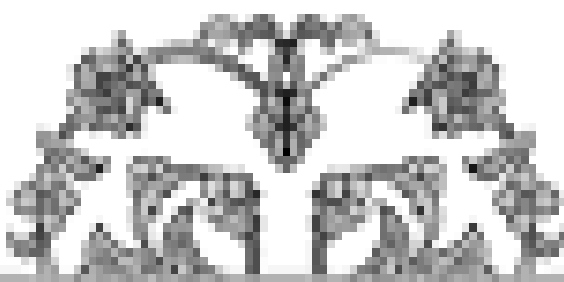
## Remerciement :

Après avoir rendu grâce à dieu le tout puissant et le miséricordieux nous tenons à remercier vivement tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la rédaction de ce projet.

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur **M r : ADJRAD** pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de **GENIE CIVIL** qui ont contribué à notre formation, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur compréhension et leur encouragement.





## **Dédicace**

**Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à:**

**A ma maman qui m'as soutenu et encourager durant mes années d'études qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance celles qui m'a arrosé de tendresse et d'espoirs.**

**A mon support dans ma vie qui m'as appris, m'as dirigé vers la gloire, mon papa**

**Mes chers frère Mohamed et Oussama.**

**Très chères sœurs Kamilia et Meriem.**

**Toute ma famille.**

**Tous mes ami(e)s sans exception.**

**Et mon cher binôme Lydia qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.**

**YASMINE**







### **Dédicace**

**Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à:**

**A ma maman qui m'as soutenu et encourager durant mes années d'études qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance celles qui m'a arrosé de tendresse et d'espoirs.**

**A mon support dans ma vie qui m'as appris, m'as dirigé vers la gloire, mon papa**

**Mon chers frères Chabane et Idir.**

**Toute ma famille.**

**Tous mes ami(e)s sans exception.**

**Et mon cher binôme Yasmine qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.**

**LYDIA**





## Liste des figures

### CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : plancher corps creux .....	3
Figure I.2 : dalle pleine .....	3
Figure I.3 : Les murs intérieurs et extérieurs.....	4
Figure I.4 : toiture terrasse inaccessible avec une pente plate.....	5
Figure. I.5 : Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELU. ....	8
Figure. I.6 : Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS. ....	9
Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier. ....	13

### CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1 : coupe d'un plancher en corps creux.....	15
Figure II.1 : plancher corps creux .....	15
Figure II.3 : dimensions des poutres .....	19
Figure II.3 : dimensions de poutres .....	19
Figure II.2 : Pré dimensionnement des poutres.....	19
Figure II.3 : coupe de voile en élévation.....	19
Figure II.4 : coupe de voile en plan.....	20
Figure II.5 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible). ....	22
Figure II.6 : Coupe verticale du plancher d'étage courant. ....	22
Fig.II.7 : Coupe transversale du plancher en dalle pleine .....	23
Figure II.8 : Coupe verticale du mur extérieur.....	24
Figure II.9 : Coupe verticale du mur intérieur. ....	25
Figure II.11 : Surface d'influence du poteau.....	26

### CHAPITRE III : Calculs des éléments non structuraux

Figure I.1.1 : coupe transversale de l'acrotère .....	32
Figure III.1.2 : schéma statique de l'acrotère.....	32
Figure III.1.3 : Diagrammes des efforts internes sous Q .....	33
Figure III.1.4 : la section de l'acrotère .....	34
Figure I.1.5 : schéma statique de l'acrotère .....	41
Figure III.1.6 : Diagrammes des efforts internes sous Fp .....	42
Figure III.1.7 : Schéma du ferrailage de l'acrotère Sous la Force Fp .....	48
Figure III.2.1 : Section de la poutrelle.....	50
Figure III.2.2 : Schéma statique de la poutrelle .....	51
Figure III.2.3 : Dimension de la section en Té.....	52

Figure III.2.5 : l'évaluation des moments dans les différents appuis .....	56
Figure III.2.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 1.....	57
KN.m .....	57
Figure III.2.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1 .....	57
KN. ....	57
Figure III .2.8: Schéma statique de la poutrelle 2 .....	57
Figure III.2.9 : Schéma statique de la poutrelle 1. ....	58
Figure III.2.10 : l'évaluation des moments dans les différents appuis.....	58
Figure III.2.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 1 .....	59
KN.m .....	59
Figure III.2.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1. ....	59
Figure III.2.13 : Schéma statique de la poutrelle 2. ....	59
Figure III.2.14 : section rectangulaire de (20x 65) cm <sup>2</sup> .....	60
Figure III .2.15 : Schéma statique de calcul. ....	68
Figure III.2.16 : Schéma statique de la poutrelle 1. ....	71
Figure III.2.17 : l'évaluation des moments dans les différents appuis.....	71
Figure III.2.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 1.....	72
KN.m .....	72
Figure III.2.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1 .....	72
KN. ....	72
Figure III .2.20: Schéma statique de la poutrelle 2. ....	73
Figure III .2.21 : Schéma statique de la poutrelle 3. ....	73
Figure III .2.22 : Schéma statique de la poutrelle 4. ....	74
Figure III.2.23 : l'évaluation des moments dans les différents appuis.....	74
Figure III.2.24 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 4.....	74
KN.m .....	74
Figure III.2.25 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 4 .....	75
KN. ....	75
Figure III.2.26 : Schéma statique de la poutrelle 1. ....	75
Figure III.2.27 : l'évaluation des moments dans les différents appuis.....	75
Figure III.2.28 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 1 .....	76
KN.m .....	76
Figure III.2.29 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1 .....	76
KN. ....	76
Figure III .2.30 : Schéma statique de la poutrelle 2. ....	77

Figure III .2.31 : Schéma statique de la poutrelle 3. ....	77
Figure III .2.32 : Schéma statique de la poutrelle 4. ....	77
Figure III.2.33 : l'évaluation des moments dans les différents appuis. ....	78
Figure III.2.34 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 4 ..... KN.m .....	78
Figure III.2.35 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 4 ..... KN. ....	78
Figure III.2.36 : section rectangulaire de (20x 65) cm <sup>2</sup> .....	79
Figure III .2.37 : Schéma statique de calcul. ....	88
Figure III.3.1 : schéma statique de la salle machine.....	90
Figure III.4.2.1 : schéma statique des volés d'entre sol.....	122
Figure III.4.2.2 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.....	125
FigureIII.4.2.3 : diagramme des efforts internes à l'ELU .....	127
Figure III.4.2.4 : Schéma statique d'escalier à l'ELS. ....	132
FigureIII.4.2.5 : diagramme des efforts internes à l'ELS.....	134
Figure III.4.2.6 : la section de la paillasse.....	136
Figure III.4.2.7 : schéma de ferrailage de l'escalier d'entre sol.....	139
Figure III.4.1.1 : coupe verticale de l'escalier.....	101
Figure III.4.1.2 : schéma statique d'escalier .....	102
Figure III.4.1.3 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.....	105
FigureIII.4.1.4 : diagramme des efforts internes à l'ELU .....	108
Figure III.4.1.5 : Schéma statique d'escalier à l'ELS. ....	114
FigureIII.4.1.6 : diagramme des efforts internes à l'ELS.....	117
Figure III.4.1.7 : la section de la paillasse.....	120
Figure III.4.1.8 : schéma de ferrailage de l'escalier RDC+EC .....	121
Figure III.5.1 : schéma statique de la poutre palière a l'ELU .....	141
Figure III.5.2 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière a l'ELU .....	142
Figure III.5.3 : schéma statique de la poutre palière a l'ELS .....	143
Figure III.5.4 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière a l'ELS .....	144
Figure III.5.5 : ferrailage de la poutre palière .....	155
Figure III.6.1 : schéma statique de la poutre brisée.....	157
Figure III.6.2 : schéma statique du (P <sub>1</sub> +V <sub>1</sub> ) .....	157
Figure III.6.3 : Schéma statique de (P <sub>1</sub> +V <sub>1</sub> ) à l'ELU.....	158
Figure III.6.4 : Schéma statique de (P <sub>1</sub> +V <sub>1</sub> ) à l'ELS. ....	159



Figure III.6.5 : schéma statique du (V2) .....	159
Figure III.6.6 : Schéma statique de (V <sub>2</sub> ) à l'ELU.....	160
Figure III.6.7 : Schéma statique de (V <sub>2</sub> ) à l'ELS. ....	160
Figure III.6.8 : Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU. ....	162
Figure III.6.9 : diagramme des efforts internes à l'ELU .....	164
Figure III.6.10 : Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS.....	169
Figure III.6.11 : diagramme des efforts internes à l'ELS.....	171
Figure III.6.12 : ferrailage de la poutre brisée.....	174
Figure III.7.1 : Schéma statique du balcon1 .....	175
Figure III.7.2 : schéma statique de la poutre a l'ELU .....	177
Figure III.7.3 : Diagramme des efforts internes de la poutre a l'ELU .....	178
Figure III.7.4 : schéma statique de la poutre a l'ELS.....	179
Figure III.7.5 : Diagramme des efforts internes de la poutre a l'ELS .....	180
Figure III.7.6 : Schéma de ferrailage de dalle pleine 1 (balcon 1).....	186
Figure III.8.1 : schéma statique de la poutre chainage a l'ELU .....	190
Figure III.8.2 : Diagramme des efforts internes de la poutre chainage a l'ELU .....	190
Figure III.8.3 : schéma statique de la poutre chainage a l'ELS.....	191
Figure III.8.4 : Diagramme des efforts internes de la poutre chainage a l'ELS.....	191
Figure III.8.5 : ferrailage de la poutre chainage. ....	196
<b>CHAPITRE IV : Modélisation et vérification des contions RPA</b>	
Figure IV.1 : Résultats d'analyse dynamique ETABS .....	202
Figure IV.2 : les efforts tranchants par ETABS. ....	206
Figure IV.3 : déplacements relatifs sous l'action EX et EY. ....	208
Figure V.4 : Vérification de l'excentricité par ETABS .....	211
<b>CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux</b>	
Figure V.3.1 : Diagramme des contraintes d'une (S.E.C).....	239
Figure V.3.2 : Diagramme des contraintes d'une (SPC).....	239
Figure V.3.3 : Diagramme des contraintes d'une (SET).....	240
Figure V.3.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles. ....	241
<b>CHAPITRE VI : Mur plaque</b>	
Figure VI.1 : Schéma statique du Mur plaque .....	249
<b>CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure</b>	
Figure VII.1. Schéma d'une semelle isolée.....	255
Figure VII.2 : Diagramme des contraintes .....	262

Figure VII.3: Schéma statique du débord.....	270
Figure VII.4: Répartition trapézoïdal .....	271
Figure VII.5: Présentation des chargements simplifiés.....	271
Figures VII.6 : Répartition triangulaire.....	271
Figure VII.7 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal). ....	275
Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).....	275
Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU. ....	275
Figure VII.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS. ....	275
Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	275
Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal). ....	276
Figure VII.13 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).....	276
Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU. ....	276
Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS. ....	276
Figure VII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	276

## Liste des tableaux

### CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : caractéristique de l'acier .....	11
Tableau I.2 : Les contraintes des aciers utilisés. ....	12

### CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Calcul de la charge permanente de plancher terrasse. ....	22
Tableau II.2 : Calcul de la charge permanente de l'étage à usage commercial et habitation... 23	
Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (terrasse). ....	23
Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (balcon 1). ....	24
Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs. ....	24
Tableau II.6 : Calcul de la charge permanente des murs intérieurs. ....	25
Tableau II.7 : récapitulatif des surcharges d'exploitations.....	25
Tableau II.8 : Pré dimensionnement des poteaux.....	29
Tableau II.9 : Vérification aux RPA. ....	30

### CHAPITRE III : Calculs des éléments non structuraux

Tableau III.2.1 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1. ....	56
Tableau III.2.2 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2. ....	57
Tableau III.2.3 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1. ....	58
Tableau III.2.4 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 2. ....	59
Tableau III.2.5 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1. ....	72
Tableau III.2.6 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2. ....	73
Tableau III.2.7 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 3. ....	73
Tableau III.2.8 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 4. ....	74
Tableau III.2.9 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1. ....	76
Tableau III.2.10 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 2. ....	77
Tableau III.2.11 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 3. ....	77



Tableau III.2.12 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 4.....	78
Tableau III.4.2.1 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.....	124
Tableau III.4.2.2 : Charges permanentes revenant au palier.....	124
Tableau III.4.2.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.....	124
Tableau III.4.2.4 : Les efforts internes à l'ELU.....	127
Tableau III.4.2.5 : Les efforts internes à l'ELS.....	134
Tableau III.4.1.1 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.....	104
Tableau III.4.1.2 : Charges permanentes revenant au palier.....	104
Tableau III.4.1.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.....	104
Tableau III.4.1.4 : Les efforts internes à l'ELU.....	107
Tableau III.4.1.5 : Les efforts internes à l'ELS.....	116
Tableau III.5.1 : résultats des efforts internes à l'ELU et l'ELS.....	151
Tableau III.5.2 : ferrailage des armatures longitudinales.....	151
Tableau III.6.1 : Les efforts internes à l'ELU.....	163
Tableau III.6.2 : Les efforts internes à l'ELS.....	170
Tableau III.7.1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.....	176

#### **CHAPITRE IV : Modélisation et vérification des contions RPA**

Tableau IV.1 : pourcentages du système.....	204
Tableau IV.2 : facteur de qualité de la structure.....	206
Tableau IV.3 : récapitulatif des résultats de A, D, Q, R, $W_T$ .....	206
Tableau IV.4 : vérification de l'effort tranchant a la base.....	207
Tableau IV.5 : vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	207
Tableau IV.6 : Déplacements relatifs sous l'action $E_x$ et $E_y$ .....	208
Tableau IV.7 : Justification vis A vis de l'effet P- $\Delta$ sens x-x.....	209
Tableau IV.8 : Justification vis A vis de l'effet P- $\Delta$ sens y-y.....	210
Tableau IV.9 : vérification de l'excentricité suivant y-y.....	210

#### **CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux**

Tableau V.1.1 : caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle.....	212
Tableau V.1.2 : Calcul des sections d'armatures tendues dans le sens x-x.....	219
Tableau V.1.3 : Calcul des sections d'armatures tendues dans le sens y-y.....	220
Tableau V.1.4: Determination de la zone nodale.....	225
Tableau V.1.5 :Vérification des contraintes tangentiellles.....	225
Tableau V.1.6 : vérification a l'ELS dans le sens x-x.....	226

Tableau V.1.7 : vérification à l'ELS dans le sens y-y .....	226
Tableau V.2.1 : Ferrailage des poutres principales en travée.....	229
Tableau V.2.2 : Ferrailage des poutres principal en appuis .....	230
Tableau V.2.3 : Ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles.....	230
Tableau V.2.4 : Ferrailage des poutres secondaires en travée. ....	231
Tableau V.2.5 : Ferrailage des poutres secondaires en appuis.....	231
Tableau VI.2.6 : Ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles en travée.....	231
Tableau V.2.7 : Ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles en appuis .....	232
Tableau V.2.8 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les PP. ....	236
Tableau V.2.9 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les PP. ....	237
Tableau V.2.10 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les PS. ....	237
Tableau V.2.11 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les PS. ....	237
Tableau V.3.1 : ferrailage de voile VL1.....	243
Tableau V.3.2 : ferrailage de voile VL2.....	244
Tableau V.3.3 : ferrailage de voile VT1.....	245
Tableau V.3.4 : ferrailage de voile VT2.....	246
Tableau V.3.5 : ferrailage de voile VT3.....	247

## **CHAPITRE VI :Mur plaque**

Tableau VI.1: Ferrailage du mur plaque. ....	251
Tableau VI.2: vérification des contraintes à ELS.....	252

## **CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure**

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal). ....	256
Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal). ....	257
Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.....	257
Tableau VII.4 : Ferrailage du radier.....	267
Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.....	268
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS. ....	269
Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).....	273
Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).....	274
Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures. ....	277
Tableau VII.10 : Ferrailage des nervures. ....	277
Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	279

# SOMMAIRE

## Plan d'architecture

<b>Introduction générales .....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>2</b>
<b>Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments.....</b>	<b>15</b>
<b>Chapitres III : Calcul des éléments non structuraux</b>	
III-1- Acrotère .....	32
III-2- Plancher .....	49
III-3- Salle machine.....	90
III-4- Escalier .....	101
III-5- Poutre palière .....	140
III-6- Poutre brisée .....	156
III-7- Balcon .....	175
III-8- Poutre de chainage .....	189
<b>Chapitre IV : Modélisation avec ETABS et Vérification des conditions du RPA.....</b>	<b>197</b>
<b>Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux</b>	
V-1- Ferrailage des poteaux.....	212
V-2- Ferrailage des poutres.....	227
V-3- Ferrailage des voiles .....	239
<b>Chapitre VI : Etude du mur plaque.....</b>	<b>249</b>
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure .....</b>	<b>254</b>
<b>Conclusion .....</b>	<b>280</b>

## Plan d'exécution

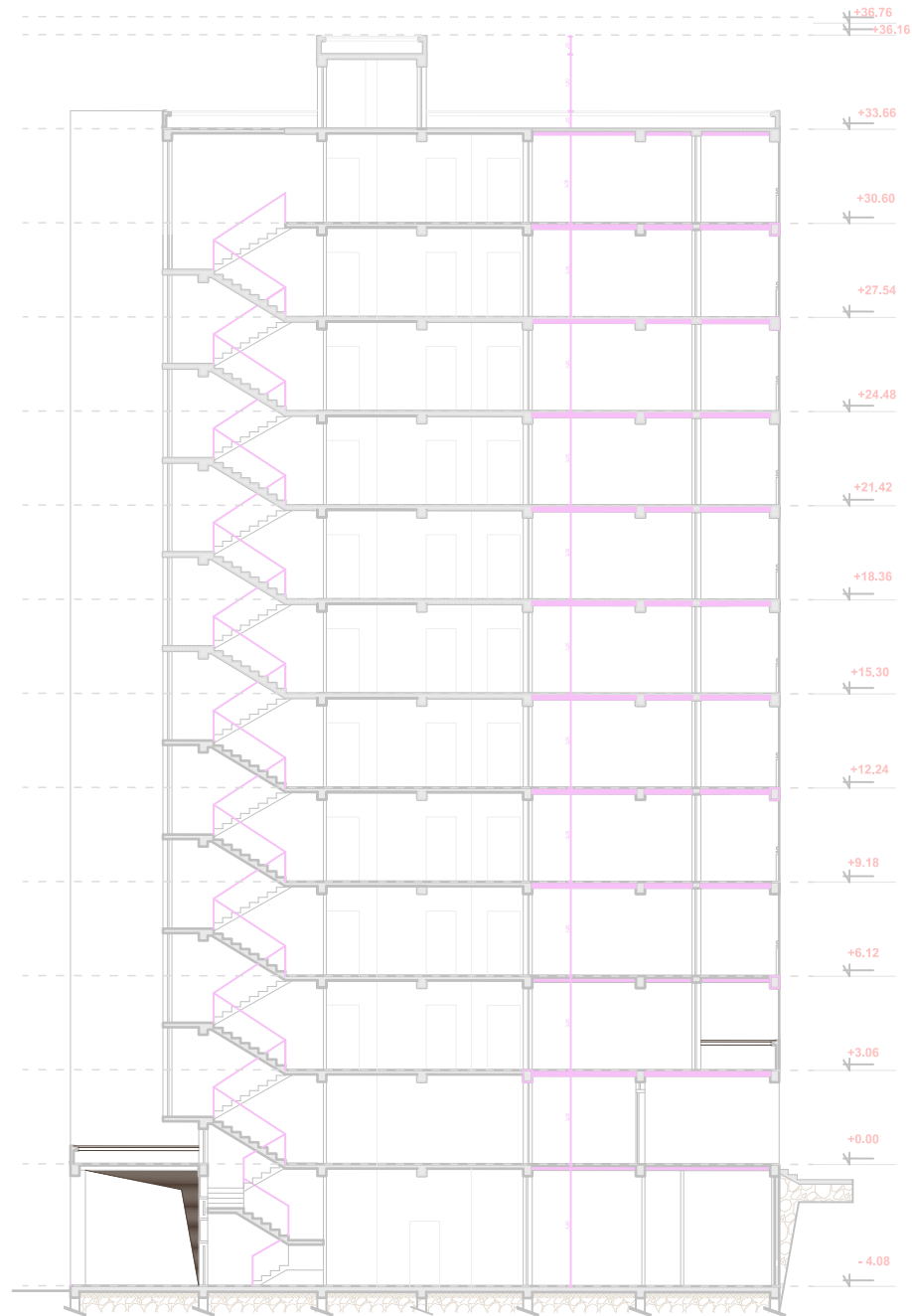
## Bibliographie



# **Plans d'architectures**

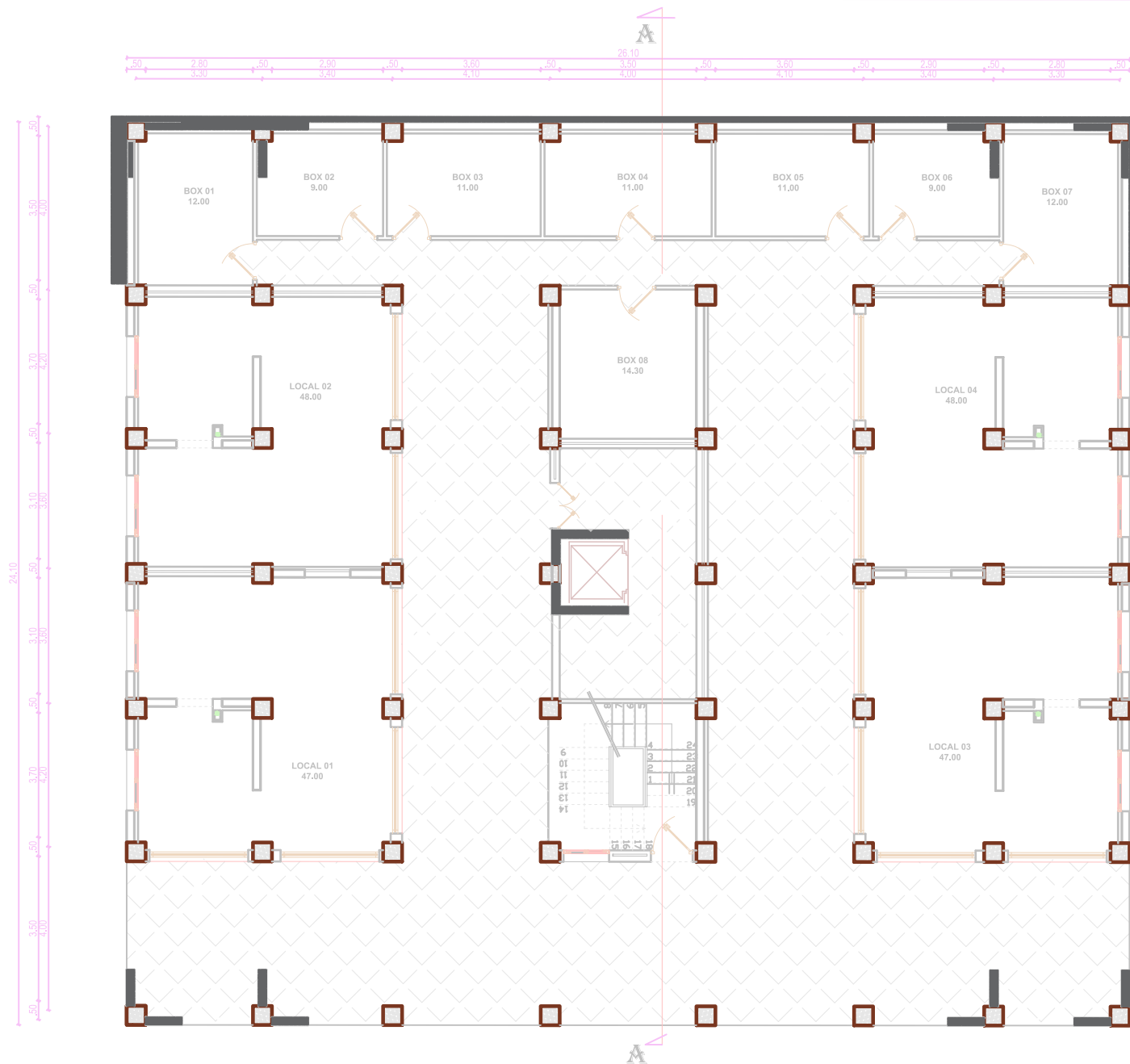


FACADE PRINCIPALE

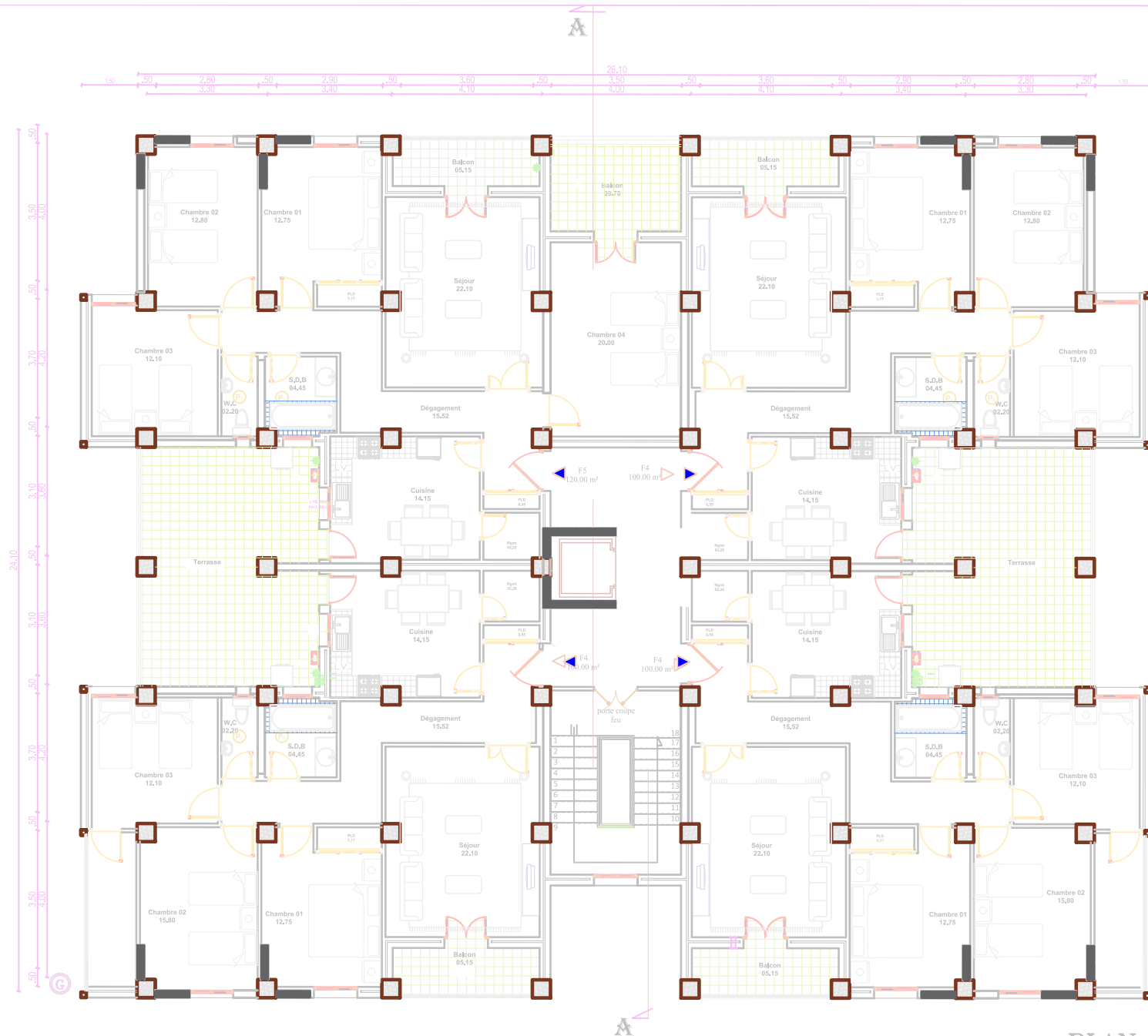


COUPE A-A

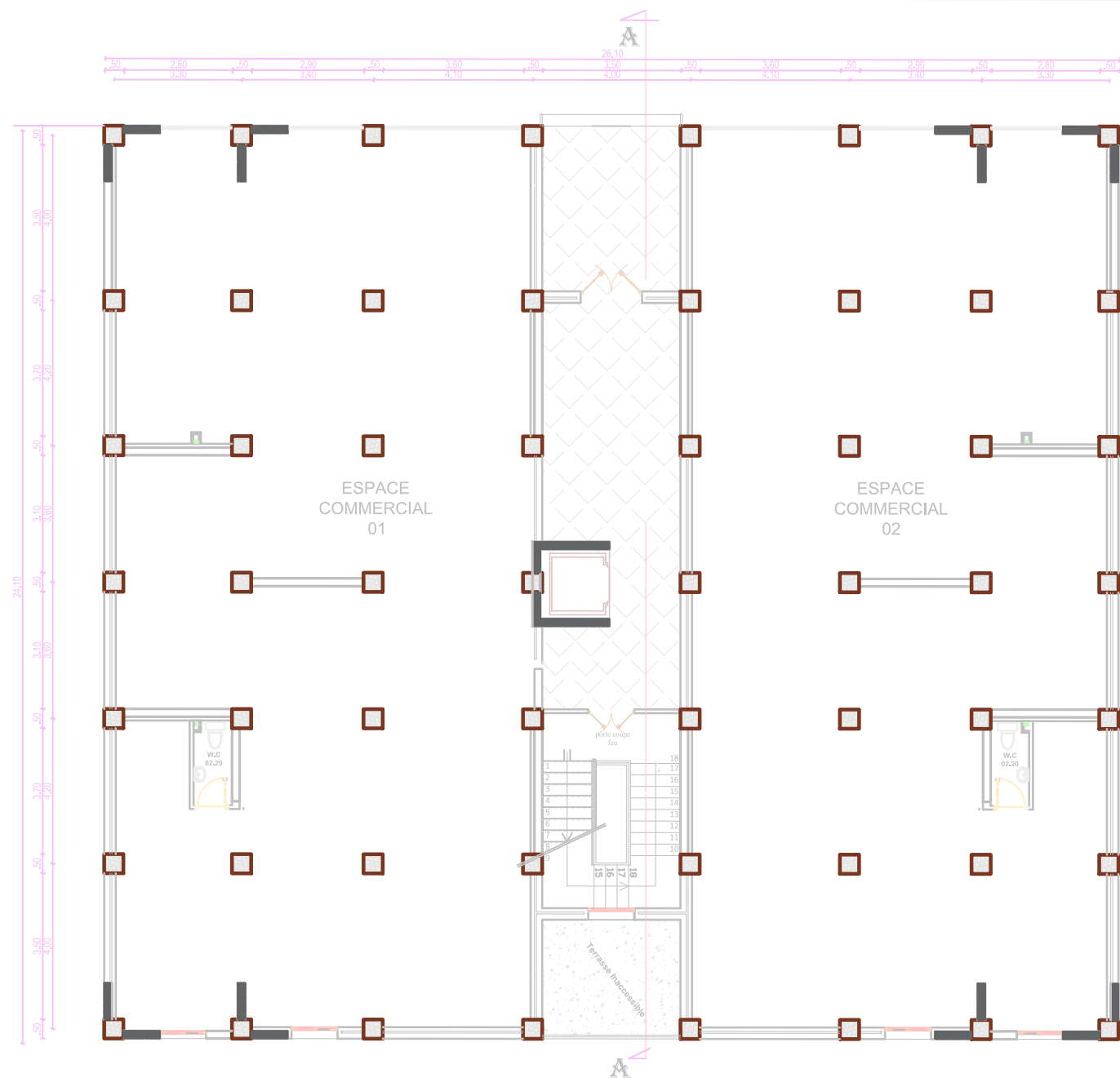




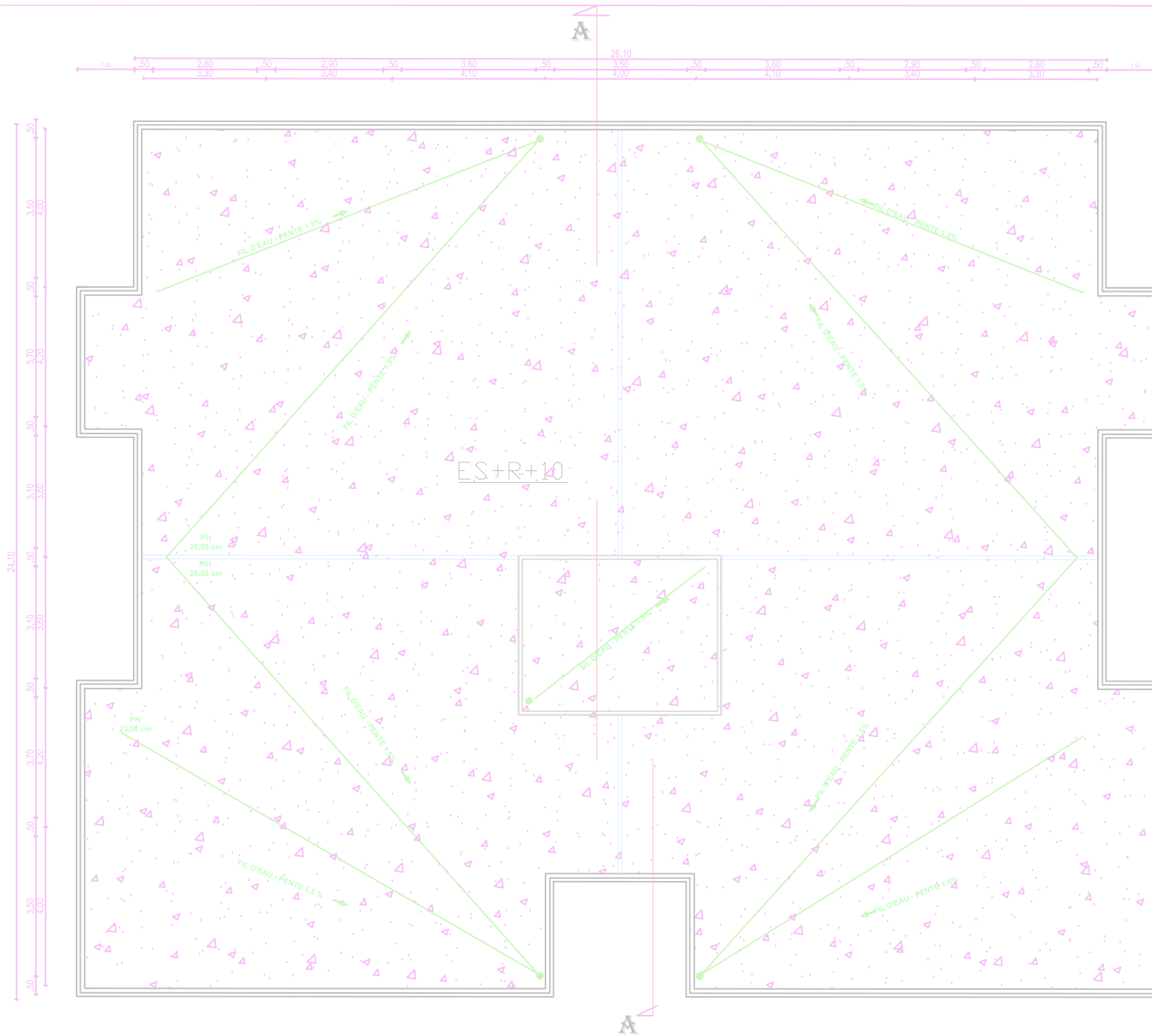
PLAN DE L'ENTRE-SOL Niv. -4.08



PLAN ETAGE COURANT



PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE Niv. +0.00



PLAN DE TOITURE TERRASSE

# **Introduction générale**

### **Introduction générale :**

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste, il regroupe toutes les techniques relatives au domaine du bâtiment et des travaux publics. Des ingénieurs qui se chargeront de la réalisation, la réhabilitation ou la conception d'édifices et de bâtiments en tout genre. Il englobe plusieurs domaines d'intervention (structure, géotechnique et l'hydraulique) pour préserver la sécurité publique et l'environnement.

Quelle que soit sa spécialisation, l'ensemble du travail d'un ingénieur civil a pour le but :

- la sécurité (le plus important) : assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage
- l'économie sert à diminuer le cout du projet (les dépenses)
- Confort
- Esthétique

Les ouvrages en béton armé sont plus fréquent en Algérie, c'est déjà par avantage d'économie car ils sont moins chère par rapport aux autres matériaux (métal), ils ont généralement une longue durée de vie, souplesse d'utilisation et la résistance au feu.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par les règlements algérien.

# **CHAPITRE I :**

## **Présentation de l'ouvrage**



### I-1/ Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'une tour en béton armé (**RDC+10+Entre sol**) a usage d'habitation et commercial.

Sa structure est implantée à la commune **Draria** wilaya d'Alger, cette région est classée selon le RPA version 2003 comme une zone de sismicité élevée **zone III**

Et de groupe d'usage **2** (ouvrages courant ou d'importance moyenne) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m et il peut accueillir au plus de 300 personnes simultanément.

### I-2/ Cet ouvrage est composé de :

- ✓ Entre sol et Rez de chaussée à usage commercial.
- ✓ 10 étages à usage d'habitation.
- ✓ Une cage d'escalier.
- ✓ Une cage d'ascenseur.
- ✓ Une toiture terrasse inaccessible.

### I-3/ Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

#### Dimension en élévation :

- ✓ Hauteur total du bâtiment : 40.84m.
- ✓ Hauteur d' entre sol : 4.08m.
- ✓ Hauteur de RDC : 3.06m.
- ✓ Hauteur de l'étage courant : 3.06m.
- ✓ Hauteur de la salle machine y compris son acrotère : 3.1m.

#### Dimension en plan :

- ✓ Longueur : 26.1m
- ✓ Largeur : 24.1m

### I-4/ Règlement utilisé et norme de conception :

Afin de garantir la stabilité de cet ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage .L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- ✓ Règlements Parasismique Algériennes « RPA 99/Version 2003 »
- ✓ Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « B.A.E.L.91 /révisé 99 ».
- ✓ Documents Technique Règlementaires « D.T.R-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- ✓ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « CBA93 ».

### I-5/ Les élément de l'ouvrage :

#### a)Ossature :

Notre structure a une ossature mixte (portique-voile) disposé dans les deux sens

-Portique (poteau+ poutre)

-Voile porteur.

### b) Plancher :

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet nous avons 2 types de planchers :

-plancher corps creux.

-plancher en dalle pleine.

Il existe des zones où on doit opter le plancher dalle pleine à cause de leur forme irrégulière (triangulaire, trapèze et circulaire...).

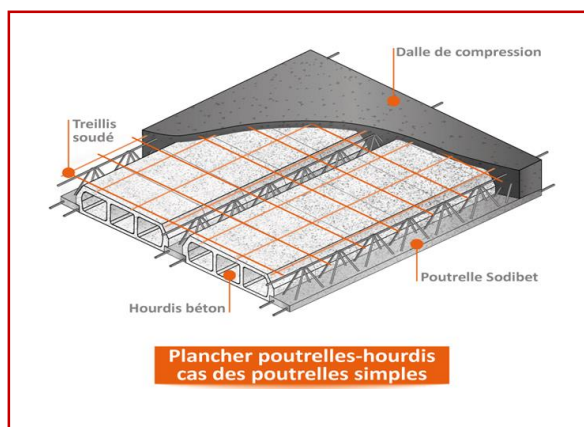


Figure I.1 : plancher corps creux

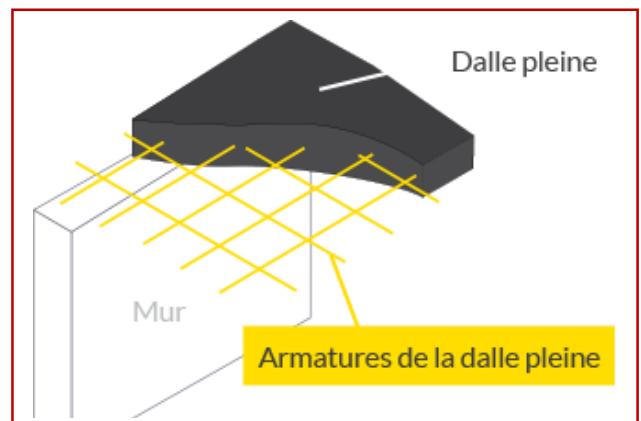
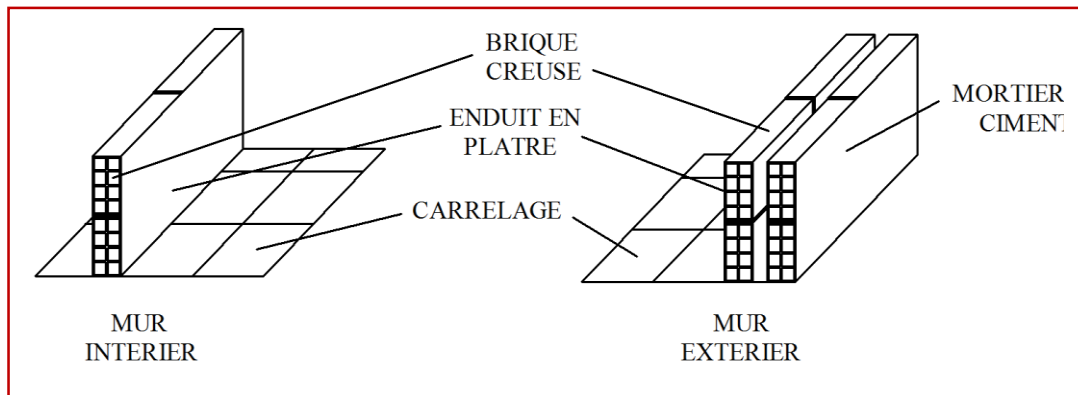


Figure I.2 : dalle pleine

### c) Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- **Murs extérieurs** : constitué de deux rangés (double cloisons)
  - Brique creuse de 15 cm d'épaisseur ou 10cm
  - L'âme d'air de 5cm d'épaisseur
- **Murs intérieurs** : constitué d'une cloison de 10 cm d'épaisseur



**Figure I.3 : Les murs intérieurs et extérieurs**

### d) L'escalier :

L'escalier est un ouvrage constitué des volés et palier réalisés en béton armé coulé sur place permettant d'accéder au différent niveau

Dans notre bâtiment, nous avons 2 types d'escalier :

- **Escalier de l'entre sol** : constitué de 5 volés.
- **Escalier de l'étage courant et RDC** : constitué de 2 volés parallèles.

### e) Revêtement :

Les revêtements sont réalisés en :

- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- De la céramique recouvrant les murs dans la salle d'eau
- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Mortier du ciment pour les murs extérieurs de la façade et la cage l'escalier.

### f) Balcon :

Est un élément architecture consistant en plateforme de dégagement du mur d'un édifice. Il est dans la plupart des cas à l'extérieure de l'édifice

Notre bâtiment comporte des balcons en corps creux et d'autres en dalle pleine.

### g) Porte à faux :

Une installation dite en porte-faux lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui elle-même au-dessus d'un vide. Dans notre cas les portes à faux sont réalisées en corps creux.

### h) Galerie :

Large passage intérieur ou extérieur (mais couvert) a un édifice à usage de communication ou de dégagement. Voie piétonne couverte, sur laquelle s'ouvrent boutique (galerie marchante ou commerciale).

Notre ouvrage comporte une Galerie au niveau de l'entre sol.

### i) Acrotère :

Une murette au bord de toit terrasse utilisé pour permettre l'étanchéité.

#### Son rôle :

- Empêche l'écoulement de l'eau
- A un aspect esthétique
- La protection des personnes

### j) Toiture terrasse inaccessible :

Est réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé d'une pente de 1.5% pour faciliter la circulation des eaux pluviales, revêtement d'étanchéité, protection lourde et isolation thermique.

Dans la pratique, les pentes des toitures terrasses inaccessibles sont comprises entre 1 et 5% :

- pente inférieure à 1% : **pente nulle**
- pente comprise entre 1 et 5% : **toiture plate**
- pente supérieure à 5% : **pente rampante**



Figure I.4 : toiture terrasse inaccessible avec une pente plate

### l) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé. Desservant la totalité des niveaux.

### m) Infrastructure :

Le choix du type de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage et de la nature du sol (à savoir ses contraintes admissible).

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.

### n) Voile :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

**I-6/Les caractéristique du sol :**

La contrainte admissible du sol est :  $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars}$ .

**I-7/ Les caractéristiques des matériaux :**

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, mais, les deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance sont **le béton** et **les aciers**.

**a) Béton :**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulat) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$ , de l'eau et éventuellement des

Adjuvants.

**a.1. Résistance mécanique :**

Dans les différentes conditions d'exploitation, le béton peut être soumis aux charges de traction, compression, flexion et cisaillement. Mais le béton est un matériau qui résiste seulement à la compression.

- **Résistance caractérisé a la compression :**

Il est caractérisé par sa résistance à la compression a l'Age de 28 jours dite : valeur caractéristique requise noté  $f_{c28}$  cette résistance est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette.

Influence de l'âge du béton sur la résistance à la compression :

1 jour  $\longrightarrow$  15% , 3 jours  $\longrightarrow$  50%, 7 jours  $\longrightarrow$  70%  
14 jours  $\longrightarrow$  80%, 21 jours  $\longrightarrow$  90%, 28 jours  $\longrightarrow$  99%

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de jour est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  définie par :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Pour } j \geq 60$$

(ART A.2.1.11 page 18/ BAEL 91 révisé 99)

Avec :

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

**J** : Nombre de jours.

**f<sub>c28</sub>** : La résistance de béton a la compression à 28 jours en MPA.

**Pour le choix de la valeur de f<sub>c28</sub> on peut considérer que :**

- Une résistance de **20MPa** est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement **25MPa** sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir **30MPa** dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.

➤ Dans notre cas on a opté une résistance à la compression **25MPa à 28 jours** facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

- **Résistance caractérisé a la traction :**

La résistance caractéristique a la traction du béton a j jours, notée f<sub>tj</sub> est dénie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{ART A.2.1, 12 p18 / BAEL91 révisé99})$$

**Dans notre cas : f<sub>c28</sub> = 25 MPA donc f<sub>t28</sub> = 2.1 MPA**

f<sub>tj</sub> et f<sub>cj</sub> sont exprimés en MPA ou bien N/mm<sup>2</sup>.

### **a.2. Les états limites :**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. Selon le BAEL 91 ; nous avons deux états limites : ELS et ELU.

#### **a.2.1 Etat limite ultime :**

Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

#### **a.2.2 Etat limite de service :**

Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations,

### **a.3.La contrainte limite à la compression :**

**A. L'ELU :**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{En} \quad [\text{MPa}]$$

(ART.A.4.3.41p20/BAEL91révisé99)

Avec :

- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que :
 
$$\begin{cases} \gamma_b = 1.50 & \text{en situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$
- $\theta$  : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que
 
$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si la durée d'application est supérieure à 24 heures,} \\ \theta = 0.9 & \text{si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures,} \\ \theta = 0.85 & \text{si la durée d'application est inférieure à 1 heures.} \end{cases}$$
- $t$  : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée
  - Pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 1$  on aura  $f_{bc} = 14.2 \text{ MPA}$
  - Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta = 1$  on aura  $f_{bc} = 18.5 \text{ MPA}$

Le diagramme de déformations –contraintes est peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit : (parabole -rectangle).

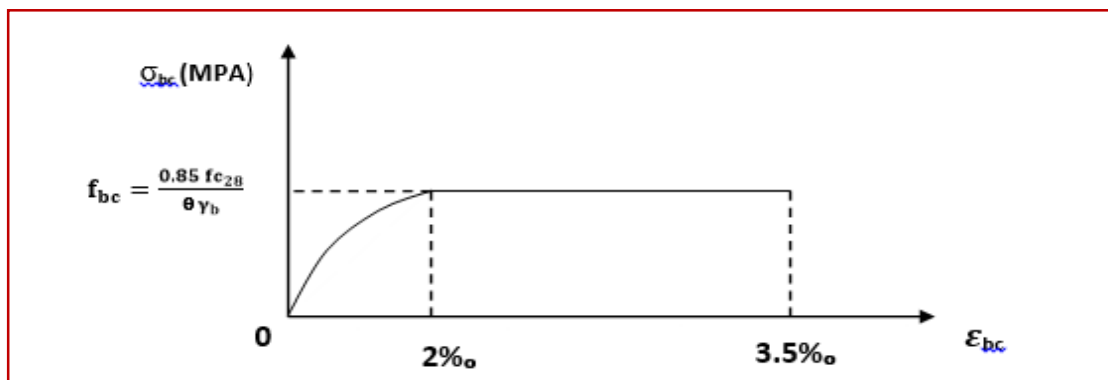


Figure. I.5 : Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELU.

## B. L'ELS :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{bc} \quad \text{en} \quad [\text{MPa}]. \quad (\text{ART4.3.5 p41/ BAEL 91révisé99})$$



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

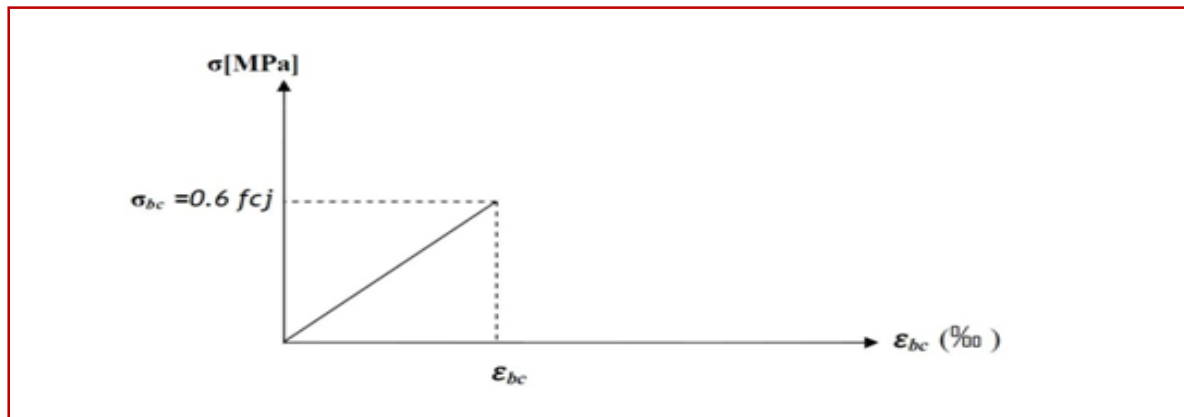


Figure. I.6 : Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS.

### C. Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ En [MPa]} \quad (\text{ART. A.5.1,1 p48 /BAEL 91révisé 99})$$

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant à ELU.

$b_0$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

La contrainte doit respecter les conditions limites suivant :

Dans le cas où les armatures sont droites :

$$\bar{\tau} \leq \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable très préjudiciable}$$

Dans le cas où les armatures sont inclinées a 45 °:

$$\bar{\tau} \leq \min \left\{ 0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 7\text{MPa} \right\}$$

Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire ( $45^\circ < \alpha < 90^\circ$ ), il est

Loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de  $\bar{\tau}$ .

(ART. A.5.1,2 p49 /BAEL 91révisé 99)

Dans notre cas :

Pour  $\gamma_b=1.5$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

Pour  $\gamma_b = 1.15$

$$\bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable très préjudiciable.

#### **a.4. Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normal et la déformation engendré.

On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

##### **1-Module d'élasticité instantané :**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égal :  $E_{ij} = 3 E_{vj}$

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

(art A-2.1.21 BAEL 91)

Pour  $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$$

##### **2-Module d'élasticité différé :**

Lorsque une contrainte normal applique est en longue durée, et afin de tenir compte l'effort de fluage de béton on prend le module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art .A.2.1, 2p19/ BAEL91 révisé 99})$$

Pour  $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

##### **3-Module de déformation transversale :**

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{Art A.2.1.3 /BAEL91 modifié99})$$

Avec :

**E** : Module de Young (module d'élasticité).

**$\nu$**  : Coefficient de poisson : Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

Il sera noté :

$\nu = 0$  pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS)

## b) acier :

L'acier est alliage fer carbone en faible pourcentage, caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface, on trouve les ronds lisses (R.L) et les barres à haute adhérence(H.A).

On distingue 3 types d'aciers

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 scellement $\psi$
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 treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\Phi < 6$ )	T S	520	550	8‰	1,3	1

**Tableau I.1 : caractéristique de l'acier**

Généralement et dans notre cas, on utilise les barres de haute adhérence car ils comportent des reliefs de surface qui améliorent la liaison BETON-ACIER.

### b.1. Module de déformation longitudinal :

Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{Art: A.2.2.1 p23/BAEL 91 révisé 99})$$

### Contraintes limites :

#### A. ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art .A.4. 3.2p23/ BAEL91révisé99})$$

Avec :

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité tel que

$\gamma_s = 1.15$  pour les situations durables (S.D).

$\gamma_s = 1.00$  pour les situations accidentelles (S.A).

$f_e$  : limite d'élasticité.

Les résultants de sont résumés dans le tableau suivant :

Nuance de l'acier	Situation durable	Situation accidentelle
$f_e=400\text{MPa}$	$\sigma_s= 348 \text{ Mpa}$	$\sigma_s= 400 \text{ Mpa}$
$f_e=500\text{MPa}$	$\sigma_s= 452 \text{ Mpa}$	$\sigma_s= 520 \text{ Mpa}$

Tableau I.2 : Les contraintes des aciers utilisés.

## B.ELS :

Il est nécessaire de limité de l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures) et militants les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL 91r vis 99, on distingue 3cas de fissurations :

### 1) Fissurations peu préjudiciables :

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :  $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

### 2) Fissurations préjudiciables :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, la règle est la suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

### 3) fissuration très préjudiciables :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.8 \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

(Art .A.4. 3.5p41/ BAEL91r vis 99)

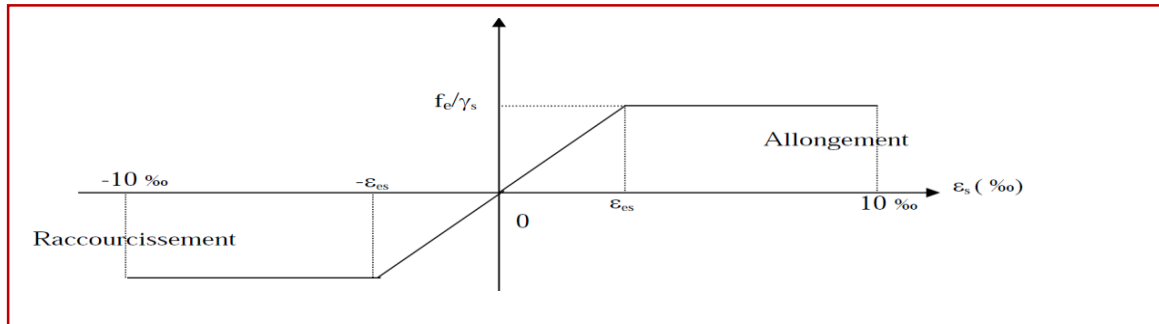
Avec :

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$f_{tj}$  : résistance caractéristique à la traction du béton.

$\eta$ : coefficient de fissuration qui vaut :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1.6 \text{ pour les adhérence (HA) de diamètre } \geq 6 \text{ mm} \\ \eta=1.3 \text{ pour les HA } < 6 \text{ mm} \\ \eta=1.0 \text{ pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.} \end{array} \right.$$



**Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.**

**b.2. Protection des armatures : (Art 3.1p33 /BAEL 91 modifié 99) :**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct est prémunir les armatures des effets intempérie et des agents agressifs on doit veiller à ce que l'enrobage C des armatures soit conforme aux prescriptions suivante :

- **C  $\geq$  5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C  $\geq$  3 cm** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C  $\geq$  1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

**c) Les Actions :**

On appelle action, les forces et les chargent appliquées. On distingue trois types d'action :

**1-Charge statique :**

-charge permanentes G :

Sont des forces qui ont une intensité constante dans le temps exemple (carrelage, plancher)

-charge d'exploitation Q :

Sont des forces qui ont une intensité variable d'une force importante dans le temps exemple (mobilier).

**2-charge accidentelle :**

-charge sismique : ce sont des forces engendrées par le séisme

-charge climatique : ce sont des forces engendrées par neige-vent

### **3-Charge de poussé de terre :**

Sont des forces engendrées par le sol à la base.

### **Conclusion**

Dans ce premier chapitre on a présenté les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux utilisés.

# **CHAPITRE II :**

## Pré-dimensionnement des éléments



**II.1 Introduction :**

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres....) soient pré dimensionnés, Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux.

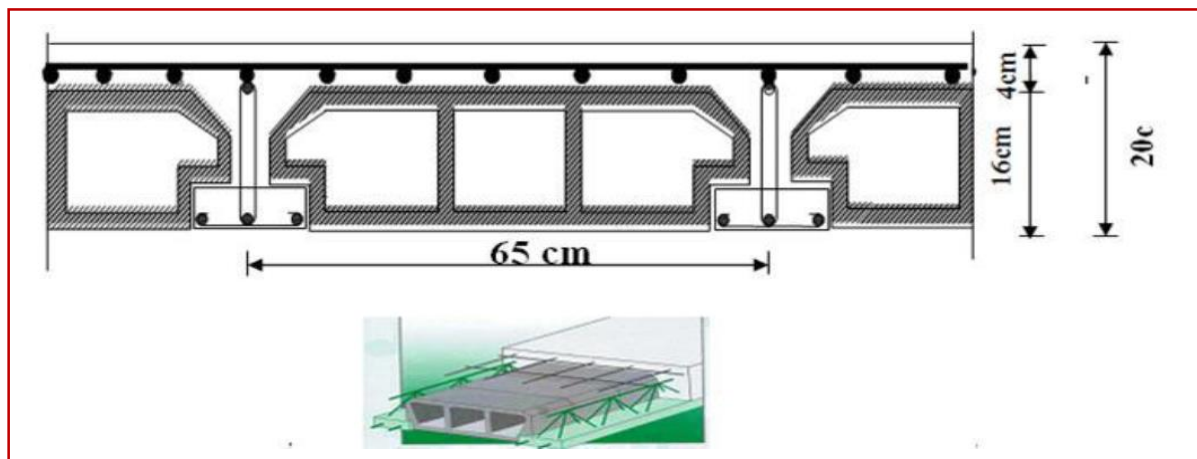
Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueries, les Normes techniques et les conditions de résistance suivant :

Le Règlement Parasismique Algérien« **RPA 99/Version 2003** », les règles de «**BAEL 91/modifié 99**», « **CBA 93** » et le «**DTR-B. C.2.2** ».

**II.2 Pré dimensionnement :****II.2.1 Pré dimensionnement des planchers :****a) Plancher a corps creux :**

Il est constitué de :

- **Corps creux** : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance, il est considéré comme un coffrage perdu.
- **Poutrelle** : c'est des éléments préfabriqués résistant du plancher.
- **Dalle de compression** : C'est dalle en béton armée, sa hauteur varie de 4 à 6m
- **Treillis a soudé.**



**Figure II.1 : plancher corps creux**

Le dimensionnement d'un plancher a corps creux revient à déterminer sa hauteur  $h_t$  tel que :

$$h_t = h_{cc} + h_{dc}$$

$h_{cc}$  : hauteur de corps creux

$h_{dc}$  : hauteur de dalle de compression.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99}).$$

$L_{\max}$  : Travée maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles

$$L_{\max} = 360 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{360}{22.5}$$

$$h_t \geq 16 \text{ cm}$$

On prend  $h_t = 20 \text{ cm}$

### Conclusion :

Donc on opte pour un plancher à usage commercial et d'habitation (16+4).

### b) Plancher a dalle pleine :

C'est un élément réalisé en béton armé, Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions, leurs épaisseurs est déterminés selon leurs porté.

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

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

Avec :

$l$  : Largeur du balcon 1 ( $l = 126 \text{ cm}$ ).

$$e_p \geq \frac{126}{10} = 12.6 \text{ cm}$$

On prend :

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

## II.2.2 Pré dimensionnement des poutres :

**Les poutres sont** des éléments porteurs en béton armé coulé sur place, leurs rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteau, voile).

On a deux types de poutres :

### ❖ Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les Poutrelles et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- elles relient les poteaux.
- elles supportent la dalle.

**❖ Les poutres secondaires :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer (assurent le chaînage).

**❖ Les poutres de Chaînages (noyée) :**

Une poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

**Dimensionnement de poutre de chaînage :**

D'après l' (ARTICLE 9.3.3) du RPA99 page 88, le dimensionnement minimale de la poutre de chaînage doit être supérieur ou égale { 15 cm ou {2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté, soit :

- $h \geq 15 \text{ cm}$
- $b \geq (2/3) \times e$  ; avec (e : épaisseur du mur).
- Espacement des deux barres d'une nappe horizontale ne doit pas dépasser 20cm.
- Le minimum d'armatures longitudinales des chainages horizontaux est de quatre barres HA10.

**Dimensionnement de poutre principale et secondaire :**

Le pré dimensionnement des poutres se fait selon les règles «B.A.E.L.91-révisé .99» et vérifie les dimensions suivant le règlement« RPA 99 / Version 2003 »

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée calculé par

$$\text{D'après BAEL91} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ \text{Largeur : } 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \end{array} \right.$$

Avec :

$L_{\max}$  : La plus grande travée entre nus des appuis dans le sens considéré.

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b$  : Largeur de la poutre

En plus, les dimensions des poutres doivent être vérifié par les conditions suivantes :

$$(\text{RPA99. Art 7.5.1}) \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Largeur : } b \geq 20\text{cm} \\ \text{Hauteur : } h \geq 30\text{cm} \\ \text{Le rapport : } \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

**Pré dimensionnement de poutre de chaînage (noyée) :**

D'après le **RPA 2003 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui à reprendre le poids des cloisons.

### a) Poutre principe :

#### Hauteur :

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$$

$$24.67\text{cm} \leq h \leq 37\text{cm}$$

on prend : **h= 35 cm**

#### Largeur :

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

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

on prend : **b=25cm**

#### Vérification :

$$h = 35\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

=> vérifié

$$b = 25\text{cm}$$

$$b \geq 20\text{cm}$$

=> vérifié

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1.4\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

=> Vérifié

On opte pour poutres principales la section (b, h)= (25, 35) cm<sup>2</sup>.

### b) Poutre secondaire :

#### Hauteur :

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10}$$

$$24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$$

on prend : **h= 30 cm**

#### Largeur :

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

on prend : **b=25cm**

#### Vérification :

$$h = 30\text{ cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

=> vérifié

$$b = 25\text{ cm}$$

$$b \geq 20\text{cm}$$

=> vérifié

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

=> Vérifié

On opte pour poutres secondaires la section (b, h)= (25, 30) cm<sup>2</sup>

### c) Poutre de chaînage :

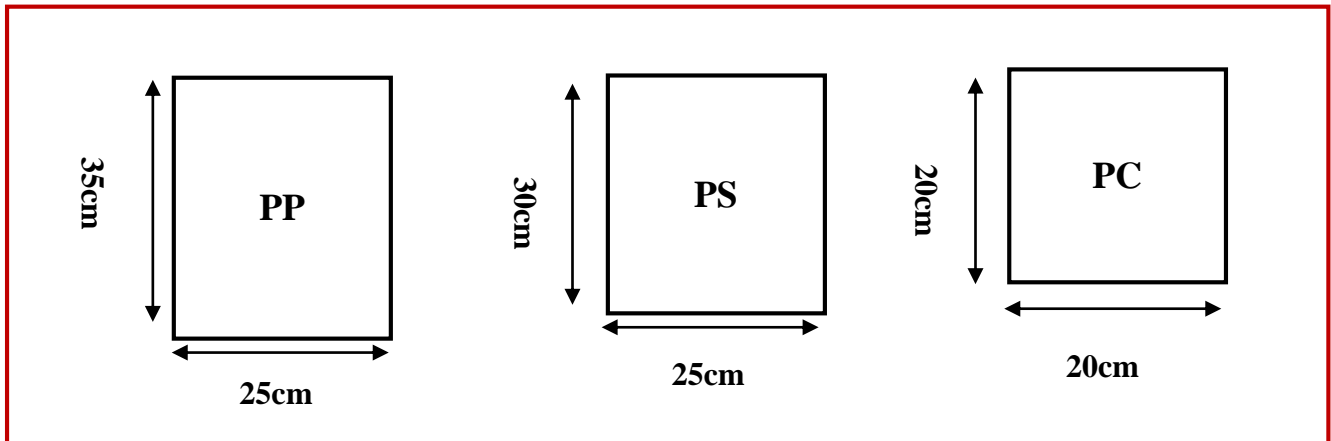
- $h \geq 15\text{ cm}$  ; **h=20 cm**
- $b \geq (2/3) \times e$  ;  $b \geq (2/3) \times 30$ , **b=20 cm**

Avec :

(30cm est l'épaisseur du mur)

On opte pour poutres de chaînage la section  $(b, h) = (20, 20) \text{ cm}^2$

**Conclusion :**



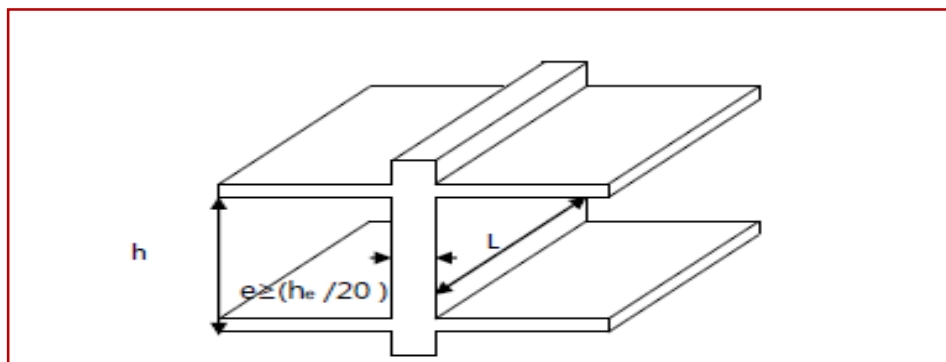
**Figure II.2 : Pré dimensionnement des poutres**

### II-2.3 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé coulé sur place. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant la totalité des efforts horizontales (séisme, vent), et d'autre part à reprendre les efforts verticaux (charges permanentes et d'exploitations) et les transmettent aux fondations.

Leur pré dimensionnement est justifié par (Art 7.7.1 de RPA 99)

$$L \geq 4a$$



**Figure II.3 : coupe de voile en élévation**

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et les conditions de rigidité aux extrémités voir la figure au-dessous, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

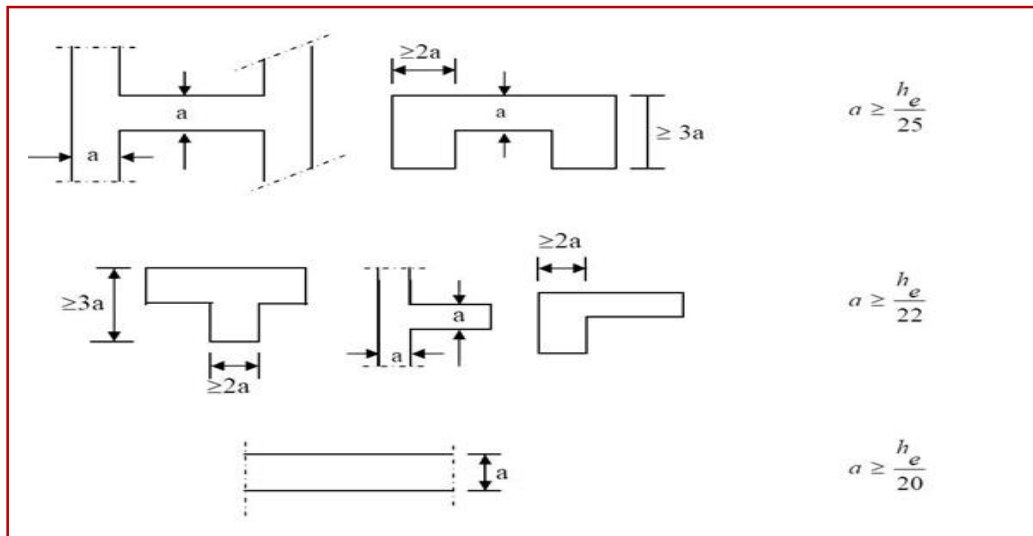


Figure II.4 : coupe de voile en plan

Avec :

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

$h_e$  : hauteur d'étage.

$h_t$  : Hauteur de plancher.

$$e_p \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} = \frac{h_e}{20}\right)$$

Donc :

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

D'où :

$$h_e = h - h_t$$

- Au niveau de l'entre sol :

$$h_e = 408 - 20$$

$$h_e = 388 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{380}{20} = 19.4 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur :  $a = 20 \text{ cm}$

- Au niveau du RDC et l'étage courant :

$$h_e = 306 - 20$$

$$h_e = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur :  $a = 15 \text{ cm}$

## Conclusion :

On adopte pour les voiles une épaisseur de **20 cm** pour toute la hauteur de la structure.

**Vérification selon RPA 99 (Art 7.7.1) :**

$$L \geq 4a$$

$$L_{\min} = 80 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$L_{\min}$  : La portée minimale d'un voile.

$$a = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

**II-2.4 Pré dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire, ils reprennent les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations, sont aussi considérés comme des appuis pour les poutres.

De plus, les armatures longitudinales résistent à la flexion du béton et les armatures transversales résistent au flambement.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS selon la combinaison (G+Q) en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N$ , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

$$N_s = G + Q$$

La section du poteau est donnée par :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$G$  : charge permanente

$Q$  : surcharge d'exploitation

$N_s$  : l'effort normal repris par le poteau

$S$  : Section du poteau

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible du béton à la compression simple.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du RPA 99/Version 2003 :

**Section rectangulaire :**

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{en zone I et IIa.}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{en zone III et IIb.}$$

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

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

Avec :

$b_1$ : petit cote de la section des poteaux.

$h_1$  : grand cote de la section des poteaux.

$h_e$  : la hauteur d'étage de poteaux.

Dans notre cas zone III : Le minimum coffrage des poteaux (30x30) cm<sup>2</sup>.

## II.3 Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

### II.3.1 Charge permanente :

A/ Plancher corps creux :

a)Plancher terrasse inaccessible :

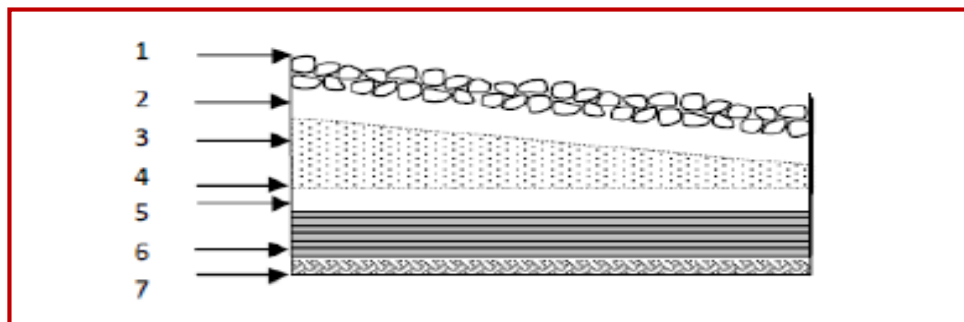


Figure II.5 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible).

N°	Elément	Épaisseur(m)	poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton 1.5%	0.08	22	1.76
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.2	14	2.8
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
G total				5.90

Tableau II.1 : Calcul de la charge permanente de plancher terrasse.

b) Plancher étage d'habitation et commercial :

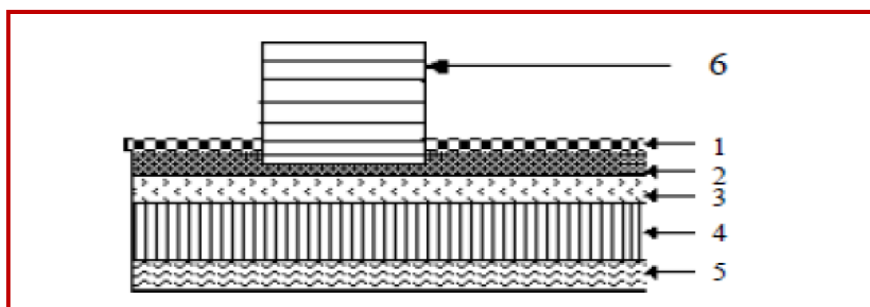


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.



N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.03	18	0.54
4	dalle en corps creux	0.20	14	2.8
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6	cloison de séparation	0.1	9	0.9
G total				5.28

**Tableau II.2 : Calcul de la charge permanente de l'étage à usage commercial et habitation.**

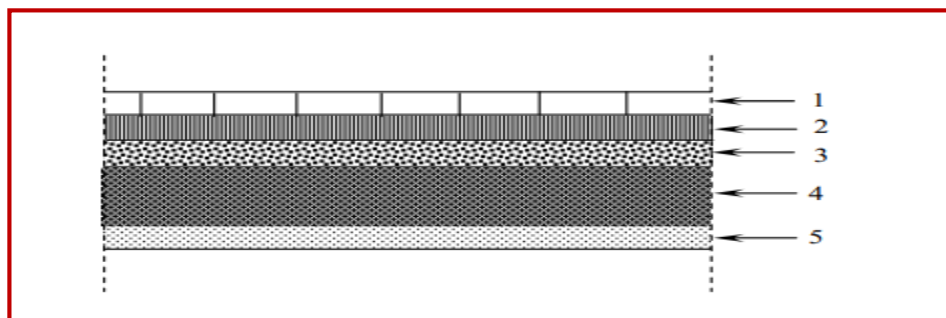
**B/ Plancher dalle pleine :**

**a) Dalle pleine terrasse inaccessible :**

N°	Elément	Épaisseur(m)	poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton 1.5%	0.08	22	1.76
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en dalle pleine	0.15	25	3.75
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
G total				6.85

**Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (terrasse).**

**b) Dalle pleine étage d'habitation et commercial (balcon 1) :**



**Fig.II.7 : Coupe transversale du plancher en dalle pleine**

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6	cloison de séparation	0.1	9	0.9
G total				6.23

Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (balcon 1).

C/Maçonnerie :

a)Mur extérieur :

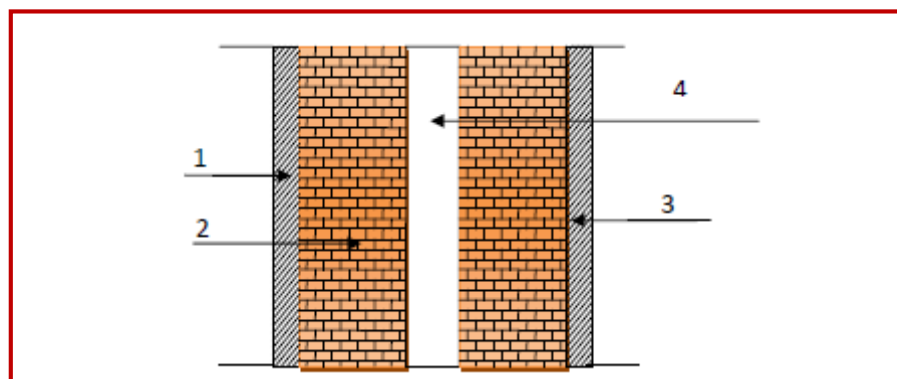


Figure II.8 : Coupe verticale du mur extérieur.

N°	Elément	Épaisseur (m)	poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse (intérieure et extérieure)	2 x 0.1 = 0.2	9	1.8
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
4	L'âme d'air	0.05	0	0
G total				2.36

Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.

### b) Mur intérieur :

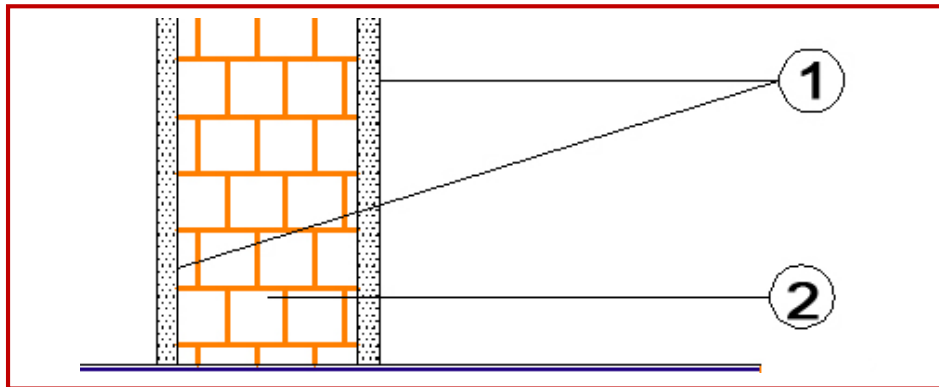


Figure II.9 : Coupe verticale du mur intérieur.

N°	Elément	Épaisseur(m)	poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
		G total		1.3

Tableau II.6 : Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.

### d) Charge d'exploitation :

Élément	Surcharges [KN/m <sup>2</sup> ]
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC et ES (commercial)	5
Porte à faux	2.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

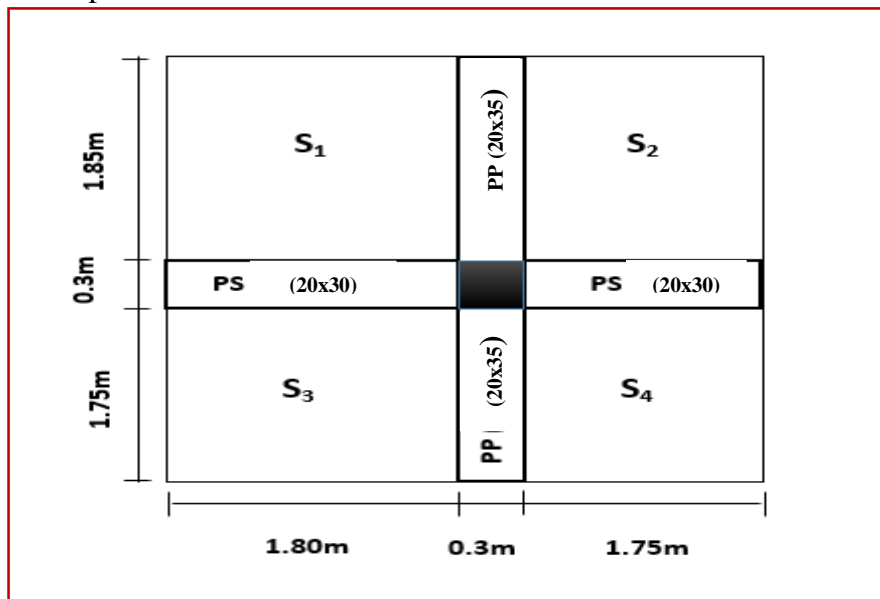
Tableau II.7 : récapitulatif des surcharges d'exploitations

### II.4 Descente de charges pour le poteau p1 :

#### Introduction :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure. La descente de charge s'applique du haut (charpente ou toiture terrasse) vers le bas et cela jusqu'aux fondations.

On effectuera la décente de charge pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface soit le poteau

**Surface nette:**

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (1.85 \times 1.80) + (1.85 \times 1.75) + (1.80 \times 1.75) + (1.75 \times 1.75)$$

$$S_n = 3.33 + 3.2375 + 3.15 + 3.0625$$

Donc :  $S_n = 12.78 \text{ m}^2$

**Section brute :**

$$S_b = 3.75 \times 3.8$$

$$S_b = 14.25 \text{ m}^2$$

**II.4.1 Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence :****a) Poids du plancher corps creux :****Plancher terrasse inaccessible :**

$$P = G \times S_n$$

$$P = 5.9 \times 12.78 = 75.4 \text{ KN}$$

**Plancher d'étage courant :**

$$P = G \times S_n$$

Etage à usage commercial et habitation :

$$P = 5.28 \times 12.78 = 67.47 \text{ KN}$$

**b) Poutre :****Poutres principales :**

$$P_{pp} = (0.20 \times 0.35) \times 25 \times (1.75 + 1.85) = 6.3 \text{ KN}$$

**Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = (0.20 \times 0.30) \times 25 \times 3.55 = 5.325 \text{ KN}$$

**Le poids totale :**

$$P = P_{pp} + P_{ps}$$

$$P = 6.3 + 5.325 = 11.625 \text{ KN}$$

**c) Les poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le RPA ( $b_1, h_1$ )=30 cm pour la zone III. Pour tous les poteaux des niveaux de cette structure :  $b=h=30\text{cm}$ .

**Poids de poteaux de l'E.SOL :**

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 4.08 \times 25 = \mathbf{9.18 \text{ KN}}$$

**Poids de poteau de RDC et étage courant :**

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{6.89 \text{ KN}}$$

**d) Surcharge d'exploitation :**

Plancher terrasse :

$$Q_0 = 1 \times 14.25 = 14.25 \text{ KN}$$

Plancher étage courant :

$$Q_1 = \dots = Q_9 = 1.5 \times 14.25 = 21.38 \text{ KN}$$

Plancher RDC et E-sol :

$$Q_{10} = Q_{11} = 5 \times 14.25 = 71.25 \text{ KN}$$

**II.4.2 Surcharges différentes selon la loi de dégression :**

Soit :

$Q_0$  => la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,

$Q_1, \dots, Q_n$  => les charges d'exploitations respectives des planchers des étages

$1, 2, \dots, n$  => numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :

$$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

Sous étage n quelconque :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Le coefficient  $\frac{(3+n)}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

$$N 1 : \sum 0 = Q_0$$

$$N 2 : \sum 1 = Q_0 + Q_1$$

$$N 3 : \sum 2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$N 4 : \sum 3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$N 5 : \sum 4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$N 6 : \sum 5 = Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$N 7 : \sum 6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$N 8 : \sum 7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$N 9 : \sum 8 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$N 10 : \sum 9 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

$$RDC : \sum 10 = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$$

$$E-Sol : \sum 10 = Q_0 + 0.64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$$

**Application numérique :**

$$N 1 : \sum 0 = 14.25 \text{ KN}$$

$$N 2 : \sum 1 = 14.25 + 21.38 = 35.63 \text{ KN}$$

$$N 3 : \sum 2 = 14.25 + 0.95 (21.38 + 21.38) = 54.87 \text{ KN}$$

$$N 4 : \sum 3 = 14.25 + 0.90 (21.38 \times 3) = 71.98 \text{ KN}$$

$$N 5 : \sum 4 = 14.25 + 0.85 (21.38 \times 4) = 86.94 \text{ KN}$$

$$N 6 : \sum 5 = 14.25 + 0.8 (21.38 \times 5) = 99.77 \text{ KN}$$

$$N 7 : \sum 6 = 14.25 + 0.75 (21.38 \times 6) = 110.46 \text{ KN}$$

$$N 8 : \sum 7 = 14.25 + 0.71 (21.38 \times 7) = 120.51 \text{ KN}$$

$$N 9 : \sum 8 = 14.25 + 0.69 (21.38 \times 8) = 132.27 \text{ KN}$$

$$N 10 : \sum 9 = 14.25 + 0.67 (21.38 \times 9) = 143.17 \text{ KN}$$

$$RDC : \sum 10 = 14.25 + 0.65 (21.38 \times 9 + 71.25) = 185.64 \text{ KN}$$

$$E-Sol : \sum 10 = 14.25 + 0.64 (21.38 \times 9 + 71.25 \times 2) = 228.6 \text{ KN}$$

**Dimensionnement des poteaux :**

Tableau II.8 : Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau x	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Norm al (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )		Section adoptée
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	G <sub>c</sub>	Q	Q <sub>c</sub>	$N_s = G_c + Q_c$	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section minimal	
10	75.4	11.63	0	87.03	87.03	14.25	14.25	101.28	67.52	30×30	40×40
9	67.47	11.63	6.89	85.99	173.02	21.38	35.63	208.65	139.1	30×30	40×40
8	67.47	11.63	6.89	85.99	259.01	21.38	57.01	316.02	210.68	30×30	40×40
7	67.47	11.63	6.89	85.99	345	21.38	78.39	423.39	282.26	30×30	45×45
6	67.47	11.63	6.89	85.99	430.99	21.38	99.77	530.76	353.84	30×30	45×45
5	67.47	11.63	6.89	85.99	516.98	21.38	121.15	638.13	425.42	30×30	45×45
4	67.47	11.63	6.89	85.99	602.97	21.38	142.53	745.5	497	30×30	50×50
3	67.47	11.63	6.89	85.99	688.96	21.38	163.91	852.87	568.58	30×30	50×50
2	67.47	11.63	6.89	85.99	774.95	21.38	185.29	960.24	640.16	30×30	50×50
1	67.47	11.63	6.89	85.99	860.94	21.38	206.67	1067.61	711.74	30×30	65×65
RDC	67.47	11.63	6.89	85.99	946.93	71.25	277.92	1224.85	816.57	30×30	65×65
E/SO L	67.47	11.63	9.18	88.28	1035.21	71.25	349.17	1384.38	922.92	30×30	65×65

D'où les sections adoptées sont :

E-sol, RDC, ET1 → (50 x 50) cm<sup>2</sup>  
 Niveau : 2, 3 et 4. → (45 x 45) cm<sup>2</sup>  
 Niveau : 5, 6, 7 → (40 x 40) cm<sup>2</sup>  
 Niveau : 8, 9, 10 → (35 x 35) cm<sup>2</sup>

## II.5.Verification :

### II.5.1. Vérifications relatives aux exigences du RPA :

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone III doivent satisfaire les conditions suivant :

Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 30 cm

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$$

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

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
50x50	$\min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 50 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1 < 4$	
45x45	$\min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 45 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	
40x40	$\min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 40 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	
35x35	$\min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 35 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	

Tableau II.9 : Vérification aux RPA.

### II.5.2 Vérification au flambement :

Les éléments structuraux tels que les poteaux, sont soumis à des efforts de compression très important alors ils risquent de subir des déformations dues au flambement.

Afin d'éviter ce phénomène on doit limite l'élancement.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$\lambda$  : l'élancement des poteaux.

$L_f$  : Longueur de flambement ( $L_f = 0.7 L_0$  car le poteau est encasté à ses deux extrémités d'après le BAEL.91).

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

$L_0$  : longueur libre du poteau.

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ ) tel que  $b=h$ .

$I$  : moment d'inertie du poteau ( $I = \frac{bh^3}{12}$ ) tel que  $b=h$ .



Ce qui donne :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7l_0}{b} \quad \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b}$$

$$\lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

- ✓ Poteaux (50x50) :  $L_0 = 408 \text{ cm.} \Rightarrow \lambda = 19.74 < 50.$
- ✓ Poteaux (50x50) :  $L_0 = 306 \text{ cm.} \Rightarrow \lambda = 14.81 < 50.$
- ✓ Poteaux (45x45) :  $L_0 = 306 \text{ cm.} \Rightarrow \lambda = 16.45 < 50.$
- ✓ Poteaux (40x40) :  $L_0 = 306 \text{ cm.} \Rightarrow \lambda = 18.51 < 50.$
- ✓ Poteaux (35x35) :  $L_0 = 306 \text{ cm.} \Rightarrow \lambda = 21.15 < 50.$

**Conclusion :**

La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

**Conclusion générale :**

❖ **Plancher à corps creux :**

De E-sol + RDC+ étages courants : **(16+4) cm**

❖ **Dalles pleines :**

Balcons 1 : **15 cm.**

❖ **Poutres :**

Poutres principales : **(20x35) cm<sup>2</sup>.**

Poutres secondaires : **(20x30) cm<sup>2</sup>.**

Poutres de chaînage : **(20x20) cm<sup>2</sup>.**

❖ **Poteaux :**

E-sol et le RDC+ET1 : **(50x50) cm<sup>2</sup>**

ET2+ET3+ET4 : **(45x45) cm<sup>2</sup>**

ET5+ET6+ET7 : **(40x40) cm<sup>2</sup>**

ET8+ET9+ET10 : **(35x35) cm<sup>2</sup>**

❖ **Voile :**

Épaisseur de **20 cm.**

Longueur minimale égale à **80 cm**

# **CHAPITRE III :**

## **Calcul des éléments non-structuraux**

### III.1 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher terrasse soumise à un effort normal «N» du à son poids propre et un effort latéral «Q» du à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement.

#### III.1.1 Détermination des sollicitations :

- Charge permanente de l'acrotère :

$$G = S \times \rho$$

Avec :

$\rho$  : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 [0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2}] = 1.71 \text{ KN/ml}$$

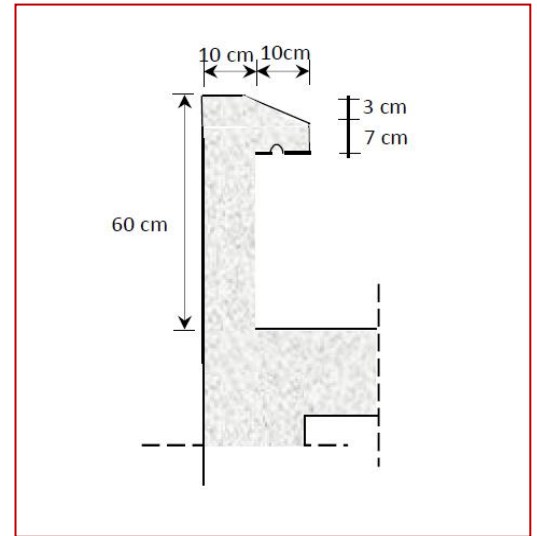


Figure I.1.1 : coupe transversale de l'acrotère

- Surcharge d'exploitation horizontale :

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

- Effort tranchant du a la poussé latérale T :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

- Effort normal du au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 1.71 \text{ KN}$$

- Moment de renversement du a Q :

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

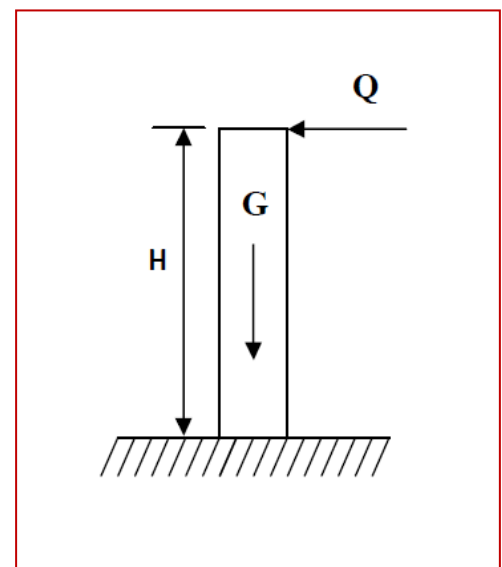


Figure III.1.2 : schéma statique de l'acrotère

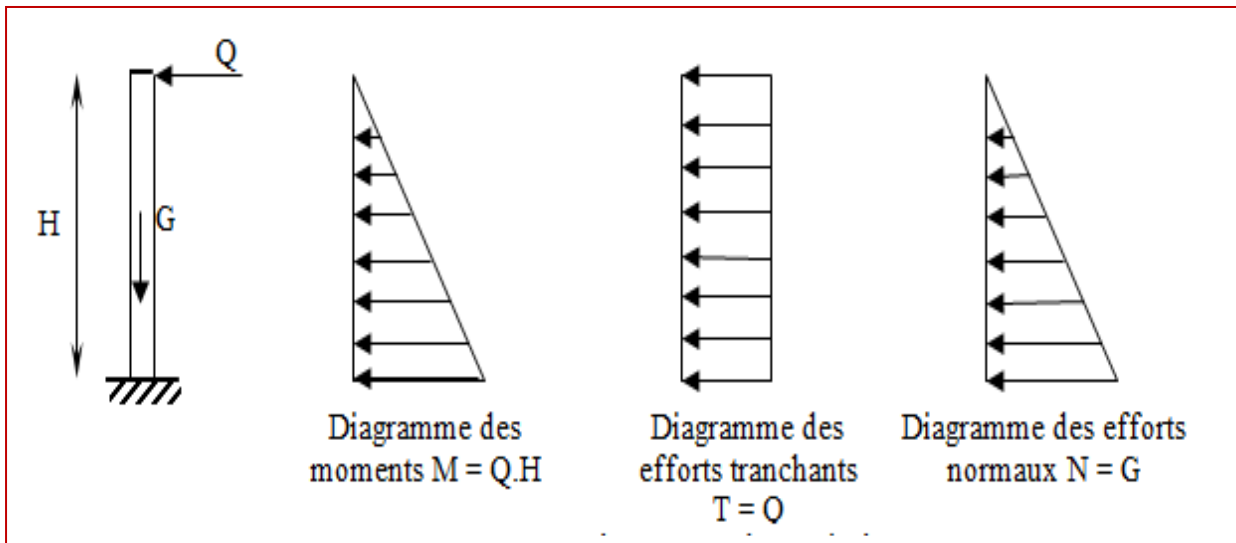


Figure III.1.3 : Diagrammes des efforts internes sous Q

### III.1.2 Combinaisons de charges :

#### a- ELU :

La combinaison de charge est :  $1.35 G + 1.5 Q$

- Effort normal :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.71 = 2.31 \text{ KN}$$

- Moment de renversement :

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = 1.35 T_G + 1.5 T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

#### b- ELS :

La combinaison de charge est :  $G + Q$

- Effort normal :

$$N_s = N_G + N_Q = 1.71 \text{ KN}$$

- Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = T_G + T_Q = 1 \text{ KN}$$

### III.1.3 Ferrailage :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (**Nu**) et (**Mu**), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (**Ns**) et (**Ms**).

#### ➤ Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composé.
- La fissuration est considéré comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

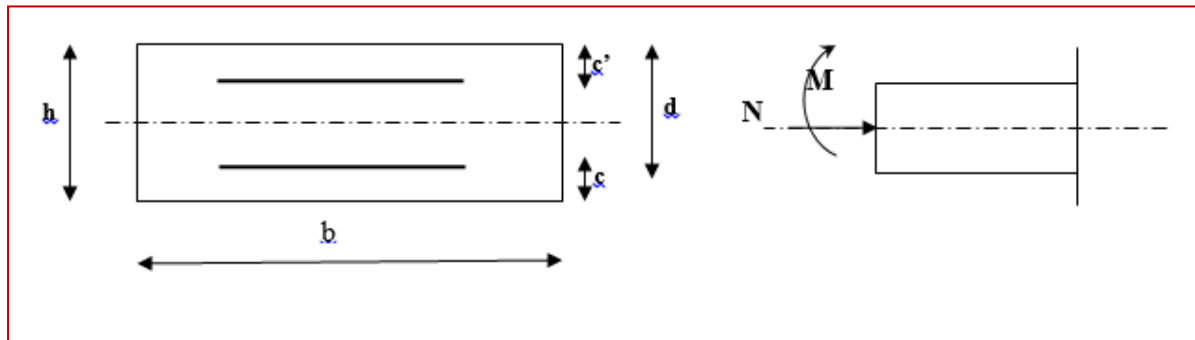


Figure III.1.4 : la section de l'acrotère

Avec :

**h** : Epaisseur de la section (h = 10 cm).

**b** : Largeur de la section (b = 100 cm).

**c** et **c'** : Enrobage (c = c' = 2 cm).

**d** : Hauteur utile (h - c = 10 - 2 = 8 cm).

**M<sub>f</sub>** : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

#### ➤ Calcul des armatures à L'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  le centre de pression est à l'extérieure de la section limité par les armature ; et l'effort normal de compression , donc celle-ci est **partiellement comprimé**, elle sera calculée en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif (**M<sub>f</sub>**)

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

a. Calcul du moment fictif  $M_f$  :

$$M_{fu} = N_u \cdot g$$

Avec :

$g$  : distance entre «  $C_p$  » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

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

$$g = 0.39 + \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0.42 \text{ m}$$

$$M_{fu} = N_u \cdot g = 2.31 \times 0.42 = 0.97 \text{ KN.m}$$

b. Armatures fictives  $A_f$  :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0.97 \cdot 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.0107$$

$$\mu = 0.0107 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

**Remarque :**

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

Donc on a uniquement des armatures tendues  $A_{st} \neq 0$ .

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante :

$$\mu = 0.0107 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Avec :

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

$$A_f = \frac{0.97 \times 10^6}{0.995 \times 80 \times 348} = 35 \text{ mm}^2$$

$$A_{st}=0.35\text{cm}^2$$

c. La section des armatures réelles : (en flexion composée) :

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

$$A_u = 0.35 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

### III.1.4 Vérifications à l'ELU :

1- Vérification de la condition de non fragilité (A.4.2, 1BAEL91modifié 99) :

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right] \cdot b \cdot d$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.71} = 0.35 \text{ m} = \mathbf{35 \text{ cm}}$$

D'où :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{2.1}{400} \left[ \frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] 100 \times 8 = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$A_u = \mathbf{0.28 \text{ cm}^2} < A_{\min} = \mathbf{0.90 \text{ cm}^2}$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale :

$$A_u = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures principales :**

Soit :  $A_p = \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$

L'espacement :  $S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm}}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit :  **$A_r = 4HA6=1.13\text{cm}^2$**

L'espacement :  $S_t = 17 \text{ cm}$

**2- Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement) :  
(A.5.1,2/BAEL91modifié 99)**

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier.

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

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

Avec :

$V_u$  : effort tranchant.

$$\tau_u = \frac{1.5}{100 \times 8} \times 10 = 0.0187 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**3- Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 BAEL /91 modifié 99) :**

On doit vérifier :

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

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

Avec :

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

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm} \quad , n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05} = 0.21 \text{ MPa}$$



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

Avec :

$\psi_s$  : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1.5$  (Acier de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### 4- Espacement des barres :

##### ➤ Armatures principales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Armatures de répartition :

$$S_t = 17 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 5- Ancrage des barres (A.6.1, 23...BAEL91 / modifiée 99) :

Longueur de scellement ( $L_s$ ) droit est donnée par :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

D'où :

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

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

### III.1.5 Vérifications à L'ELS :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans l'acier  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite dans les aciers tendus.

➤ **la contrainte dans acier :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}.$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} H=1.6 \text{ HA de } \phi \geq 6\text{mm} \\ H=1.3 \text{ HA de } \phi < 6\text{mm} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; (0.5 \times 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \{266.67 ; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

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

$$A_u = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.920 \rightarrow K_1 = 47.89$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

condition est vérifiée.

**➤ la contrainte dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{47.89} \times 40.56 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les conditions étant vérifiées ; donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

**Ferrailage adopté :**

- Armatures principales : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec : S<sub>t</sub> = 25 cm
- Armatures de répartition : 4HA6 = 1.13 cm<sup>2</sup> avec : S<sub>t</sub> = 17 cm

**III.1.7) Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3) :**

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4. A. C_p . W_p$$

Avec

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 page 34 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**A = 0.25** (Zone **III**, groupe d'usage2).

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre **0.3** et **0.8**

Soit : **C<sub>p</sub> = 0.8**

**W<sub>p</sub>** : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 1.71 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.71 = 1.37 \text{ KN /ml}$$

$$F_p = 1.37 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \text{condition non vérifiée}$$

**Remarque :**

On remarque que l'action des forces horizontales «**F<sub>p</sub>**» est supérieure à l'action de la main courante «**Q**» donc le ferrailage adopté sous la charge «**Q**» doit être recalculé sous l'action des forces horizontales «**F<sub>p</sub>**».

**III.2 Calculs de l'acrotère sous la force horizontale F<sub>p</sub> :****III.2.1 Détermination des sollicitations :**

- **Charge permanente de l'acrotère :**

$$G = 25 \left[ 0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right]$$

$$G = 1.71 \text{ KN/ml}$$

- **Actions des forces horizontales F<sub>p</sub> :**

$$F_p = 1.37 \text{ KN/ml}$$

- **Effort tranchant du a la poussé latérale T :**

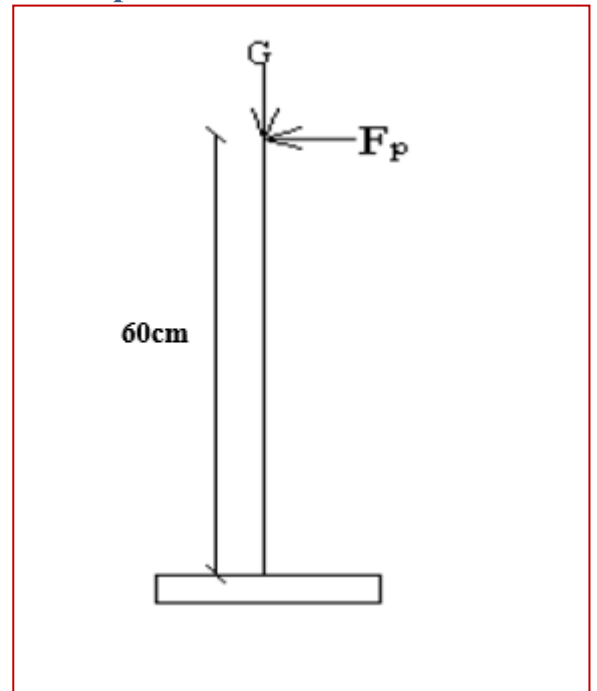
$$T = F_p \times 1 \text{ ml} = 1.37 \text{ KN}$$

- **Effort normal du au poids propre G :**

$$N_G = G \times 1 = 1.71 \text{ KN}$$

- **Moment de renversement du a F<sub>p</sub> :**

$$M_Q = F_p \times H = 1.37 \times 0.6 \times 1 \text{ ml} = 0.82 \text{ KN.m}$$



**Figure I.1.5 : schéma statique de l'acrotère**

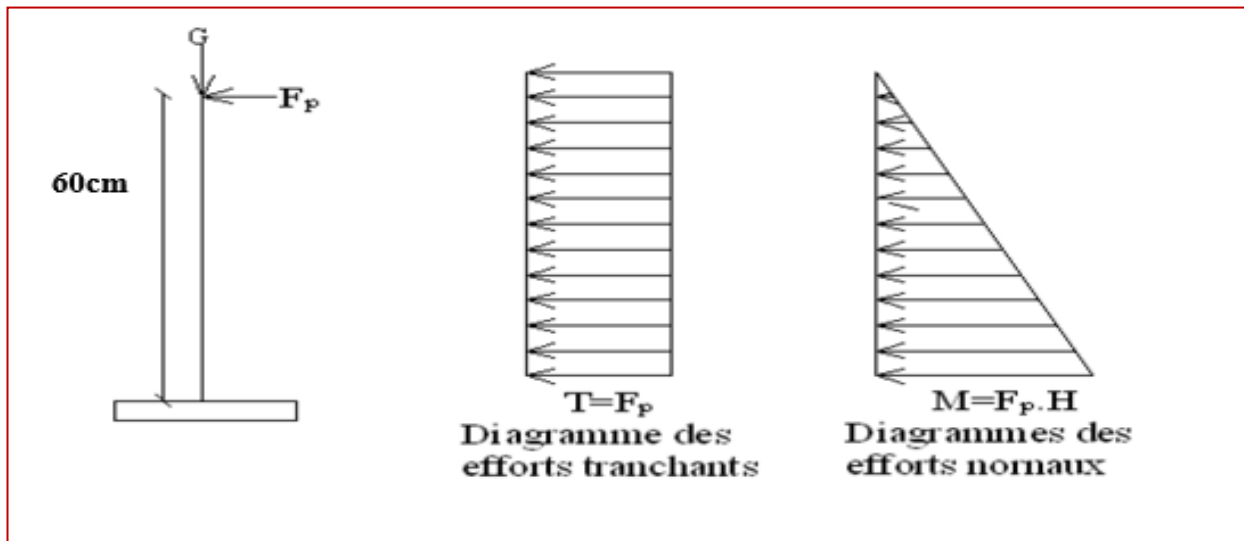


Figure III.1.6 : Diagrammes des efforts internes sous  $F_p$

### III.2.2 Combinaisons de charges :

#### a- ELU :

La combinaison de charge est :  $1.35 G + 1.5 Q$

- Effort normal :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_F = 1.35 \times 1.71 = 2.31 \text{ KN}$$

- Moment de renversement :

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_F = 1.5 \times 0.82 = 1.23 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = 1.35 T_G + 1.5 T_F = 1.5 \times 1.37 = 2.06 \text{ KN}$$

#### b- ELS :

La combinaison de charge est :  $G + Q$

- Effort normal :

$$N_s = N_G + N_F = 1.71 \text{ KN}$$

- Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_F = 0.82 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = T_G + T_F = 1.37 \text{ KN}$$

### III.2.3 Ferrailage :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (**Nu**) et (**Mu**), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (**Ns**) et (**Ms**).

➤ **Hypothèse de calcul :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composé.
- La fissuration est considéré comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

➤ **Calcul des armatures à L'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.23}{2.31} = 0.53 \text{ m} = 53 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  le centre de pression est à l'extérieure de la section limité par les armature ; et l'effort normal de compression , donc celle-ci est **partiellement comprimé**, elle sera calculée en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ )

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

**d. Calcul du moment fictif  $M_f$  :**

$$M_{fu} = N_u \cdot g$$

Avec :

$g$  : distance entre «  $C_p$  » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

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

$$g = 0.53 + \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0.56 \text{ m}$$

$$M_{fu} = N_u \cdot g = 2.31 \times 0.56 = 1.29 \text{ KN.m}$$

**e. Armatures fictives  $A_f$  :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{1.29 \cdot 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.0142$$

$$\mu = 0.0142 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

**Remarque :**

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

Donc on a uniquement des armatures tendues  $A_{st} \neq 0$ .

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante :

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Avec :

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

$$A_f = \frac{1.29 \times 10^6}{0.993 \times 80 \times 348} = 46.66 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 0.47 \text{ cm}^2$$

**f. La section des armatures réelles : (en flexion composée) :**

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

$$A_u = 0.47 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.40 \text{ cm}^2$$

**III.2.4 Vérifications à l'ELU :**

**1- Vérification de la condition de non fragilité (A.4.2, 1BAEL91 modifié 99) :**

$$A_u \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right] \cdot b \cdot d$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.82}{1.71} = 0.48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$$

D'où :

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.1}{400} \left[ \frac{48 - 0.445 \times 8}{48 - 0.185 \times 8} \right] 100 \times 8 = 0.923 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.40 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.92 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale :

$$A_u = A_{\min} = 0.92 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures principales :**

Soit :  $A_p = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$

L'espacement :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4}$$

$$A_r = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

L'espacement :  $S_t = 17 \text{ cm}$

### 2- Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement) : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier.

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

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

Avec :

$V_u$  : effort tranchant.

$$\tau_u = \frac{2.06}{100 \times 8} \times 10 = 0.0258 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0258 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$



**La condition est vérifiée**

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 3- Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 BAEL /91 modifié 99) :

On doit vérifier :



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

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

Avec :

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

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 0.8 = 12.57 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.06 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 12.57} = 2.28 \text{ MPa}$$

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

Avec :

$\psi_s$  : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1.5$  (Acier de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = 2.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### 4- Espacement des barres :

##### ➤ Armatures principales :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Armatures de répartition :

$$S_t = 17 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 5- Ancrage des barres (A.6.1, 23...BAEL91 / modifiée 99) :

Longueur de scellement ( $L_s$ ) droit est donnée par :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

D'où :

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

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

### III.2.5 Vérifications à L'ELS :

Il faut vérifiée les conditions suivantes :

- **La contrainte dans l'acier**  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- **La contrainte dans le béton**  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite dans les aciers tendus.

➤ **la contrainte dans acier :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}.$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} H=1.6 \text{ HA de } \varnothing \geq 6\text{mm} \\ H=1.3 \text{ HA de } \varnothing < 6\text{mm} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; (0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \{266.67 ; 201.63\} = 201.63$$

MPa

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 0.82 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \rightarrow \beta_1 = 0.912 \rightarrow K_1 = 41.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.82 \times 10^3}{0.912 \times 8 \times 2.51} = 44.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 44.78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{condition est vérifiée.}$$

➤ la contrainte dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{41.82} \times 44.78 = 1.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

## Conclusion :

Les conditions étant vérifiées ; donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

## Ferrailage adopté :

- Armatures principales : 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup> avec : S<sub>t</sub> = 20 cm
- Armatures de répartition : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec : S<sub>t</sub> = 17 cm

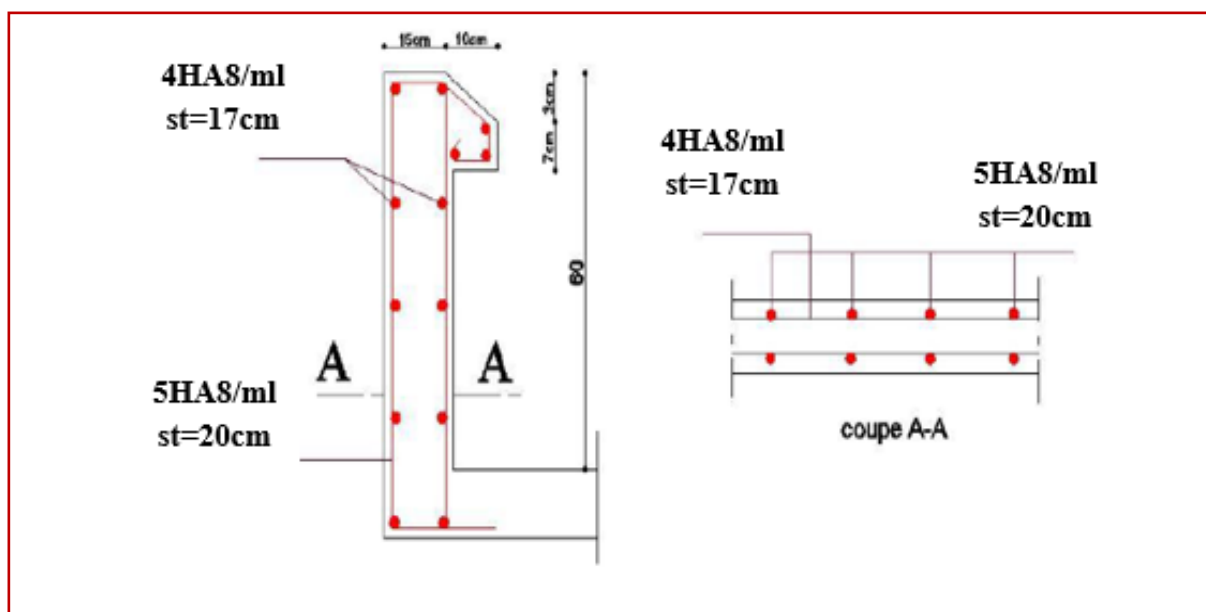


Figure III.1.7 : Schéma du ferrailage de l'acrotère Sous la Force Fp

**III.2 Etudes des planchers :****III.2.1. Plancher à corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Dalle de compression.
- Poutrelle.

**➤ Étude de la dalle de compression**

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 423)**, la dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

D'après le même article cité ci-dessus, les sections des armatures sont calculées comme suit :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l'}{f_e} \quad (50 \leq l' \leq 80 \text{ cm})$$

Avec :

$l'$  : la distance entre axes des poutrelles; ( $l' = 65 \text{ cm}$ ) .

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\perp} = 5 \Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement :  $St = 20 \text{ cm}$

- **Armatures parallèle aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 .$$

Soit :  $A_{//} = 5 \Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$ .

Avec : un espacement :  $St = 20 \text{ cm}$ .

### Conclusion :

Finalement, nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre  $\phi 5$  et de mailles (200 x 200) mm<sup>2</sup>.

### ➤ Étude des poutrelles :

Les poutrelles seront placées selon la petite portée, leurs calculs sont généralement en deux étapes :

#### Etape 1 : Avant coulage de la dalle de compression :

Les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées sur les deux poutres principales.

Elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et celui de l'ouvrier estimé à 100Kg.

#### a. Charge permanente :

**Poids propre de la poutrelle :**  $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

**Poids de corps creux :**  $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

$G_t = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$

**Surcharge d'exploitation :**

**Poids de l'ouvrier :**  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

#### b. Combinaisons de charges à l'ELU :

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

#### c. Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera à la flexion simple.

$L_{\max} = 4,10 \text{ m}$

$L_{\max}$  : la travée la plus défavorable dans le sens des poutrelles.

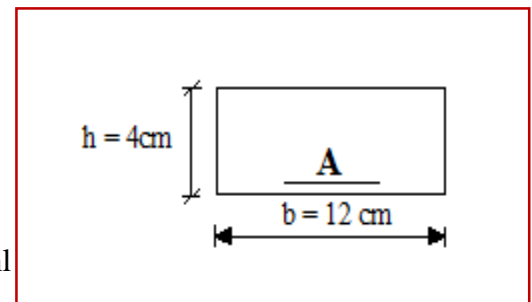


Figure III.2.1 : Section de la poutrelle

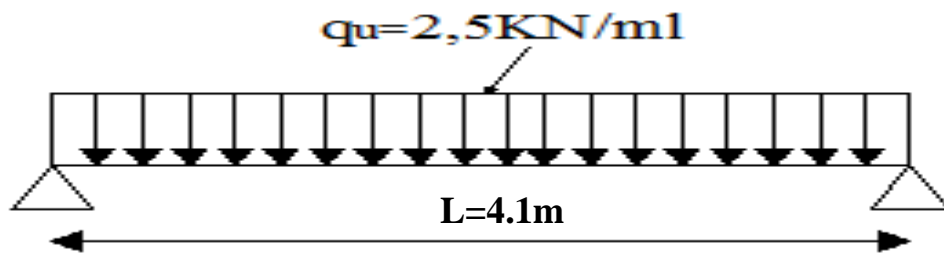


Figure III.2.2 : Schéma statique de la poutrelle

1-Le moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.1)^2}{8} = 5.25 \text{ kN.m}$$

2-L'effort tranchant max :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.1}{2} = 5.13 \text{ kN}$$

3-Calcul d'armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$b = 12 \text{ cm.}$$

$$h = 4 \text{ cm.}$$

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.} \quad (d : \text{hauteur utile et } c : \text{l'enrobage } c = 2 \text{ cm}).$$

$$\mu = \frac{5.25 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.17} = 7.72 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc :} \quad \mu = 7.72 \text{ MPa}$$

$$\mu = 7.72 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section est doublement armée (SDA).}$$

#### Remarque :

Vu la hauteur faible de la poutrelle de l'ordre de 4cm, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. par conséquent il faudra prévoir des étai intermédiaires pour soulager la poutrelle à supporter les charges et les surcharges avant coulage de la dalle de compression.

**Etape 2 : Après coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme étant une poutre continue de section en T sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simple. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant aux planchers

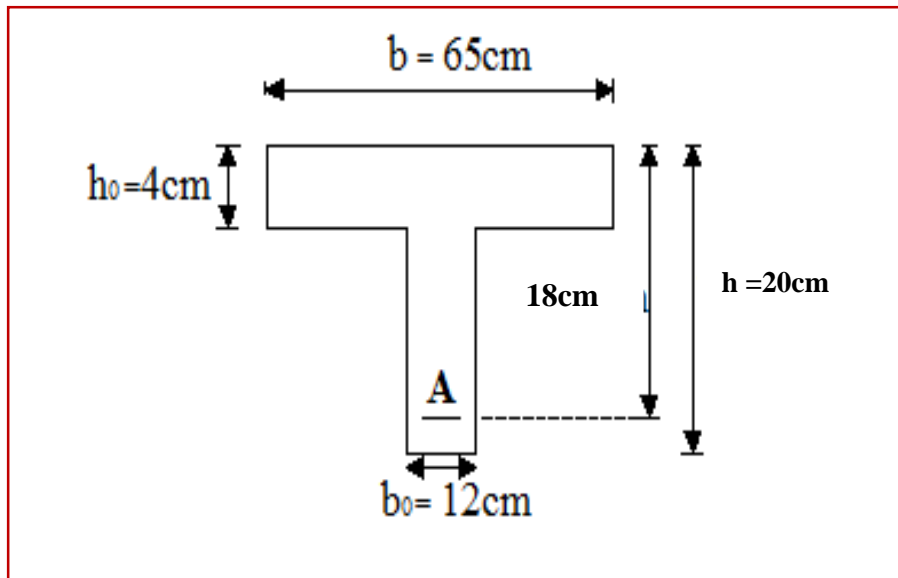


Figure III.2.3 : Dimension de la section en T

**a. Evaluation des charges :****1- Charges permanentes :**

**Plancher RDC et E-sol (usage commercial) :**

$$G = 5.28 \times 0.65 = 3.43 \text{ KN/ml}$$

**Plancher étage courant (usage d'habitation) :**

$$G = 5.28 \times 0.65 = 3.43 \text{ KN/ml.}$$

**2- Surcharges d'exploitation :**

**Plancher RDC et E-sol (usage commercial) :**

$$Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml.}$$

**Plancher étage courant (usage d'habitation) :**

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml.}$$

**b. Combinaison d'actions :****1- Plancher RDC et E-sol (usage commercial) :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 9.51 \text{ KN /ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 6.68 \text{ KN/ml.}$$

### 2- Plancher étage courant (usage d'habitation) :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.1 \text{ KN /ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4.41 \text{ KN/ml.}$$

### c. Choix de la méthode de calcul :

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

### 1- Domain d' application de la méthode forfaitaire :

Condition d'application de la méthode forfaitaire (Art B.6.2.2.10/BAEL91 révisées 99) :

- 1) La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/M}^2$ .

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

- Plancher RDC et E-sol (usage commercial) :

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

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.28 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{10.56 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq 10.56 \text{ KN/m}^2 .$$

**Condition vérifiée.**

- Plancher étage courant (usage d'habitation) :

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

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.28 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{10.56 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 10.56 \text{ KN/m}^2 .$$

**Condition vérifiée.**

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

**Condition vérifiée.**

- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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



$$\frac{2.8}{2.9}=0.97 \quad , \quad \frac{3.5}{3.6}=0.97$$

$$\frac{2.9}{3.6}=0.81 \quad , \quad \frac{3.6}{2.9}=1.25$$

$$\frac{3.6}{3.5}=1.03 \quad , \quad \frac{2.9}{2.8}=1.04$$

**Les Conditions sont vérifiées.**

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

**Condition vérifiée.**

### **Conclusion :**

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

### **2- Exposé de la méthode :**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec : } 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

**M<sub>0</sub>** : La valeur maximale du moment fléchissant dans une travée indépendante.  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

**M<sub>w</sub>** : valeur absolue du moment sur l'appui gauche

**M<sub>e</sub>** : valeur absolue du moment sur l'appui droite

**M<sub>t</sub>** : La valeur maximales du moment dans la travée considérée, où :

**Les valeurs de M<sub>w</sub>, M<sub>e</sub>, M<sub>t</sub> doivent vérifiées les conditions suivantes :**

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

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

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

0.6 **M<sub>0</sub>** : pour une poutre à deux travées.

0.5 **M<sub>0</sub>** : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 M_0$  : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

$0.3 M_0$  : pour les appuis de rive semi encastrés.

**Effort tranchant :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec :

$l$  : Longueur de la travée considérée.

$\theta(x)$  : Effort tranchant de la travée isostatique.

$M_i$  et  $M_{i+1}$  : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques.

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad ; \quad T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

### 3- Application de la méthode :

#### ❖ Plancher à usage commercial (E-sol+RDC) :

Dans ce cas le plancher est composé de deux différentes poutrelles :

- Poutrelle 1 a sept travées.
- Poutrelle 2 a trois travées.

#### 1-Calcul du rapport de charge $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{5.98+5} = 0.49$$

$$1+0.3\alpha=1.15$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.57 \Rightarrow \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.67 \Rightarrow \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

2-Calcul des efforts internes (moments et efforts tranchants) :

A L'ELU :

❖ Poutrelles 1 :

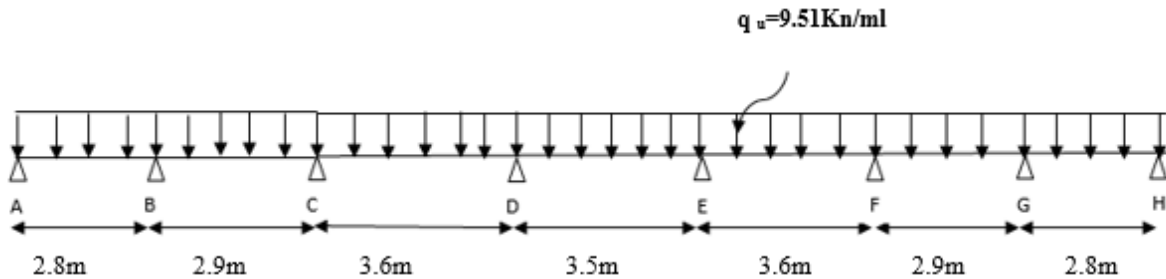


Figure III.2.4 : Schéma statique de la poutrelle 1.

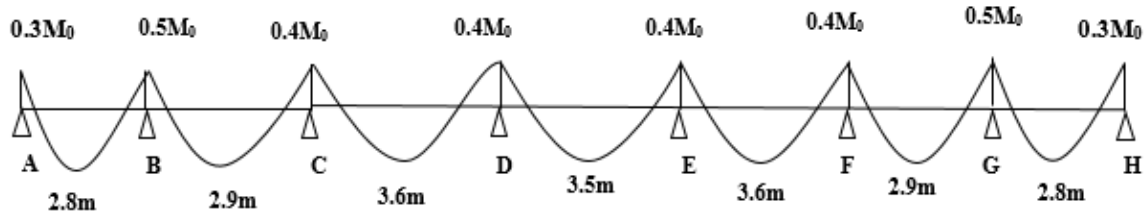


Figure III.2.5 : l'évaluation des moments dans les différents appuis.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des moments isostatiques, sur appuis, fléchissant et les efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	$M_0$ (kN.m)	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	9.32	2.8	5	6.82	12.52	-14.1
BC	10	5	6.16	5.92	13.39	-14.19
CD	15.41	6.16	6.16	11.56	17.12	-17.12
DE	14.56	6.16	6.16	10.58	16.64	-16.64
EF	15.41	6.16	6.16	11.56	17.12	-17.12
FG	10	6.16	5	5.92	13.39	-14.19
GH	9.32	5	2.8	6.82	12.52	-14.1

Tableau III.2.1 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.

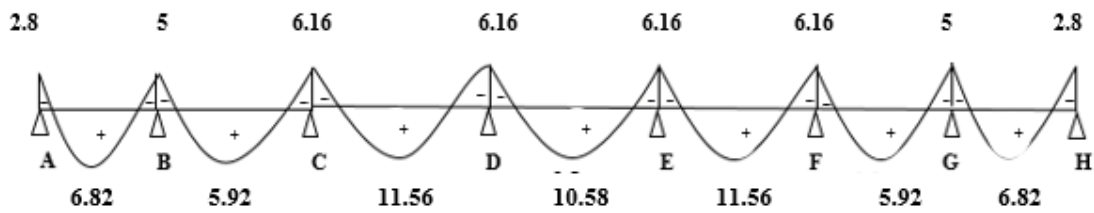


Figure III.2.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 1

KN.m

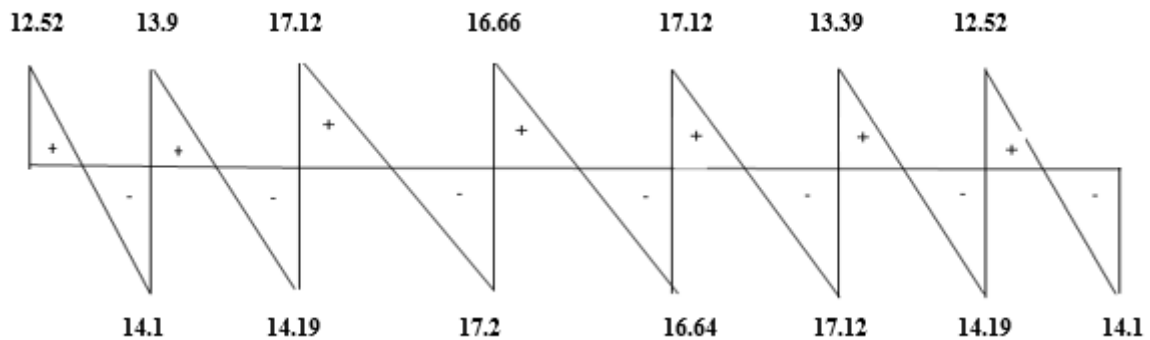


Figure III.2.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1

KN.

❖ Poutrelle 2 :

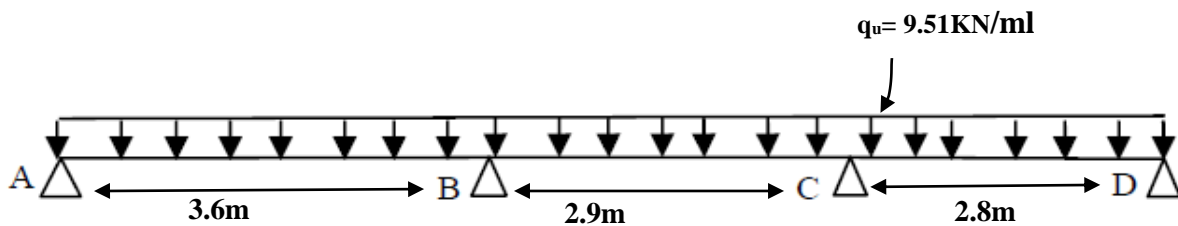


Figure III .2.8: Schéma statique de la poutrelle 2.

Travée	$M_0$ (KN.m)	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	15.41	4.62	7.71	11.56	16.26	-17.98
BC	10	7.71	5	5.7	14.72	-12.86
CD	9.32	5	2.8	6.82	14.1	-12.52

Tableau III.2.2 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.

**A ELS :**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.68}{9.51} = 0.7$

❖ **Poutrelle 1**

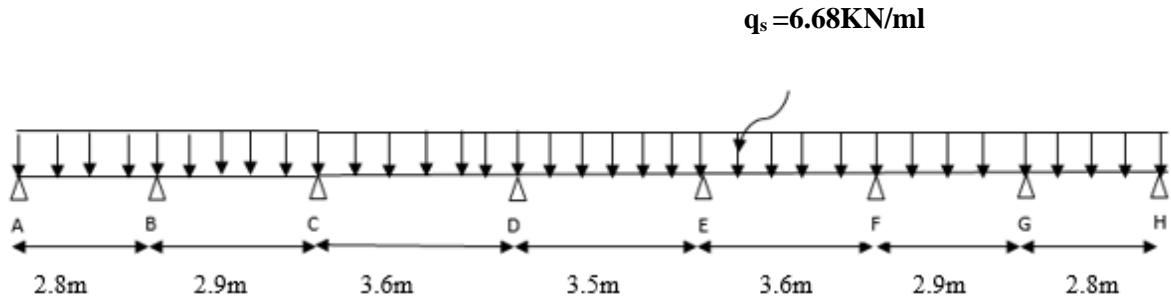


Figure III.2.9 : Schéma statique de la poutrelle 1.

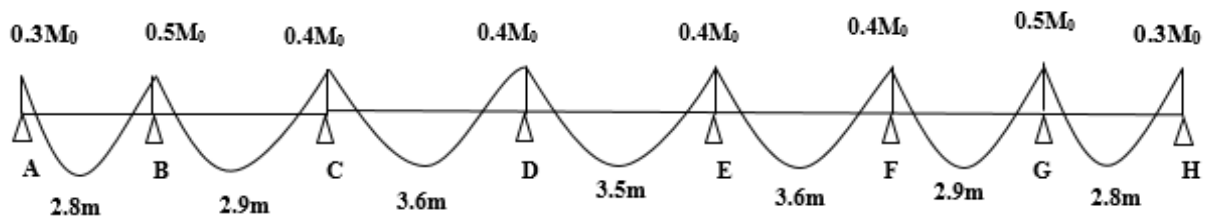


Figure III.2.10 : l'évaluation des moments dans les différents appuis.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des moments isostatiques, sur appuis, fléchissant et les efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	1.96	3.5	4.77	8.76	-9.87
BC	3.5	4.31	4.14	9.37	-9.93
CD	4.31	4.31	8.09	11.98	-11.98
DE	4.31	4.31	7.41	11.65	-11.65
EF	4.31	4.31	8.09	11.98	-11.98
FG	4.31	3.5	4.14	9.37	-9.93
GH	3.5	1.96	4.77	8.76	-9.87

Tableau III.2.3 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1.

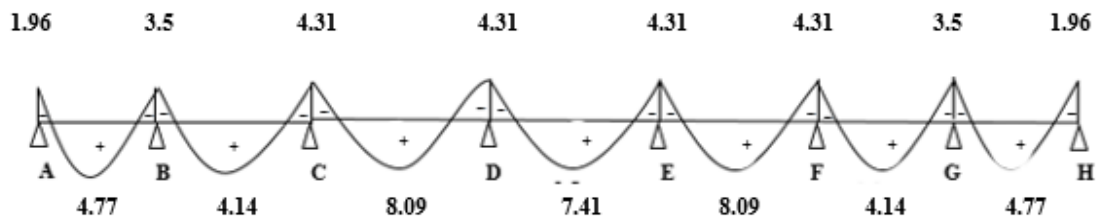


Figure III.2.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 1  
KN.m

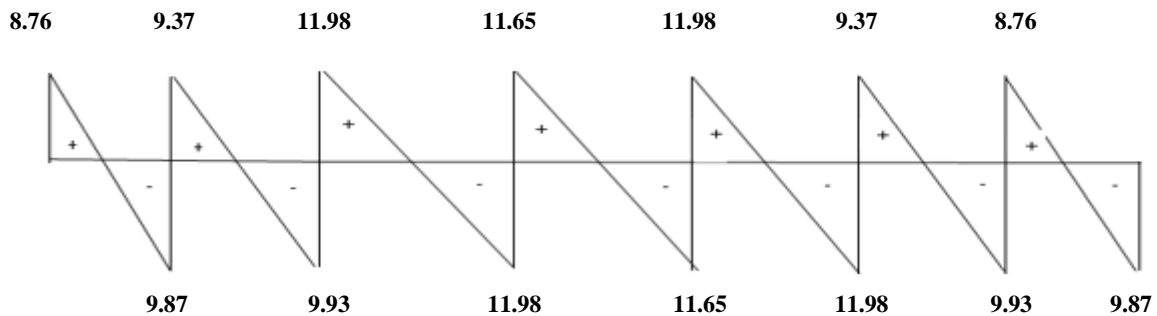


Figure III.2.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1.

❖ Poutrelle 2 :

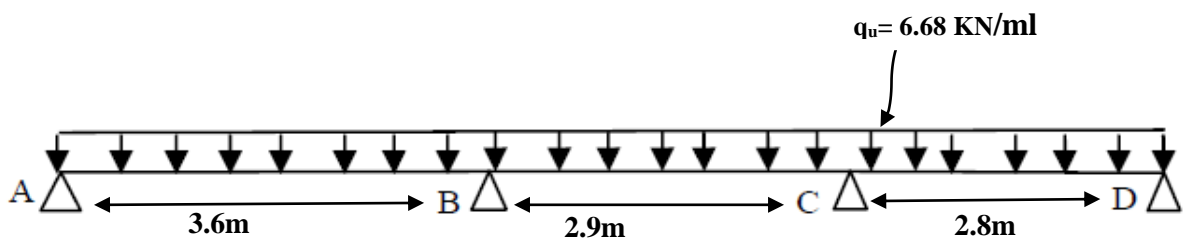


Figure III.2.13 : Schéma statique de la poutrelle 2.

Travée	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	3.23	5.4	8.09	11.38	-12.59
BC	5.40	3.5	3.99	10.30	-9
CD	3.5	1.96	4.77	9.87	-8.76

Tableau III.2.4 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 2.

3-Calcul des armatures à ELU :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_{\max}^t = 11.56 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{\max}^a = 7.71 \text{ KN.m}$$

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

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

❖ **Armature longitudinal :**

❖ **En travée :**

$$\text{Le moment maximal en travée :} \quad M_{\max}^t = 11.56 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t < M_0 \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression  
Donc elle sera comprimé la section sera calculée comme une section rectangulaire.

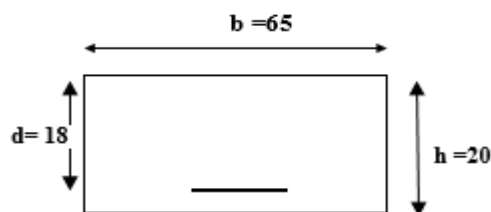


Figure III.2.14 : section rectangulaire de (20x 65) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{11.56 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.039$$

Donc :  $\mu = 0.039 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA)

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} \neq 0$$

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante :  $\mu = 0.039 \rightarrow \beta = 0.980$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{11.56 \times 10^3}{0.980 \times 18 \times 348} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

❖ **Aux appuis**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

Le moment max aux appuis :  $M_{\max}^a = 7.71 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{7.71 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.140$$

Donc :  $\mu = 0.140 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA)

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{si} \neq 0$$

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante :  $\mu = 0.140 \rightarrow \beta = 0.924$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{7.71 \times 10^3}{0.924 \times 18 \times 348} = 1.33 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

**Conclusion :**

En travée :  $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Aux appuis :  $2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

❖ **Armature transversal :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2,2 page 49 BAEL91révisé 99) :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \emptyset_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec :



$\emptyset_t$  : diamètre des armatures transversal.

$\emptyset_l$  : diamètre des armatures longitudinal.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ 1.2; \frac{20}{35}; \frac{12}{10} \right\} = \min \{ 1.2; 0.57; 1.2 \} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend :  $\emptyset_t = 0.6 \text{ cm}$

Donc :  $A_t = 2 \times \emptyset_t = 0.56 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 0.9 \times 18; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16.2; 40 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

La section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1, 22 page 49 /BAEL 91révisé 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} > 0.4 \text{ MPa}$$

Avec :  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\frac{0.56 \times 400}{12 \times 15} > 0.4 \text{ MPa}$$

$$1.24 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

**Conclusion :**

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers de  $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$ , avec un espacement constant de  $S_t = 15 \text{ cm}$  sur la totalité des poutrelles.

#### 4-Vérification a l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité (Art A 4.2.2 page 47/ BAEL 91 révisé 99) :**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

❖ **En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Aux appuis :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1 ; 1 page 49/BAEL91 révisé 99) :

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$T_{\max}$  : Effort tranchant ( $T_{\max} = 17.98 \text{ KN}$ ).

$$\tau_u = \frac{17.98 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.83 \text{ MPa}$$

(Article A.5.1 ; 2) page 49 BAEL 91 révisé 99.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0$$

Avec :

$T_{\max}$  : Effort tranchant.

$a$ : Longueur d'appui de la bielle. ( $a = 0.9 \times d$ )

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129 \text{ KN}$$

❖ **Appui intermédiaire :**  $T_{\max} = 17.98 \text{ KN}$   
 $T_{\max} = 17.98 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN}$  Condition vérifiée.

❖ **Appui de rive :**  $T_{\max} = 16.26 \text{ KN}$   
 $T_{\max} = 16.26 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN}$  Condition vérifiée.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inferieures (Art A.5.1. 3p 49/BAEL 91 révisé 99) :**

$$(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

❖ **Appui intermédiaire :**  $M_{\max}^a = 7.71 \text{ KN.m}$  et  $T_{\max} = 17.98 \text{ KN}$

$$(17.98 - \frac{7.71}{0.9 \times 0.18}) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.86 \text{ cm}^2 < A_a = 1.57 \text{ cm}^2$$

condition verifiée.

❖ **Appui de rive :**  $M_{\max}^a = 4.62 \text{ KN.m}$  et  $T_{\max} = 16.26 \text{ KN}$

$$(16.26 - \frac{4.62}{0.9 \times 0.18}) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.36 \text{ cm}^2 < A_a = 1.57 \text{ cm}^2$$

condition verifiée.

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement (ART A.6.1,3p52 BAEL 91 révisé 99) :**

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

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

Avec :

$\psi_s$  : Coefficient de scellement,

$\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA)

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 1 = 11.31 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{17.98}{0.9 \times 18 \times 11.31} \times 10 = 0.98 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.98 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.**

❖ **Ancrage des barres (Art A.6.1, p 91..BAEL91/révisé99):**

Longueur de scellement ( $L_s$ ) droit est donnée par :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 . f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84$$

D'où :

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

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

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

$$\mathbf{L_c = 18 cm}$$

**5-Vérification a l'ELS :**

❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/modifiée 99) :**

**Contrainte dans le béton :**

❖ **En travée :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$M_s = 8.09 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{65 \times 18} = 0.290$$

$$\rho_1 = 0.290 \rightarrow \beta_1 = 0.915 \rightarrow K_1 = 43.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8.09 \times 10^3}{0.915 \times 18 \times 3.39} = 144.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{43.82} \times 144.9 = 3.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

❖ **En appuis :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$M_s = 5.40 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727$$

$$\rho_1 = 0.727 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow K_1 = 25.32$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5.40 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 218.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{25.32} \times 218.13 = 8.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.61 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

❖ **Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2p82 BAEL91 révisé 99) :**

On cherche à vérifier que la flèche à l'ELS reste inférieure à la flèche admissible déterminée pour que l'usage de la structure se fasse dans les bonnes conditions

- Non fissuration de revêtements de sol et des cloisons
- Bonne fermeture des portes et des fenêtres

$$f_{ELS} < \overline{f_{adm}}$$

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right)$$

$$2) A_t \leq \frac{4.2 b_0 d}{f_e}$$

$$3) l \leq 8m$$

Avec :

**h** : hauteur totale. (**h = 20 cm**)

**l** : porté entre nue d'appuis. (**l = 3.6m**)

**M<sub>t</sub>** : moment max en travée. (**8.09KN.m**)

**M<sub>0</sub>** : moment max de la travée isostatique (**10.82KN.m**)

**A<sub>t</sub>** : Section des armatures. (**2.35cm<sup>2</sup>**)

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure. (**12cm**)

**d** : hauteur utile de la section droite. (**18cm**)

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0.06 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = \max(0.06, 0.07)$$

$$0.06 \geq 0.07$$

**Condition non vérifiée.**

Vu que la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, on doit procéder au calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$\bar{f}$ : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

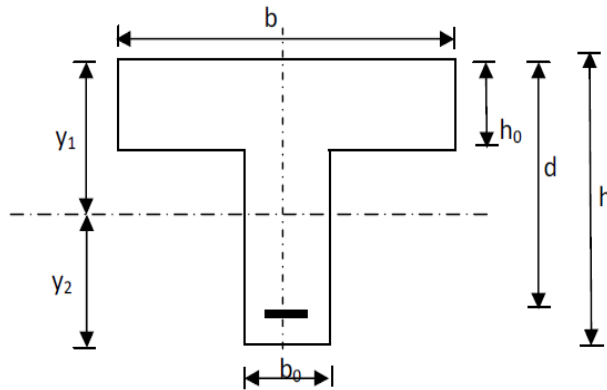


Figure III .2.15 : Schéma statique de calcul.

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left( \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + nA_{st}(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec :

$S_{xx}$  : moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section.

$$S_{xx} = b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_{st}d$$

$$S_{xx} = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18$$

$$S_{xx} = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$B_0$  : la section homogénéisée.

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12(20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2.$$

$$y_1 = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.44^3 + 12.56^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left( \frac{4^2}{12} + \left( 7.44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.855 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.978$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.016} = 1.03$$

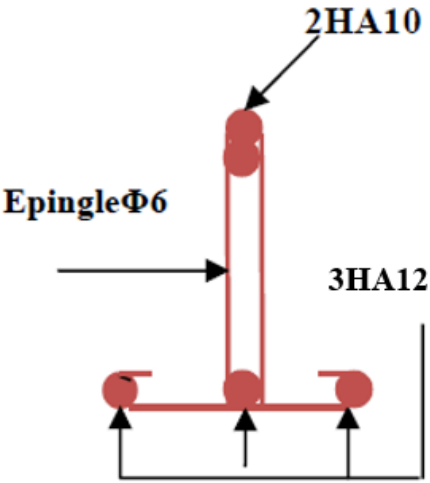
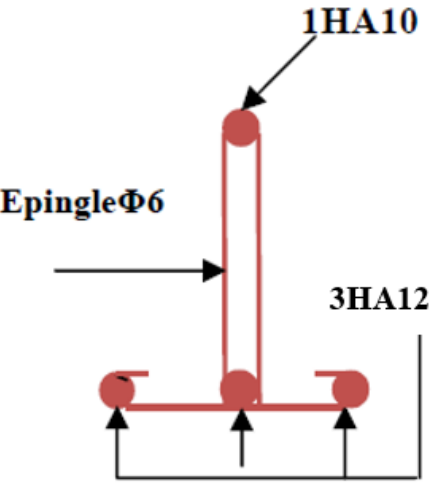
$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 144.9 + 2.1} = 0.68$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 21799.855}{1 + (0.68 \times 1.03)} = 14102.47$$

$$f = \frac{M_{tAB} l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{8.09 \times (3.60)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 14102.47} = 0.68 \text{ cm}$$

$$f = 0.68 \text{ cm} < \overline{f} = \frac{1}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$



	
En appuis	En travée
Ferrailage des poutrelles usage commercial	

❖ **Plancher à usage habitation (étage courant) :**

Dans ce cas le plancher est composé de quatre différentes poutrelles :

- Poutrelle 1 a sept travées.
- Poutrelle 2 a trois travées.
- Poutrelle 3 a deux travées
- Poutrelle 4 une seule travée (poutre isostatique)

**1-Calcul du rapport de charge  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.28+1.5} = 0.22$$

$$1+0.3\alpha=1.07$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.54 \Rightarrow \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.63 \Rightarrow \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

**2-Calcul des efforts internes (moments et efforts tranchants) :**

**A L'ELU :**

❖ **Poutrelles 1 :**

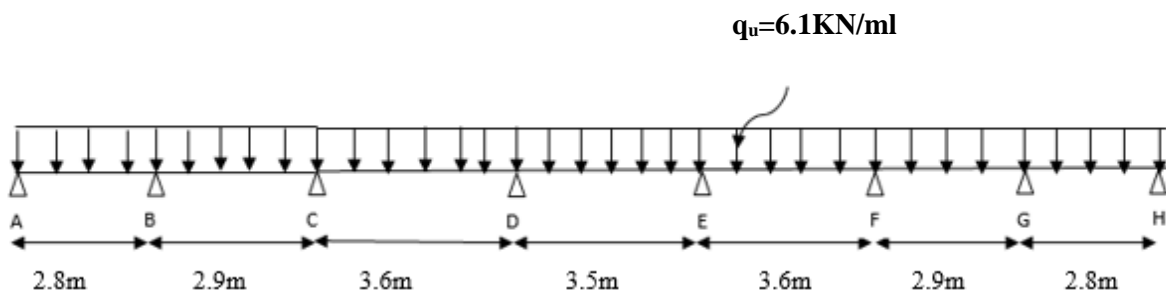


Figure III.2.16 : Schéma statique de la poutrelle 1.

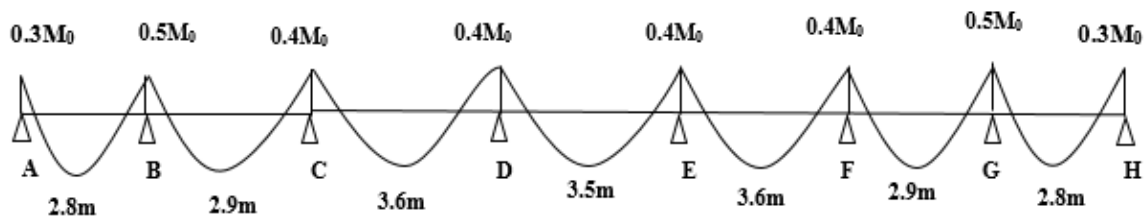


Figure III.2.17 : l'évaluation des moments dans les différents appuis.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des moments isostatiques, sur appuis, fléchissant et les efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	$M_0$ (KN.m)	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	5.98	1.79	3.21	3.9	8.03	-9.05
BC	6.41	3.21	3.95	3.46	8.59	-9.11
CD	9.88	3.95	3.95	6.62	10.98	-10.98
DE	9.34	3.95	3.95	6.05	10.68	-10.68
EF	9.88	3.95	3.95	6.62	10.98	-10.98
FG	6.41	3.95	3.21	3.46	8.59	-9.11
GH	5.98	3.21	1.79	3.9	8.03	-9.05

Tableau III.2.5 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.

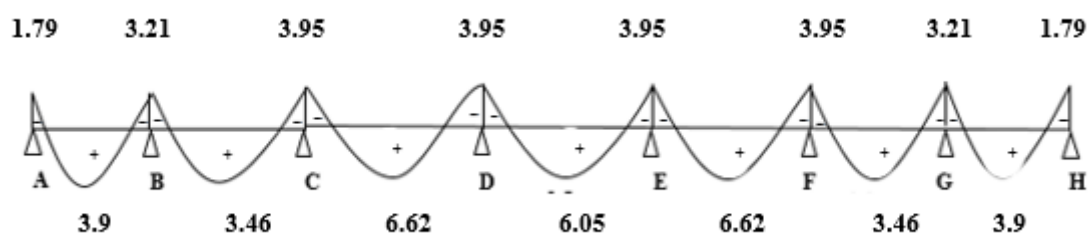


Figure III.2.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 1

KN.m

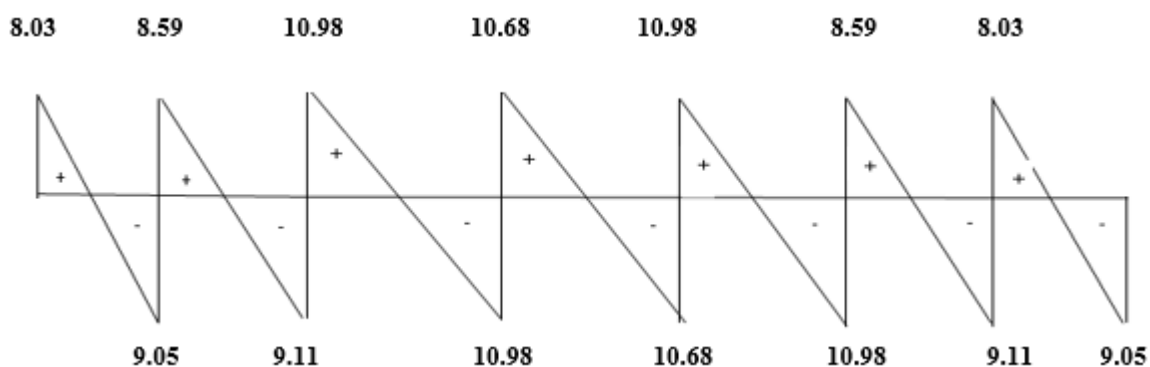


Figure III.2.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1

KN.

❖ Poutrelle 2 :

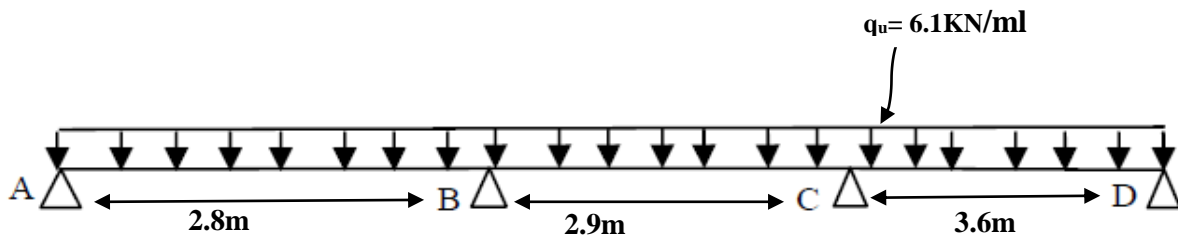


Figure III .2.20: Schéma statique de la poutrelle 2.

Travée	$M_0$ (kN.m)	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	5.98	1.79	3.21	3.9	8.03	-9.05
BC	6.41	3.21	4.94	3.46	8.64	-9.06
CD	9.88	4.94	2.96	6.62	11.53	-10.43

Tableau III.2.6 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.

❖ Poutrelle 3

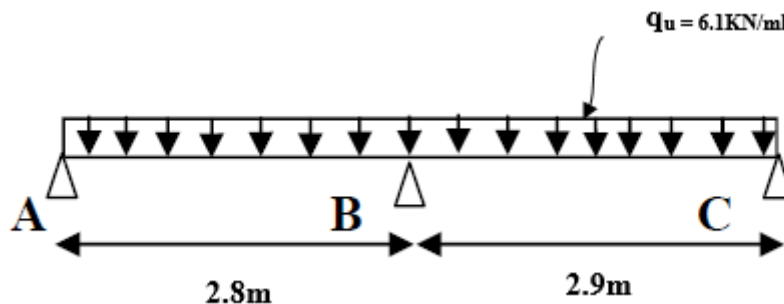


Figure III .2.21 : Schéma statique de la poutrelle 3.

Travée	$M_0$ (kN.m)	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	5.98	1.79	3.85	3.77	7.8	-9.28
BC	6.41	3.85	1.92	4.04	9.52	-8.18

Tableau III.2.7 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 3.

❖ Poutrelle 4 : (Méthode RDM) :

Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$

Effort tranchant :  $T = \frac{q_u l}{2}$

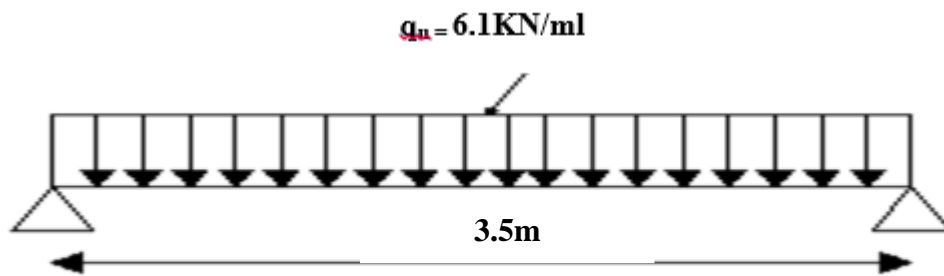


Figure III.2.22 : Schéma statique de la poutrelle 4.

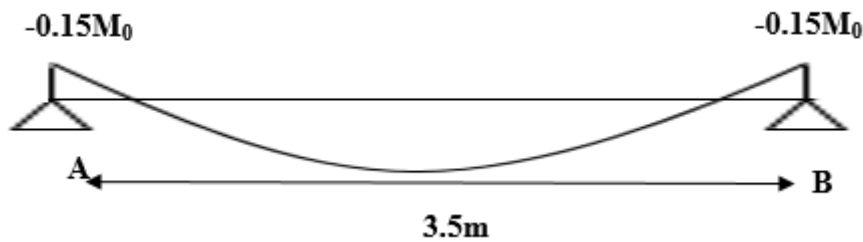


Figure III.2.23 : l'évaluation des moments dans les différents appuis.

Travée	$M_0$ (kN.m)	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	9.34	-1.40	-1.40	9.34	10.68	-10.68

Tableau III.2.8 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 4.

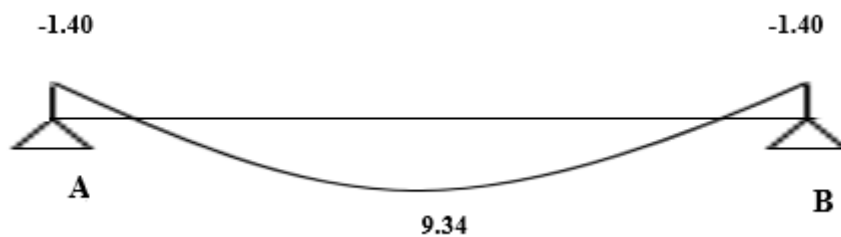


Figure III.2.24 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 4  
kN.m

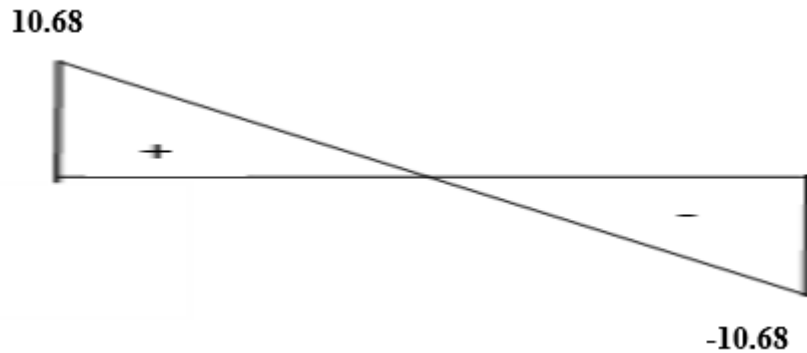


Figure III.2.25 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 4  
KN.

**A ELS :**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.41}{6.1} = 0.7$

❖ **Poutrelles 1 :**

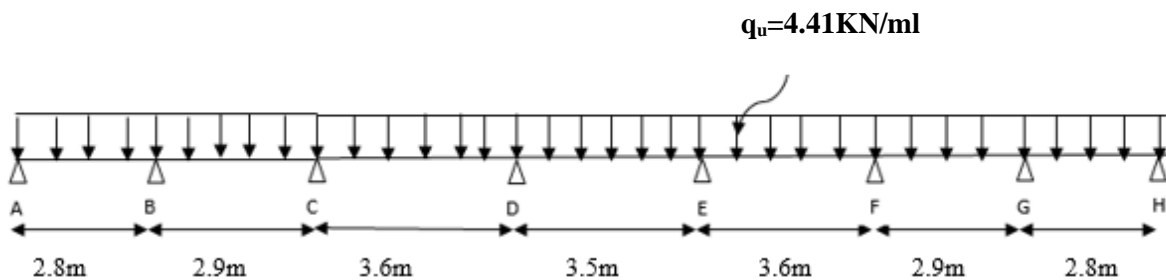


Figure III.2.26 : Schéma statique de la poutrelle 1.

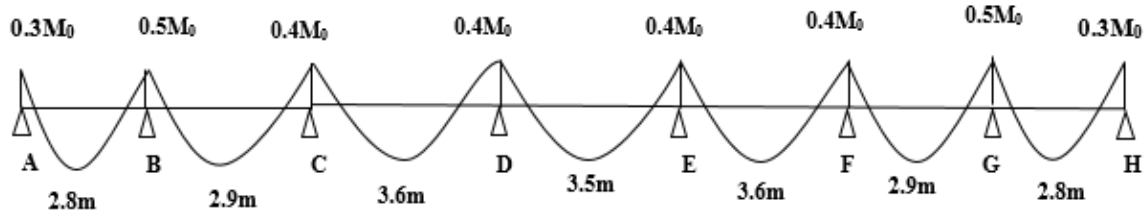


Figure III.2.27 : l'évaluation des moments dans les différents appuis.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des moments isostatiques, sur appuis, fléchissant et les efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	1.25	2.25	2.73	5.62	-6.34
BC	2.25	2.77	2.42	6.01	-6.38
CD	2.77	2.77	4.63	7.69	-7.69
DE	2.77	2.77	4.24	7.48	-7.48
EF	2.77	2.77	4.63	7.69	-7.69
FG	2.77	2.25	2.42	6.01	-6.38
GH	2.25	1.25	2.73	5.62	-6.34

Tableau III.2.9 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1.

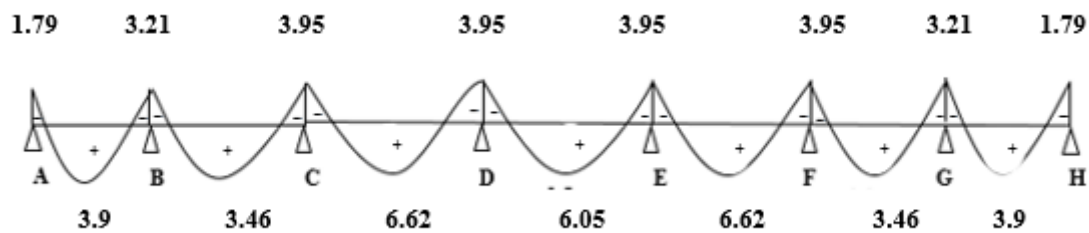


Figure III.2.28 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 1  
KN.m

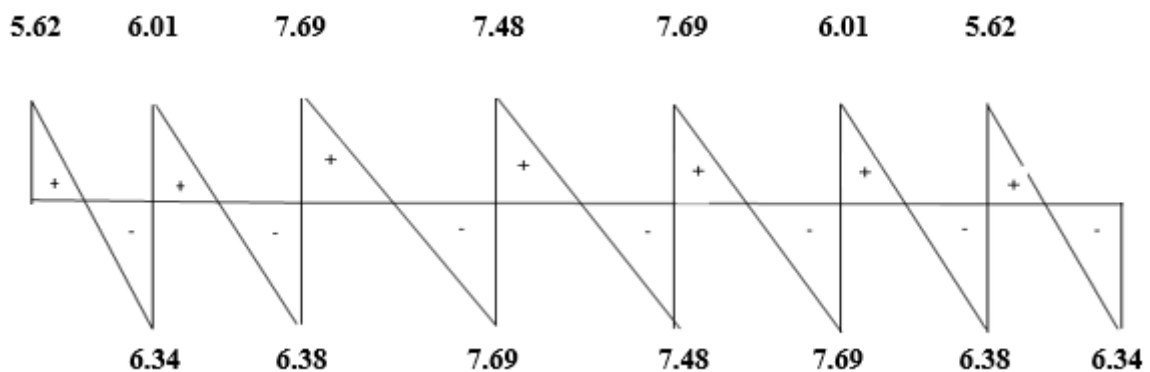


Figure III.2.29 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1  
KN.

❖ Poutrelle 2 :

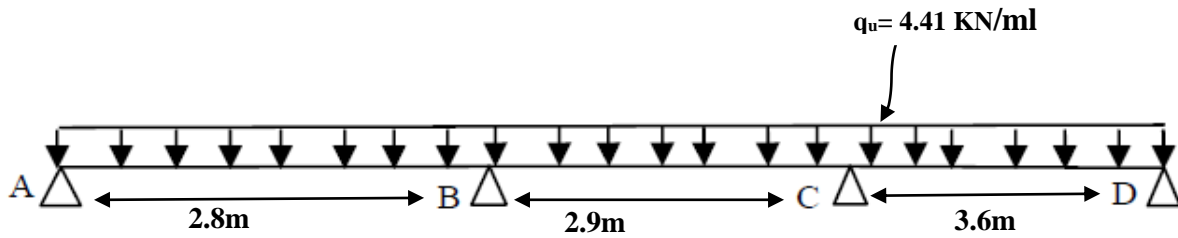


Figure III .2.30 : Schéma statique de la poutrelle 2.

Travée	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	1.25	2.45	2.73	5.62	-6.34
BC	2.45	3.46	2.42	6.05	-6.34
CD	3.46	2.07	4.63	8.07	-7.30

Tableau III.2.10 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 2.

❖ Poutrelle 3

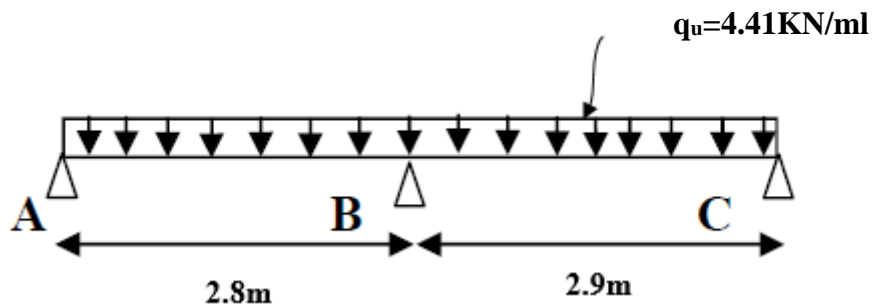


Figure III .2.31 : Schéma statique de la poutrelle 3.

Travée	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	1.25	2.70	2.64	5.46	-6.50
BC	2.70	1.34	2.83	6.66	-5.73

Tableau III.2.11 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 3.

❖ Poutrelle 4 :

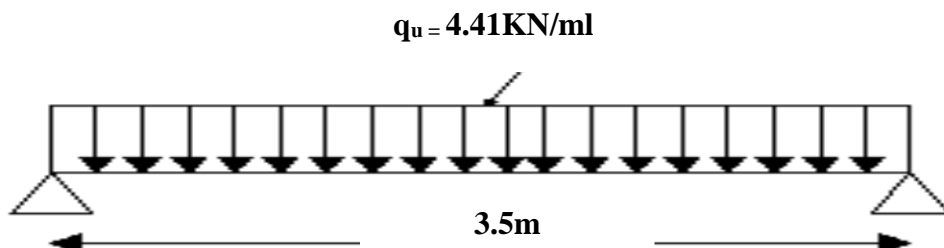


Figure III .2.32 : Schéma statique de la poutrelle 4.



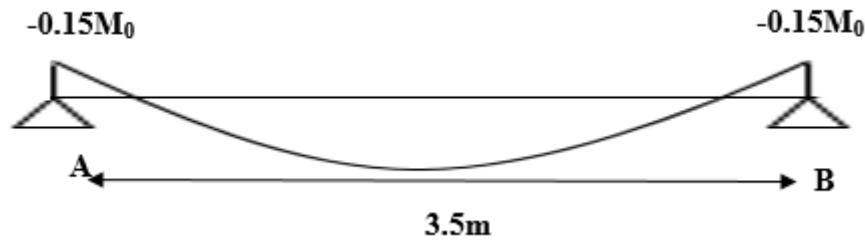


Figure III.2.33 : l'évaluation des moments dans les différents appuis.

Travée	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$T_i$ (kN)	$T_{i+1}$ (kN)
AB	-1.01	-1.01	6.75	7.72	-7.72

Tableau III.2.12 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 4.

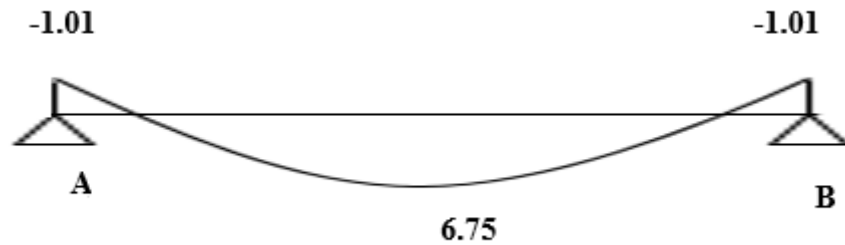


Figure III.2.34 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 4  
KN.m

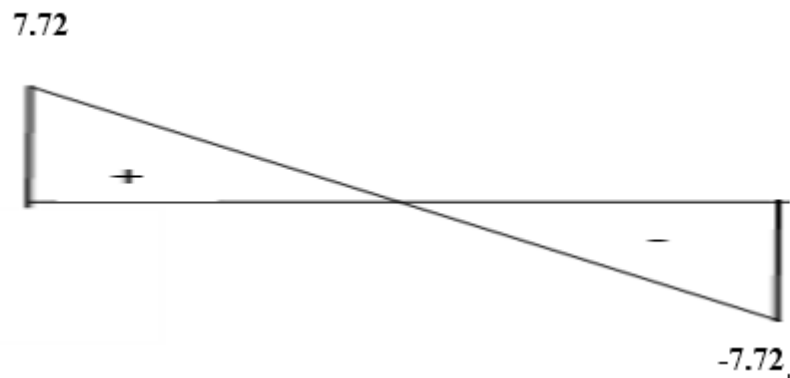


Figure III.2.35 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 4  
KN.

### 3-Calcul des armatures à ELU :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_{\max}^t = 9.34 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{\max}^a = 4.94 \text{ KN.m}$$

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

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

❖ **Armature longitudinal :**

❖ **En travée :**

$$\text{Le moment maximal en travée :} \quad M_{\max}^t = 9.34 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^t < M_0 \rightarrow \text{l'axe neutre tombe dans la table de compression}$$

**Donc elle sera comprimé la section sera calculée comme une section rectangulaire.**

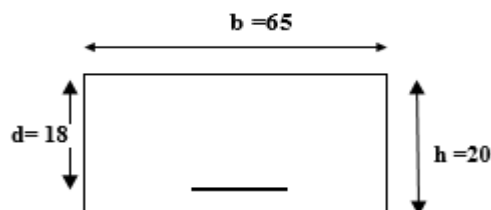


Figure III.2.36 : section rectangulaire de (20x 65) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{9.34 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.031$$

Donc :  $\mu = 0.031 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA)

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} \neq 0$$

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante :  $\mu = 0.031 \rightarrow \beta = 0.984$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{9.34 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

❖ **Aux appuis**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

Le moment max aux appuis :  $M_{\max}^a = 4.94 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{4.94 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.089$$

Donc :  $\mu = 0.089 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA)

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} \neq 0$$

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante :  $\mu = 0.089 \rightarrow \beta = 0.392$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{4.94 \times 10^3}{0.953 \times 18 \times 348} = 0.83 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

**Conclusion :**

En travée :  $3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

Aux appuis :  $2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

**❖ Armature transversal :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2, 2 page 49 BAEL91révisé 99) :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \varnothing_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec :

$\varnothing_t$  : diamètre des armatures transversal.

$\varnothing_l$  : diamètre des armatures longitudinal.

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ 1.0; \frac{20}{35}; \frac{12}{10} \right\} = \min \{ 1.0; 0.57; 1.2 \} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend :  $\varnothing_t = 0.6 \text{ cm}$

Donc :  $A_t = 2x \varnothing_t = 0.56 \text{ cm}^2$

**❖ Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 0.9 \times 18; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16.2; 40 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

La section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1, 22 page 49 /BAEL 91révisé 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} > 0.4 \text{ MPa}$$

Avec :  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\frac{0.56 \times 400}{12 \times 15} > 0.4 \text{ MPa}$$

$$1.24 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

**Conclusion :**

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers de  $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$ , avec un espacement constant de  $S_t = 15 \text{ cm}$  sur la totalité des poutrelles.

**4-Vérification a l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité (Art A 4.2.2 page 47/ BAEL 91 révisé 99) :**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

❖ **En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Aux appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1 ; 1 page 49/BAEL91 révisé 99) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$T_{\max}$  : Effort tranchant ( $T_{\max} = 11.53 \text{ kN}$ ).

$$\tau_u = \frac{11.53 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.53 \text{ MPa}$$

(Article A.5.1 ; 2) page 49 BAEL 91 révisé 99.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0$$

Avec :

$T_{\max}$  : Effort tranchant.

a: Longueur d'appuis de la bielle. ( $a = 0.9 \times d$ )

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129 \text{ KN}$$

❖ Appui intermédiaire :  $T_{\max} = 11.53 \text{ KN}$   
 $T_{\max} = 11.53 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN}$ . Condition vérifiée.

❖ Appui de rive :  $T_{\max} = 10.68 \text{ KN}$   
 $T_{\max} = 10.68 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN}$  Condition vérifiée.

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inferieures (Art A.5.1. 3p 49/BAEL 91 révisé 99) :

$$(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

❖ Appui intermédiaire :  $M_{\max}^a = 4.94 \text{ KN.m}$  et  $T_{\max} = 11.53 \text{ KN}$   
 $(11.53 - \frac{4.94}{0.9 \times 0.18}) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.55 \text{ cm}^2 < A_a = 1.57 \text{ cm}^2$

condition verifiée.

❖ Appui de rive :  $M_{\max}^a = 2.96 \text{ KN.m}$  et  $T_{\max} = 10.68 \text{ KN}$   
 $(10.68 - \frac{2.96}{0.9 \times 0.18}) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.22 \text{ cm}^2 < A_a = 1.57 \text{ cm}^2$

condition verifiée.

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement (ART A.6.1,3p52 BAEL 91 révisé 99) :

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

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

Avec :

$\psi_s$  : Coefficient de scellement,

$\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA)

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 1.2 = 9.42 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{11.53}{0.9 \times 18 \times 9.42} \times 10 = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.76 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.**

❖ **Ancrage des barres (Art A.6.1, p 91..BAEL91/révisé99):**

Longueur de scellement ( $L_s$ ) doit être donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84$$

D'où :

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 40 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

$$L_c = 16 \text{ cm}$$

**5-Vérification à l'ELS :**

**❖ Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

**❖ Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/modifiée 99) :**

**Contrainte dans le béton :**

**❖ En travée :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$M_s = 6.75 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{65 \times 18} = 0.201$$

$$\rho_1 = 0.201 \rightarrow \beta_1 = 0.928 \rightarrow K_1 = 54.44$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{6.75 \times 10^3}{0.928 \times 18 \times 2.35} = 171.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{54.44} \times 171.96 = 3.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.16 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

**❖ En appuis :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$M_s = 3.46 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727$$

$$\rho_1 = 0.727 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow K_1 = 25.32$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{3.46 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 139.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{25.32} \times 139.77 = 5.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

❖ **Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2p82 BAEL91 révisé 99) :**

On cherche à vérifier que la flèche à l'ELS reste inférieure à la flèche admissible déterminée pour que l'usage de la structure se fasse dans les bonnes conditions

- Non fissuration de revêtements de sol et des cloisons
- Bonne fermeture des portes et des fenêtres

$$f_{ELS} < \overline{f_{adm}}$$

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right)$$

$$2) A_t \leq \frac{4.2 b_0 d}{f_e}$$

$$3) l \leq 8m$$

Avec :

**h** : hauteur totale. (**h = 20 cm**)

**l** : porté entre nue d'appuis. (**l = 3.6m**)

**$M_t$**  : moment max en travée. **(6.75KN.m)**

**$M_0$**  : moment max de la travée isostatique **(7.14KN.m)**

**$A_t$**  : Section des armatures. **(3.39cm<sup>2</sup>)**

**$b_0$**  : largeur de la nervure. **(12cm)**

**$d$**  : hauteur utile de la section droite. **(18cm)**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0.06 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = \max(0.06, 0.06)$$

$$0.06 \geq 0.06 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) A_t = 2.35\text{cm}^2 \leq \frac{4.2b_0d}{f_e} = \frac{4.2 \times 12 \times 18}{400} = 2.27$$

$$2.35\text{cm}^2 \leq 2.27 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, on doit procéder au calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$\bar{f}$ : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

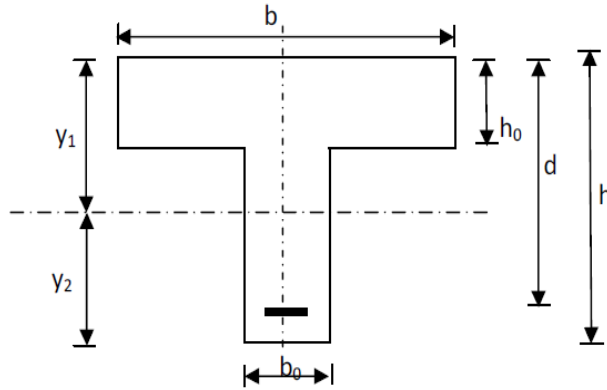


Figure III .2.37 : Schéma statique de calcul.

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left( \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + nA_{st}(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec :

$S_{xx}$  : moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section.

$$S_{xx} = b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_{st}d$$

$$S_{xx} = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18$$

$$S_{xx} = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$B_0$  : la section homogénéisée.

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12(20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2.$$

$$y_1 = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.1^3 + 12.9^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left( \frac{4^2}{12} + \left( 7.1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 2.35 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.9$$

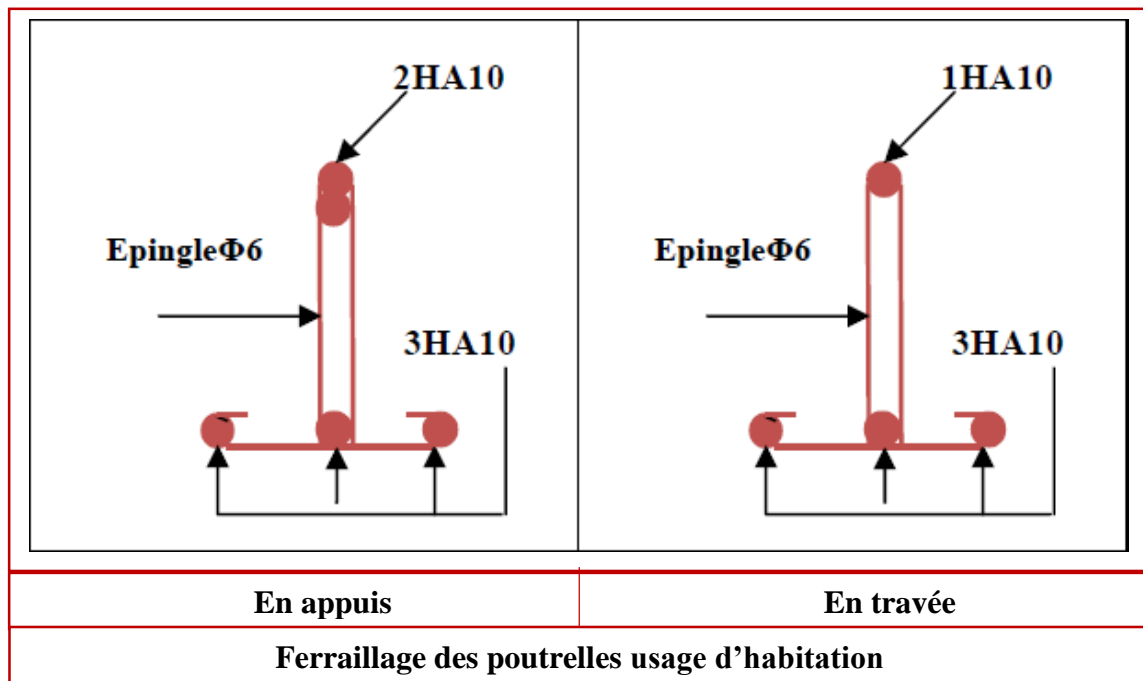
$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.011} = 1.5$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 171.96 + 2.1} = 0.62$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + (0.62 \times 1.5)} = 11400.81$$

$$f = \frac{M_{tAB} l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{6.75 \times (3.60)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 11400.81} = 0.70 \text{ cm}$$

$$f = 0.70 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$



### III.3 Salle machine :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans le cas de notre structure nous opterons pour un ascenseur de huit personnes ayant les caractéristiques suivantes :

#### III.3.1 Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- Vitesse d'entraînement :  $V=1\text{m/s}$ .
- La surface de la salle machine est de :  $(1.80 \times 1.80) \text{ m}^2$
- La surface de la cabine est :  $(1.35 \times 1.40) \text{ m}^2$
- La charge total du système de (levage + la cabine chargée) est de :  $9\text{t}$  ( $P=90 \text{ KN}$ ).

#### III.3.2 Calcul de la dalle pleine :

##### a) Épaisseur de la dalle :

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

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} \Rightarrow h_0 \geq \frac{180}{30} \Rightarrow h_0 \geq 6 \text{ cm}$$

Avec :

$h_0$  : Épaisseur d'une dalle pleine.

**NB** : selon le RPA 2003 l'épaisseur minimal de la dalle pleine est : **12 cm**

D'où : on prend l'épaisseur  $h_0 = 15\text{cm}$ .

#### III.3.3 Calcule à l'ELU :

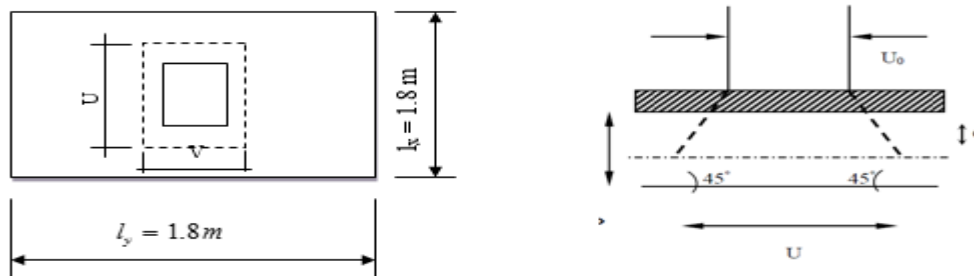


Figure III.3.1 : schéma statique de la salle machine.

Avec :

**P** : charge totale centrée.

**U, V** : côtés du rectangle sur lequel s'applique (**p**)

Les calculs se font à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les 2 sens en plaçant la charge (**p**) au milieu de panneau.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

**Avec :**

**e** : revêtement de la dalle (**e = 5cm**).

**U<sub>0</sub> = 140cm ; V<sub>0</sub> = 135cm (surface de la cabine)**

$$\text{D'où : } U = 140 + 2 \times 5 + 15 = 165\text{cm}$$

$$V = 135 + 2 \times 5 + 15 = 160\text{cm}$$

Les côtés **U<sub>0</sub>** et **V<sub>0</sub>** sont supposés parallèles respectivement à **L<sub>x</sub>** et **L<sub>y</sub>**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{1.80} = 1 \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

#### **b) Calcul des moments au centre du panneau :**

Ils sont donnés par la formule :

$$M_{x1} = p (M_1 + \mu M_2)$$

$$M_{y2} = p (\mu M_1 + M_2)$$

**v** : coefficient de poisson à l'ELU, **v = 0**

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.65}{1.80} = 0.9 \quad \text{et} \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.60}{1.80} = 0.89$$

A partir des abaques de PIGEAUD après interpolation :

$$M_1 = 0.0443, M_2 = 0.0445$$

Avec : **p = 1.35 G = 1.35 x 90 = 121.50 KN (ELU)**

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 90 \times 0.0443 = \mathbf{5.382 \text{ KN.m}}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 90 \times 0.0445 = \mathbf{5.407 \text{ KN.m}}$$

#### **c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{1.80} = 1 \quad ; \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0368 \quad ; \quad \mu_y = 1 \quad (\text{Tirer a partir des tableaux de Pigeaud})$$

**Poids propre de la dalle :**

$$G = (0.15 \times 25 + 22 \times 0.05) \times 1\text{m} = 4.85 \text{ KN/ml}$$

**La surcharge d'exploitation : Q = 1KN/ml**

**Combinaison de charge :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_{x2} = 0.0368 \times 8.0475 \times (1.8)^2$$

$$\mathbf{M_{x2} = 0.959 \text{ KN.m}}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0.959$$

$$\mathbf{M_{y2} = 0.959 \text{ KN.m}}$$

**d) Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.382 + 0.959 = \mathbf{6.341 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.407 + 0.959 = \mathbf{6.366 \text{ KN.m}}$$

**e) Détermination des moments dans les deux sens  $l_x$  et  $l_y$  en travée et en appuis en tenant compte des encastres :**

**Sens  $L_x$  :**

➤ **aux appuis** :  $M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 6.341 = -1.902 \text{ KN.m}$

➤ **en travée** :  $M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 6.341 = 5.389 \text{ KN.m}$

**Sens  $L_y$  :**

➤ **aux appuis** :  $M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 6.366 = -1.909 \text{ KN.m}$

➤ **en travée** :  $M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 6.366 = 5.411 \text{ KN.m}$

**NB :**

Les facteurs 0.85 et 0.3 sont dus à l'existence d'un encastrement partiel au niveau des appuis et de plus notre dalle n'est pas continue.

### III.3.4 Ferrailage a l'ELU :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur pour une section rectangulaire ; soumise à la flexion simple.

**b = 100 cm; h = 15 cm; c = 2 cm; d = 13 cm.**

#### a) Dans le sens de la petite portée (x-x) :

##### ❖ En travée :

$$M_u = 5.389 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{5.389 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :  $\mu = 0.022 \longrightarrow \beta = 0.989$

$$A_{st} = \frac{5.389 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1.20 \text{ cm}^2$$

**Soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 25cm**

##### ❖ Aux appuis :

$$M_{u,x} = 1.902 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.902 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.008$$

$$\mu = 0.008 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant.  $\mu = 0.008 \longrightarrow \beta = 0.996$

$$A_{st} = \frac{1.902 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

**Soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 25cm**

#### b) Dans le sens de la grande portée : y-y

##### ❖ En travée :

$$M_{u,y} = 5.411 \text{ KN.m}$$



$$\mu = \frac{5.411 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02$$

$\mu = 0.022 < \mu_1 = 0.392$   $\longrightarrow$  La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :  $\mu = 0.022 \longrightarrow \beta = 0.989$

$$A_{st} = \frac{5.411 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **St = 25cm**

❖ **Aux appuis :**

$$M_{u,y} = 1.909 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.909 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.008$$

$\mu = 0.008 < \mu_1 = 0.392$   $\longrightarrow$  La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :  $\mu = 0.008 \longrightarrow \beta = 0.996$

$$A_{st} = \frac{1.909 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **St = 25cm**

### III.3.5 Vérification à L'ELU :

**A) condition de non fragilité :**

❖ **Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3-p}{2} \quad \Rightarrow \quad A_{min}^x = \omega_0 \frac{3-p}{2} b h$$

Avec :

$\omega_0 = 0.0008$  pour FeE 400

$\omega_x$ : Taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$A_{min}$  : section minimale d'armatures.

$$A_{min}^x = 0.0008 \times \frac{3-1}{2} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\omega_y = \frac{A_{min}^y}{b h} \geq \omega_0 \quad \Rightarrow \quad A_y^{min} \geq \omega_0 . b . h$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_y^t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

**B) Diamètre maximale des barres :**

On doit vérifier que :

$$\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Avec :

$\emptyset$  : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset = 8 \text{ mm} < \emptyset_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**C) Espacement des barres :**

❖ **Armatures suivant xx :**

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min} \{3h, 33 \text{ cm}\}.$$

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} \leq \text{min} \{45, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Armatures suivant yy :**

$$S_{t\max} = 25 \leq \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\}$$

$$S_{t\max} = 25 \leq \text{Min} \{60, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**D) Condition de non Poinçonnement :**

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u < Q = 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Avec :**

$Q_u$  : charge de calcul à l'ELU

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

$h$  : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1.65 + 1.60) = 6.5 \text{ m.}$$

$$Q_u = 121.5 \text{ KN}$$

$$Q = 0.045 \times 6.5 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 731.25 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121.5 \text{ KN} < Q = 731.25 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée.**

**Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaire**

### **E) Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

#### **❖ Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$T_u = \frac{121.5}{2 \times 1.65 + 1.60} = 24.79 \text{ KN}$$

#### **❖ Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{3V}$$

$$T_u = \frac{121.50}{3 \times 1.6} = 25.31 \text{ KN}$$

D'où :  $T_{u\max} = 25.31 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{25.31 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.195 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.195 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### **III.3.6 Calcul à l'ELS :**

#### **1) Calcul des Moments engendrés par le système de levage :**

À l'ELS :  $v = 0.2$  ;  $p = 90 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = 90(0.0443 + 0.2 \times 0.0445) = 4.788 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 90(0.2 \times 0.0443 + 0.0445) = 4.802 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### **2) Calcul des Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$p=1$$

$$\mu_x = 0.0442 ; \quad \mu_y = 1 \quad (\text{Tirer des tableaux de Pigeaud})$$

**Combinaison de charge :**

$$q_s = G+Q = 4.85+1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0442 \times 5.85 \times 1.8^2 = 0.838 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1 \times 0.838 = 0.838 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**3) Superposition des charge (moment isostatique) :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.788 + 0.838 = 5.626 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.802 + 0.838 = 5.64 \text{ KN.}$$

**4) Détermination des moments dans les deux sens  $l_x$  et  $l_y$  en travée et en appuis en tenant compte des encastresments :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

**Sens  $L_x$  :**

- **aux appuis** :  $M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 5.626 = -1.688 \text{ KN. M}$
- **en travée** :  $M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 5.626 = 4.782 \text{ KN. M}$

**Sens  $L_y$  :**

- **aux appuis** :  $M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 5.64 = -1.692 \text{ KN. M}$
- **en travée** :  $M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 5.64 = 4.794 \text{ KN. M}$

### **III.3.7 Vérification à l'ELS :**

**a) Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

**b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

**a) Sens x-x :**

❖ **En travée :**

$$M_s = 4.782 \text{ KN.m} ; A_u = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.15$$

$$\rho_1 = 0.15 \rightarrow \beta_1 = 0.936 \rightarrow K_1 = 63.12$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.782 \times 10^3}{0.936 \times 13 \times 2.01} = 195.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{63.12} \times 195.52 = 3.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition est vérifiée.}$$

❖ **Aux appuis :**

$$M_s = - 1.688 \text{ KN.m} ; A_u = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.15$$

$$\rho_1 = 0.15 \rightarrow \beta_1 = 0.936 \rightarrow K_1 = 63.12$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.688 \times 10^3}{0.936 \times 13 \times 2.01} = 69.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{63.12} \times 69.02 = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition est vérifiée.}$$

**b) Sens y-y :**

❖ **En travée :**

$$M_s = 4.794 \text{ KN.m} ; A_u = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.15$$

$$\rho_1 = 0.15 \rightarrow \beta_1 = 0.936 \rightarrow K_1 = 63.12$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.794 \times 10^3}{0.936 \times 13 \times 2.01} = 196.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{63.12} \times 196.01 = 3.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.11 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition est vérifiée.}$$

❖ **Aux appuis :**

$$M_s = - 1.692 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.15$$

$$\rho_1 = 0.15 \rightarrow \beta_1 = 0.936 \rightarrow K_1 = 63.12$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.692 \times 10^3}{0.936 \times 13 \times 2.01} = 69.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{63.12} \times 69.18 = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition est vérifiée}$$

**Conclusion :**

Après toutes vérifications, la dalle de la salle machine sera ferraillée comme suit :

**Sens x-x :**

**En travée :** 4HA8/ml avec un espacement  $s_t = 25 \text{ cm}$ .

**En appui :** 4HA8/ml avec un espacement  $s_t = 25 \text{ cm}$ .

**Sens y-y :**

**En travée :** 4HA8/ml avec un espacement  $s_t = 25 \text{ cm}$ .

**En appui :** 4HA8/ml avec un espacement  $s_t = 25 \text{ cm}$ .

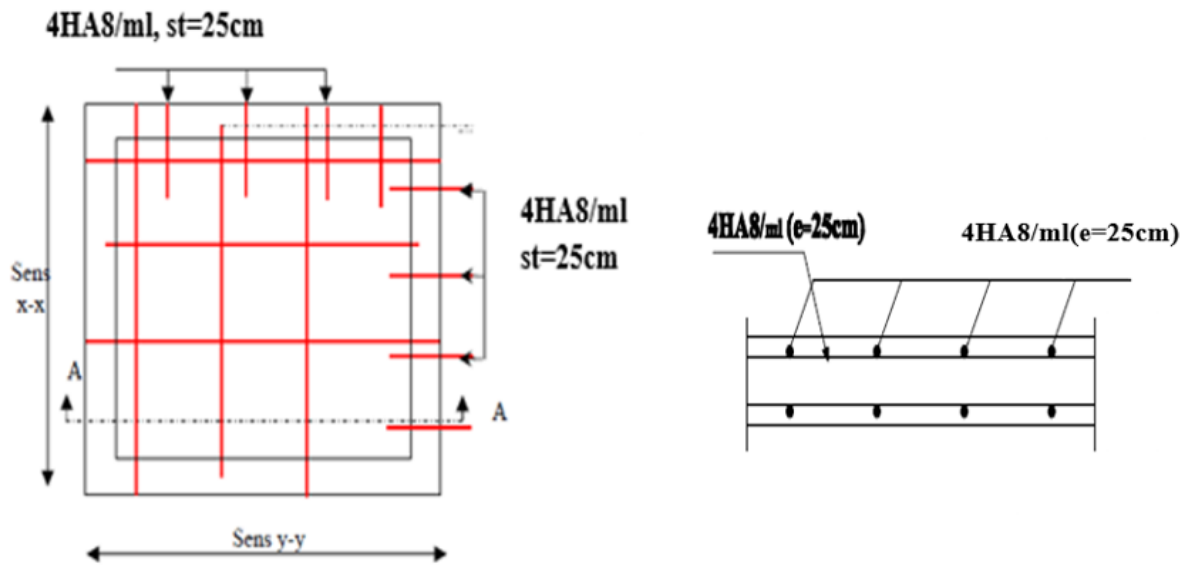


Figure III.3.2 : ferrailage de dalle pleine salle machine

**III.4 Etude des escaliers :**

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction à pied. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulé sur place.

Notre structure comporte 2 types d'escaliers :

**III.4.1 Escaliers RDC+EC :****III.4.1.1 Pré dimensionnement de l'escalier :**

L'étage courant et le RDC comportent deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- ✓ **Le nombre des marches (n).**
- ✓ **La hauteur de la marche (h), le giron(g).**
- ✓ **L'épaisseur de la paillasse (e).**
- ✓ **Présentation schématique :**

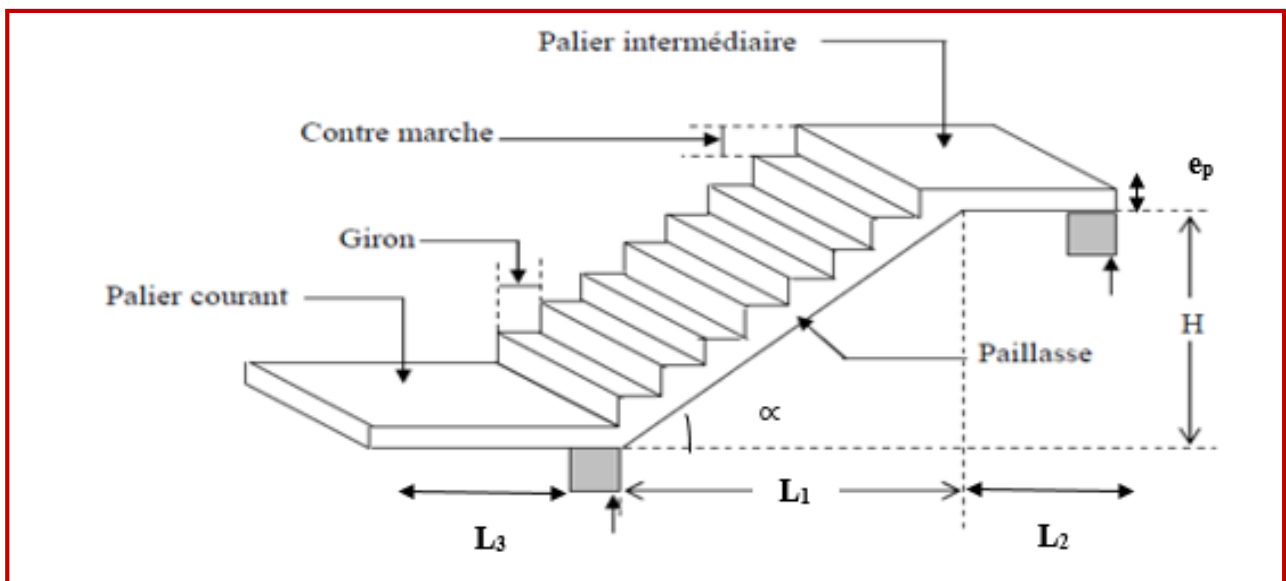


Figure III.4.1.1 : coupe verticale de l'escalier

**Notions utilisées :**

**g** : giron (largeur de la marche)

**h** : hauteur de la contre marche

**$e_p$**  : épaisseur de la paillasse

**H** : hauteur de la volée

**L** : longueur de la volée projetée



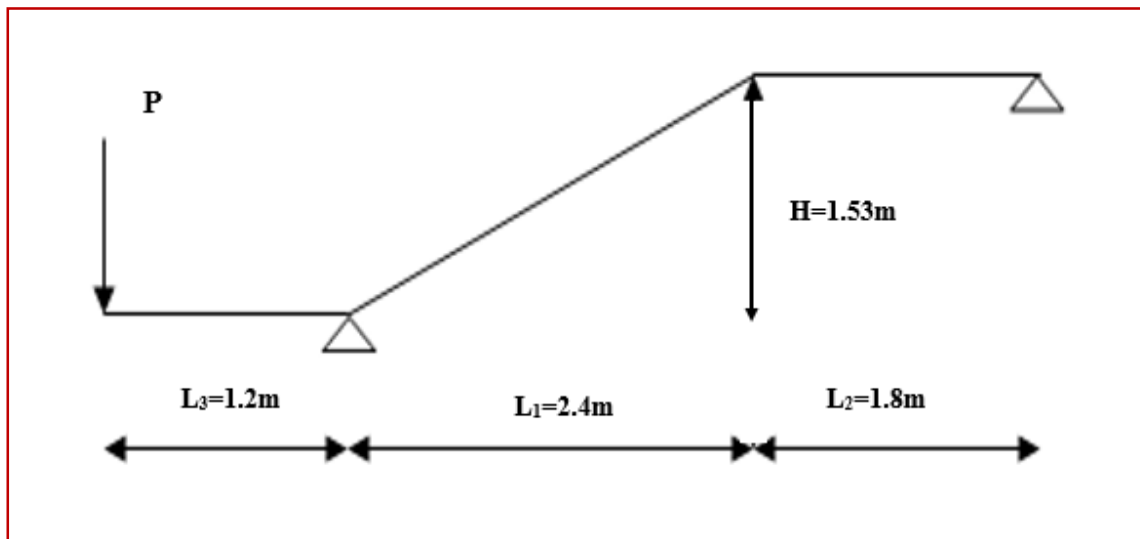
**L<sub>1</sub>** : largeur du palier

**L<sub>0</sub>** : somme de la longueur de palier et de la paillasse

Les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule de BLONDEL en tenant compte des dimensions donnés sur le plan :

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

$$14 \leq g + 2h \leq 18 \text{ (cm)}$$



**Figure III.4.1.2 : schéma statique d'escalier**

✓ **Calcul du nombre de contre marches :**

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Soit : **h = 17 cm**

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

**n = 9 contre marches.**

✓ **Calcul du nombre de marches :**

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

✓ **Calcul de la hauteur de la contre marche :**

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

✓ **Calcul de la hauteur du giron :**

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

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

On a :  $h = 17 \text{ cm}$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq 17 \leq 18 \text{ cm}$$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

✓ **Epaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :

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

Avec :

$L_0$  : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) :  $L_0 = L' + L_2$

$L'$  : longueur de la paillasse projetée.

$L_2$  : longueur du palier.

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.5 = 33^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = 286.17 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } L' = 2.86 \text{ m}$$

$$L_0 = L' + L_2 = 2.86 + 1.8 = 4.66 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } \frac{466}{30} \leq e_p \leq \frac{466}{20}$$

$$15.53 \leq e_p \leq 23.3$$

$$\text{On opte pour : } e_p = 18 \text{ cm}$$

**N.B :** On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

## III.4.1.2 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale de la volée et d'emmarchement de 1m. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

### A. Charges permanentes :

#### ❖ Revêtements :

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Enduit ciment	0.015	18	0.27
5	Poids propre du garde-corps	/	/	0.2
G total				1.85

Tableau III.4.1.1 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

#### ❖ Palier :

N°	Elément	Épaisseur[m]	pds volumique [KN/m³]	G[KN/m²]
1	Dalle pleine en béton armé	0.18	25	4.5
2	poids des revêtements	/	/	1.85
G total				6.35

Tableau III.4.1.2 : Charges permanentes revenant au palier.

#### ❖ Paillasse :

N°	Elément	G[KN/m²]
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos \alpha = 25 \times 0.18 / \cos 33^\circ = 5.37$
2	Poids des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2.125$
3	poids des revêtements	1.85
G total = 9.35		

Tableau III.4.1.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.

**B. Surcharges d'exploitations :**

Palier = 2.5 KN/ ml

Paillasse = 2.5KN/ml (tirer du DTR)

**C. La charge concentrée :**

Est la charge (P) du mur concentré au niveau de l'extrémité du palier.

P = 2.36KN (définie au chapitre II).

**III.4.1.3 Détermination des combinaisons de charge :**

**ELU :**  $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m.}$

❖ **Palier :**  $q_u = (1.35 \times 6.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.32 \text{ KN / ml.}$

❖ **Volée :**  $q_u = (1.35 \times 9.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 16.09 \text{ KN / ml.}$

❖ **Mur extérieure :**  $P = 1.35 \times 2.36 = 8.97 \text{ KN.}$

**ELS :**  $q_u = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$

❖ **Palier :**  $q_u = (6.35 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.85 \text{ KN / ml.}$

❖ **Volée :**  $q_u = (9.35 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.85 \text{ KN / ml.}$

❖ **Mur extérieure :**  $P = 2.36 \text{ KN.}$

**III.4.1.4 Calculs a l'ELU :**

**1. Calculs des efforts internes à l'ELU :**

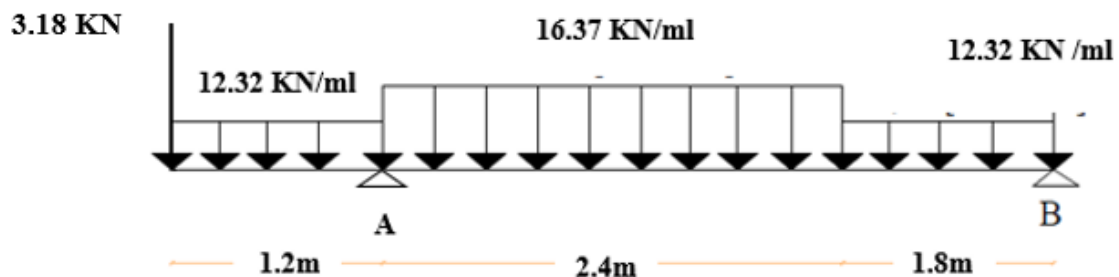


Figure III.4.1.3 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

❖ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F/y=0 \quad R_A + R_B = 3.18 + (12.32 \times 1.2) + (12.32 \times 1.8) + (16.37 \times 2.4)$$

$$R_A + R_B = 79.428$$

$$\sum M/A=0 \quad - 4.2 R_B + (12.32 \times 1.8 \times 3.3) + (16.37 \times 2.4 \times 1.2) - (12.32 \times 1.2 \times 0.6) - (3.18 \times 1.2) = 0$$

$$\text{D'où:} \quad \begin{cases} R_A = 53.79 \text{ KN} \\ R_B = 25.63 \text{ KN} \end{cases}$$

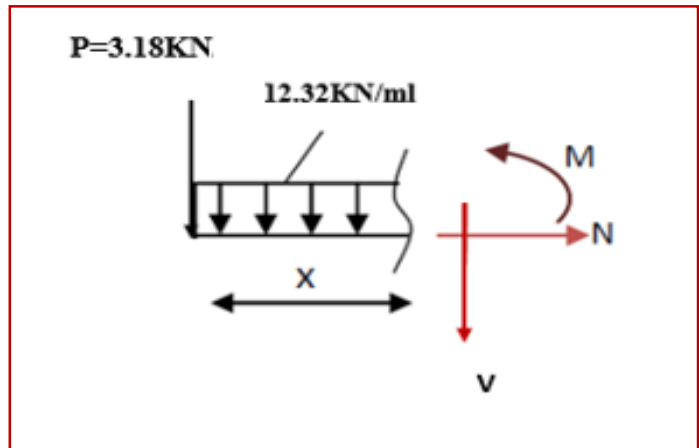
## ❖ Calculs des moments et efforts tranchants :

### Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.2$ m

$$T_y = -12.32 x - 3.18$$

$$M_z = \frac{(-12.32 x^2)}{2} - 3.18 x$$

$$M_z = -6.16 x^2 - 3.18 x$$



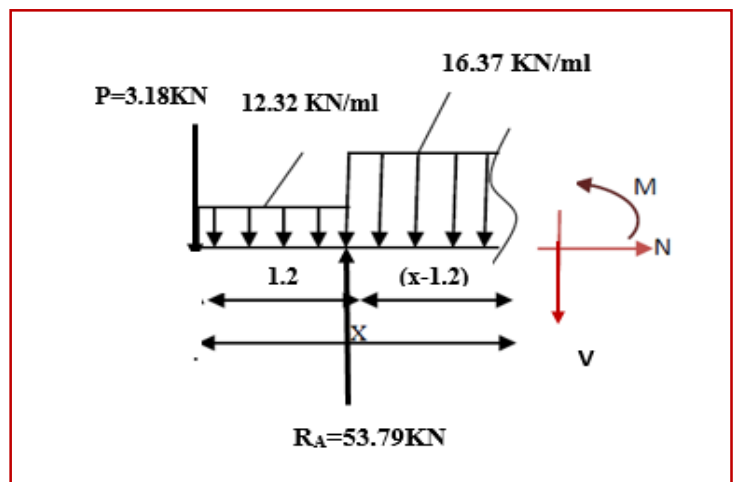
### Tronçon 2 : $1.2 \leq x \leq 3.6$ m

$$T_y = -3.18 - (12.32 \times 1.2) - (16.37(x - 1.2)) + 53.79 = 0$$

$$T_y = -16.37x + 55.47$$

$$M_z = -3.18x - 14.784(x - 0.6) + 53.79(x - 1.2) - \frac{16.37(x - 1.2)^2}{2}$$

$$M_z = -8.185x^2 + 55.47x - 67.464$$

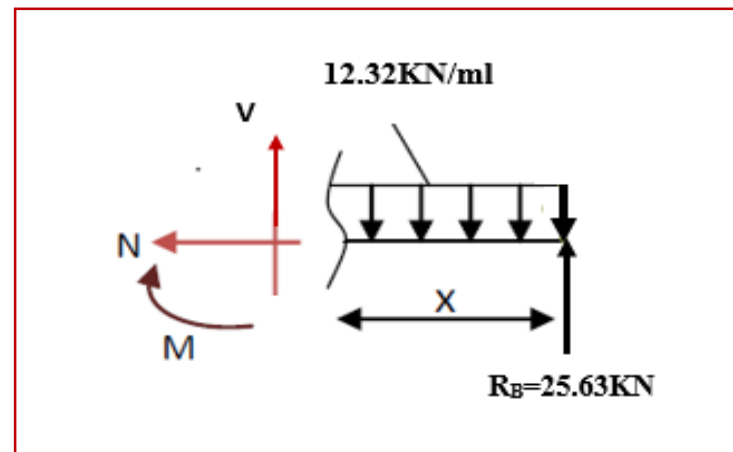


### Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.8$ m

$$T_y = +12.32x - 25.63$$

$$M_z = \frac{(+12.32 x^2)}{2} + 25.63x$$

$$M_z = -6.16x^2 + 25.63x$$



D'où :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T <sub>y</sub> (KN.m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.2$	$-12.32x - 3.18$	$-6.16x^2 - 3.18x$	0	-3.18	0
			1.2	-17.96	-12.69
$1.2 \leq x \leq 3.6$	$-16.37x + 55.47$	$-8.185x^2 + 55.47x - 67.464$	1.2	35.83	-12.69
			3.6	-3.46	26.17
$0 \leq x \leq 1.8$	$+12.32x - 25.63$	$-6.16x^2 + 25.63x$	0	-25.63	0
			1.8	-3.46	26.17

**Tableau III.4.1.4 : Les efforts internes à l'ELU.**

**Le moment maximal :**

**Tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.8$  m

$$T_y = 0 \Rightarrow +12.32x - 25.63 = 0 \Rightarrow x = 2.08 \text{ m}$$

$$M_z^{\max} = -6.16 (2.08)^2 + 25.63 (2.08) = 26.66 \text{ KN.m}$$

**En tenant compte du semi-encastrement, on considère une correction à l'aide des coefficients réducteur :**

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = -0.3 M_z^{\max} = -7.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_u^t = 0.85 M_z^{\max} = 22.66 \text{ KN.m}$$

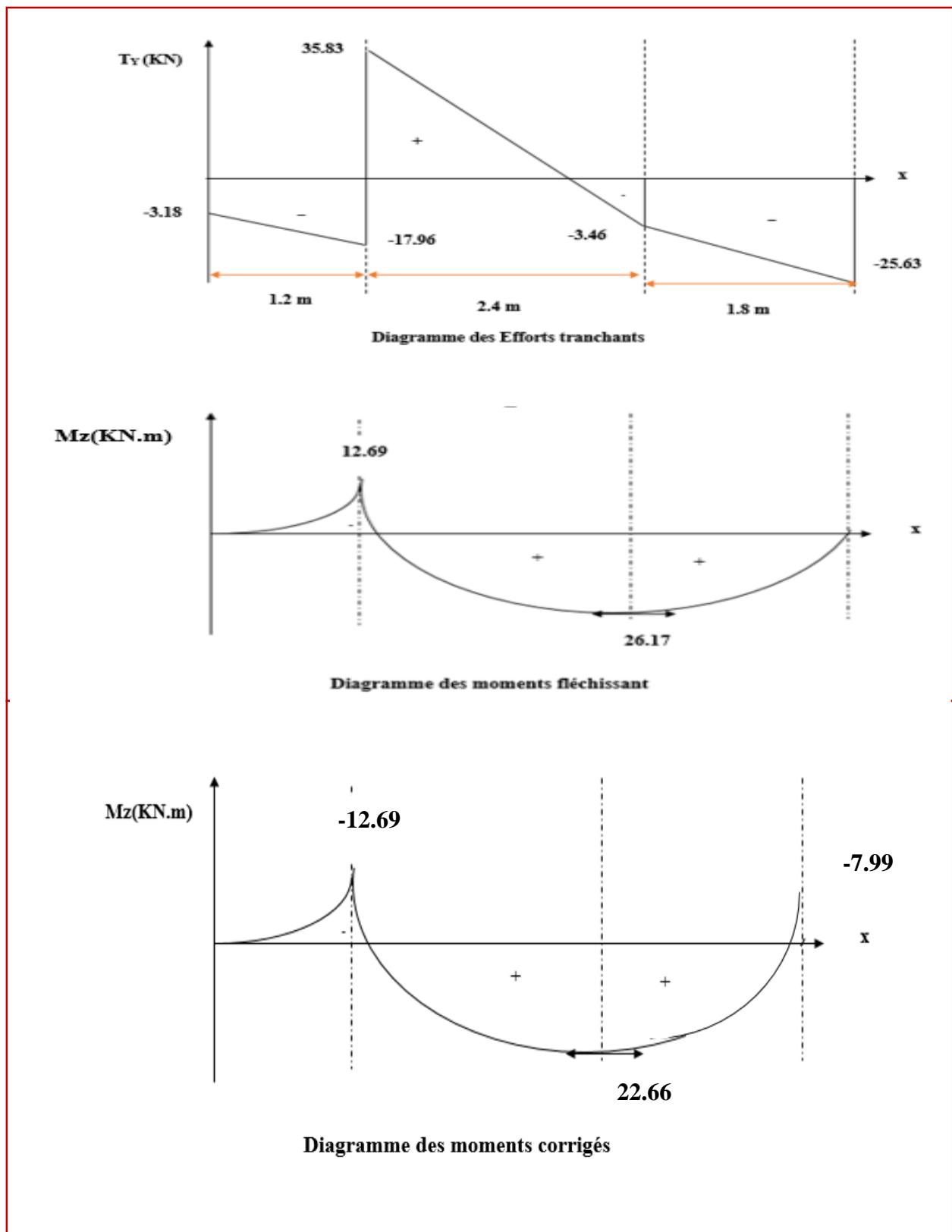
D'où :

$$M_T \text{ travée} = 22.66 \text{ KN.m}$$

$$M_B \text{ appui} = -7.99 \text{ KN.m}$$

$$M_A \text{ appui} = -12.69 \text{ KN.m}$$

2. Diagramme des sollicitations à L'ELU :



FigureIII.4.1.4 : diagramme des efforts internes à l'ELU

**III.4.1.5 Ferrailage à l'ELU :**

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 18 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 16 \text{ cm}.$$

❖ **Armatures aux appuis :**

Appui B :

Armatures principales :

$$M_B = - 7.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{7.99 \cdot 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu_b = 0.022 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

D'où :

$$\begin{cases} A_{st} \neq 0 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$\mu_b = 0.022 \longrightarrow \beta = 0.989$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

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

$$A_b = \frac{7.99 \times 10^3}{0.989 \times 16 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions :

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

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

Appui A :

Armatures principales :

$$M_B = - 12.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{12.69 \cdot 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.035$$



$$\mu_b = 0.035 < \mu_l = 0.392$$



La section est simplement armée.

D'où :

$$\begin{cases} A_{st} \neq 0 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$\mu_b = 0.035 \longrightarrow \beta = 0.983$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

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

$$A_b = \frac{12.69 \times 10^3}{0.983 \times 16 \times 348} = 2.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

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

Armatures de répartitions :

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

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

En travée :

Armatures principales :

$$M_B = 22.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{22.66 \cdot 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu_b = 0.062 < \mu_l = 0.392$$



La section est simplement armée.

D'où :

$$\begin{cases} A_{st} \neq 0 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$\mu_b = 0.062 \longrightarrow \beta = 0.968$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

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

$$A_t = \frac{22.66 \times 10^3}{0.968 \times 16 \times 348} = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

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

**Armatures de répartitions :**

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

Soit : 4 HA 10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement S<sub>t</sub> = 25 cm

**III.4.1.6 Vérification à l'ELU :****a. Condition de non fragilité (BEAL 91 modifiée 99 / Art. A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

Aux appuis :

- ❖ Appuis A : A<sub>B</sub> = 5.65 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 1.932 cm<sup>2</sup> Condition vérifiée.
- ❖ Appuis B : A<sub>A</sub> = 3.92 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 1.932 cm<sup>2</sup> Condition vérifiée.
- ❖ En travées : A<sub>t</sub> = 5.65 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 1.932 cm<sup>2</sup> Condition vérifiée.

**b. Espacement des barres :****Armatures principales :**

$$S_{\max} = 20 \text{ cm} < \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Armatures répartitions :**

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{La fissuration est préjudiciable}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec : T<sub>max</sub> : effort tranchant.

$$T_{\max} = 35.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{35.83 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.022 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.022 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D'où : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :**  
**Influence sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier que :} \quad T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

$T_{\max}$  : Effort tranchant.

$$T_{\max} = 35.83 \text{ KN}$$

$a$  : Longueur d'appuis de la bielle. ( $a = 0.9 \times d$ )

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.16 \times 1 = 960 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 35.83 \text{ KN} \leq 960 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$\left( T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$$M_a = -12.69 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 35.83 \text{ KN}$$

$$\left( 35.83 + \frac{-12.69}{0.9 \times 0.16} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -1.5 \text{ cm}^2 < A_a = 5.65 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée .

**e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :**

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

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

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

Appui A : 5 HA 12

$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.5 \text{ mm}$  ; n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{35.83 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.5} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Appui B : 5 HA 10

$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 10 = 157.08 \text{ mm}$  ; n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{35.83 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 157.08} = 1.58 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.58 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Travée : 5 HA 12

$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.5 \text{ mm}$  ; n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{35.83 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.5} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**f. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :**

La longueur de scellement doit être :

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

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$ .

D'où :  $L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm}$ .

Soit :  $L_s = 35.21 \phi \text{ cm}$

Appui A :

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1.2 = 16.9 \text{ cm}$$

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

Appui B :

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1 = 14.08 \text{ cm}$$

On prend :  $L_a = 15 \text{ cm}$

### III.4.1.7 Calculs à l'ELS :

#### 1. Calculs des efforts internes à l'ELS :

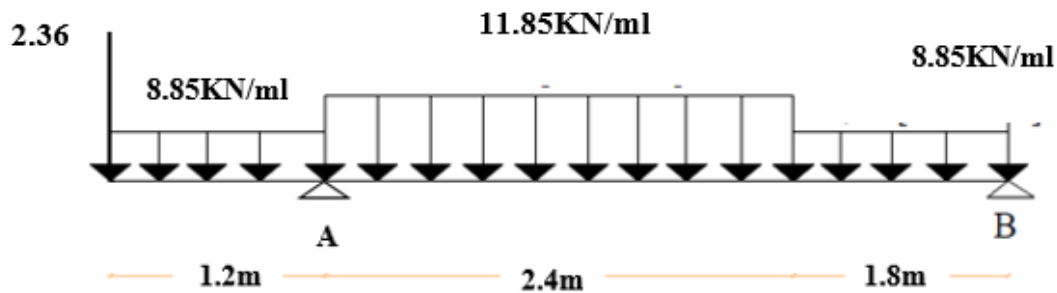


Figure III.4.1.5 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

#### ❖ Réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \quad R_A + R_B = 2.36 + (8.85 \times 1.2) + (8.85 \times 1.8) + (11.85 \times 2.4)$$

$$R_A + R_B = 57.35$$

$$\sum M/A = 0 \quad - 4.2 R_B + (8.85 \times 1.8 \times 3.3) + (11.85 \times 2.4 \times 1.2) - (8.85 \times 1.2 \times 0.6) - (2.36 \times 1.2) = 0$$

$$\text{D'où:} \quad \begin{cases} R_A = 38.9 \text{ KN} \\ R_B = 18.9 \text{ KN} \end{cases}$$

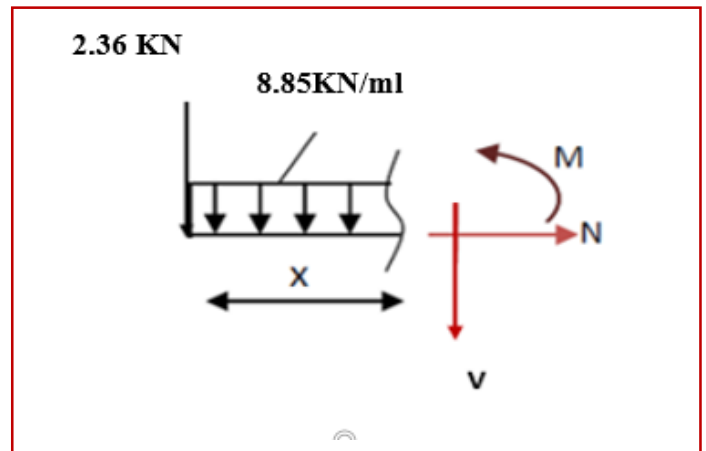
## ❖ Calculs des moments et efforts tranchants :

### Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

$$T_y = -8.85x - 2.36$$

$$M_z = \frac{(-8.85x^2)}{2} - 2.36x$$

$$M_z = -4.43x^2 - 2.36x$$



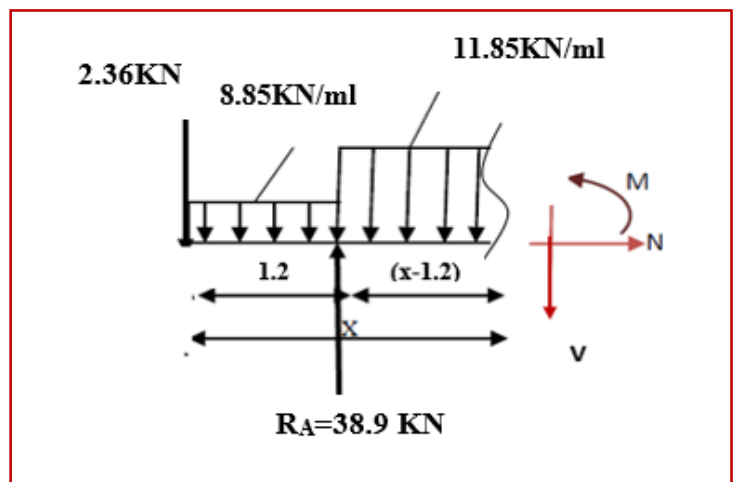
### Tronçon 2 : $1.2 \leq x \leq 3.6 \text{ m}$

$$T_y = -2.36 - (8.85 \times 1.2) - (11.85(x - 1.2)) + 38.9 = 0$$

$$T_y = -11.85x + 40.14$$

$$M_z = -2.36x - 10.62(x - 0.6) + 38.9(x - 1.2) - \frac{11.85(x - 1.2)^2}{2}$$

$$M_z = -5.925x^2 + 40.14x - 48.84$$

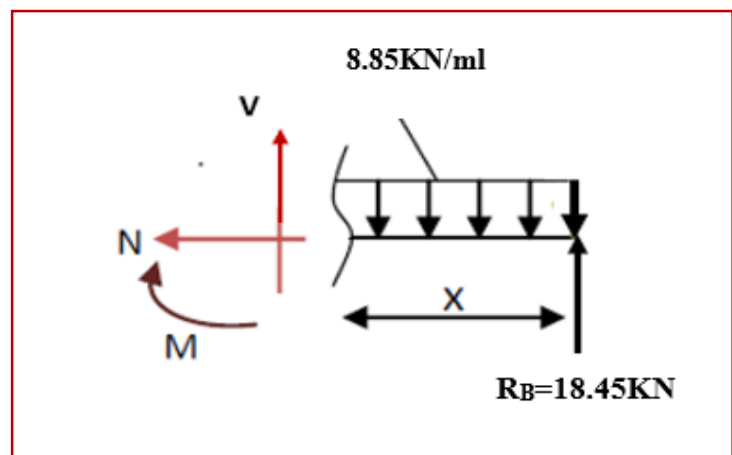


### Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$

$$T_y = +8.85x - 18.45$$

$$M_z = \frac{(+8.85x^2)}{2} + 18.45x$$

$$M_z = -4.425x^2 + 18.45x$$



D'où :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T <sub>y</sub> (KN.m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.2$	$-8.85x - 2.36$	$-4.43x^2 - 2.36x$	0	-2.36	0
			1.2	-12.98	-9.21
$1.2 \leq x \leq 3.6$	$-11.85x + 40.14$	$-5.925x^2 + 40.14x - 48.84$	1.2	25.92	-9.21
			3.6	-2.52	18.87
$0 \leq x \leq 1.8$	$+8.85x - 18.45$	$-4.425x^2 + 18.45x$	0	-18.45	0
			1.8	-2.52	18.87

Tableau III.4.1.5 : Les efforts internes à l'ELS.

Le moment maximal se trouve sur le tronçon 3 :

Tronçon :  $0 \leq x \leq 1.8$  m

$$T_y = 0 \Rightarrow +8.85x - 18.45 = 0 \Rightarrow x = 2.08 \text{ m}$$

$$M_z^{\max} = -4.425 (2.08)^2 + 18.45 (2.08) = 19.23 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on considère une correction à l'aide des coefficients réducteur :

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = -0.3 M_z^{\max} = -5.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_u^t = 0.85 M_z^{\max} = 16.35 \text{ KN.m}$$

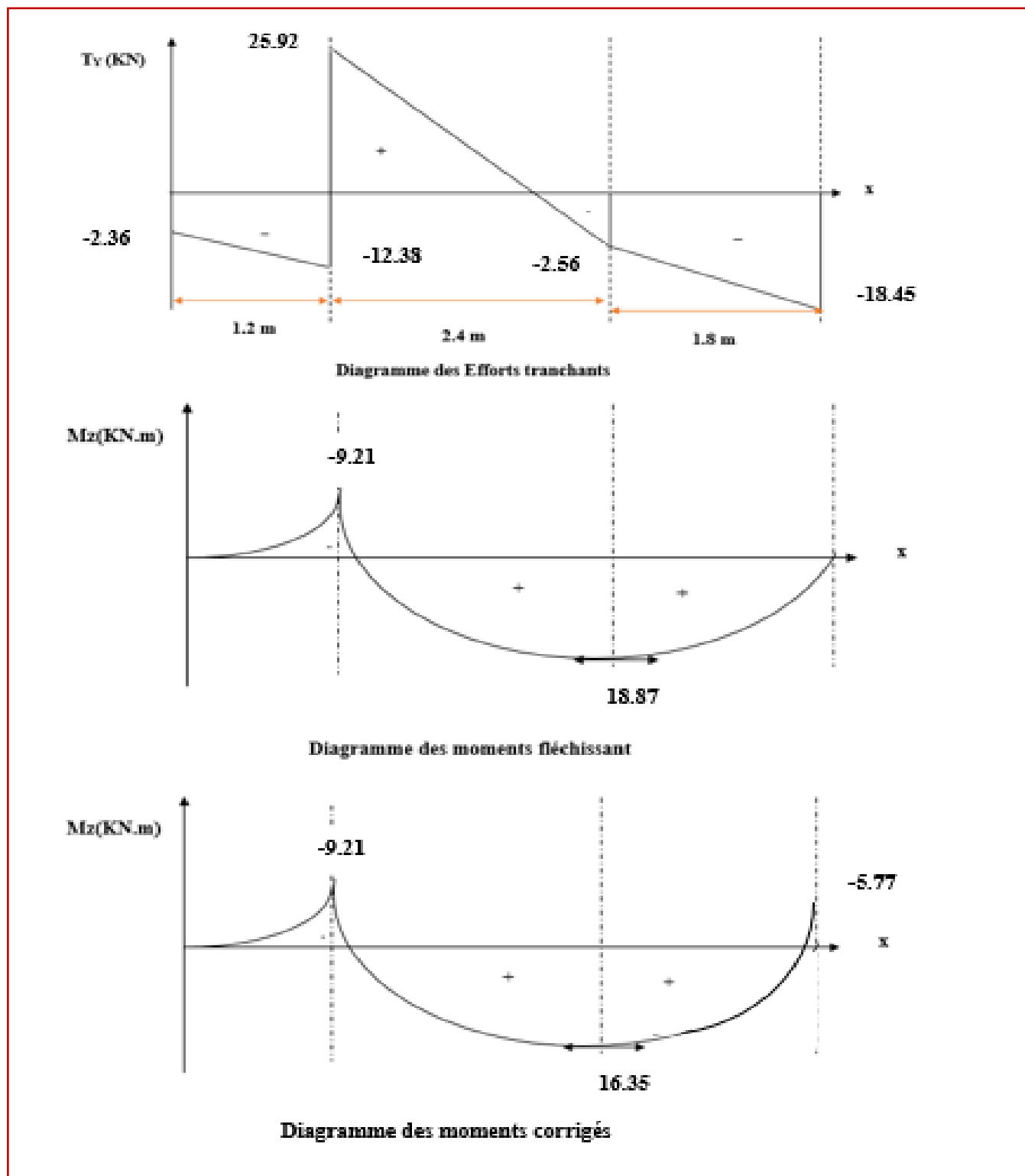
D'où :

$$M_T \text{ travée} = 16.35 \text{ KN.m}$$

$$M_B \text{ appui} = -5.77 \text{ KN.m}$$

$$M_A \text{ appui} = -9.21 \text{ KN.m}$$

## 2. Diagramme des sollicitations à L'ELS :



FigureIII.4.1.6 : diagramme des efforts internes à l'ELS



### III.4.1.8 Vérifications à l'ELS :

#### a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

#### b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

#### Appui A :

Avec :

$$M_s = -9.21 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho_1 = 0.353 \rightarrow \beta_1 = 0.908 \rightarrow K_1 = 39.35$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.21 \times 10^3}{0.908 \times 16 \times 5.65} = 112.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39.35} \times 112.2 = 2.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

#### Appui B :

Avec :

$$M_s = -5.77 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0.245$$

$$\rho_1 = 0.245 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.77 \times 10^3}{0.921 \times 16 \times 3.92} = 99.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48.29} \times 99.89 = 2.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

En travée :

Avec :

$$M_s = 16.35 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho_1 = 0.353 \rightarrow \beta_1 = 0.908 \rightarrow K_1 = 39.35$$

$$\sigma_{st} = \frac{16.35 \times 10^3}{0.908 \times 16 \times 5.65} = 199.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39.35} \times 199.19 = 5.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

**c. Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :**

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\text{a. } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{420} = 0.043 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ condition non vérifiée.}$$

$$\text{a. } \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\text{b. } \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

**L** : Longueur libre de la Section.

**h** : Hauteur de la poutre.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

**A** : Section d'armature en travée.

**M<sub>t</sub>** : Moment max en travée.

**M<sub>0</sub>** : Moment max isostatique.

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87$$

**I<sub>fv</sub>** : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

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

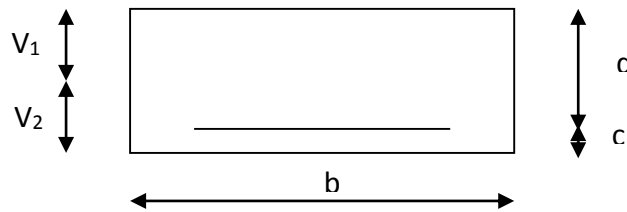


Figure III.4.1.7 : la section de la pile.

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$  : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 16 = 17556 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 18) + (15 \times 5.65) = 1884.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{17556}{1884.75} = 9.31 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 18 - 9.31 = 8.69 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (9.31^3 + 8.69^3) + 15 \times 5.65 (8.69 - 2)^2$$

$$I_0 = 52566.06 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- $\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.00353$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.00353} = 2.38$$

$$\rho = 0.353 \Rightarrow \beta = 0.908$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16.35 \times 10^3}{0.908 \times 16 \times 5.65} = 199.19 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00353 \times 199.19 + 2.1} = 0.25$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 52566.06}{1 + (0.25 \times 2.38)} = 36252.46 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{16.35 \times (4.2)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 36252.46} = 0.73 \text{ cm}$$

$$f = 0.73 [\text{cm}] < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant et RDC sera ferrailé comme suit :

❖ **Aux Appuis :**

**Appui A :**

Armatures principales : 5HA12/ml avec un espacement  $st=20 \text{ cm}$ .

Armatures de répartitions : 4HA10/ml avec un espacement  $st=25 \text{ cm}$ .

**Appui B :**

Armatures principales : 5HA10/ml avec un espacement  $st=20 \text{ cm}$ .

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement  $st=25 \text{ cm}$ .

❖ **En travée :**

Armatures principales : 5HA12/ml avec un espacement  $st=20 \text{ cm}$ .

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement  $st=25 \text{ cm}$

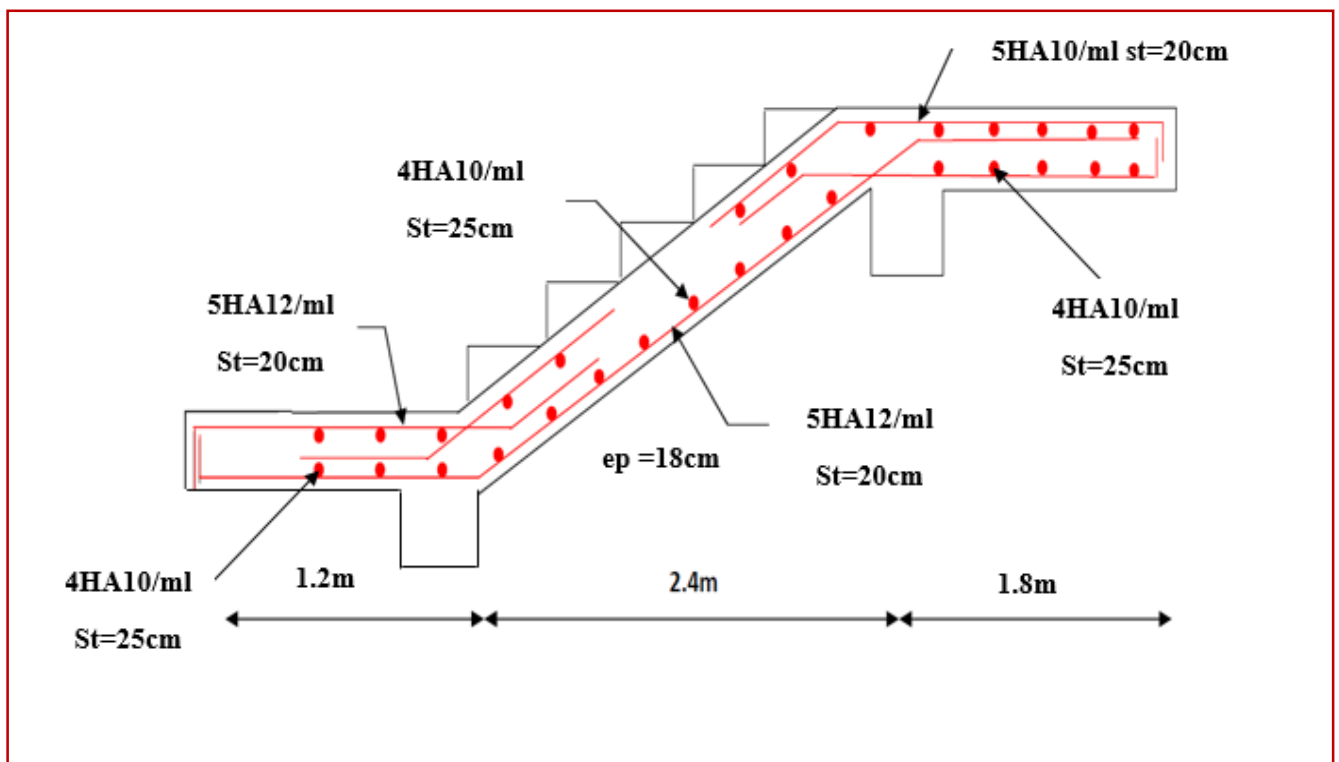


Figure III.4.1.8 : schéma de ferrailage de l'escalier RDC+EC

**II.4.2 Escaliers RDC+EC :****II.4.2.1 Pré dimensionnement de l'escalier :**

L'entre sol comporte cinq volées, donc le calcul se fera pour la plus grande volée

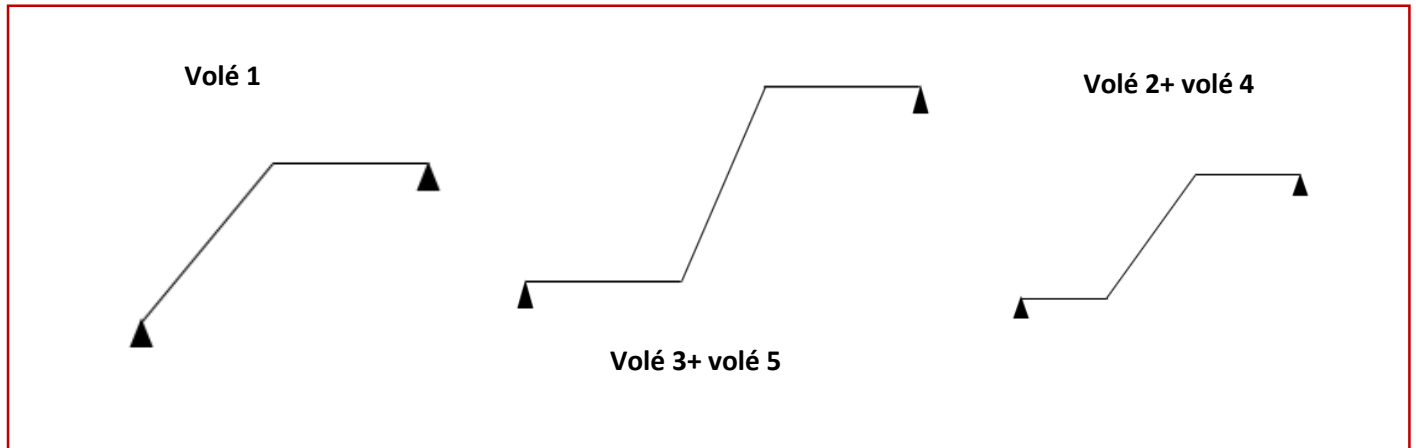


Figure III.4.2.1 : schéma statique des volées d'entre sol

**Etude de la volée 3+5 :**

✓ Calcul du nombre de contre marches :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Soit :  $h = 17\text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$$

$n = 6$  contre marches.

✓ Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches.}$$

✓ Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17\text{ cm}$$

✓ Calcul de la hauteur du giron :

$$28\text{ cm} \leq g \leq 35\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30\text{ cm}$$

✓ Vérification de la relation de BLONDEL :

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

On a :  $h = 17\text{ cm}$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66\text{ cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66\text{ cm}$$

$$14\text{ cm} \leq h \leq 17\text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq 17 \leq 18 \text{ cm}$$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

✓ **Épaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :

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

Avec :

$L_0$  : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) :  $L_0 = L' + L_2$

$L'$  : longueur de la paillasse projetée.

$L_2$  : longueur du palier.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{102}{150} = 0.68 \Rightarrow \alpha = 34.22^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = 181.4 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } L' = 1.81 \text{ m}$$

$$L_0 = L' + L_2 = 181.4 + 130 = 311.4 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{311.4}{30} \leq e_p \leq \frac{311.4}{20}$$

$$10.38 \leq e_p \leq 15.57$$

$$\text{On opte pour : } e_p = 15 \text{ cm}$$

**N.B :** On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

### III.4.2.2 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale de la volée et d'emmarchement de 1m. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

#### A. Charges permanentes :

##### ❖ Revêtements :

N°	Élément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Enduit ciment	0.015	18	0.27

5	Poids propre du garde-corps	/	/	0.2
		G total		1.85

Tableau III.4.2.1 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

❖ Palier :

N°	Elément	Épaisseur[m]	pds volumique [KN/m³]	G[KN/m²]
1	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
2	poids des revêtements	/	/	1.85
		G total		5.6

Tableau III.4.2.2 : Charges permanentes revenant au palier.

❖ Paillasse :

N°	Elément	G[KN/m²]
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos \alpha = 25 \times 0.15 / \cos 34.22^\circ = 4.54$
2	Poids des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2.125$
3	poids des revêtements	1.85
		G total = 8.52

Tableau III.4.2.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.

B. Surcharges d'exploitations :

Palier = 2.5 KN/ ml

Paillasse = 2.5KN/ml (tirer du DTR)

### III.4.2.3 Détermination des combinaisons de charge :

ELU :  $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m.}$

❖ Palier :  $q_u = (1.35 \times 5.6 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.31 \text{ KN / ml.}$

❖ Volée :  $q_u = (1.35 \times 8.52 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 15.25 \text{ KN / ml.}$

ELS :  $q_u = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$

❖ Palier :  $q_u = (5.6 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.1 \text{ KN / ml.}$

❖ Volée :  $q_u = (8.52 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.02 \text{ KN / ml.}$

### III.4.2.4 Calculs à l'ELU :

#### 1. Calculs des efforts internes à l'ELU :

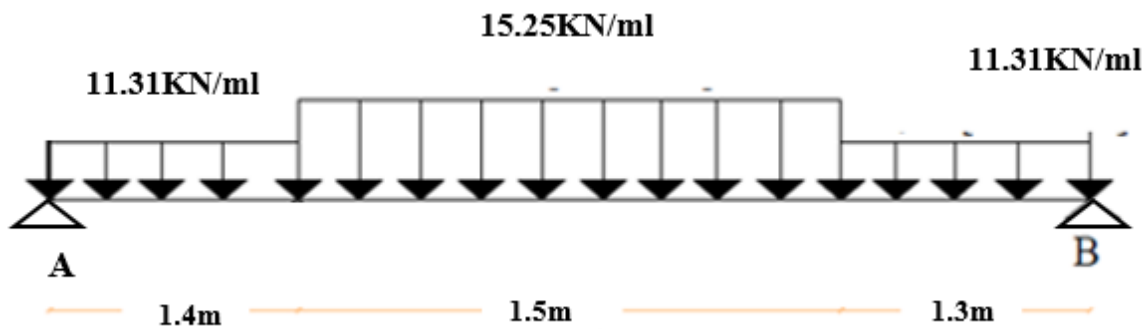


Figure III.4.2.2 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

#### ❖ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \quad R_A + R_B = (11.33 \times 1.3) + (11.31 \times 1.4) + (15.25 \times 1.5)$$

$$R_A + R_B = 53.412$$

$$\sum M/A=0 \quad - 4.2 R_B + (11.31 \times 1.3 \times 3.55) + (15.25 \times 1.5 \times 2.15) + (11.31 \times 1.4 \times 0.7) = 0$$

D'où :

$$\begin{cases} R_A = 26.63 \text{ KN} \\ R_B = 26.78 \text{ KN} \end{cases}$$

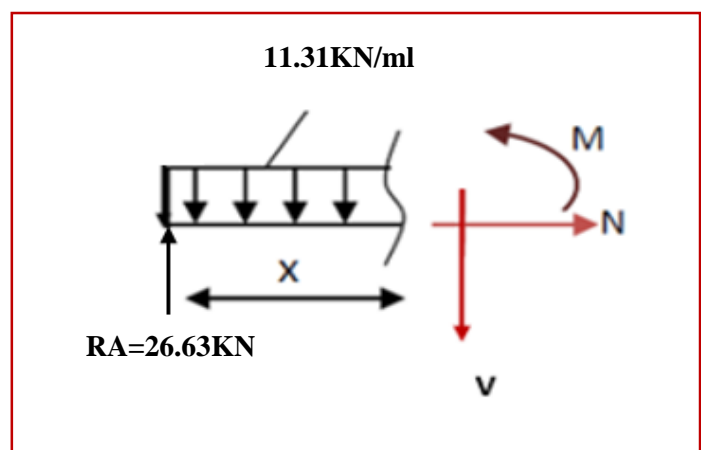
#### ❖ Calculs des moments et efforts tranchants :

Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$T_y = -11.31 x + 26.63$$

$$M_z = \frac{(-11.31 x^2)}{2} + 26.63x$$

$$M_z = -5.66 x^2 + 26.63x$$





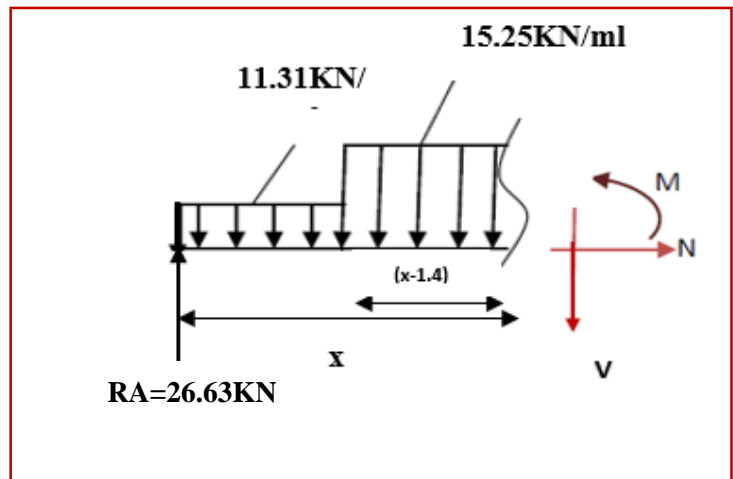
**Tronçon 2 :  $1.4 \leq x \leq 2.9\text{m}$**

$$T_y = +26.63 - (11.31 \times 1.4) - (15.25(x - 1.4)) = 0$$

$$T_y = -15.25x + 32.146$$

$$M_z = \frac{26.63x - 15.85(x - 0.7) - 15.25(x - 1.4)^2}{2}$$

$$M_z = -7.625x^2 + 32.15x - 3.8612$$

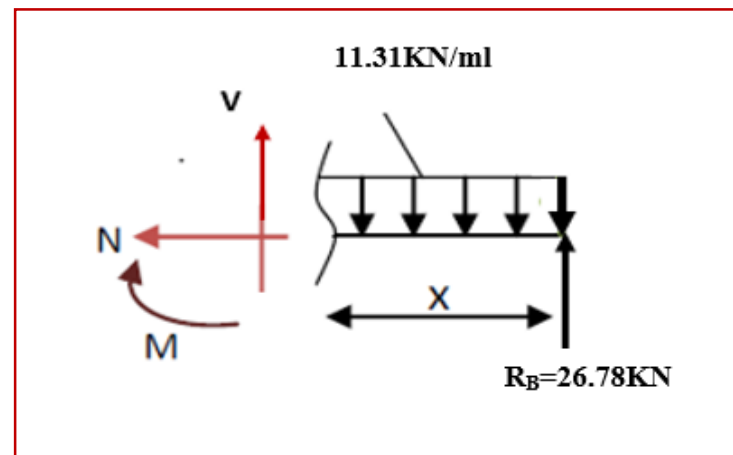


**Tronçon 3 :  $0 \leq x \leq 1.3\text{m}$**

$$T_y = +11.31x - 26.78$$

$$M_z = \frac{(-11.31x^2)}{2} + 26.78x$$

$$M_z = -5.655x^2 + 26.78x$$



D'où :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	$T_y$ (kN.m)	$M_z$ (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.4$	$-11.31x + 26.63$	$-5.66x^2 + 26.63x$	0	26.63	0
			1.4	10.79	26.2
$1.4 \leq x \leq 2.9$	$-15.25x + 32.15$	$-7.625x^2 + 32.15x - 3.8612$	1.4	10.79	26.2
			2.9	-12.08	25.25
$0 \leq x \leq 1.3$	$+11.31x - 26.78$	$-5.66x^2 + 26.78x$	0	-26.78	0
			1.3	-12.08	25.25

Tableau III.4.2.4 : Les efforts internes à l'ELU.

Le moment maximal :

**Tronçon :  $1.4 \leq x \leq 2.9\text{ m}$**

$$T_y = 0 \Rightarrow -15.25x + 32.15 = 0 \Rightarrow x = 2.12\text{ m}$$

$$M_z^{\max} = -7.625(2.12)^2 + 32.15(2.12) - 3.8612 = 30.03\text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on considère une correction à l'aide des coefficients réducteur :

Aux appuis :  $M_u^a = -0.3 M_z^{\max} = -9.009 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_u^t = 0.85 M_z^{\max} = 25.53 \text{ KN.m}$

2. Diagrammes des efforts internes :

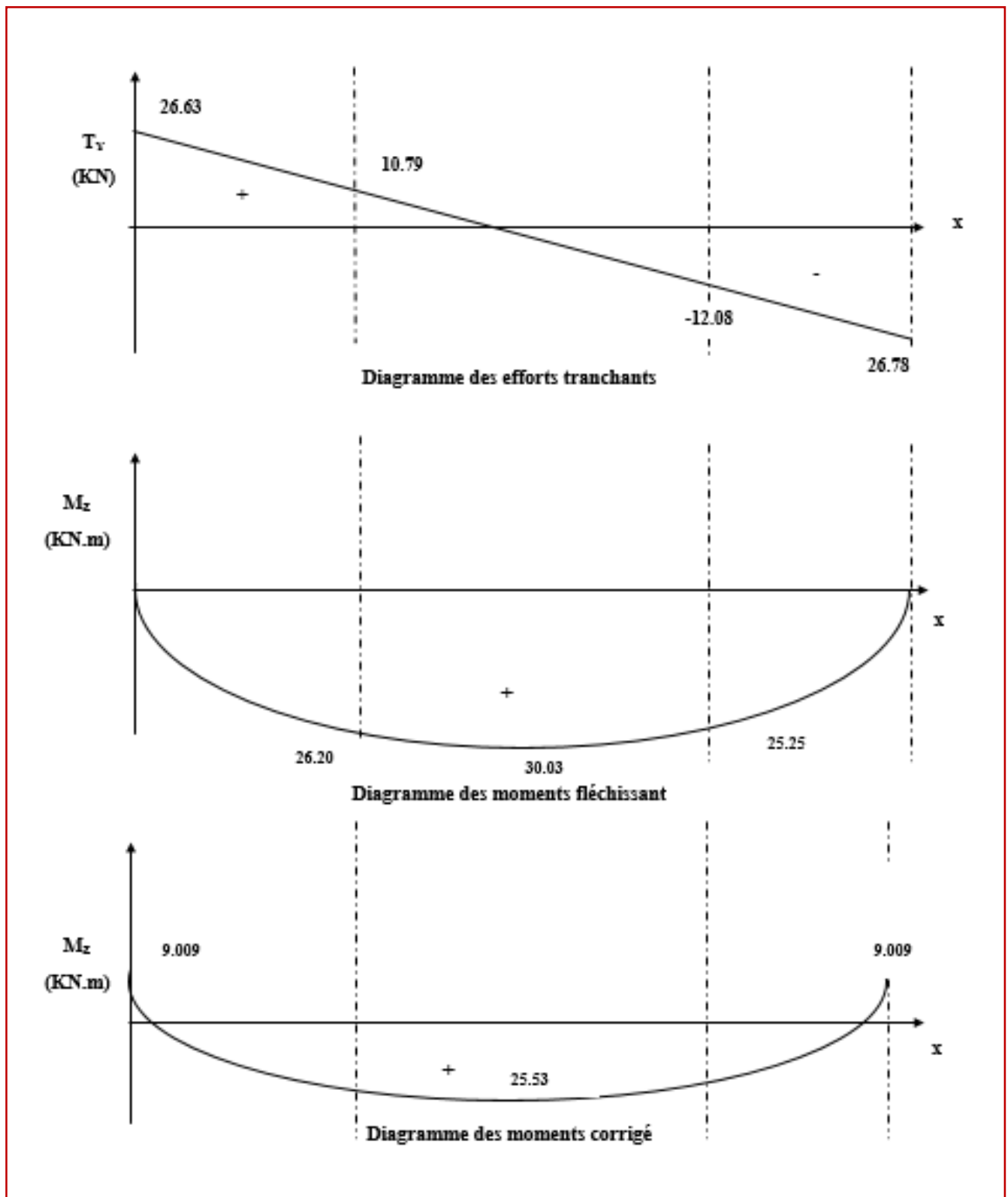


Figure III.4.2.3 : diagramme des efforts internes à l'ELU

**III.4.2.5 Ferrailage à l'ELU :**

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 13 \text{ cm}.$

❖ **Armatures aux appuis :****Armatures principales :**

$$M_B = -9.009 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{9.009 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.038$$

$\mu = 0.038 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$  La section est simplement armée.

D'où :

$$\begin{cases} A_{st} \neq 0 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$\mu = 0.038 \longrightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

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

$$A_{st} = \frac{9.009 \times 10^3}{0.981 \times 13 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Armatures en travée :****Armatures principales :**

$$M_B = 25.53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{25.53 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.106$$

$$\mu_b = 0.106 < \mu_l = 0.392$$



La section est simplement armée.

D'où :

$$\begin{cases} A_{st} \neq 0 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

$$\mu_b = 0.106 \rightarrow \beta = 0.944$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

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

$$A_t = \frac{25.53 \times 10^3}{0.944 \times 13 \times 348} = 5.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2$$

avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.4.2.6 Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$\diamond \text{ Aux Appuis : } A = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$\diamond \text{ En travées : } A_t = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

b. Espacement des barres :

Armatures principales :

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Armatures répartitions :

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

c. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :

On doit vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

La fissuration est préjudiciable

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec :  $T_{\max}$ : effort tranchant.

$$T_{\max} = 26.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{26.78 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D'où : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :**  
Influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que :} \quad T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

$T_{\max}$  : Effort tranchant.

$$T_{\max} = 26.78 \text{ KN}$$

$a$ : Longueur d'appuis de la bielle. ( $a = 0.9 \times d$ )

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.13 \times 1 = 780 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 26.78 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :**

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

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

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

Aux appuis : 4 HA 10

$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times \pi \times 10 = 125.66 \text{ mm}$  ;  $n$  : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{26.78 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.66} = 1.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

En travée : 4 HA 14

$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times \pi \times 14 = 175.93 \text{ mm}$  ; n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{26.78 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 175.93} = 1.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.3 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**f. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :**

La longueur de scellement doit être :

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

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$ .

D'où : 
$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm.}$$

Soit : 
$$L_s = 35.21 \phi \text{ cm}$$

Appui A :

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1 = 14.08 \text{ cm}$$

On prend :  $L_a = 15 \text{ cm}$

### III.4.2.7 Calculs à l'ELS :

#### 1. Calculs des efforts internes à l'ELS :

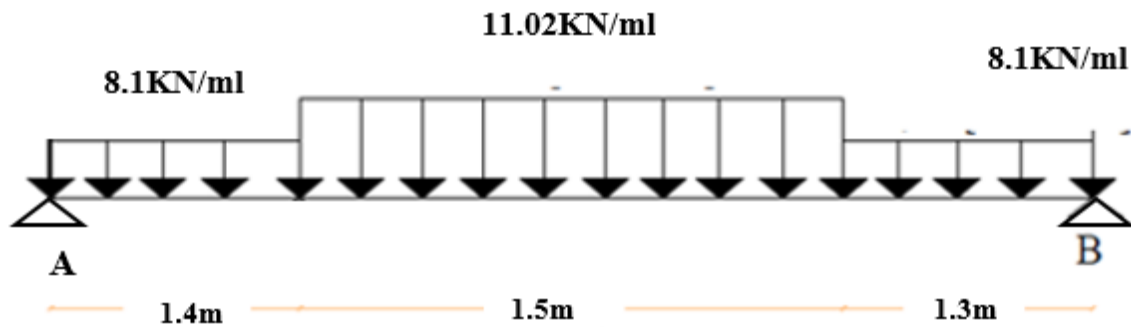


Figure III.4.2.4 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

#### ❖ Réactions d'appuis :

$$\sum F_y=0 \quad R_A + R_B = (8.1 \times 1.3) + (8.1 \times 1.4) + (11.02 \times 1.5)$$

$$R_A + R_B = 38.4$$

$$\sum M/A=0 \quad - 4.2 R_B + (8.1 \times 1.3 \times 3.55) + (11.02 \times 1.5 \times 2.15) + (8.1 \times 1.4 \times 0.7)$$

$$\text{D'où:} \quad \begin{cases} R_A = 19.15 \text{ KN} \\ R_B = 19.25 \text{ KN} \end{cases}$$

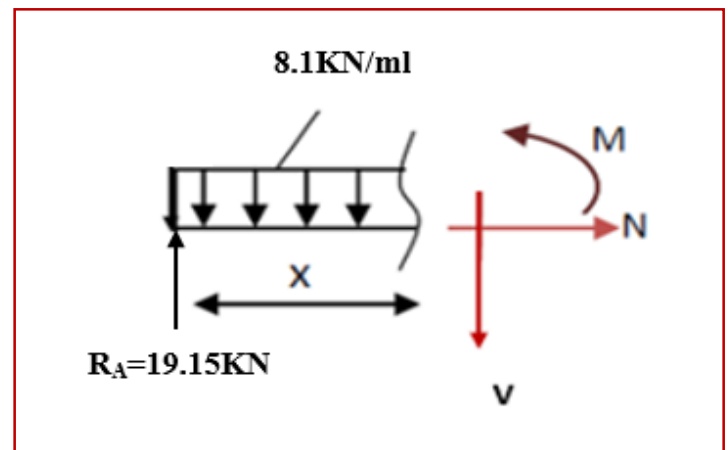
#### ❖ Calculs des moments et efforts tranchants :

Tronçon 1 :  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$T_y = -8.1 x + 19.15$$

$$M_z = \frac{(-8.1 x^2)}{2} + 19.15 x$$

$$M_z = -4.05 x^2 + 19.15 x$$



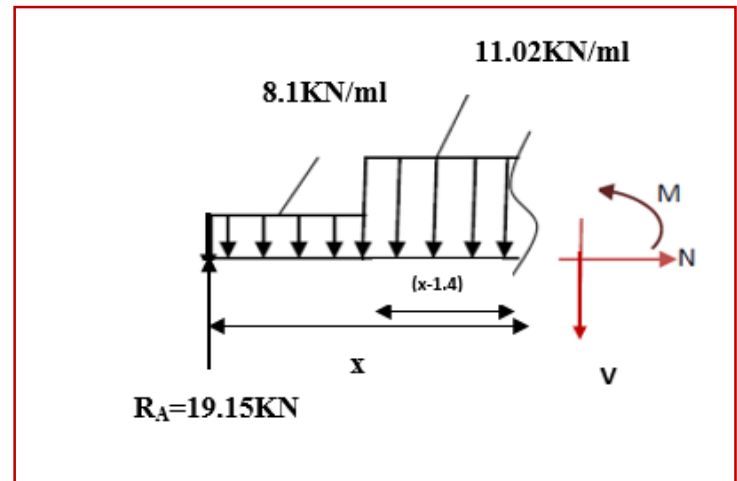
**Tronçon 2 :  $1.4 \leq x \leq 2.9\text{m}$**

$$T_y = 19.15 - (8.1 \times 1.4) - (11.02(x - 1.4)) = 0$$

$$T_y = -11.02x + 23.238$$

$$M_z = \frac{19.15x - 11.34(x - 0.7) - 11.02(x - 1.4)^2}{2}$$

$$M_z = -5.51x^2 + 23.238x - 2.8616$$

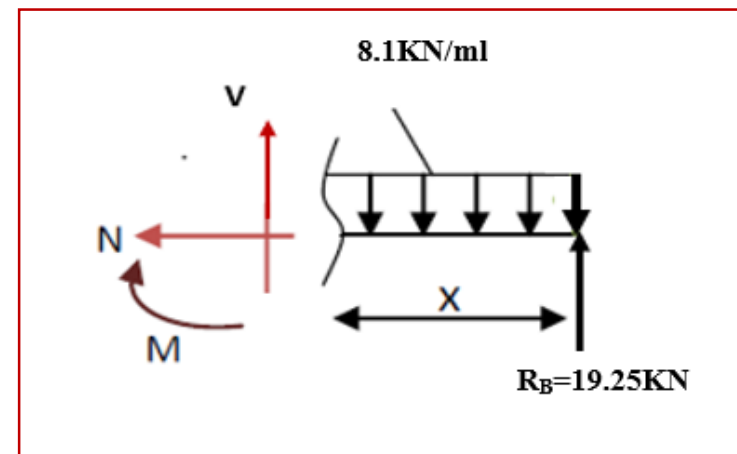


**Tronçon 3 :  $0 \leq x \leq 1.3\text{m}$**

$$T_y = +8.1x - 19.25$$

$$M_z = \frac{(-8.1x^2)}{2} + 19.25x$$

$$M_z = -4.05x^2 + 19.25x$$



D'où :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.2$	$-8.1x + 19.15$	$-4.05x^2 + 19.15x$	0	19.15	0
			1.4	7.81	18.87
$1.2 \leq x \leq 3.6$	$-11.02x + 23.238$	$-5.51x^2 + 23.238x - 2.8616$	1.4	7.81	18.87
			2.9	-8.72	18.18
$0 \leq x \leq 1.8$	$+8.1x - 19.25$	$-4.05x^2 + 19.25x$	0	-19.25	0
			1.3	-8.72	18.18

Tableau III.4.2.5 : Les efforts internes à l'ELS.

Le moment maximal :

**Tronçon :  $1.4 \leq x \leq 2.9\text{ m}$**

$$T_y = 0 \Rightarrow -11.02x + 23.238 = 0 \Rightarrow x = 2.12\text{ m}$$

$$M_z^{\max} = -5.51(2.12)^2 + 23.238(2.12) - 2.8616 = 21.64\text{ kN.m}$$

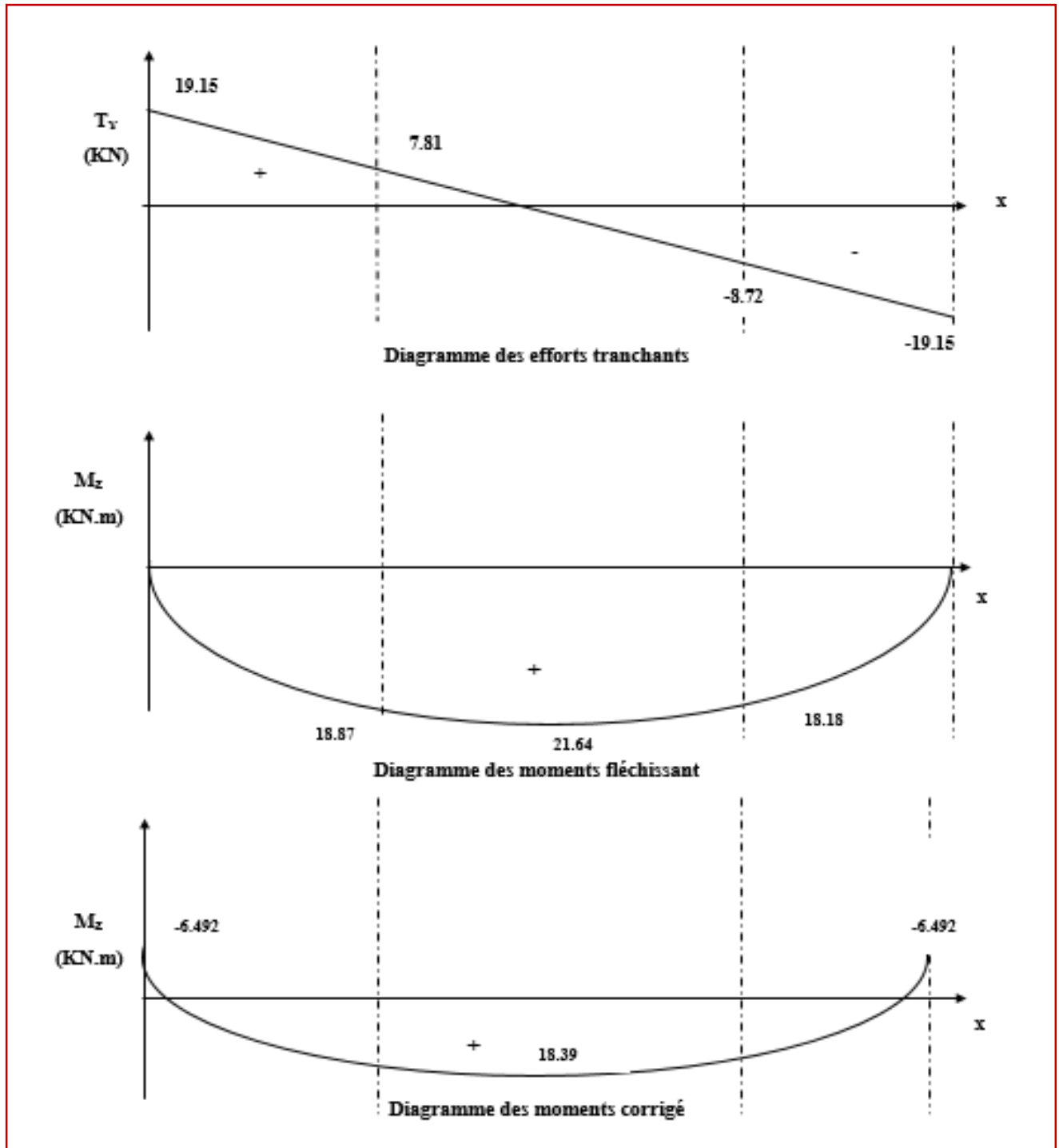


En tenant compte du semi-encastrement, on considère une correction à l'aide des coefficients réducteur :

Aux appuis :  $M_u^a = -0.3 M_z^{\max} = -6.492 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_u^t = 0.85 M_z^{\max} = 18.39 \text{ KN.m}$

2. Diagrammes des efforts internes :



FigureIII.4.2.5 : diagramme des efforts internes à l'ELS

### III.4.2.8 Vérifications à l'ELS :

**a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

**b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Aux appuis :

Avec :

$$M_s = -6.492 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242$$

$$\rho_1 = 0.242 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.492 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 172.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48.29} \times 172.68 = 3.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

En travée :

Avec :

$$M_s = 18.39 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 13} = 0.473$$

$$\rho_1 = 0.473 \rightarrow \beta_1 = 0.896 \rightarrow K_1 = 33.08$$

$$\sigma_{st} = \frac{18.39 \times 10^3}{0.896 \times 13 \times 6.15} = 256.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{33.08} \times 256.72 = 7.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

**c. Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :**

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\text{a. } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{420} = 0.0357 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ condition non vérifiée.}$$

a.  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

b.  $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

**L** : Longueur libre de la Section.

**h** : Hauteur de la poutre.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

**A** : Section d'armature en travée.

**M<sub>t</sub>** : Moment max en travée.

**M<sub>0</sub>** : Moment max isostatique.

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87$$

**I<sub>fv</sub>** : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

**I<sub>0</sub>** : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

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

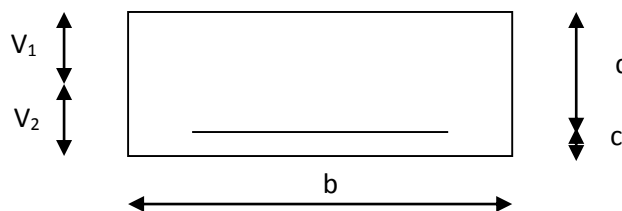


Figure III.4.2.6 : la section de la paille.

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

**S<sub>xx</sub>** : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 13 = 12749.55 \text{ cm}^3$$

**B<sub>0</sub>** : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 15) + (15 \times 7.69) = 1615.35 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{12749.55}{1615.35} = 7.89 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.89 = 7.11 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (7.89^3 + 7.11^3) + 15 \times 7.69(7.11 - 2)^2$$

$$I_0 = 31365.18 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- $\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{7.69}{100 \times 13} = 0.00592$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.00592} = 1.42$$

$$\rho = 0.592 \Rightarrow \beta = 0.886$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{18.39 \times 10^3}{0.886 \times 13 \times 7.69} = 207.62 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00592 \times 207.62 + 2.1} = 0.48$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 31365.18}{1 + (0.48 \times 1.42)} = 20517.18 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{18.39 \times (4.2)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 20517.18} = 1.46 \text{ cm}$$

$$f = 1.46 [\text{cm}] < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

Condition non vérifiée.

**N.B :**

La flèche n'est pas vérifiée, on augmente l'épaisseur de la paillasse à 18cm.

**A.N :**

**h=18cm**

**d=16cm**

$$S_{xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 16 = 18045.6 \text{ cm}^3$$

**B<sub>0</sub>** : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15A_t = (100 \times 18) + (15 \times 7.69) = 1915.35 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{18045.6}{1915.35} = 9.42 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 18 - 9.42 = 8.58 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (9.42^3 + 8.58^3) + 15 \times 7.69(8.58 - 2)^2$$

$$I_0 = 494211.76 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- $\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{7.69}{100 \times 16} = 0.00481$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.00481} = 1.75$$

$$\rho = 0.481 \Rightarrow \beta = 0.895$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{18.39 \times 10^3}{0.895 \times 16 \times 7.69} = 166.99 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00481 \times 166.99 + 2.1} = 0.31$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 494211.76}{1 + (0.31 \times 1.75)} = 352436.26 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{18.39 \times (4.2)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 352436.26} = 0.08 \text{ cm}$$

$$f = 0.08 \text{ [ cm ]} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## Conclusion :

Après toutes vérifications, l'escalier d'entre-sol sera ferrailé comme suit :

### ❖ Aux Appuis :

**Armatures principales :** 4HA10/ml avec un espacement  $st = 25$  cm.

**Armatures de répartitions :** 4 HA10/ml avec un espacement  $st = 25$  cm.

### ❖ En travée :

**Armatures principales :** 4HA14/ml avec un espacement  $st = 25$  cm.

**Armatures de répartitions :** 4 HA10/ml avec un espacement  $st = 25$  cm

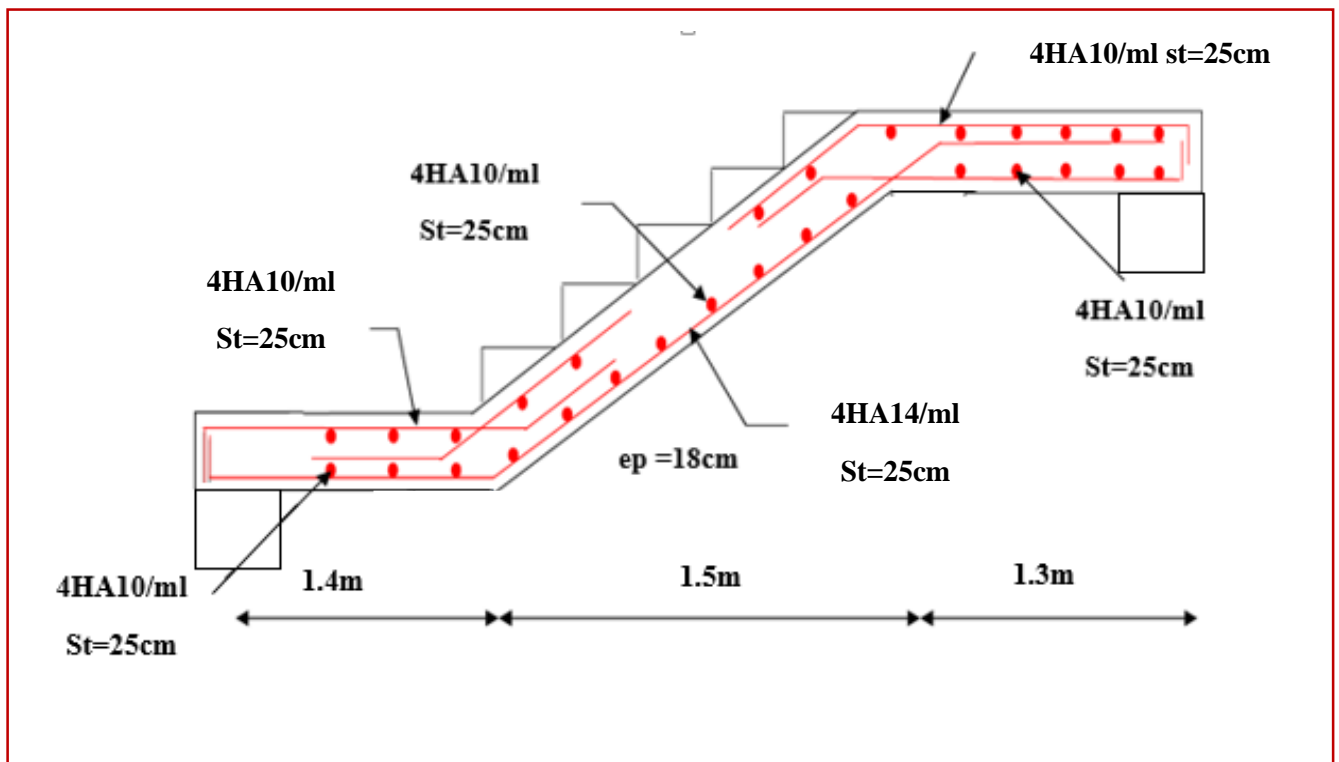


Figure III.4.2.7 : schéma de ferrailage de l'escalier d'entre sol.

**III.5 Etude de poutre palière :**

La poutre palière est une poutre rectangulaire de dimension (b×h) et de longueur L (entre nus d'appuis). Elle est partiellement encastrée dans les poteaux (semi encastré), et soumise à l'effet de son poids propre, et de l'effort tranchant engendré par l'escalier (paillasse et palier).

**III.5.1 Pré dimensionnement :****❖ Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$h_t$ : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$  : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$\frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10}$$

$$23.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 35 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$h_t = 35 \text{ cm}$$

**❖ Largeur :**

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \approx 25 \text{ cm.}$$

On opte pour :

$$b = 25 \text{ cm}$$

**❖ Vérification relative aux exigences du RPA :**

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 25 \geq 20 \text{ cm}$  **condition vérifiée.**
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \geq 30 \text{ cm}$  **condition vérifiée.**
- $h_t / b \leq 4 \Rightarrow 35/25 = 1.4 < 4$  **condition vérifiée.**

**Conclusion :**

Donc la poutre palière a pour dimensions : (b×h) = (25×35) cm<sup>2</sup>

**III.5.2 détermination des charges et surcharges :**❖ **Charge permanente :****Poids propre de la poutre palière :**

$$G=0.35 \times 0.25 \times 25 = 2.19 \text{ kN/ml}$$

❖ **Surcharge d'exploitation :**

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

❖ **L'effort tranchant à l'appui A :**

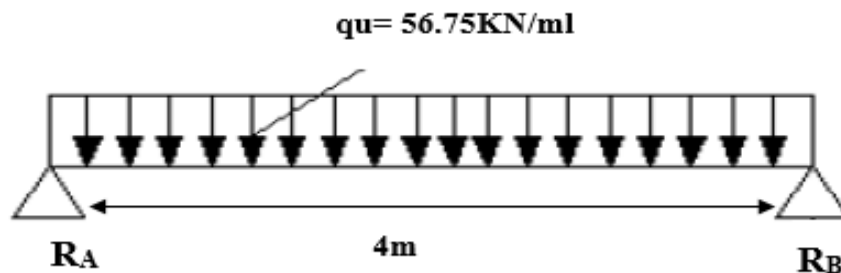
$$\text{ELU : } T_u = R_A^u = 53.79 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } T_s = R_A^s = 38.9 \text{ KN/ml}$$

**III.5.3 Combinaison de charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 2.19) + 53.79 = 56.75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + T_s = 2.19 + 38.9 = 41.09 \text{ KN/ml}$$

**III.5.4 calculs a l'ELU :****1. Calcul des efforts internes à L'ELU :****Figure III.5.1 : schéma statique de la poutre palière a l'ELU**❖ **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{Q_u L}{2} = \frac{56.75 \times 4}{2} = 113.5 \text{ KN}$$

❖ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{56.75 \times 4^2}{8} = 113.5 \text{ KN}$$

❖ **Moment corrigé :**

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 96.48 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = - 0.3 M_0 = - 34.05 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T_{\max} = 113.5 \text{ KN}$$



2. Diagramme des efforts interne :

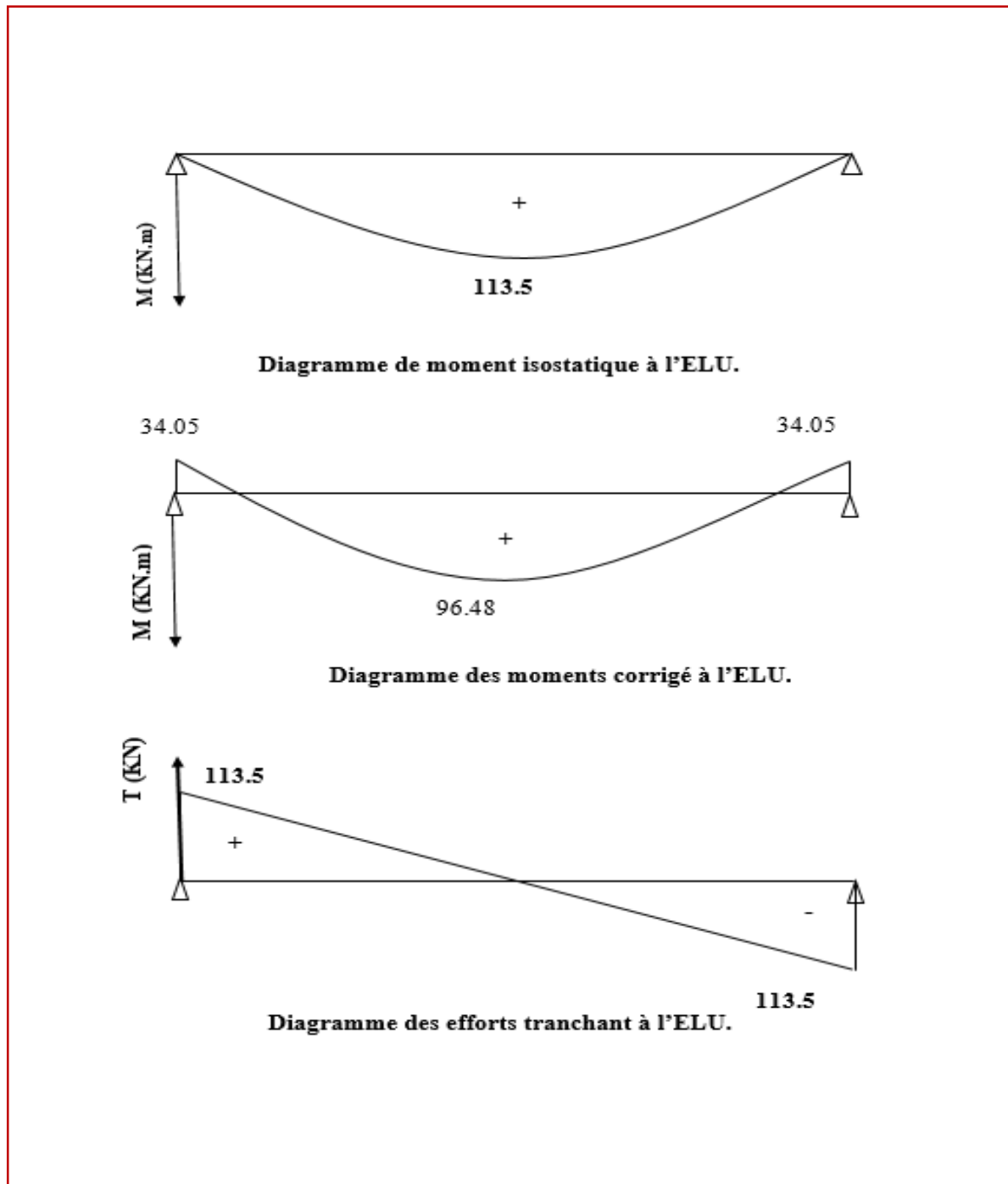


Figure III.5.2 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière a l'ELU

## III.5.5 Calculs à l'ELS :

## 1. Calcul des efforts internes à l'ELS :

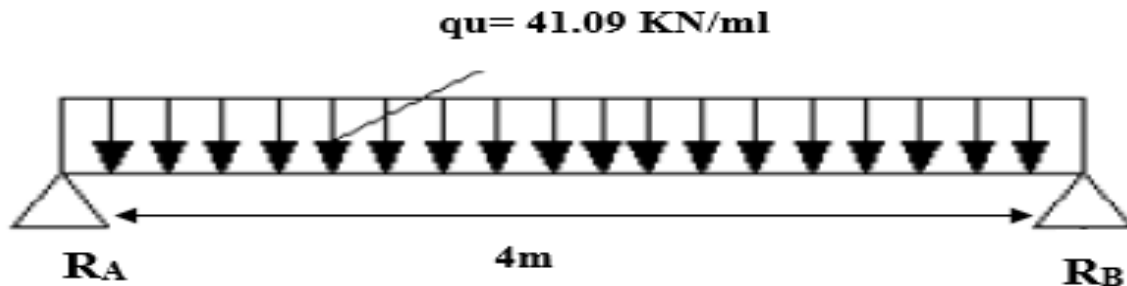


Figure III.5.3 : schéma statique de la poutre palière à l'ELS

## ❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{Q_s L}{2} = \frac{41.09 \times 4}{2} = 82.18 \text{ KN}$$

## ❖ Moment isostatique :

$$M = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{41.09 \times 4^2}{8} = 82.18 \text{ KN.m}$$

## ❖ Moment corrigé :

En travée :  $M_t = 0.85 M_{0-} = 0.85 \times 82.18 = 69.85 \text{ KN.m}$

Aux appuis :  $M_u = -0.3 M_{0-} = -0.3 \times 82.18 = -24.65 \text{ KN.m}$

## ❖ Effort tranchant :

$$T_{\max} = 82.18 \text{ KN}$$

2. Diagramme des efforts interne :

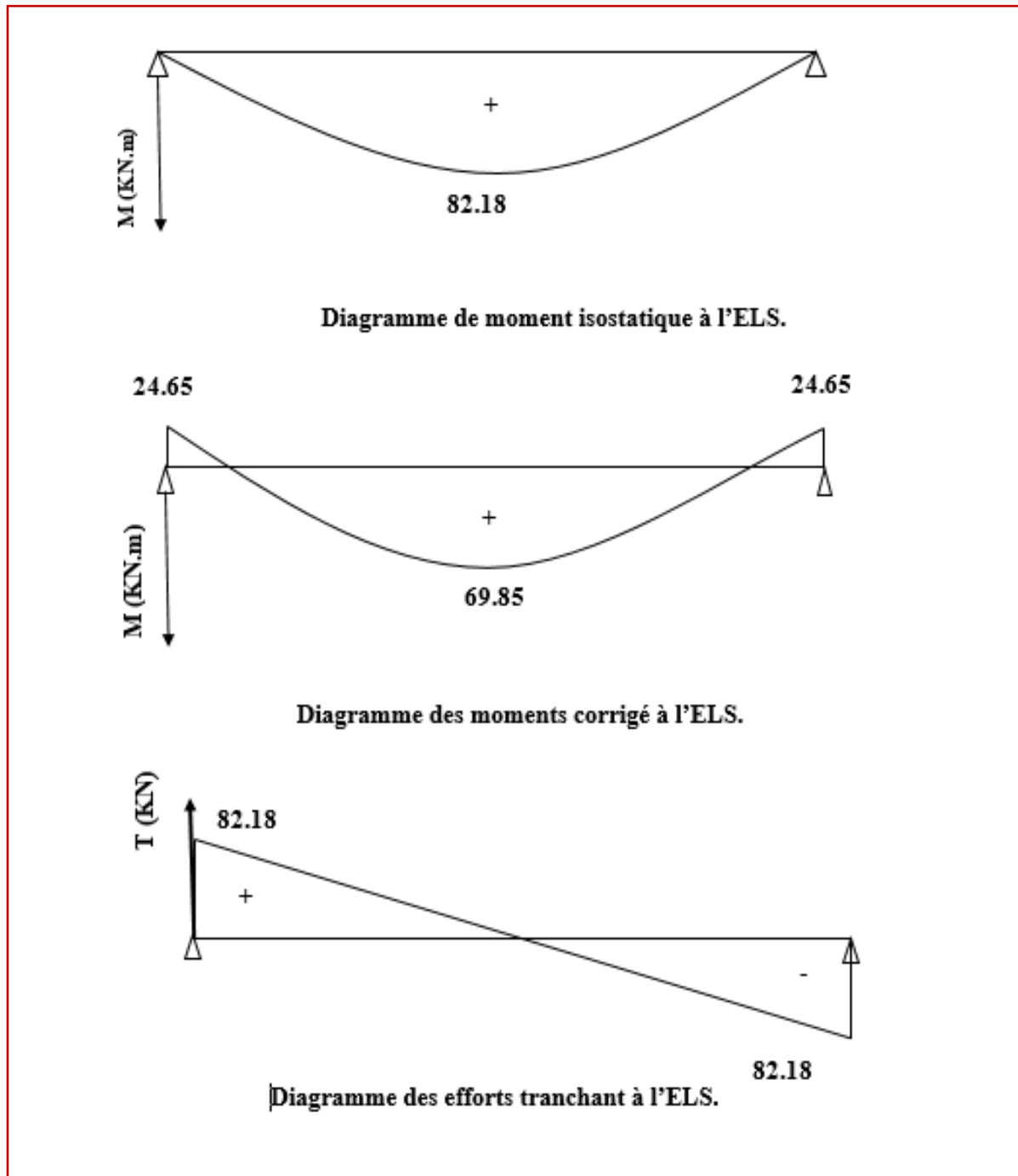


Figure III.5.4 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière a l'ELS

**III.5.6 ferrailage à ELU :****1. Les armatures longitudinales :****❖ En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_t = 96.48 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{96.48 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.249$$

$$\mu = 0.249 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :

$$\mu = 0.249 \Rightarrow \beta = 0.854$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{96.48 \times 10^3}{0.854 \times 33 \times 348} = 9.84 \text{ cm}^2$$

**Soit :  $A_t = 5\text{HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2$**

**❖ Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

$$M_a = -34.05 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{34.05 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.088$$

$$\mu = 0.088 < \mu_l 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :

$$\mu = 0.088 \Rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{34.05 \times 10^3}{0.954 \times 33 \times 348} = 3.11 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

## 2. Les armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

$\varnothing_t$  : diamètre des armatures transversal.

$\varnothing_l$  : diamètre des armatures longitudinal.

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.6; \frac{25}{10} \right\} = \min\{1; 1.6; 2.5\} = 1 \text{ cm}$$

Soit :  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de HA8

### III.5.7 Vérification à ELU :

#### 1. Condition de non fragilité Art A 2.2.2 page 47/BAEL 91révisé 99) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

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

Avec :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$$

#### ❖ En travée :

$$A_t = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.996 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### ❖ Aux appuis :

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.996 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art A.5.1 : 1page 49/BAEL.91 révisé 99) :

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

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d}$$

Avec :  $T_{\text{max}}$  : effort tranchant.

$$T_{\text{max}} = 113.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{113.5 \times 10}{25 \times 33} = 1.38 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

#### ❖ Influence sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b$$

Avec :

a: longueur d'appuis de la bielle. (a = 0.9 × d)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 33 \times 25 \times 10^{-1} = 495 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 113.5 \text{ KN} \leq 495 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### ❖ Influence sur les armatures :

$$\left( T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec :  $M_{\max} = 34.05 \text{ KN.m}$ ,  $T_{\max} = 113.5 \text{ KN}$

$$\left( 113.5 - \frac{34.05}{0.9 \times 33} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} < A$$

$$3.29 \text{ cm}^2 < 3.39 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée

### 4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1.3 page 52 BAEL.91 révisé 99) :

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

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

Avec :

$\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres

$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 16 = 251.33 \text{ cm}$ , n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{113.5 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 251.33} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### 5. Espacement des armatures transversal :

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2.2) :

#### ❖ Zone nodal :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.6; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{8.75; 19.2; 30 \text{ cm}\} = 8.75 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ cm}$

#### ❖ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

### III.5.8 vérification à ELS :

#### 1. Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

#### 2. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

#### ❖ En travée :

Avec :

$$M_s = 69.85 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10.05}{25 \times 33} = 1.22$$

$$\rho_1 = 1.22 \rightarrow \beta_1 = 0.850 \rightarrow K_1 = 18.33$$

$$\sigma_{st} = \frac{69.85 \times 10^3}{0.850 \times 33 \times 10.05} = 247.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{18.33} \times 247.78 = 13.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Aux appuis :

Avec :

$$M_s = -24.65 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.41$$

$$\rho_1 = 0.41 \rightarrow \beta_1 = 0.901 \rightarrow K_1 = 35.50$$

$$\sigma_{st} = \frac{24.65 \times 10^3}{0.901 \times 33 \times 3.39} = 244.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{35.50} \times 244.56 = 6.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

1. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 page 82 BAEL91 révisé 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

1.  $\frac{h}{l} \geq \min \left( \frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right)$
2.  $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
3.  $l \leq 8m$

Avec :

h : hauteur totale. (h = 35 cm)

l : portée entre nœuds d'appuis. (L = 350 cm)

$M_t$  : Moment max en travée. ( $M_t = 69.85 \text{ KN.m}$ )

$M_0$  : Moment max de la travée isostatique. ( $M_0 = 82.18 \text{ KN.m}$ )

$A_t$  : Section des armatures. ( $A_t = 10.05 \text{ cm}^2$ )

b : largeur de la nervure. b = 25 cm

d : hauteur utile de la section droite. (d = 33 cm)

$$1. \frac{h}{l} = \frac{35}{350} = 0.1 \geq \min \left( \frac{1}{16} = 0.0625 ; \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{69.85}{10 \times 82.18} = 0.085 \right) \text{ condition vérifiée}$$



$$2. \quad \frac{A_t}{bd} = \frac{10.05}{25 \times 33} = 0.012 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.010 \quad \text{condition non vérifiée}$$

**Remarque :** vu que la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

**Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$  : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{25 \times 35^2}{2} + 15 \times 12.56 \times 33 = 21529.7 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15 A_t = (25 \times 35) + (15 \times 12.56) = 1063.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21529.7}{1063.4} = 20.25 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 35 - 20.25 = 14.75 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (20.25^3 + 14.75^3) + 15 \times 12.56 (14.75 - 2)^2$$

$$I_0 = 126566.88 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients :**

- $\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{12.56}{25 \times 33} = 0.015$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 25}{25}) \times 0.015} = 0.56$$

$$\rho = 0,015 \Rightarrow \beta = 0.978$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{69.85 \times 10^3}{0.978 \times 33 \times 12.56} = 172.32 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 172.32 + 2.1} = 0.7$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 126566.88}{1 + (0.7 \times 0.56)} = 100016.93 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{69.85 \times (3.5)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 100016.93} = 0.79 \text{ cm}$$

$$f = 0.79 [\text{cm}] < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

**Remarque :**

La condition de la flèche n'est pas vérifiée donc on doit redimensionner la section de la poutre palière.

D'où le redimensionnement de la poutre est :

❖ **Hauteur : H = 40cm**

❖ **Largeur : b = 30cm**

Donc la poutre palière a pour dimensions : (b×h) = (30×40) cm<sup>2</sup>

**1. Calculs à l'ELU et l'ELS :**

	<b>R<sub>A</sub>=R<sub>B</sub> (KN)</b>	<b>M<sub>0</sub> (KN.m)</b>	<b>q (KN/ml)</b>	<b>M<sub>t</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>a</sub> (KN.m)</b>
<b>ELU</b>	<b>115.68</b>	<b>115.68</b>	<b>57.84</b>	<b>98.33</b>	<b>-34.70</b>
<b>ELS</b>	<b>83.8</b>	<b>83.8</b>	<b>41.9</b>	<b>71.23</b>	<b>-25.14</b>

Tableau III.5.1 : résultats des efforts internes à l'ELU et l'ELS

**2. Ferrailage à l'ELU :**

❖ **Les armatures longitudinales :**

<b>Position</b>	<b>M(KN.m)</b>	<b><math>\mu_{bu}</math></b>	<b>A<sub>t</sub></b>	<b>A<sub>ad</sub></b>
<b>En travée</b>	<b>98.33</b>	<b>0.160</b>	<b>8.15</b>	<b>5HA16=10.05</b>
<b>En appuis</b>	<b>-34.7</b>	<b>0.056</b>	<b>2.7</b>	<b>3HA16=6.03</b>

Tableau III.5.2 : ferrailage des armatures longitudinales

❖ **Les armatures transversales :**

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}; 1.6; \frac{30}{10} \right\} = \min \{1.1; 1.6; 3\} = 1.1 \text{ cm}$$

Soit :  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de HA8

### 3. Vérification à ELU :

1. Condition de non fragilité Art A 2.2.2 page 47/BAEL 91révisé 99) :

❖ En travée :

$$A_t = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.376 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Aux appuis :

$$A_a = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.376 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art A.5.1:1page 49/BAEL.91 révisé 99) :

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

$$\tau_u = \frac{115.68 \times 10}{30 \times 38} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

❖ Influence sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b$$

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 38 \times 30 \times 10^{-1} = 684 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 115.68 \text{ KN} \leq 684 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Influence sur les armatures :

$$\left( T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

$$\left( 115.68 - \frac{34.7}{0.9 \times 38} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} < A$$

$$3.29 \text{ Cm}^2 < 3.39 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1.3 page 52 BAEL.91 révisé 99) :

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 16 = 251.33 \text{ cm},$$

$$\tau_u = \frac{115.68 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 251.33} = 1.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### 5. Espacement des armatures transversal :

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2.2) :

#### ❖ Zone nodal :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \varnothing_l ; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{40}{4} ; 12 \times 1.6 ; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{ 10 ; 19.2 ; 30 \text{ cm} \} = 10 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

#### ❖ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

## 2. Vérification à ELS :

### 1. Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

### 2. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

#### ❖ En travée :

Avec :

$$M_s = 71.23 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10.05}{30 \times 38} = 0.882$$

$$\rho_1 = 0.882 \rightarrow \beta_1 = 0.867 \rightarrow K_1 = 22.59$$

$$\sigma_{st} = \frac{71.23 \times 10^3}{0.867 \times 38 \times 10.05} = 215.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{22.59} \times 215.13 = 9.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Aux appuis :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$M_s = -25.14 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.03}{30 \times 38} = 0.528$$

$$\rho_1 = 0.528 \rightarrow \beta_1 = 0.891 \rightarrow K_1 = 30.87$$

$$\sigma_{st} = \frac{25.14 \times 10^3}{0.891 \times 38 \times 6.03} = 123.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{30.87} \times 123.14 = 3.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**3. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 page 82 BAEL91 révisé 99) :**

$$3. \quad \frac{h}{l} = \frac{35}{350} = 0.1 \geq \min\left(\frac{1}{16} = 0.0625; \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{71.23}{10 \times 83.8} = 0.085\right) \text{ condition vérifiée}$$

$$4. \quad \frac{A_t}{bd} = \frac{10.05}{30 \times 38} = 0.0088 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \text{ condition vérifiée}$$

$$5. \quad l = 3.5 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque :**

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

❖ **Armatures longitudinales :**

**En travée :** 5HA 16 (3 filantes + 2 chapeaux)

**Aux appuis :** 3HA 16

❖ **Armatures transversales :**

1cadre et 1 étrier en HA8 .

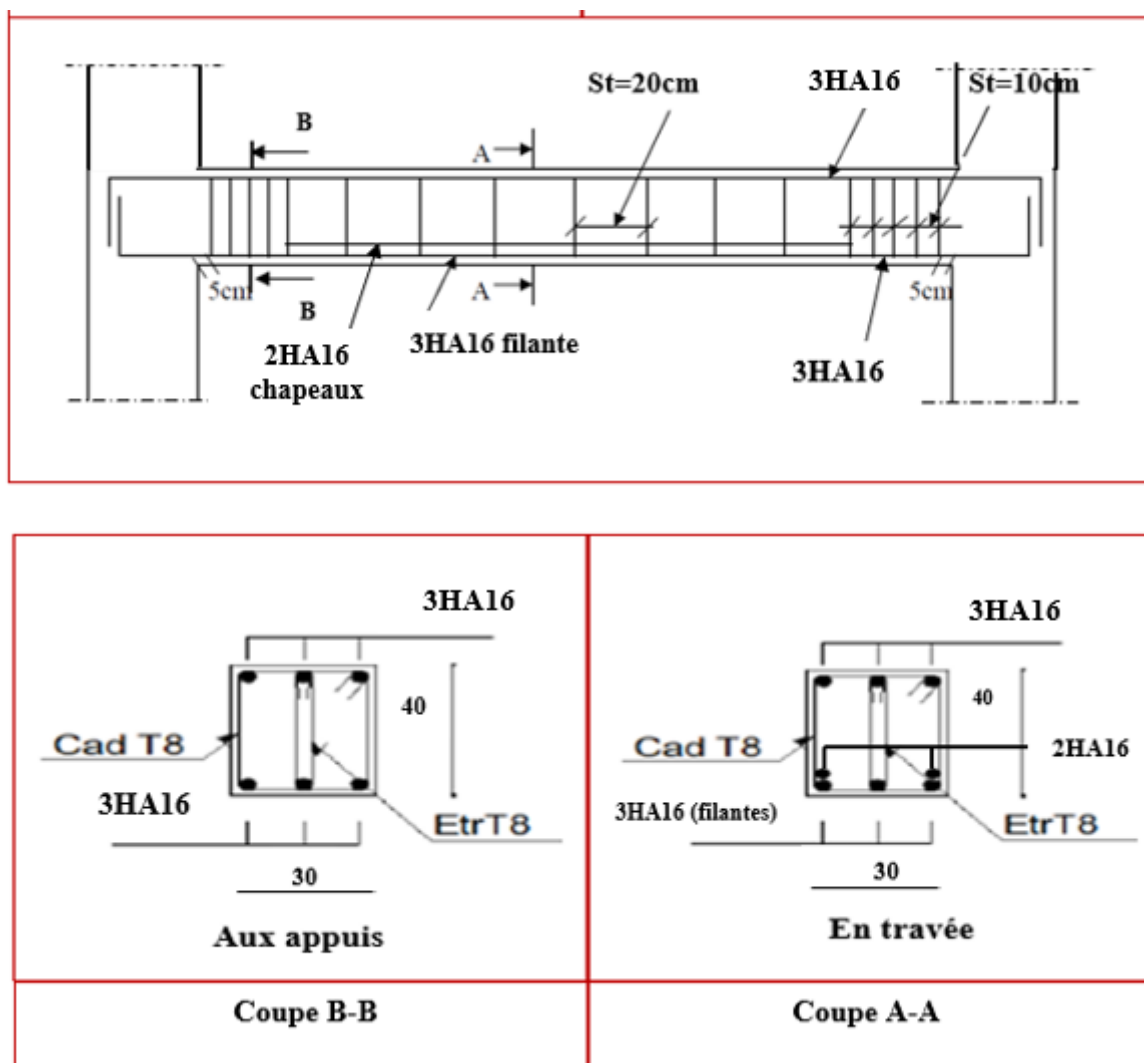


Figure III.5.5 : ferrailage de la poutre palière

### III.6 Poutre brisée

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière brisée destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse et les deux paliers, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux et les voiles.

#### III.6.1 Pré dimensionnement :

##### ❖ Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- $h_t$ : hauteur de la poutre.
- $L_{\max}$  : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

Donc :

$$\frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10}$$

On opte pour :

$$23.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 35 \text{ cm}$$
$$h_t = 35 \text{ cm}$$

##### ❖ Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

D'où :

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

On opte pour :

$$b = 25 \text{ cm}$$

##### ❖ Vérification relative aux exigences du RPA :

- |                            |               |                         |                            |
|----------------------------|---------------|-------------------------|----------------------------|
| ▪ $b \geq 20 \text{ cm}$   | $\Rightarrow$ | $25 \geq 20 \text{ cm}$ | <b>condition vérifiée.</b> |
| ▪ $h_t \geq 30 \text{ cm}$ | $\Rightarrow$ | $35 \geq 30 \text{ cm}$ | <b>condition vérifiée.</b> |
| ▪ $h_t / b \leq 4$         | $\Rightarrow$ | $35/25 = 1.4 < 4$       | <b>condition vérifiée.</b> |

##### Conclusion :

Donc la poutre brisée a pour dimensions :  $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

#### III.6.2 détermination des charges et surcharges :

##### ❖ Charge permanente :

Poids propre de la poutre palière :

$$G_{\text{horizontale}} = 0.35 \times 0.25 \times 25 = 2.19 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{incliné}} = 25 \times 0.35 \times 0.25 / \cos(37.07) = 2.74 \text{ KN/ml}$$

On constate que  $G_h = G_{\text{incl}}$ , pour cela on considéra uniquement le cas le plus défavorable dans les calculs, c'est-à-dire :

$$G_0 = G_{\text{incl}} = 2.74 \text{ KN/ml}$$

De plus, elle est soumise aux charge transmises par la volé 2 et le palier 1 et 2 de l'escalier tel que  $R_{p1} = R_{p2}$  comme indiqué dans la figure ci-dessous :

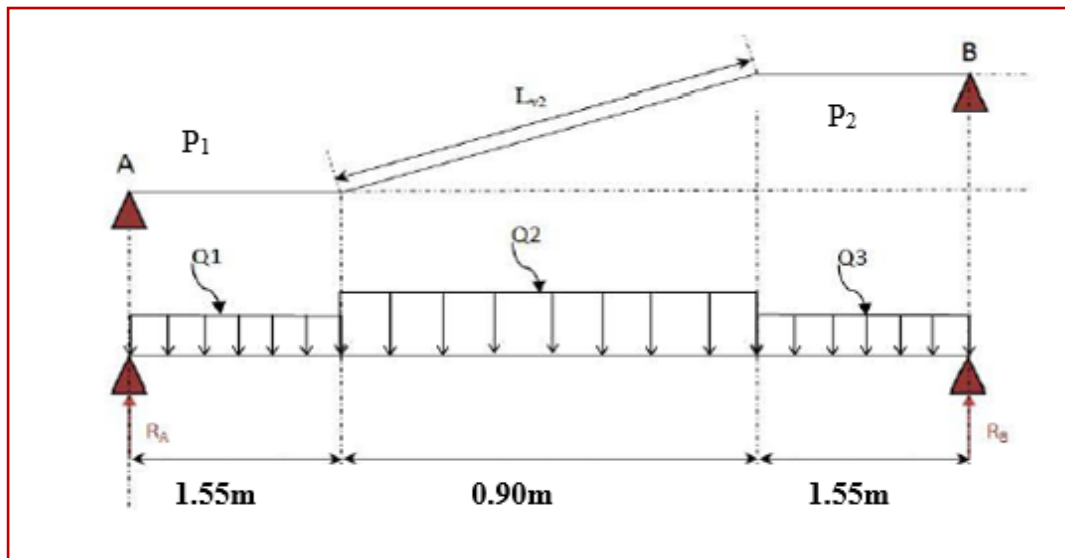


Figure III.6.1 : schéma statique de la poutre brisée

a. Calculs des réactions engendrés par le palier 1 et la volé 1 :

❖ Calcul de  $L_v$  :

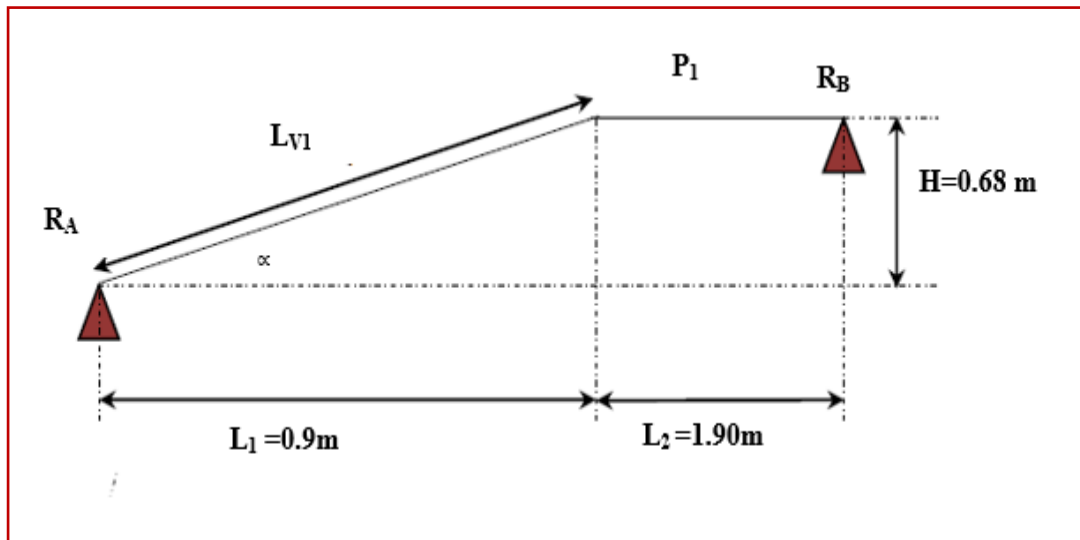


Figure III.6.2 : schéma statique du (P1+V1)

$$n = \frac{H}{h} = \frac{68}{17} = 4 \text{ contre marche}$$



$$m = 4 - 1 = 3 \text{ marches.}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$L_1 = g (n-1) = 30 (4-1)$$

$$L_2 = 90 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{68}{90} = 0.75$$

$$\alpha = 37.07^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L_1}{L_v} \implies L_v = \frac{L_1}{\cos(\alpha)} = \frac{90}{\cos(37.07)} = 112.79 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou:} \quad L_v = 1.13 \text{ m}$$

## ❖ Charge et surcharge :

- Revêtements:  $G = 1.85 \text{ KN/ml}$
- Palier :  $G = 5.6 \text{ KN/ml}$  (15 cm d'épaisseur)
- Paillasse:  $G = 8.67 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge :  $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

## ❖ Combinaison de charges :

$$\text{ELU :} \quad q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m.}$$

$$\text{❖ Palier : } q_p^u = (1.35 \times 5.6 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.31 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{❖ Volée : } q_v^u = (1.35 \times 8.67 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 15.45 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{ELS :} \quad q_u = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$$

$$\text{❖ Palier : } q_p^u = (5.6 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.1 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{❖ Volée : } q_v^u = (8.67 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.17 \text{ KN / ml.}$$

## ❖ Calcul des réactions à l'ELU :

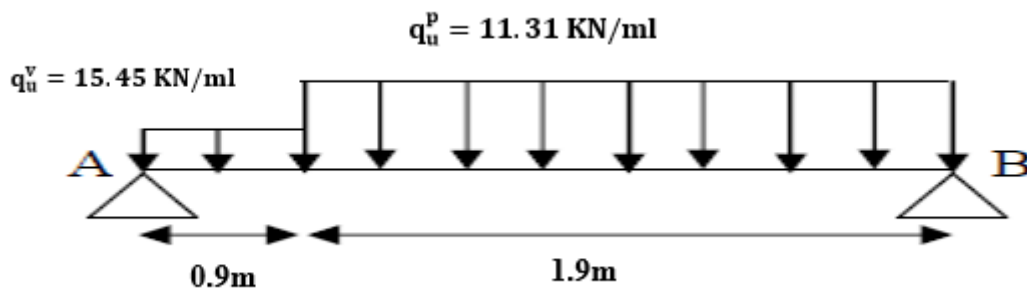


Figure III.6.3 : Schéma statique de (P<sub>1</sub>+V<sub>1</sub>) à l'ELU.

$$\sum F/y=0 \quad R_A + R_B = (15.45 \times 0.9) + (11.31 \times 1.9)$$

$$R_A + R_B = 35.39 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \quad -2.8R_B = (-11.31 \times 1.9 (\frac{1.9}{2} + 0.9)) - (15.45 \times 0.9 \times \frac{0.9}{2})$$

$$\text{D'où : à l'ELU} \quad \begin{cases} R_A = 18.96 \text{ KN} \\ R_B = 16.43 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Calcul des réactions à l'ELS :

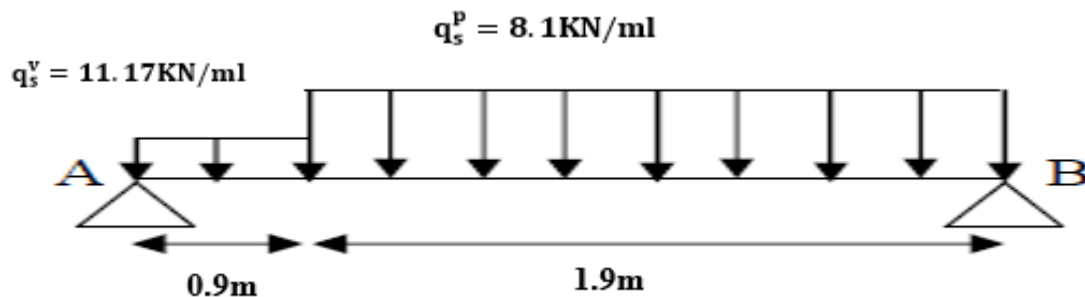


Figure III.6.4 : Schéma statique de (P<sub>1</sub>+V<sub>1</sub>) à l'ELS.

$$\sum F/y=0 \quad R_A + R_B = (11.17 \times 0.9) + (8.1 \times 1.9)$$

$$R_A + R_B = 25.44 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \quad -2.8R_B = (-8.1 \times 1.9 (\frac{1.9}{2} + 0.9)) - (11.17 \times 0.9 \times \frac{0.9}{2})$$

$$\text{D'où : à l'ELS} \quad \begin{cases} R_A = 13.66 \text{ KN} \\ R_B = 11.78 \text{ KN} \end{cases}$$

b. Calculs des réactions engendrés par la volé 2 :

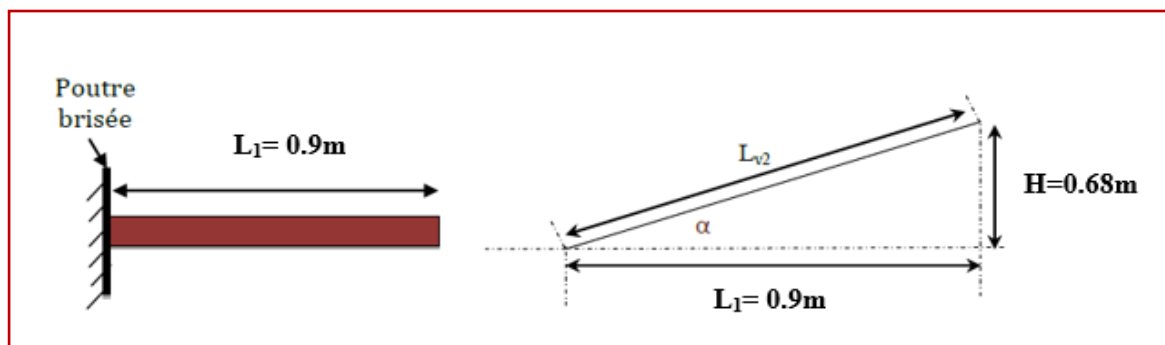


Figure III.6.5 : schéma statique du (V2)

❖ Charge et surcharge:

- $G = 8.67 \text{ KN/ml}$
- $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

❖ Combinaison de charge :

ELU :

- ❖ Volée :  $q_v^u = (1.35 \times 8.67 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 15.45 \text{ KN / ml}$ .

ELS :

- ❖ Volée :  $q_v^u = (8.67 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.17 \text{ KN / ml}$ .

❖ Calcul des réactions à l'ELU :

$$\sum F/y=0 \quad R_A - q_u.L = 0$$

$$R_A = 15.45 \times 0.9 = 13.91 \text{ KN}$$

$$R_A = 13.91 \text{ KN}$$

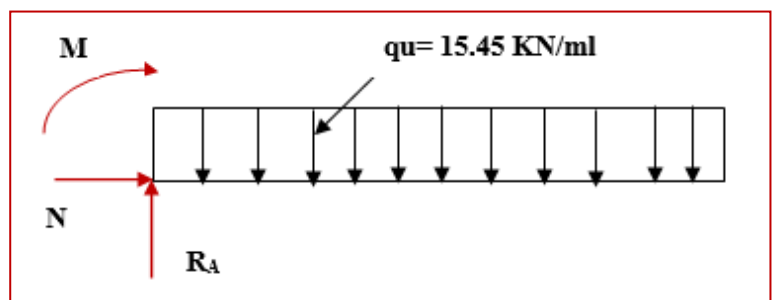


Figure III.6.6 : Schéma statique de (V<sub>2</sub>) à l'ELU.

❖ Calcul des réactions à l'ELS :

$$\sum F/y=0 \quad R_A = 11.17 \times 0.9 = 10.05 \text{ KN}$$

$$R_A = 10.05 \text{ KN}$$

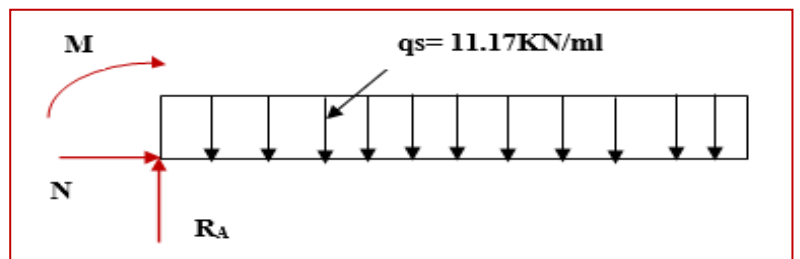


Figure III.6.7 : Schéma statique de (V<sub>2</sub>) à l'ELS.

D'où :

❖ **Réaction engendré par la volée V<sub>2</sub> :**

**ELU :**  $R_a = 13.91 \text{ KN/ml}$

**ELS :**  $R_a = 10.05 \text{ KN/ml}$

❖ **Réaction engendré par le palier 1 :**

**ELU :**  $R_a = 16.43 \text{ KN/ml}$

**ELS :**  $R_a = 11.78 \text{ KN/ml}$

❖ **Réactions engendré par le palier 2 :**

**ELU :**  $R_a = 26.78 \text{ KN/ml}$

**ELS :**  $R_a = 19.25 \text{ KN/ml}$

### **III.6.3 détermination des combinaisons de charges :**

**L'ELU :**

$$G = 2.74 \text{ K}$$

$$R_A^{v2} = 13.91 \text{ KN}$$

$$R_B^{p1} = 16.43 \text{ KN}$$

$$R_B^{p2} = 26.78 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 1.35 \times G + R_A^{v2} = 1.35(2.74) + 13.91 = 17.61 \text{ KN/ml}$$

$$Q_2 = 1.35 \times G + R_B^{p1} = 1.35 (2.74) + 16.43 = 20.13 \text{ KN/ml}$$

$$Q_3 = 1.35 \times G + R_B^{p2} = 1.35 (2.74) + 26.78 = 30.48 \text{ KN/ml}$$

**L'ELS:**

$$G = 2.74 \text{ KN}$$

$$R_A^{v2} = 10.05 \text{ KN}$$

$$R_B^{p1} = 11.78 \text{ KN}$$

$$R_B^{p2} = 19.25 \text{ KN}$$

$$Q_1 = G + R_A^{v2} = 2.74 + 10.05 = 12.79 \text{ KN/ml}$$

$$Q_2 = G + R_B^{p1} = 2.74 + 11.78 = 14.52 \text{ KN/ml}$$

$$Q_3 = G + R_B^{p2} = 2.74 + 19.25 = 21.99 \text{ KN/ml}$$

### III.6.4 Calculs à l'ELU :

#### 1. Calculs des efforts internes à l'ELU :

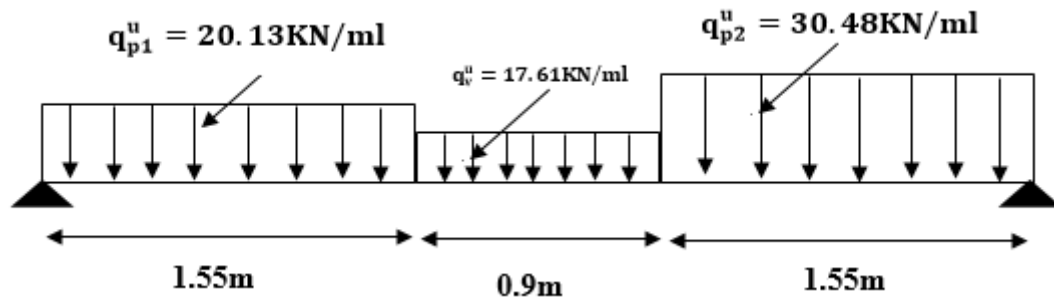


Figure III.6.8 : Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU.

#### ❖ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \quad R_A + R_B = (20.13 \times 1.55) + (17.61 \times 0.9) + (30.48 \times 1.55)$$

$$R_A + R_B = 94.29 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \quad -4 R_B = (-20.131 \times 1.55 \times \frac{1.55}{2}) - (17.61 \times 0.9 \times (\frac{0.9}{2} + 1.55)) - (30.48 \times 1.55 \times (\frac{1.55}{2} + 0.9 + 1.55)) = 0$$

$$\text{D'où: } \begin{cases} R_A = 42.23 \text{ KN} \\ R_B = 52.06 \text{ KN} \end{cases}$$

#### ❖ Calculs des moments et efforts tranchants :

##### Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$

$$T_y = -20.13 x + 42.23$$

$$M_z = \frac{(-20.13x^2)}{2} + 42.23 x$$

$$M_z = -10.07 x^2 + 42.23 x$$

##### Tronçon 2 : $1.55 \leq x \leq 2.45 \text{ m}$

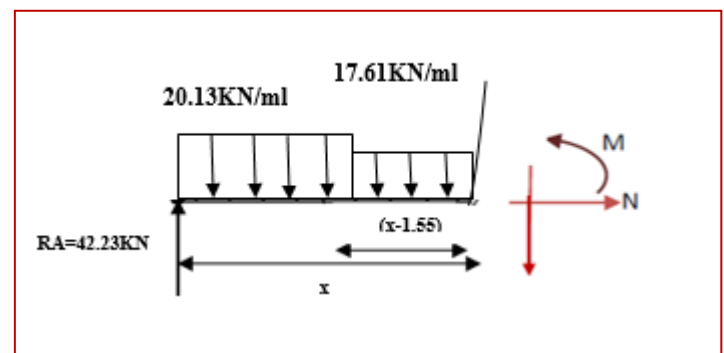
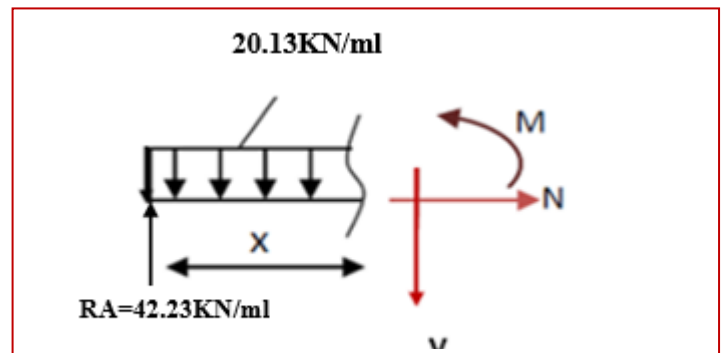
$$T_y = 42.23 - (20.13 \times 1.55) - (17.61(x-1.55))$$

$$T_y = -17.61x + 38.32$$

$$M_z = 42.23 x - (20.13 \times 1.55 (\frac{1.55}{2}))$$

$$+ (x - 1.55) - \frac{17.61(x - 1.55)^2}{2}$$

$$M_z = -8.805x^2 + 38.32x + 3.05.$$

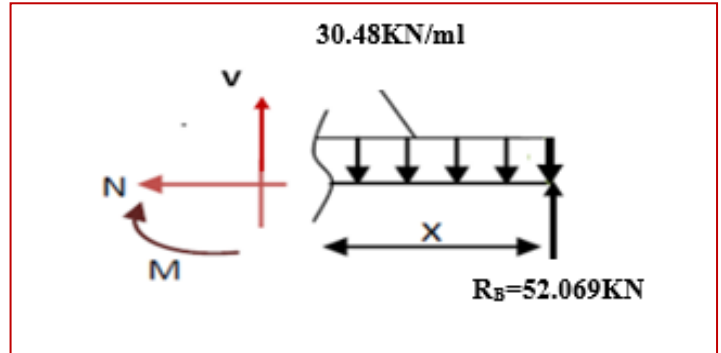


**Tronçon 3:**  $0 \leq x \leq 1,55 \text{ m}$

$$T_y = -52.06 + 30.48x$$

$$M_z = 52.06 x - 15.24 x^2$$

D'où:



Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	$T_y$ (kN.m)	$M_z$ (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.55$	$-20.13x + 42.23$	$-10.07 x^2 + 42.23x$	0	42.23	0
			1.55	11.03	41.29
$1.55 \leq x \leq 2.45$	$-17.61x + 38.32$	$-8.805x^2 + 38.32x + 3.05$	1.55	11.03	41.29
			2.45	-4.82	44.08
$0 \leq x \leq 1.55$	$30.48x - 52.06$	$-15.24x^2 + 52.06x$	0	-52.06	0
			1.55	-4.82	44.08

Tableau III.6.1 : Les efforts internes à l'ELU.

Le moment maximal :

**Tronçon :**  $1.55 \leq x \leq 2.45 \text{ m}$

$$T_y = 0 \Rightarrow -17.61x + 38.32 = 0 \Rightarrow x = 2.18 \text{ m}$$

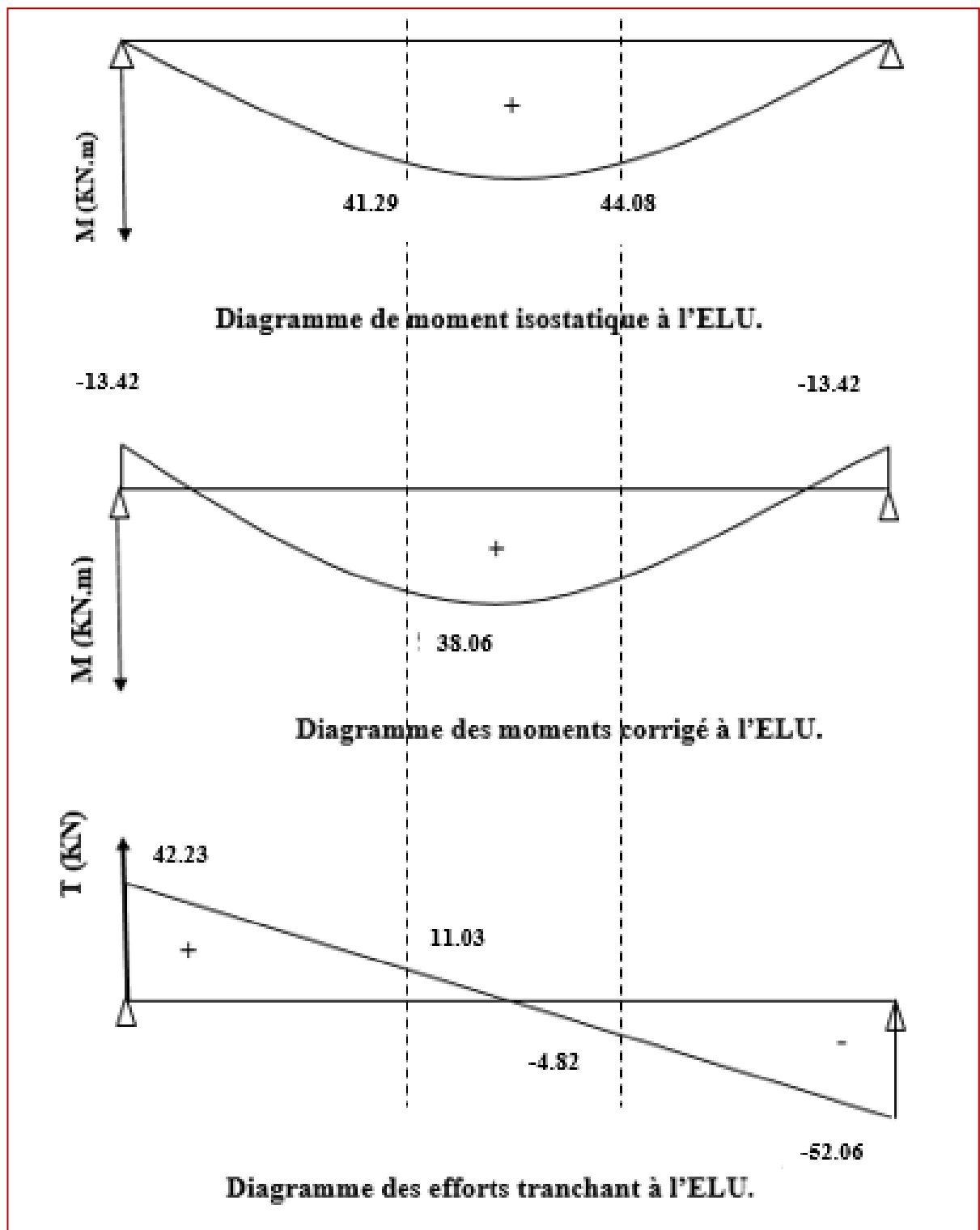
$$M_z^{\max} = -8.805 (2.18)^2 + 38.32 (2.18) + 3.05 = 44.74 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on considère une correction à l'aide des coefficients réducteur :

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = -0.3 M_z^{\max} = -13.42 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_u^t = 0.85 M_z^{\max} = 38.03 \text{ kN.m}$$

❖ diagramme des sollicitations à L'ELU :



FigureIII.6.9 : diagramme des efforts internes à l'ELU

**III.6.5 Ferrailage à l'ELU :**

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

**b = 25 cm; h = 35 cm; c = 2 cm; d = 33 cm.**

**1. Les armatures longitudinales :****❖ En travée :**

**M<sub>t</sub> = 38.03 KN.m**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{38.03 \cdot 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.098$$

**$\mu_b = 0.098 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$  La section est simplement armée.**

**D'où :**

$$\begin{cases} A_{st} \neq 0 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

**$\mu_b = 0.098 \longrightarrow \beta = 0.948$**

$$A_b = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

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

$$A_b = \frac{38.03 \times 10^3}{0.948 \times 33 \times 348} = 3.49 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA10 = 3.92 cm<sup>2</sup>**

**❖ En appuis :**

**M<sub>B</sub> = - 13.42 KN.m**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{13.42 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.034$$

**$\mu_b = 0.034 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$  La section est simplement armée.**

**D'où :**

$$\begin{cases} A_{st} \neq 0 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

**$\mu_b = 0.034 \longrightarrow \beta = 0.983$**

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$



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

$$A_b = \frac{13.42 \times 10^3}{0.983 \times 33 \times 348} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Soit :  $3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

**1. Les armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

$\varnothing_t$  : diamètre des armatures transversal.

$\varnothing_l$  : diamètre des armatures longitudinal.

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.0; \frac{25}{10} \right\} = \min \{1; 1.0; 2.5\} = 1 \text{ cm}$$

Soit :  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de HA8

**III.6.6 Vérification à l'ELU :**

**1. Condition de non fragilité : Art A 2.2.2 page 47/BAEL 91révisé 99) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

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

Avec :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$$

❖ **En travée :**

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.996 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Aux appuis :**

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.996 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art A.5.1 : 1page 49/BAEL.91 révisé 99) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d}$$

Avec :  $T_{\text{max}}$  : effort tranchant.

$$T_{\max} = 52.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{52.06 \times 10}{25 \times 33} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b$$

Avec :

a: longueur d'appuis de la bielle. ( $a = 0.9 \times d$ )

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 33 \times 25 \times 10^{-1}$$

$$52.06 \text{ KN} \leq 495 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1.3 page 52 BAEL.91 révisé 99) :

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

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

Avec :

$\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres

❖ En travée : 5HA10

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 10 = 157.08 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{52.06 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 157.08} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ En appuis : 3HA10

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 10 = 94.25 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{52.06 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 94.25} = 1.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.85 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### 5. Espacement des armatures transversal :

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2.2) :

#### ❖ Zone nodal :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.0; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{8.75; 12; 30 \text{ cm}\} = 8.75 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ cm}$

#### ❖ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

### 6. Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :

La longueur de scellement doit être :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } L_s = 35.21 \phi \text{ cm}$$

#### En appuis :

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1 = 14.8 \text{ cm}$$

On prend :  $L_a = 15 \text{ cm}$

### III.6.7 Calculs à l'ELS :

#### 1. Calculs des efforts internes à l'ELS :

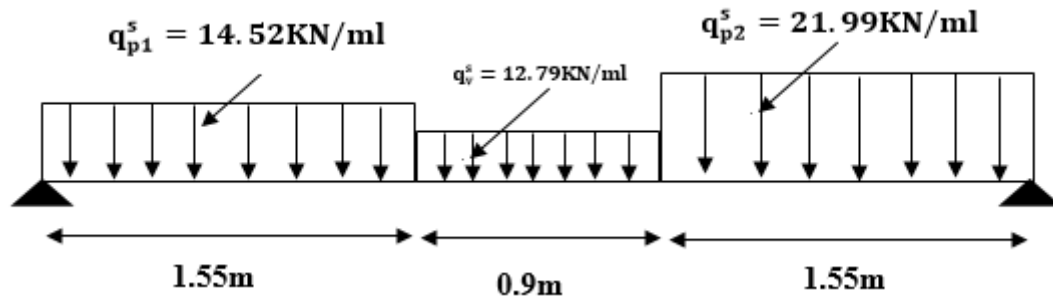


Figure III.6.10 : Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS.

#### ❖ Réactions d'appuis :

$$\sum F_y=0 \quad R_A + R_B = (14.52 \times 1.55) + (12.79 \times 0.9) + (21.99 \times 1.55)$$

$$R_A + R_B = 68.10 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \quad -4 R_B = (-14.52 \times 1.55 \times \frac{1.55}{2}) - (12.79 \times 0.9 \times (\frac{0.9}{2} + 1.55)) - (21.99 \times 1.55 \times (\frac{1.55}{2} + 0.9 + 1.55)) = 0$$

$$\text{D'où: } \begin{cases} R_A = 30.51 \text{ KN} \\ R_B = 37.59 \text{ KN} \end{cases}$$

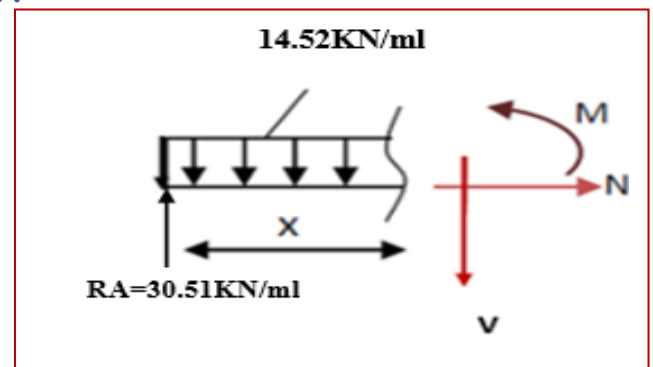
#### ❖ Calculs des moments et efforts tranchants :

##### Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$

$$T_y = -14.52 x + 30.51$$

$$M_z = \frac{(-14.52x^2)}{2} + 30.51 x$$

$$M_z = -7.26 x^2 + 30.51 x$$

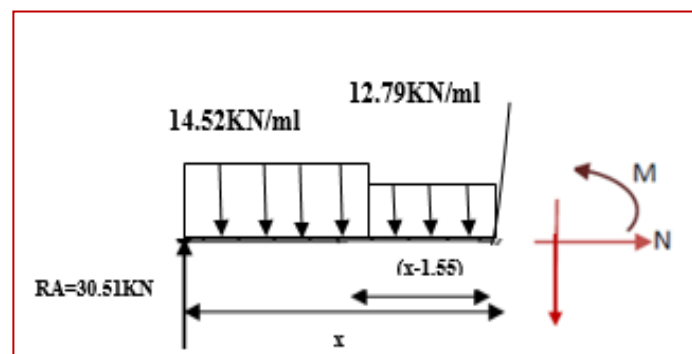


##### Tronçon 2 : $1.55 \leq x \leq 2.45 \text{ m}$

$$T_y = 30.51 - (14.52 \times 1.55) - (12.79(x-1.55))$$

$$T_y = -12.79x + 27.83$$

$$M_z = 30.51 x - (22.506(x - 0.775))$$



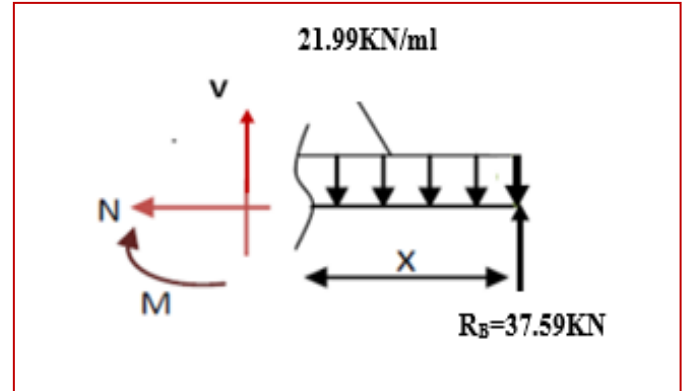
$$-\frac{12.79(x - 1.55)^2}{2}$$

$$M_z = -6.395x^2 + 27.82x + 2.094.$$

Tronçon3 :  $0 \leq x \leq 1.55$  m

$$T_y = -37.59 + 21.99x$$

$$M_z = 37.59x - 10.99x^2$$



D'où:

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	$T_y$ (KN.m)	$M_z$ (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.55$	$-14.52x + 30.51$	$-7.26x^2 + 30.51x$	0	30.51	0
			1.55	8	29.85
$1.55 \leq x \leq 2.45$	$-12.79x + 27.83$	$-6.395x^2 + 27.82x + 2.094$	1.55	8	29.85
			2.45	-3.5	31.86
$0 \leq x \leq 1.55$	$21.99x - 37.59$	$-10.99x^2 + 37.59x$	0	-37.59	0
			1.55	-3.5	31.86

Tableau III.6.2 : Les efforts internes à l'ELS.

Le moment maximal :

Tronçon :  $1.55 \leq x \leq 2.45$  m

$$T_y = 0 \Rightarrow -12.79x + 27.83 = 0 \Rightarrow x = 2.18\text{m}$$

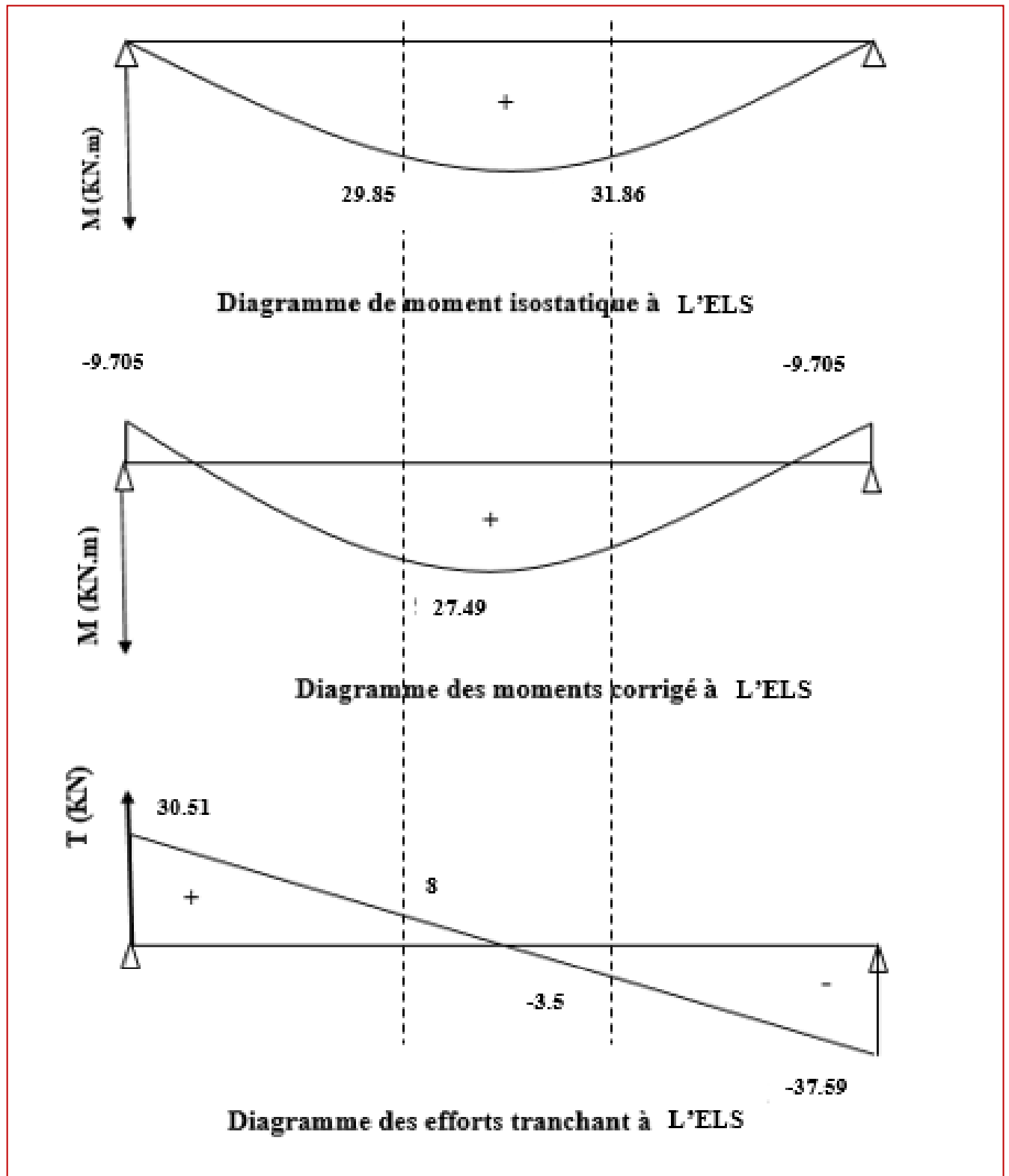
$$M_z^{\max} = -6.395 (2.18)^2 + 27.82 (2.18) + 2.094 = 32.35 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on considère une correction à l'aide des coefficients réducteur :

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = -0.3 M_z^{\max} = -9.705 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_u^t = 0.85 M_z^{\max} = 27.49 \text{ KN.m}$$

❖ Diagramme des sollicitations à L'ELS :



FigureIII.6.11 : diagramme des efforts internes à l'ELS

### III.6.8 Vérification a l'ELS :

#### 1. Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

#### 2. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

#### ❖ En travée :

Avec :

$$M_s = 27.49 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.92}{25 \times 33} = 0.475$$

$$\rho_1 = 0.475 \rightarrow \beta_1 = 0.895 \rightarrow K_1 = 32.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{27.49 \times 10^3}{0.895 \times 33 \times 3.92} = 237.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{32.62} \times 237.44 = 7.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.28 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

#### ❖ Aux appuis :

Avec :

$$M_s = -9.705 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 33} = 0.284$$

$$\rho_1 = 0.284 \rightarrow \beta_1 = 0.916 \rightarrow K_1 = 44.52$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.705 \times 10^3}{0.916 \times 33 \times 2.35} = 136.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{44.52} \times 136.62 = 3.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

**1. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 page 82 BAEL91 révisé 99) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1. \frac{h}{l} \geq \min \left( \frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right)$$

$$2. \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$3. l \leq 8m$$

Avec :

h : hauteur totale. (h = 35 cm)

l : porté entre nue d'appuis. (L = 350 cm)

M<sub>t</sub> : Moment max en travée. (M<sub>t</sub> = 27.49)

M<sub>0</sub> : Moment max de la travée isostatique. (M<sub>0</sub> = 32.35 KN)

A<sub>t</sub> : Section des armatures. (A<sub>t</sub> = 3.92 cm<sup>2</sup>)

b : largeur de la nervure. b = 25 cm

d : hauteur utile de la section droite. (d = 33 cm)

$$1. \frac{h}{l} = \frac{35}{350} = 0.1 \geq \min \left( \frac{1}{16} = 0.0625 ; \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{27.49}{10 \times 32.35} = 0.085 \right) \text{ condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A_t}{bd} = \frac{3.92}{25 \times 33} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \text{ condition vérifiée}$$

$$3. l = 3.5m \leq 8m \text{ Condition vérifiée}$$

**Remarque :** Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

**❖ Armatures longitudinales :**

**En travée :** 5HA 10 (3 filantes + 2 chapeaux)

**Aux appuis :** 3HA 10

**❖ Armatures transversales :**

1cadre et 1 étrier en HA8 .



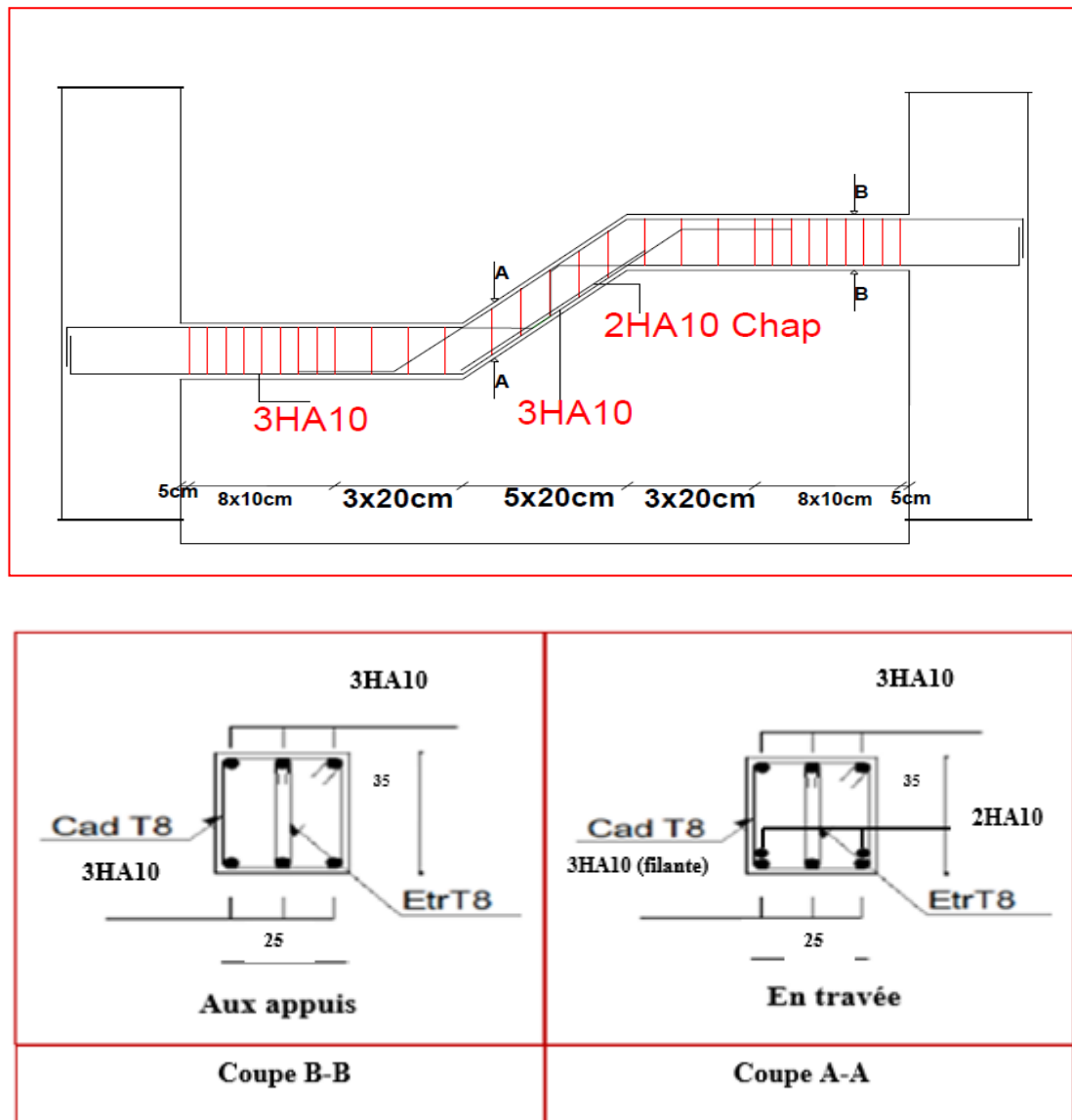


Figure III.6.12 : ferrailage de la poutre brisée

### III.7 Le balcon 1 :

**Dalle pleine 1 (balcon1) :** est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

#### III.7.1 Calcul de la dalle pleine :

La dalle pleine se calcule par panneau de dalle, nous appelons « **panneau de dalle** » une partie de la dalle limitée par des appuis, où chaque panneau est calculé selon la valeur du rapport de la petite dimension du panneau sur sa grande dimension, notée  $\rho$  tel que :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$\rho \leq 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho > 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant les deux sens.

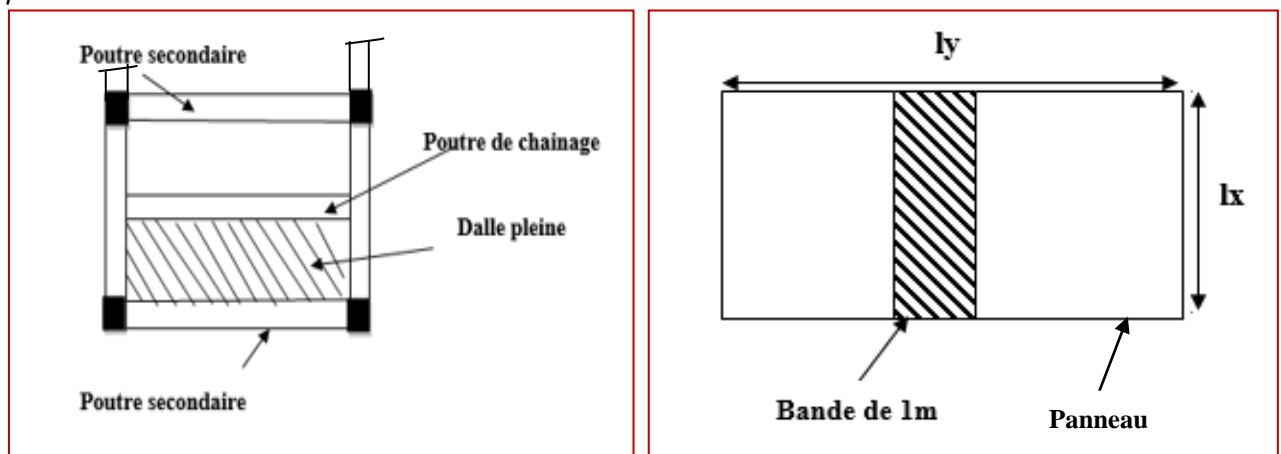


Figure III.7.1 : Schéma statique du balcon1

Panneau de dalle sur 4 appuis :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.26}{4.02} = 0.31$$

$\rho = 0.3 \leq 0.4$  donc la dalle travaille dans un seul sens console, elle se comporte comme une poutre sur 2 appuis (la flexion se fait uniquement sur le sens x).

#### 1) Détermination des charges et surcharges du balcon :

Nous avons une dalle sur 4 appuis qui est subit aux sollicitations suivantes :

##### ➤ Charge permanente :

$G = 6.23 \text{ KN/m}^2$  (déterminer dans le chapitre II)

- **Surcharge d'exploitation :**  
 $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$  (déterminer dans le chapitre II)
- **Charge concentrée g :**

N°	Désignation	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Brique	0.1	9	0.9
2	Enduit de ciment	0.02 x 2	18	0.72
		<b>G total</b>		<b>1.62</b>

**Tableau III.7.1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps**

Avec :

**G** : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

**Q** : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

**g** : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

## 2) Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle pleine est :

$$e_p = 15 \text{ cm} \quad (\text{Déterminer dans le chapitre II})$$

## 3) Combinaisons de charges :

### A l'ELU :

- **Dalle :**  
 $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 6.23 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{ml} = 13.66\text{KN/ml}$

- **Garde-corps :**

$$g_u = (1.35 g) \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.62) \times 1\text{ml} = 2.19 \text{ KN/ml}$$

### A l'ELS :

- **Dalle :**  
 $q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (6.23 + 3.5) \times 1\text{ml} = 9.73 \text{ KN/ml}$
- **Garde-corps :**  
 $g_s = g \times 1\text{ml} = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$

## III.7.2 Calcul à l'ELU :

## 1. Calcul des efforts internes à l'ELU :

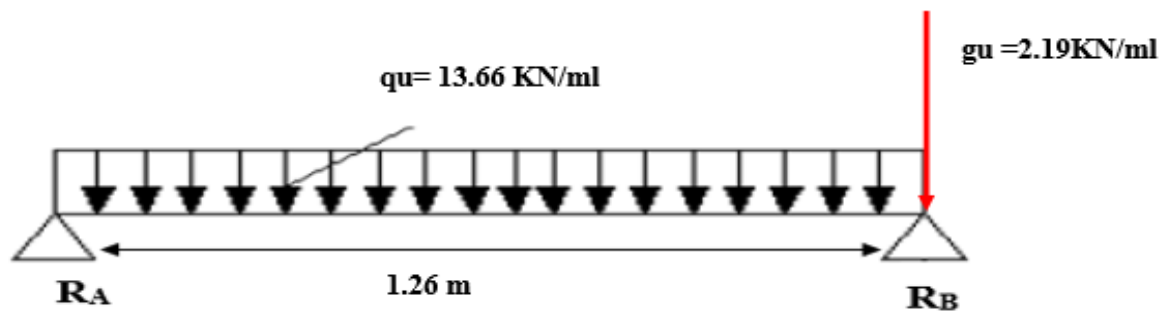


Figure III.7.2 : schéma statique de la poutre à l'ELU

## ❖ Réaction d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \quad R_A + R_B = q_u \times l_x + g_u$$

$$\sum M_A = 0 \quad -l_x \times R_B = -\frac{q_u l_x^2}{2} + g_u \cdot l_x$$

$$R_B = g_u + \frac{q_u l_x}{2}$$

$$R_A = \frac{q_u l_x}{2}$$

$$\text{D'où : à l'ELU} \quad \begin{cases} R_A = \frac{13.66 \times 1.26}{2} = 8.61 \text{ KN} \\ R_B = 2.19 + \frac{13.66 \times 1.26}{2} = 10.79 \text{ KN} \end{cases}$$

## ❖ Moment isostatique :

$$M_x^0(l/2) = R_a \cdot \frac{l_x}{2} - \frac{q_u l_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_y^0 = 0$$

$$M_x^0 = \frac{8.61 \times 1.26}{2} - \frac{13.66 \times 1.26^2}{8} = 2.71 \text{ KN.m}$$

## ❖ Moment corrigé : (poutre non continue)

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_x^0 = 2.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_x^0 = -0.81 \text{ KN.m}$$

## ❖ Effort tranchant :

$$T_{\max} = 10.79 \text{ KN}$$

2. Diagramme des efforts interne :

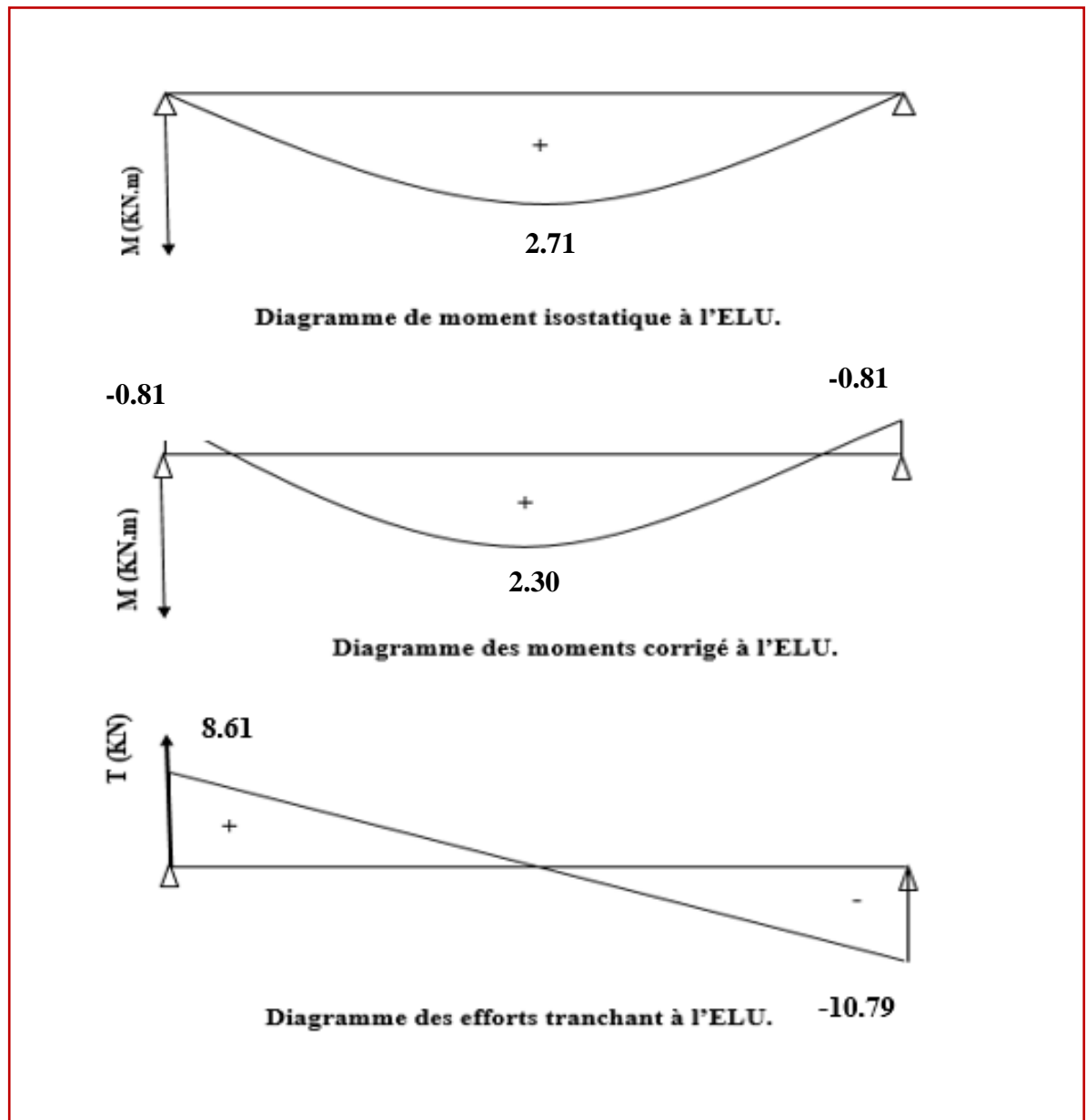


Figure III.7.3 : Diagramme des efforts internes de la poutre a l'ELU

## III.7.3 Calcul à l'ELS :

## 1. Calcul des efforts internes à l'ELS :

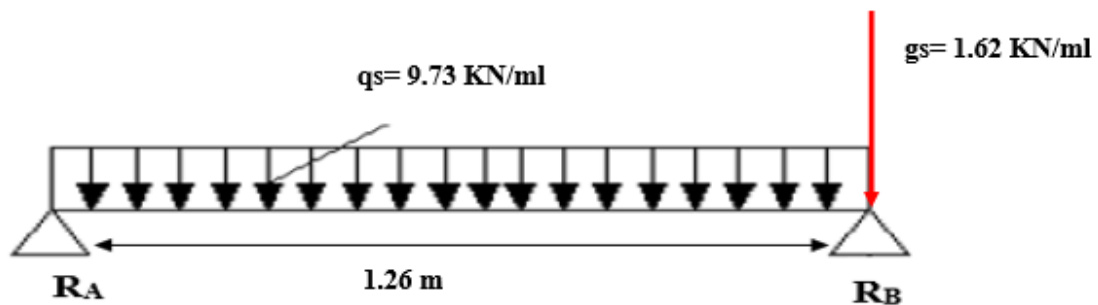


Figure III.7.4 : schéma statique de la poutre à l'ELS

## ❖ Réaction d'appuis :

$$\sum F/y=0 \quad R_A + R_B = q_s \times l_x + g_s$$

$$\sum M/A=0 \quad -l_x \times R_B = -\frac{q_s l_x^2}{2} + g_s \cdot l_x$$

$$R_B = g_s + \frac{q_s l_x}{2}$$

$$R_A = \frac{q_s l_x}{2}$$

$$\text{D'où : à l'ELS} \quad \left\{ \begin{array}{l} R_A = \frac{9.73 \times 1.26}{2} = 6.13 \text{ KN} \\ R_B = 1.62 + \frac{9.73 \times 1.26}{2} = 7.75 \text{ KN} \end{array} \right.$$

## ❖ Moment isostatique :

$$M_x^0(l/2) = R_a \cdot \frac{l_x}{2} - \frac{q_s l_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_y^0 = 0$$

$$M_x^0 = \frac{6.13 \times 1.26}{2} - \frac{9.73 \times 1.26^2}{8} = 1.93 \text{ KN.m}$$

## ❖ Moment corrigé : (poutre non continue)

En travée :  $M_t = 0.85 M_x^0 = 1.64 \text{ KN.m}$

Aux appuis :  $M_a = -0.3 M_x^0 = -0.58 \text{ KN.m}$

## ❖ Effort tranchant :

$$T_{\max} = 7.75 \text{ KN}$$

2. Diagramme des efforts interne :

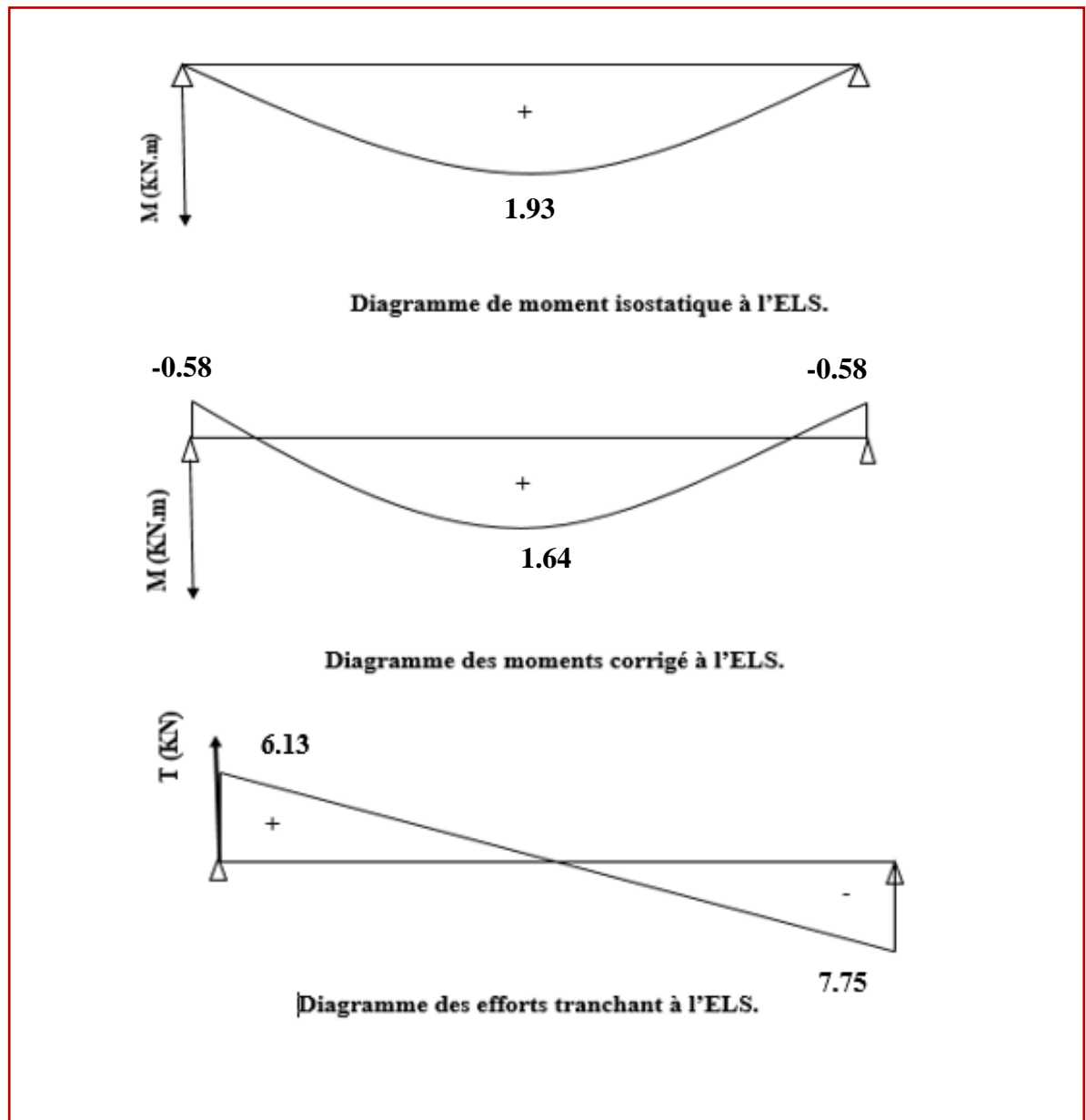


Figure III.7.5 : Diagramme des efforts internes de la poutre a l'ELS

### III.7.4 Le ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire de largeur de 1m sollicité à la flexion simple dans le sens x.

Avec :

**h** : Epaisseur de la section (h=15 cm).

**b** : Largeur de la section (b=100 cm).

**c :** Enrobage (c = c' = 2 cm).

**d :** Hauteur utile (h - c = 15 - 2 = 13 cm).

### 1. Les armatures principales :

#### ❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_t = 2.30 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.30 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.009$$

$$\mu = 0.009 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :

$$\mu = 0.009 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{2.30 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{l'espacement : } S_t = 25 \text{ cm}$$

#### ❖ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

$$M_a = -0.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{0.81 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.003$$

$$\mu = 0.003 < \mu_l 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :

$$\mu = 0.003 \Rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{0.81 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{l'espacement : } S_t = 25 \text{ cm}$$



2. Armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4}$$

$$A_R = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_R = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

L'espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$

III.7.5 Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité (A.4.2.2/p 47BAEL 91 modifier 99) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

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

$$A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

❖ En travée :

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Aux appuis :

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement) :

(A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25 ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{10.79}{100 \times 13} \times 10 = 0.083 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.083 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**3) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :****❖ Influence sur le béton :**

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b$$

Avec :

a: longueur d'appuis de la bielle. ( $a = 0.9 \times d$ )

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 13 \times 100 \times 10^{-1} = 780 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 10.79 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**❖ Influence sur les armatures :**

$$\left( T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec :  $M_{\max} = -1.64 \text{ KN.m}$ ,  $T_{\max} = 10.79 \text{ KN}$

$$\left( 10.79 - \frac{0.81}{0.9 \times 13} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} < A$$

$$0.31 \text{ cm}^2 < 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**4) Espacement des barres :****❖ Armatures principales :**

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min} \{ 3 h, 33 \text{ cm} \}.$$

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} \leq \text{min} \{ 45, 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**❖ Armatures de répartition :**

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min} \{ 4 h, 45 \text{ cm} \}$$

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min} \{ 60, 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**5) Verification de l'adhérence et d'entraînement des barres (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :**

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

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

Avec :

$\psi_s$  : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 d \sum \mu_i}$$

Avec :

$\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{10.79}{0.9 \times 13 \times 10.05} \times 10 = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.92 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### 6) Ancrage des barres (Art A.6.1, p 91..BAEL91/révisé99):

Longueur de scellement ( $L_s$ ) droit est donnée par :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84$$

D'où :

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

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

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

$$L_c = 12 \text{ cm}$$

### III.7.6 Vérification l'ELS :

#### 1) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

#### 2) Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 du BAEL91) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

❖ **En travée :**

Avec :

$$M_s = 1.64 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.155 \rightarrow \beta_1 = 0.935 \rightarrow K_1 = 61.92$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.64 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 67.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{61.92} \times 67.13 = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Aux appuis :**

Avec :

$$M_s = -0.58 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.155 \rightarrow \beta_1 = 0.935 \rightarrow K_1 = 61.92$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.58 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 23.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{61.92} \times 23.74 = 0.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**3) Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l_x} = \frac{15}{126} = 0.12 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = \max(0.0625, 0.085)$$

$$0.12 \geq 0.085 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 b_0 d}{f_e} = \frac{4.2 \times 100 \times 13}{400} = 13.65$$

$$2.01 \text{ cm}^2 \leq 13.65$$

Condition vérifiée.

$$3) l=1.26 \leq 8\text{m}$$

Condition vérifiée.

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### Conclusion :

Le balcon est ferrailé comme suit :

#### 1- Armatures principales :

- ❖ **En travée :** 4HA8 avec un espacement de 25cm
- ❖ **En appuis :** 4HA8 avec un espacement de 25cm

#### 2- Armatures de répartitions :

- ❖ 4HA8 avec un espacement de 25cm

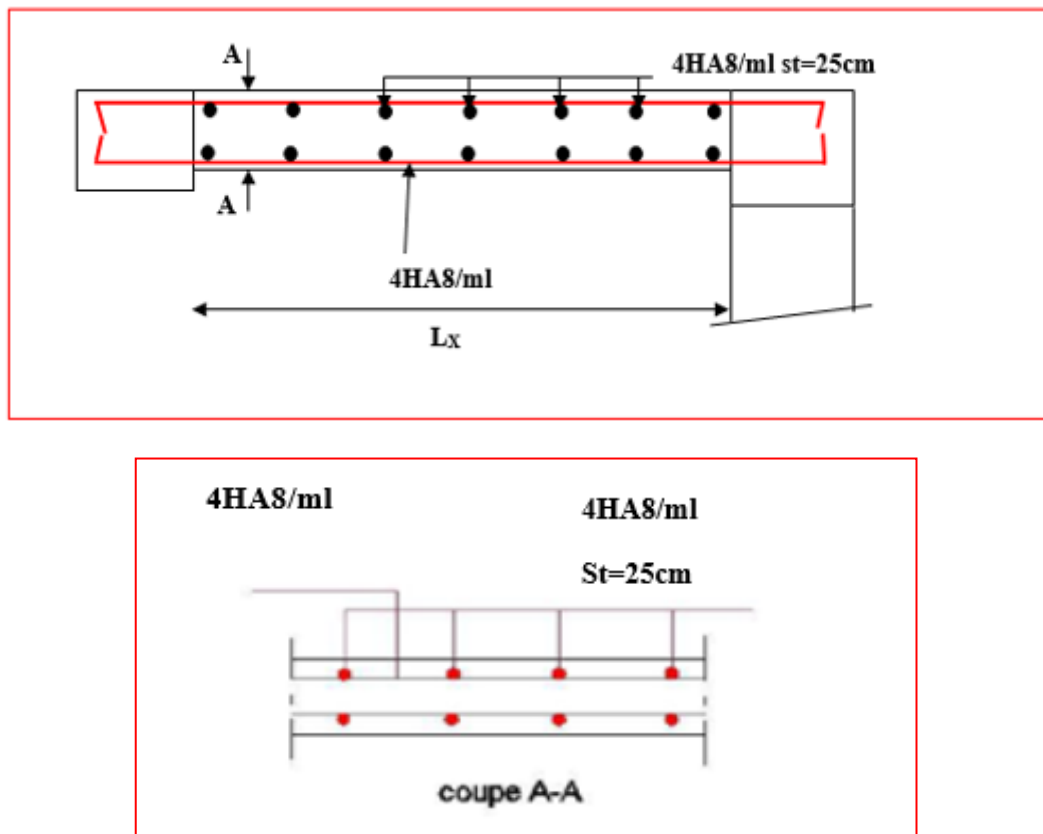


Figure III.7.6 : Schéma de ferrailage de dalle pleine 1 (balcon 1)

### III.8 Etude de poutre chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

#### III.8.1 Pré dimensionnement :

##### ❖ Hauteur :

La dimension minimale de la hauteur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15cm

$$h \geq 15\text{cm}$$

Soit :  **$h=20\text{cm}$**

##### ❖ Largeur :

La largeur de la poutre chaînage est donnée par :

$$b \geq \frac{2}{3}e$$

$$b \geq \frac{2}{3}(30)=20\text{cm}$$

Avec :

**$e$**  : épaisseur du mur double cloison

On opte pour :  **$b = 20\text{cm}$**

#### Conclusion :

Donc la poutre de chaînage a pour dimensions :  $(b \times h) = (20 \times 20) \text{ cm}^2$

#### III.8.2 détermination des charges et surcharges :

##### ❖ Charge permanente :

**Poids propre de la poutre :**  $G_1 = 25 \times 0.2 \times 0.2 = 1 \text{ kN/m}^2$

**Poids du mur :**  $G_2 = 2.36 (3.06 - 0.20) = 6.75 \text{ kN/m}^2$

$$G_{\text{tot}} = 7.75 \text{ kN/m}^2$$

#### III.8.3 Combinaison de charges :

**ELU :**  $q_u = 1.35G = (1.35 \times 7.75) = 10.46 \text{ kN/ml}$

**ELS:**  $q_s = G = 7.75 \text{ kN/ml}$

#### III.8.4 calculs à l'ELU :

##### 1. Calcul des efforts internes à l'ELU :

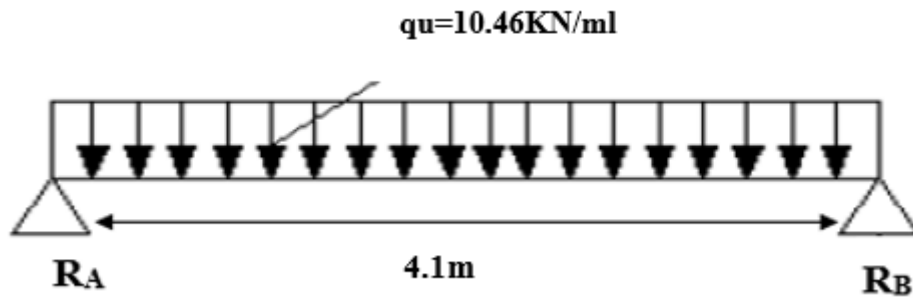


Figure III.8.1 : schéma statique de la poutre chaînage à l'ELU

❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{Q_U \cdot L}{2} = \frac{10.46 \times 4.1}{2} = 21.44 \text{ KN}$$

❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{Q_U \cdot L^2}{8} = \frac{10.46 \times 4.1^2}{8} = 21.98 \text{ KN}$$

❖ Moment corrigé :

En travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 18.68 \text{ KN.m}$

Aux appuis :  $M_a = - 0.3 M_0 = - 6.59 \text{ KN.m}$

2. Diagramme des efforts interne :

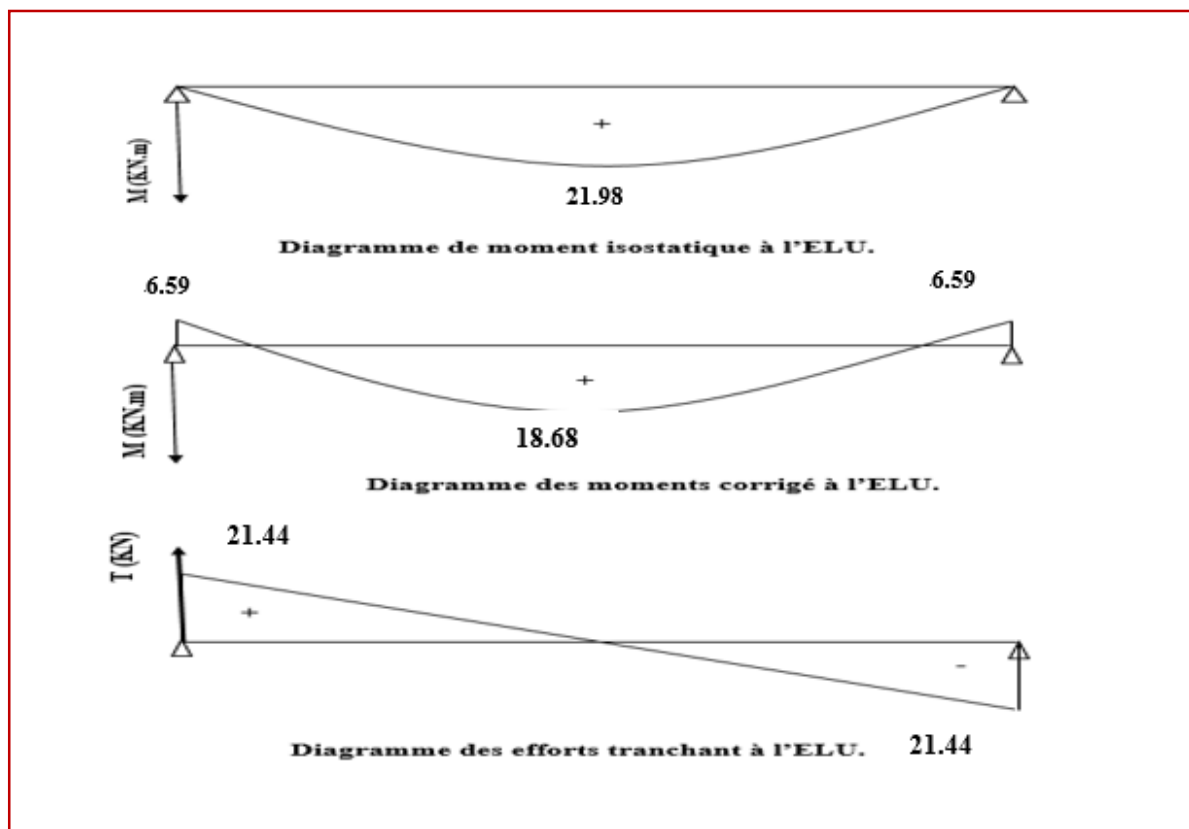


Figure III.8.2 : Diagramme des efforts internes de la poutre chaînage à l'ELU

### III.8.5 Calculs a l'ELS :

#### 1. Calcul des efforts internes à L'ELS :

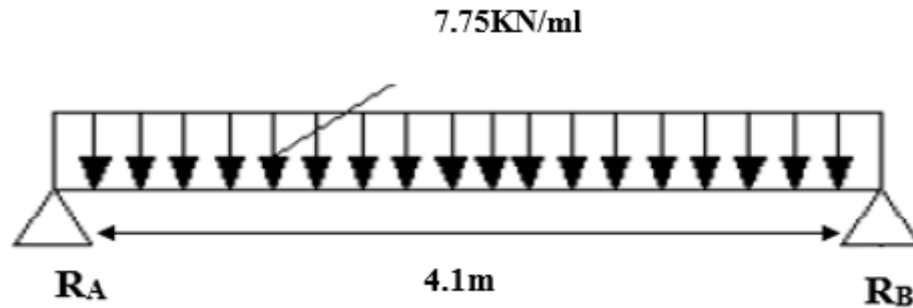


Figure III.8.3 : schéma statique de la poutre chainage a l'ELS

#### ❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{Q_s L}{2} = \frac{7.75 \times 4.1}{2} = 15.89 \text{ KN}$$

#### ❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{7.75 \times 4.1^2}{8} = 16.28 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Moment corrigé :

En travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 16.28 = 13.82 \text{ KN.m}$

Aux appuis :  $M_u = -0.3 M_0 = -0.3 \times 16.28 = -4.88 \text{ KN.m}$

#### 2. Diagramme des efforts interne :

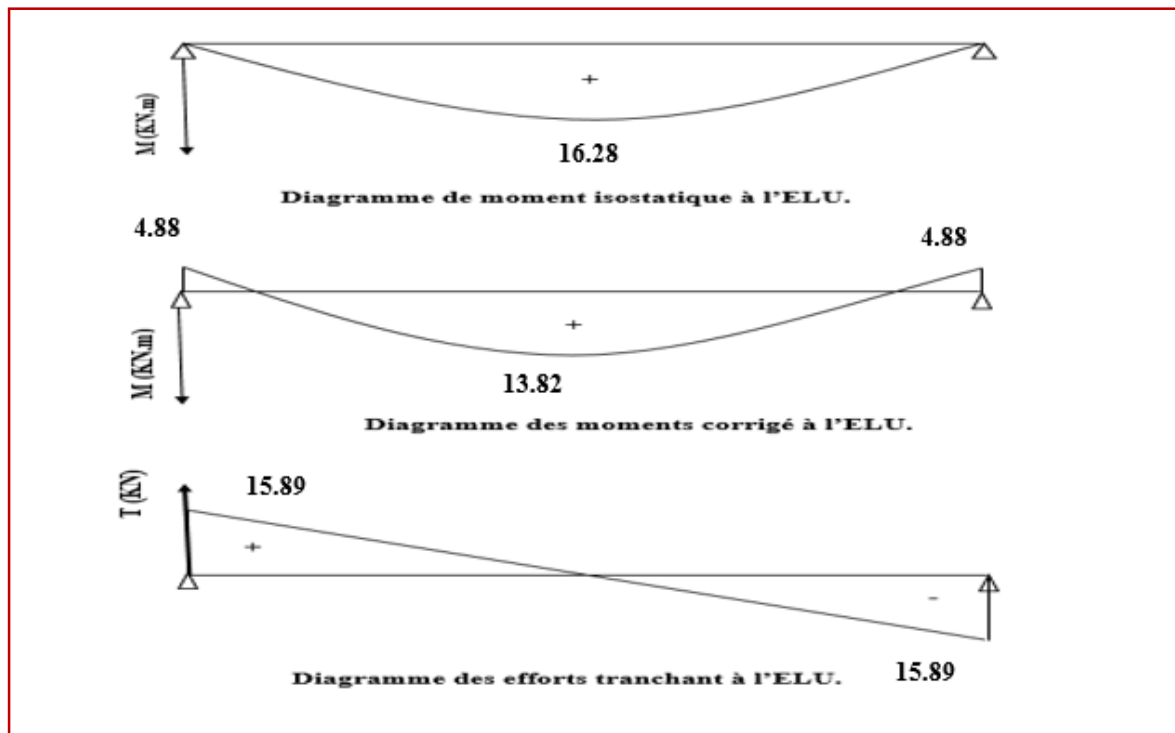


Figure III.8.4 : Diagramme des efforts internes de la poutre chainage a l'ELS



**III.8.6 ferrailage à ELU :****1. Les armatures longitudinales :****❖ En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_t = 18.68 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\mu = \frac{18.68 \times 10^3}{20 \times 18^2 \times 14.2} = 0.203$$

$$\mu = 0.203 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :

$$\mu = 0.203 \Rightarrow \beta = 0.885$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{18.68 \times 10^3}{0.885 \times 18 \times 348} = 3.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

**❖ Aux appuis :**

$$M_a = -6.59 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{6.59 \times 10^3}{20 \times 18^2 \times 14.2} = 0.072$$

$$\mu = 0.072 < \mu_l 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondant :

$$\mu = 0.072 \Rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_a = \frac{6.59 \times 10^3}{0.963 \times 18 \times 348} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

**2. Les armatures transversales :**

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

$\emptyset_t$  : diamètre des armatures transversal.

$\emptyset_l$  : diamètre des armatures longitudinal.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.2; \frac{20}{10} \right\} = \min \{0.57; 1.2; 2\} = 0.57 \text{ cm}$$

Soit :  $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de HA8

### III.7 Vérification à ELU :

#### 1. Condition de non fragilité Art A 2.2.2 page 47/BAEL 91révisé 99) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 20 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.435 \text{ cm}^2$$

##### ❖ En travée :

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.435 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

##### ❖ Aux appuis :

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.435 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art A.5.1 : 1page 49/BAEL.91 révisé 99) :

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

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d}$$

Avec :  $T_{\text{max}}$  : effort tranchant.

$$T_{\text{max}} = 21.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21.44 \times 10}{20 \times 18} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

##### ❖ Influence sur le béton :

$$T_{\text{max}} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$$

Avec :

a: longueur d'appui de la bielle. ( $a = 0.9 \times d$ )

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 20 \times 10^{-1} = 495 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 21.44 \text{ KN} \leq 216 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Influence sur les armatures :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec :  $M_{\max} = -6.59 \text{ KN.m}$ ,  $T_{\max} = 21.44 \text{ KN}$

$$\left(21.44 + \frac{6.59}{0.9 \times 18}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} < A$$

$$0.605 \text{ cm}^2 < 2.35 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1.3 page 52 BAEL.91 révisé 99) :

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

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

Avec :

$\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des barres

$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.79 \text{ cm}$ ,  $n$  : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{21.44 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.79} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

5. Espacement des armatures transversal :

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2.2) :

❖ Zone nodal :

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{20}{4}; 12 \times 1.2; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{5; 14.4; 30 \text{ cm}\} = 5 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 5 \text{ cm}$

❖ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

### III.8.8 vérification à ELS :

#### 1. Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

#### 2. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

❖ **En travée :**

Avec :

$$M_s = 13.82 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 18} = 0.942$$

$$\rho_1 = 0.942 \rightarrow \beta_1 = 0.863 \rightarrow K_1 = 21.5$$

$$\sigma_{st} = \frac{13.82 \times 10^3}{0.863 \times 18 \times 3.39} = 262.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{21.5} \times 262.44 = 12.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

❖ **Aux appuis :**

Avec :

$$M_s = -4.88 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 18} = 0.652$$

$$\rho_1 = 0.652 \rightarrow \beta_1 = 0.882 \rightarrow K_1 = 27.37$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.88 \times 10^3}{0.882 \times 18 \times 2.35} = 130.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{27.37} \times 130.80 = 4.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

### Conclusion :

Le ferrailage de la poutre de chaînage sera comme suit :

❖ **Armatures longitudinales :**

En travée : 3HA 12

Aux appuis : 3HA10

❖ **Armatures transversales :**

1cadre et 1 étrier en HA8 .

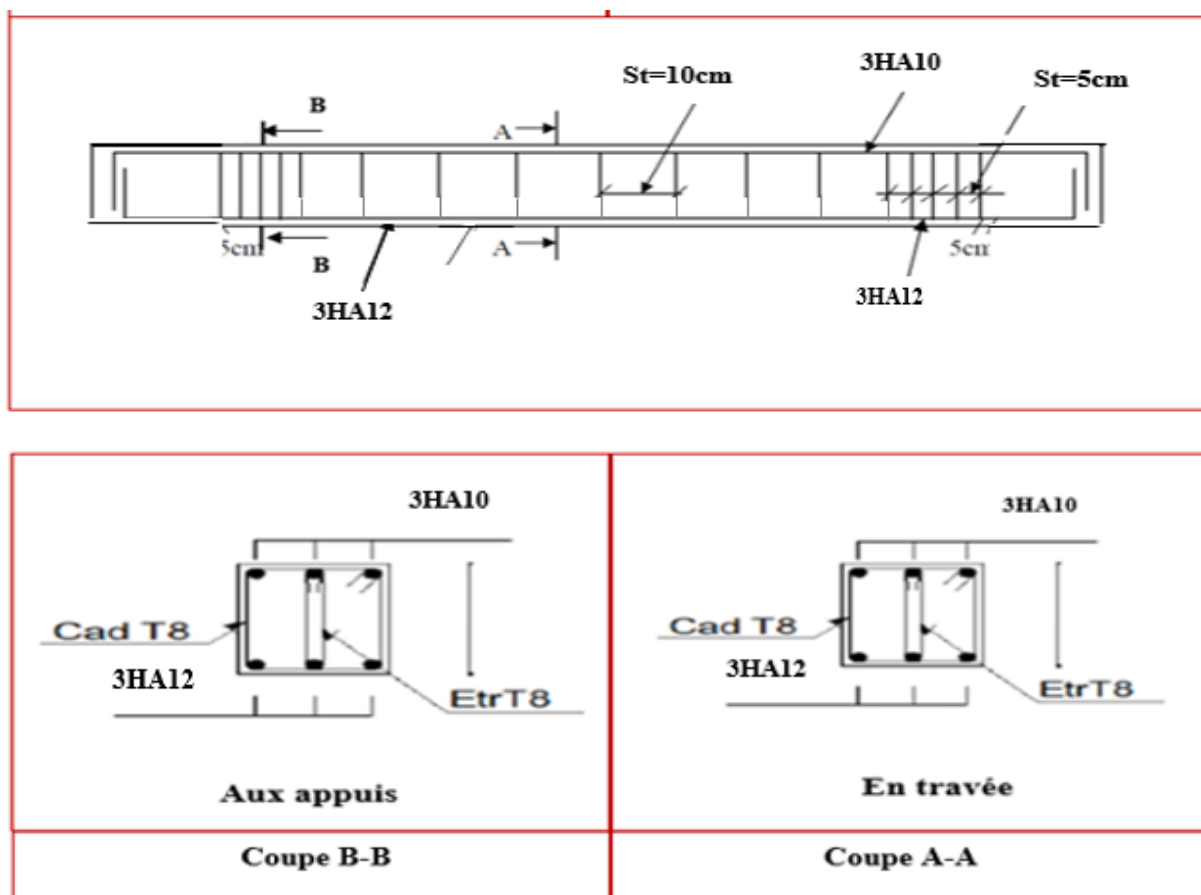


Figure III.8.5 : ferrailage de la poutre chaînage.

## **CHAPITRE IV :**

**Modélisation et vérifications  
selon les exigences du RPA**

**Introduction :**

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude, nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Dans notre projet on a utilisé logiciel **ETABS v9.7.1**

**IV.1 Description du logiciel :**

**ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems)** est destiné à la conception et l'analyse des structures de génie civil. Grâce à une interface graphique unique, il permet une modélisation facile et rapide avec un choix illimité de matériaux. Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
- spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
- spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
- affectation des charges revenant aux éléments,
- définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
- affectations des charges revenant aux éléments,
- introduction des combinaisons d'actions,
- spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),
- exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

**IV.2 Introduction des données :**

**1. Spectre de réponse (E) :** est donné par le RPA99/version2003, dépend de :

- Coefficient d'accélération de zone **A**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique : III} \\ \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \quad \mathbf{A = 0.25}$$

- Coefficient de comportement **R = 5** (contreventement mixte)
- Coefficient d'amortissement  **$\xi$  : 7%**
- SITE : **3 (meuble)**
- Le facteur de qualité

**2. Combinaisons d'actions :**

- **Combinaisons aux états limites :**  
 ELU :  $1.35G+1.5Q$   
 ELS :  $G+Q$
- **Combinaisons accidentelle du RPA :**  
 GQE :  $G+Q+E$   
 08GE :  $0.8G+E$

### IV.3 Résultats de modélisation :

**Les efforts internes des éléments :**

#### A/ Les poteaux :

**Zone I : (poteaux 65x65)**

Elément	combinaison	N (KN)	T <sub>x</sub> (KN)	T <sub>y</sub> (KN)	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)
C11	ELU	-2645.82	1.1	-0.01	0.41	1.506
	ELS	-1913.15	0.78	-8.253	0.29	1.065
	G+Q±E	-1943.2	34.81	-26.25	175.92	190.268
	08G±E	-1224.27	34.41	-26.25	175.799	189.689

**Zone II : (poteaux 55x55)**

Elément	combinaison	N (KN)	T <sub>x</sub> (KN)	T <sub>y</sub> (KN)	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)
C11	ELU	-1795.72	0.89	-0.32	0.668	1.162
	ELS	-1304.86	0.74	-0.23	0.482	0.979
	G+Q±E	-1325.3	49.22	35	62.818	81.187
	08G±E	-882.18	49.65	35.1	62.897	81.842

**Zone III : (poteaux 50x50)**

Elément	combinaison	N (KN)	T <sub>x</sub> (KN)	T <sub>y</sub> (KN)	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)
C11	ELU	-975.38	1.48	-0.51	0.732	2.270
	ELS	-709.09	1.19	-0.36	0.522	1.826
	G+Q±E	-717.2	43.95	30.02	43.199	61.909
	08G±E	-478.8	44.39	30.2	42.95	62.587



Zone IV : (poteaux 45x45)

Elément	combinaison	N (KN)	T <sub>x</sub> (KN)	T <sub>y</sub> (KN)	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)
C11	ELU	-385.24	1.5	-0.51	0.562	2.389
	ELS	-280.77	1.22	-0.36	0.398	1.931
	G+Q±E	-288.19	28.35	18.76	27.006	40.045
	08G±E	-198.96	28.9	18.95	26.793	40.821

**B/ Les poutres :****A.1 Les poutres principales :****A.1.1 Non solidaires aux voiles :**

Elément	combinaison	T(KN)	M(KN.m)
B11	ELU	92.41	38.554
	ELS	65.15	27.178
	G+Q±E 08G±E	85.2	32.714

**A.1.2 Solidaires aux voiles :**

Elément	combinaison	T(KN)	M(KN.m)
B12	ELU	75.04	16.762
	ELS	52.94	11.819
	G+Q±E 08G±E	111.52	71.21

**A.2 Les poutres secondaires :****A.2.1 Non solidaires aux voiles :**

Elément	combinaison	T (KN)	M (KN.m)
B60	ELU	4.6	1.763
	ELS	3.4	1.305
	G+Q±E 08G±E	16.78	22.067

**A.2.2 Solidaires aux voiles :**

Elément	combinaison	T(KN)	M(KN.m)
<b>B50</b>	<b>ELU</b>	<b>1.92</b>	<b>1.804</b>
	<b>ELS</b>	<b>1.42</b>	<b>1.281</b>
	<b>G+Q±E</b> <b>08G±E</b>	<b>91.97</b>	<b>86.693</b>

**C/ Les voiles :**

**Zone I : L= 1.5m , e= 20cm**

Elément	combinaison	N (KN)	Tx(KN)	Ty(KN)	M(KN.m)
<b>W108</b>	<b>ELU</b>	<b>-543.85</b>	<b>-0.01</b>	<b>30.49</b>	<b>49.055</b>
	<b>ELS</b>	<b>-420.76</b>	<b>0</b>	<b>21.60</b>	<b>34.783</b>
	<b>G+Q±E</b>	<b>-1026.23</b>	<b>1.48</b>	<b>204.75</b>	<b>527.527</b>
	<b>08G±E</b>	<b>-1146.69</b>	<b>1.47</b>	<b>216.18</b>	<b>545.67</b>

**Zone II : L= 1.5m , e= 20cm**

Elément	combinaison	N (KN)	Tx(KN)	Ty(KN)	M(KN.m)
<b>W108</b>	<b>ELU</b>	<b>-527.30</b>	<b>0.06</b>	<b>31.83</b>	<b>52.803</b>
	<b>ELS</b>	<b>-386.16</b>	<b>0.04</b>	<b>23.03</b>	<b>38.223</b>
	<b>G+Q±E</b>	<b>-769.3</b>	<b>1.16</b>	<b>194.38</b>	<b>367.402</b>
	<b>08G±E</b>	<b>-878.43</b>	<b>1.2</b>	<b>202.96</b>	<b>381.455</b>

**Zone III : L= 1.5m , e= 20cm**

Elément	combinaison	N (KN)	Tx(KN)	Ty(KN)	M(KN.m)
<b>W108</b>	<b>ELU</b>	<b>-379.36</b>	<b>0.1</b>	<b>32.91</b>	<b>52</b>
	<b>ELS</b>	<b>-277.69</b>	<b>0.07</b>	<b>23.67</b>	<b>37.41</b>
	<b>G+Q±E</b>	<b>-529.3</b>	<b>0.84</b>	<b>139.48</b>	<b>-276.796</b>
	<b>08G±E</b>	<b>-608.68</b>	<b>0.9</b>	<b>149.31</b>	<b>-291.409</b>

Zone IV : L= 1.5m , e= 20cm

Elément	combinaison	N (KN)	T <sub>x</sub> (KN)	T <sub>y</sub> (KN)	M(KN.m)
W108	ELU	-132.57	0.14	32.12	50.269
	ELS	-97.06	0.09	23.06	36.097
	G+Q±E	-359.85	-0.4	65.84	-181.845
	08G±E	-387.42	0.49	75.72	-196.663

#### IV.4 Vérification des conditions RPA :

##### 1. Vérification de la période :

❖ Calcul de la période empirique

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

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 et donné en fonction du système de contreventement par le **tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)**

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (40.84)^{3/4} = 0.808 \text{ s}$$

❖ Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{\text{maj}} = 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{maj}} = 1.3 \times 0.808 = 1.053 \text{ s}$$

❖ Détermination la période analytique par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

**Display => show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS → modal information**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combo => ok**

Un autre tableau s'affichera. On choisit dans la liste déroulante en haut à droite (**Modal participation mass ratios**) les résultats s'afficheront comme suite :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,347105	73,2731	0,0246	73,2731	0,0246	0,0361
2	1,309697	0,0253	73,8394	73,2984	73,8640	0,0043
3	1,109598	0,0372	0,0046	73,3356	73,8686	73,2454
4	0,402677	13,0528	0,0063	86,3885	73,8749	0,0031
5	0,397993	0,0060	12,9079	86,3944	86,7828	0,0002
6	0,328185	0,0022	0,0001	86,3967	86,7829	13,2001
7	0,197682	0,0005	5,5456	86,3972	92,3285	0,0001
8	0,196574	5,5543	0,0005	91,9515	92,3290	0,0006
9	0,157551	0,0002	0,0000	91,9517	92,3291	5,6759
10	0,118447	0,0000	2,9744	91,9517	95,3034	0,0001
11	0,116162	2,9315	0,0000	94,8832	95,3035	0,0001
12	0,091925	0,4219	0,0000	95,3051	95,3035	0,0395

Figure IV.1 : Résultats d'analyse dynamique ETABS

$T_{analytique} = 1.3471s$

On a :

$$T_{analytique} > T_{empirique}$$

D'où :  $T = 1.3T_{empirique} = 1.053s$

La période fondamentale de la structure est :  $T = 1.053 \text{ sec}$

## 2. Le pourcentage de participation massique :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure (**article 4.3.4 RPA99 version 2003**).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

- La somme des masses modales dans le 8<sup>ème</sup> mode dépasse **90%** de la masse totale du bâtiment dans la direction **X**, d'où la condition du RPA est vérifiée.
- La somme des masses modales dans le 7<sup>ème</sup> mode dépasse **90%** de la masse totale du bâtiment dans la direction **Y**, d'où la condition du RPA est vérifiée.
- Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, le premier mode est une **translation** suivant **X** avec une mobilisation de masse de **(73.27%)**. Le deuxième mode est une **translation** suivant **Y** avec une mobilisation de masse de **(73.83%)**, et la troisième mode est **rotation Z** avec une mobilisation de masse de **(73.24%)**.

## 3. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

### ❖ Charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les portiques par ETABS :

Les efforts qui sont repris par les voiles et les portiques sont obtenus par **ETABS** par la **méthode section cut** en suivant le cheminement ci-après :

Pour extraire les efforts à la base, on se positionne **sur la vue en 3D =>zomme par fenêtre** sur l'entre sol=>**Display=>show defomed shape =>on sélectionne la charge vertical G => draw =>draw section cut =>dessiner une ligne horizontale au niveau de la base**  
Une fenêtre s'affichera comme suit :

Right Side			Left Side			
	1	2		1	2	Z
Force	-1,958E-10	7,674E-13	68992,475	1,956E-10	-9,948E-13	-66033,95
Moment	2135552,48	-892689,4	6,167E-09	-2044029,	854408,25	-6,162E-09

On prend la valeur totale : **Fz= 68992.475KN**

Puis décocher la case walls et cocher beams et columns =>**clik sur refresh** pour ressortir les efforts des portiques qui est : **Fp=59164.037 KN**

Décocher la case columns et beams et cocher walls =>**clik sur refresh** pour ressortir les efforts des voiles qui est : **Fv=9828.4375 KN**

On refait les mêmes étapes pour les charges horizontales juste on sélectionne **EX** après **EY**.

### Calculs des pourcentages :

#### ❖ Sous charge horizontale :

##### Les charges par rapport à x-x

$$V_x = 4788.4001 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$V_{x\text{voile}} = 3315.9382 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$X = 69.25\%$$

$$V_{x\text{portique}} = 1472.7857 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$X = 30.75\%$$

##### Les charges par rapport à y-y

$$V_y = 4896.3193 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$V_{y\text{voile}} = 3061.0375 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$X = 62.51\%$$

$$V_{y\text{portique}} = 1836.0343 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$X = 37.49\%$$

❖ **Sous charge verticale :**

**Les charges du poids du bâtiment par rapport au poids des voiles :**

$$W_T = 68992.475 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$F_Z = 9828.4375 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$X = 14.25 \%$$

**Les charges du poids du bâtiment par rapport au poids des portiques :**

$$W_{IT} = 68992.475 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$F_Z = 59164.037 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$X = 85.75 \%$$

**Conclusion :**

	Voiles %	Portique %
Charges horizontales sens Ex	69.25	30.75
Charges horizontales sens Ey	62.51	37.49
Charges verticales	14.25	85.75

**Tableau IV.1 : pourcentages du système**

Selon les résultats ci-dessus confirment l'article 3.4 du RPA99 vs 2003, qui classe les systèmes de contreventement. On adopte un système de **contreventement mixte** assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, dont le coefficient de comportement **R=5** d'après le tableau (4.3) RPA99 vs 2003.

**4. Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenues 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 :

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot W_T \quad (\text{Article 4.1 du RPA99})$$

**Déduction des coefficients A.D.R et Q :**

**A** : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone sismique : 3} \end{array} \right\} \quad \mathbf{A=0,25}$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement **R= 5**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \text{Avec } D \leq 2.5 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site meuble ( $S_3$ )  $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$ .

$T$  : valeur de la période fondamentale.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

$\varepsilon$  %: est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99).

$$\varepsilon = 10\%$$

D'où :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} = 0.881 \geq 0.7 \text{ condition vérifiée}$$

$$T = 1.05 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s}$$

On a :

$$T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

D'où :

$$D = 2.5 \times 0.881 \left(\frac{0.5}{1.05}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.34$$

$$D = 1.34$$

**Q : facteur de qualité.**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

Est donné par la formule suivante :

$$Q = \sum_6^1 P_q + 1$$

Critère q	Observé	p <sub>q</sub>
1. condition minimal 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
6- contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0
Q= 1.2		

Tableau IV.2 : facteur de qualité de la structure

paramètre	valeur
A	0.25
R	5
Q	1.2
D	1.34
W	72322.92KN

Tableau IV.3 : récapitulatif des résultats de A, D, Q, R, W<sub>T</sub>

❖ Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

display=>show tables

ANALYSIS RESULTS=>modal Information=>building modal information

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos...=>OK=>OK

Les résultats s'afficheront comme suit :

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	4436,78	81,30	0,00	-2170,872	118402,716	-51397,599
EX	2	U1	1,56	-84,38	0,00	2244,320	41,525	-1099,186
EX	3	U1	2,57	0,90	0,00	-23,898	69,272	48,255
EX	4	U1	1529,03	33,54	0,00	-47,188	2054,660	-17687,021
EX	5	U1	0,70	-32,48	0,00	31,577	0,580	-424,466
EX	6	U1	0,26	0,05	0,00	-0,007	0,073	11,069
EX	7	U1	0,06	6,44	0,00	-35,847	0,349	81,723
EX	8	U1	650,64	-6,35	0,00	35,692	3685,329	-7777,846
EX	9	U1	0,03	0,01	0,00	-0,154	0,150	1,580
EX	10	U1	0,00	0,63	0,00	-1,411	0,003	8,020
EX	11	U1	413,82	-0,63	0,00	1,536	1029,992	-4929,495
EX	12	U1	66,51	-0,05	0,00	-0,224	209,906	-807,192
EX	All	All	4788,43	23,42	0,00	613,974	118582,237	56581,264
EY	1	U2	81,30	1,49	0,00	-39,780	2169,641	-941,822
EY	2	U2	-84,38	4560,74	0,00	-121300,071	-2244,315	59408,314
EY	3	U2	0,90	0,31	0,00	-8,364	24,243	16,888
EY	4	U2	33,54	0,74	0,00	-1,035	45,067	-387,947
EY	5	U2	-32,48	1512,06	0,00	-1470,170	-27,012	19762,383
EY	6	U2	0,05	0,01	0,00	-0,001	0,014	2,045
EY	7	U2	6,44	649,63	0,00	-3616,481	35,160	8244,806
EY	8	U2	-6,35	0,06	0,00	-0,348	-35,965	75,903
EY	9	U2	0,01	0,00	0,00	-0,066	0,064	0,672
EY	10	U2	0,63	415,05	0,00	-934,584	2,203	5310,805
EY	11	U2	-0,63	0,00	0,00	-0,002	-1,561	7,471
EY	12	U2	-0,05	0,00	0,00	0,000	-0,173	0,664
EY	All	All	23,42	4896,57	0,00	121437,813	613,893	62788,136

Figure IV.2 : les efforts tranchants par ETABS.



Calcul de l'effort tranchant à la base :

Sens	V <sub>calculé</sub> (KN)	0.8 x V <sub>calculé</sub>	V <sub>ETABS</sub>	condition
x-x	5814.76	4651.81	4788.43	CV
y-y	5814.76	4651.81	4896.57	CV

Tableau IV.4 : vérification de l'effort tranchant a la base

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

### 5. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/version 2003 Article 7.4.3.1) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

**N<sub>d</sub>** : effort normal sismique.

**B** : l'aire (section brute) de la section de béton.

**f<sub>c28</sub>** : la résistance caractéristique du béton.

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous :

Etage considéré	N <sub>d</sub> (KN)	B (mm <sup>2</sup> )	F <sub>c28</sub> (N/ mm <sup>2</sup> )	V	Observation
E-sol/EC1	2631130	422500	25	0.249	CV
EC2/EC4	1748400	302500	25	0.23	CV
EC5/EC7	977210	250000	25	0.16	CV
EC8/EC10	455580	202500	25	0.09	CV

Tableau IV.5 : vérification de l'effort normal réduit des poteaux

### 6. Déplacements relatifs et le déplacement maximal :

D'après le RPA 99 (Art5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport Aux étage qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1 de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

Avec :

**δ<sub>ek</sub>** : déplacement dû aux forces sismiques F<sub>i</sub> (y compris l'effet de torsion).

**R** : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Story	U <sub>x</sub> (m)	$\delta_k$	$\Delta_k$	U <sub>y</sub> (m)	$\delta_k$	$\Delta_k$	1% h(m)	condition
SALLE	0.0551	0.2755	0.01	0.0525	0.2625	0.007	0.025	CV
10	0.0531	0.2655	0.015	0.0511	0.2555	0.014	0.0306	CV
9	0.0501	0.2505	0.017	0.0483	0.2415	0.0155	0.0306	CV
8	0.0467	0.2335	0.0195	0.0452	0.226	0.019	0.0306	CV
7	0.0428	0.214	0.022	0.0414	0.207	0.021	0.0306	CV
6	0.0384	0.192	0.0245	0.0372	0.186	0.023	0.0306	CV
5	0.0335	0.1675	0.0265	0.0326	0.163	0.0255	0.0306	CV
4	0.0282	0.141	0.028	0.0275	0.1375	0.027	0.0306	CV
3	0.0226	0.113	0.0285	0.0221	0.1105	0.027	0.0306	CV
2	0.0169	0.0845	0.0275	0.0167	0.0835	0.0265	0.0306	CV
1	0.0114	0.057	0.0245	0.0144	0.057	0.0245	0.0306	CV
RDC	0.0065	0.0325	0.0205	0.0065	0.0325	0.02	0.0306	CV
Entre sol	0.0024	0.012	0.012	0.0025	0.0125	0.0125	0.0306	CV

Tableau IV.6 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

❖ Détermination des valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par logiciel ETABS :

Display =>show tables : un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSES RESULTS =>Déplacement Data=>Table : diaphragme CM déplacement

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases / combos....ok=>ok

Les mêmes étapes pour le sens transversal, sauf que au lieu de sélectionner la combinaison E<sub>x</sub> on doit sélectionner E<sub>y</sub>.

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
TERRASSE1	DA13	EX	0,0551	0,0003
ET10	DA12	EX	0,0531	0,0003
EC9	DA11	EX	0,0501	0,0003
EC8	DA10	EX	0,0467	0,0002
EC7	DA9	EX	0,0428	0,0002
EC6	DA8	EX	0,0384	0,0002
EC5	DA7	EX	0,0335	0,0002
EC4	DA6	EX	0,0282	0,0001
EC3	DA5	EX	0,0226	0,0001
EC2	DA4	EX	0,0169	0,0001
EC1	DA3	EX	0,0114	0,0001
RDC	DA2	EX	0,0065	0,0000
E-SOL	DA1	EX	0,0024	0,0000

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
TERRASSE1	DA13	EY	0,0003	0,0525
ET10	DA12	EY	0,0003	0,0511
EC9	DA11	EY	0,0003	0,0483
EC8	DA10	EY	0,0002	0,0452
EC7	DA9	EY	0,0002	0,0414
EC6	DA8	EY	0,0002	0,0372
EC5	DA7	EY	0,0002	0,0326
EC4	DA6	EY	0,0001	0,0275
EC3	DA5	EY	0,0001	0,0221
EC2	DA4	EY	0,0001	0,0167
EC1	DA3	EY	0,0001	0,0114
RDC	DA2	EY	0,0000	0,0065
E-SOL	DA1	EY	0,0000	0,0025

Figure IV.3 : déplacements relatifs sous l'action EX et EY.

### 7. Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet **P-ΔK**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est **satisfaite** à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec :

**P<sub>K</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

**V<sub>K</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

**Δ<sub>K</sub>** : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

**h<sub>K</sub>** : hauteur de l'étage « K ».

**Sens x-x :**

Story	P <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>kx</sub> (m)	V <sub>kx</sub> (m)	θ <sub>kx</sub>
Salle	305.62	2.5	0.01	80.59	0.015
10	5888.21	3.06	0.015	941.89	0.03
9	5503.56	3.06	0.017	1625.99	0.018
8	5503.55	3.06	0.0195	2160.42	0.016
7	5703.41	3.06	0.022	2619.1	0.015
6	5703.41	3.06	0.0245	3016.83	0.015
5	5703.41	3.06	0.0265	3360.29	0.014
4	5924.3	3.06	0.028	3684.48	0.014
3	5924.3	3.06	0.0285	3992.08	0.013
2	5924.31	3.06	0.0275	4260.28	0.012
1	6429.2	3.06	0.0245	4496.66	0.011
RDC	6486.39	3.06	0.0205	4687.94	0.009
E-SOL	7323.25	4.08	0.012	4788.43	0.004

Tableau IV.7 : Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens x-x.

**Sens y-y :**

Story	P <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>ky</sub> (m)	V <sub>ky</sub> (m)	θ <sub>ky</sub>
SALLE	305.62	2.5	0.007	56.06	0.015
10	5888.21	3.06	0.014	945.01	0.028
9	5503.56	3.06	0.0155	1642.38	0.016
8	5503.55	3.06	0.019	2191.25	0.015
7	5703.41	3.06	0.021	2664.84	0.014
6	5703.41	3.06	0.023	3077.66	0.013
5	5703.41	3.06	0.0255	3434.77	0.013
4	5924.3	3.06	0.027	3769.56	0.013
3	5924.3	3.06	0.027	4084.56	0.012
2	5924.31	3.06	0.0265	4358.04	0.011

<b>1</b>	6429.2	3.06	0.0245	4598.25	0.011
<b>RDC</b>	6486.39	3.06	0.02	4792.89	0.008
<b>E-SOL</b>	7323.25	4.08	0.0125	4896.57	0.004

Tableau IV.8 : Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens y-y.

### 8. Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA 99/version 2003** dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Soit : CM : centre de masse. CR : centre de rigidité

On doit vérifier que :  $|CM - CR| \leq 5\% L$

Story	Diaphragmes	Y <sub>CCM</sub>	X <sub>CCM</sub>	Y <sub>CR</sub>	X <sub>CR</sub>	X <sub>CM</sub> -X <sub>CR</sub>	Y <sub>CM</sub> -X <sub>CR</sub>	condition
Salle	DA13	11.8	12.8	11.783	12.709	0.091	0.017	CV
ET10	DA12	11.765	12.798	11.686	12.844	0.046	0.079	CV
ET9	DA11	11.811	12.802	11.681	12.847	0.045	0.13	CV
ET8	DA10	11.811	12.802	11.680	12.845	0.043	0.131	CV
ET7	DA9	11.811	12.803	11.681	12.844	0.041	0.13	CV
ET6	DA8	11.810	12.803	11.684	12.843	0.04	0.126	CV
ET5	DA7	11.810	12.803	11.688	12.842	0.039	0.122	CV
ET4	DA6	11.810	12.804	11.694	12.842	0.038	0.116	CV
ET3	DA5	11.810	12.805	11.703	12.845	0.04	0.107	CV
ET2	DA4	11.810	12.805	11.713	12.854	0.049	0.097	CV
ET1	DA3	11.810	12.806	11.726	12.876	0.07	0.084	CV
RDC	DA2	11.924	12.806	11.745	12.930	0.124	0.179	CV
E-sol	DA1	11.771	12.805	11.771	13.007	0.202	0	CV

Tableau IV.9 : vérification de l'excentricité suivant y-y.

$$e_{x\max} = 0.202 \text{ m}$$

$$e_{y\max} = 0.126 \text{ m}$$

$$5\% L_x = 0.05 \times 26.1 = 1.305\text{m} > 0.202 \text{ m}$$

$$5\% L_y = 0.05 \times 24.1 = 1.205 > 0.126 \text{ m}$$

condition vérifiée

### ❖ Détermination des valeurs de centre de masse et de rigidité par logiciel ETABS :

Display=>show tables=> un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS=>building output =>center mass rigidity puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : Select cases/combos... OK=>OK.

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
E-SOL	DA1	12,805	11,771	13,007	11,771
RDC	DA2	12,806	11,924	12,930	11,745
EC1	DA3	12,806	11,810	12,876	11,726
EC2	DA4	12,805	11,810	12,854	11,713
EC3	DA5	12,805	11,810	12,845	11,703
EC4	DA6	12,804	11,810	12,842	11,694
EC5	DA7	12,803	11,810	12,842	11,688
EC6	DA8	12,803	11,810	12,843	11,684
EC7	DA9	12,803	11,811	12,844	11,681
EC8	DA10	12,802	11,811	12,845	11,680
EC9	DA11	12,802	11,811	12,847	11,681
ET10	DA12	12,798	11,765	12,844	11,686
TERRASSE1	DA13	12,800	11,800	12,709	11,783

Figure V.4 : Vérification de l'excentricité par ETABS

### Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période
- Le pourcentage de participation massique
- L'interaction voiles et portiques.
- L'effort tranchant à la base
- L'effort normal réduit dans les poteaux
- Le déplacement relatif et le déplacement maximal
- L'effet P-Delta.
- L'excentricité

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

# **CHAPITRE V :**

## Ferraillage des éléments structuraux

## V.1 Poteaux :

### Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \Rightarrow$  à l'ELU.
- $G+Q \Rightarrow$  à l'ELS. **RPA99 (Article 5.2)**
- $G+Q \pm E \Rightarrow$  **RPA99 révisé 2003.**
- $0,8G+Q \pm E \Rightarrow$  **RPA99 révisé 2003.**

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 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 :

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{c28}$	$f_{bu}$	$f_c(\text{MPa})$	$\sigma_s$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau V.1.1 : caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle

### I. Recommandation du RPA 2003

#### 1. Les armatures longitudinales : RPA2003 Article 7.4.2.1 page 61

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ❖ leur pourcentage **minimal** sera de : 0,9% en zone III
- ❖ Leur pourcentage **maximal** sera de
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement

Le diamètre minimum est de 12mm

La longueur minimale des recouvrements est de : 50 $\phi$  en zone III

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

#### ❖ Pourcentage minimal d'armature :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de 0.9 % de la section du béton :

**Poteaux 65x65** :  $A_{\min} = 0.009 \times 65 \times 65 = 38.025 \text{ cm}^2$

**Poteaux 55x55** :  $A_{\min} = 0.009 \times 55 \times 55 = 27.225 \text{ cm}^2$

**Poteaux 50x50 :**  $A_{\min} = 0.009 \times 50 \times 50 = 22.5 \text{ cm}^2$

**Poteaux 45x45 :**  $A_{\min} = 0.009 \times 45 \times 45 = 18.225 \text{ cm}^2$

❖ **Pourcentage maximal d'armature :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

**Zone courante :**

**Poteaux 65x65 :**  $A_{\max} = 0.04 \times 65 \times 65 = 169 \text{ cm}^2$

**Poteaux 55x55 :**  $A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$

**Poteaux 50x50 :**  $A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

**Poteaux 45x45 :**  $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

**Zone de recouvrement :**

**Poteaux 65x65 :**  $A_{\max} = 0.06 \times 65 \times 65 = 253.5 \text{ cm}^2$

**Poteaux 55x55 :**  $A_{\max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$

**Poteaux 50x50 :**  $A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

**Poteaux 45x45 :**  $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

**2. Armatures transversales : RPA2003 Article 7.4.2.2 page 62**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales
- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

**Avec :**

-  $V_u$  est l'effort tranchant de calcul

-  $h_1$  hauteur totale de la section brute

-  $f_e$  contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

-  $\rho_a$  coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \Rightarrow \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : Élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$l_f$  : La longueur de flambement des poteaux.



**1) L'espacement des armatures transversales :**

**Zone nodale :**  $t \leq 10\text{cm}$  **zone III**

**Zone courante :**  $t' \geq \min \left( b/2, h/2, 10\phi_1 \right)$  **zone III**

Avec :

$s_t$  : espacement des armatures transversales.

$a, b$  : dimensions de la section droite du poteau.

$\phi$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

**2) La quantité minimale d'armatures transversales  $\frac{A_t}{b \times t}$  en % est donnée comme suit :**

Si  $\lambda_g \geq 5$ : **0.3%**

Si  $\lambda_g \leq 3$ : **0.8%**

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$ : Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 t** minimum.

-Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (**cheminées > 12cm**) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

**II. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :****Exposé de la méthode de calcul :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier 3 cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

**Calcul du centre de pression :**

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

**1. Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

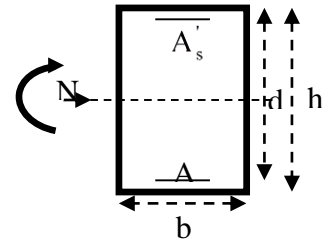
Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337h - 0.81c'] b h f_{bc}$$

Avec :

$N_u$  : effort de compression.

$M_f$  : moment fictif.



$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

1er cas :

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée. ( $A' = 0$ )

- Armatures fictives :  $A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$
- Armatures réelles :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$  Avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

2ème cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée. ( $A' \neq 0$ )

On Calcul:  $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

## 2. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d-c') - M_f \geq [0.337h - 0.81c'] b h f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

**1er cas :**

Si  $N_u (d-c') - M_f \geq (0.5 - c') b h f_{bc} \longrightarrow$  la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1' > 0$$

**La section d'armature :**

$$A_1' = \frac{M_f (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $N_u (d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \longrightarrow$  la section est Simplement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

**3. Section entièrement tendue :**

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_s (d - c)} \\ A_{ss} = \left( \frac{N_u}{\sigma_s} - A_{si} \right) \end{cases}$$

**Remarque :**

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **B** : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

### III. Vérification à L'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y'a lieu de vérifier :

**a- Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

**b- Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Nous avons deux cas à vérifier, en flexion composé et à L'ELS :

- Si  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.

**c- Vérification des contraintes :**

La section homogène est :

$$S = \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15(As \times c' + A' \times d) \right] \Rightarrow V_2 = H - V_1$$

Le moment d'inerties de la section totales homogène :

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + [A_s(V_1 - C)^2 + A_s'(V_2 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{V1}}{I_g} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque  $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ , donc il suffit de vérifier que  $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

**N<sub>s</sub>** : Effort de compression à L'ELS

**M<sub>s</sub>** : Moment fléchissant à l'ELS

**B<sub>0</sub>** : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_s$$

- Si  $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée

Il faut vérifier :

$$\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times y_i$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15[As(d - y)^2 + A's(y - c)^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

**y<sub>2</sub>** : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p y_2 + q = 0$$

$$p = -3c^2 - \frac{90A's}{b}(c - c')^2 + \frac{90As}{b}(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A's}{b}(c - c')^2 + \frac{90As}{b}(d - c)$$

$$c = \frac{h}{2} - 2$$

**C** : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

## V.1.1 Ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux se fait à l'ELU selon les deux sens (x-x) et (y-y).

### Exemple de calcul manuel :

Poteaux (65×65) à l'ELU :

$$N_{\min} = -2653.46 \text{ KN} \quad , \quad M_{\text{corr}} = 0.446 \text{ KN.m}$$

$$h = 65 \text{ cm}$$

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

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 65 - 3 = 62 \text{ cm.}$$

Calcul de centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.446}{2653.46} = 0.017 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{65}{2} - 3 = 29.5 \text{ cm}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$$

Vérification de l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \geq [0.337h - 0.81c'] b h f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0.446 + 0.295 \times 2653.46 = 783.217 \text{ KN.m}$$

- $N_u (d - c') - M_f = 2653.46 (0.62 - 0.03) - 783.217 = 782.324 \text{ KN.m}$
- $[0.337h - 0.81c'] b h f_{bc} = (0.337 \times 650 - 0.81 \times 30) 650 \times 650 \times 14.2 = 1168.403 \text{ KN.m}$

D'où

$$N_u (d - c') - M_f \leq [0.337h - 0.81c'] b h f_{bc}$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{783.217 \times 10^6}{650 \times 620^2 \times 14.2} = 0.220$$

$$\text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.22 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{la section est simplement armée. (A' = 0)}$$

$$\text{D'où } \beta = 0.874$$

- Armatures fictives :  $A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{783.217 \times 10^6}{0.874 \times 620 \times 348} = 41.53 \text{ cm}^2 \quad A_f' = 0$
- Armatures réelles :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$   

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 41.53 \times 10^2 - \frac{2653.46 \times 10^3}{348} = -34.72 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e s \pm 0.455d}{e s \pm 0.185d} b d$$

Les résultats calculés par logiciel socotec sont résumés dans les tableaux ci-après :

✚ Sens longitudinal M<sub>3</sub> :

Zone	poteau	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	OBS	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cnfr</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopter (cm <sup>2</sup> )
I	65x65	N <sub>min</sub> =-2653.46	M <sub>cor</sub> =0.446	0.016	SEC	0	0	13.78	13.78
		N <sub>max</sub> =1061.44	M <sub>cor</sub> =92.678	8.731	SET	9.34	17.2		17.2
		N <sub>cor</sub> =517.3	M <sub>max</sub> =231.217	44.696	SPC	0	16.13		16.13
II	55x55	N <sub>min</sub> =-1802.6	M <sub>cor</sub> = 1.153	0.063	SEC	0	0	11.72	11.72
		N <sub>max</sub> = 306.22	M <sub>cor</sub> =131.861	43.06	SPC	0	10.41		11.72
		N <sub>cor</sub> = 173.85	M <sub>max</sub> =172.552	99.25	SPC	0	10.73		11.72
III	50x50	N <sub>min</sub> = -1802.6	M <sub>cor</sub> = 1.643	0.091	SEC	0	0	5.67	5.67
		N <sub>max</sub> =60.64	M <sub>cor</sub> =14.503	23.92	SPC	0	1.68		5.67
		N <sub>cor</sub> =-166.13	M <sub>max</sub> =124.995	75.23	SPC	0	5.7		5.7
VI	45x45	N <sub>min</sub> = -581.67	M <sub>cor</sub> = 1.874	0.322	SEC	0	0	4.52	4.52
		N <sub>max</sub> =76.29	M <sub>cor</sub> =9.43	12.36	SET	0.26	1.65		4.52
		N <sub>cor</sub> =-191.38	M <sub>max</sub> =81.893	42.79	SPC	0	3.37		3.37

Tableau V.1.2 : Calcul des sections d'armatures tendues dans le sens x-x

✚ Sens transversal M<sub>2</sub> :

Zone	poteau	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	OBS	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopter (cm <sup>2</sup> )
I	65x65	N <sub>min</sub> =-2653.46	M <sub>cor</sub> =1.574	0.059	SEC	0	0	14.55	14.55
		N <sub>max</sub> = 1061.44	M <sub>cor</sub> = 3.553	0.334	SET	13.12	13.42		14.55
		N <sub>cor</sub> = -553.44	M <sub>max</sub> =236.464	42.72	SPC	0	2.94		14.55
II	55x55	N <sub>min</sub> =-1802.6	M <sub>cor</sub> =1.662	0.092	SEC	0	0	12.54	12.54
		N <sub>max</sub> = 306.22	M <sub>cor</sub> =0.191	0.062	SET	3.82	3.84		12.54
		N <sub>cor</sub> = -432.09	M <sub>max</sub> =188.801	43.69	SPC	0	4.1		12.54

III	45x45	$N_{min} = -1802.6$	$M_{cor} = 2.879$	0.15	SEC	0	0	6.06	6.06
		$N_{max} = 60.04$	$M_{cor} = 1.161$	1.93	SET	0.68	0.82		6.06
		$N_{cor} = -336.31$	$M_{max} = 152.89$ 6	45.46	SPC	0	5.58		6.06
VI	40x40	$N_{min} = -581.67$	$M_{cor} = 3.353$	0.57	SEC	0	0	4.65	4.65
		$N_{max} = 76.29$	$M_{cor} = -0.02$	0.026	SET	0.95	0.96		4.65
		$N_{cor} = -230.88$	$M_{max} = 104.26$ 1	45.15	SPC	0	4.61		4.65

Tableau V.1.3 : Calcul des sections d'armatures tendues dans le sens y-y.

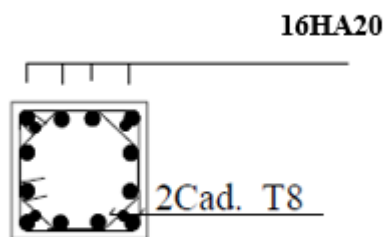
On opte pour le ferraillage suivant :

❖ Zone I :(65x65)

Sens xx :  $A_{s \max} = 17.2 \text{ cm}^2$

Sens yy :  $A_{s \max} = 14.55 \text{ cm}^2$

$A_{totale} = 16\text{HA}20 = 50.27 \text{ cm}^2 > A_{min}^{RPA} = 38.03 \text{ cm}^2$

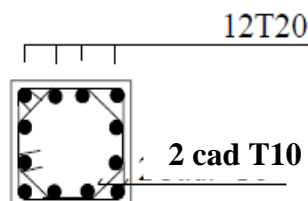


❖ Zone II :(55x55)

Sens xx :  $A_{s \max} = 11.72 \text{ cm}^2$

Sens yy :  $A_{s \max} = 12.54 \text{ cm}^2$

$A_{totale} = 12\text{HA}20 = 37.68 \text{ cm}^2 > A_{min}^{RPA} = 27.23 \text{ cm}^2$



❖ Zone III :(50x50)

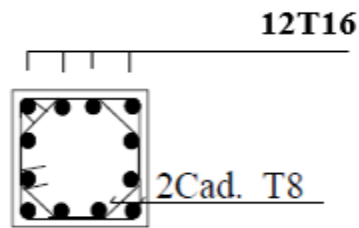
Sens xx :  $A_{s \max} = 5.7 \text{ cm}^2$

Sens yy :  $A_{s \max} = 6.06 \text{ cm}^2$

$A_{totale} = 12\text{HA}14 = 18.47 \text{ cm}^2 < A_{min}^{RPA} = 22.5 \text{ cm}^2$

Donc les poteaux **50x50** seront ferrillés avec la section minimale du RPA :  $A_{\min}^{\text{RPA}} = 22.5 \text{ cm}^2$

$$12\text{HA}16 = 24.13 \text{ cm}^2$$

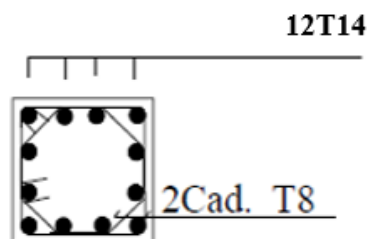


### ❖ Zone IV : (45x45)

**Sens xx** :  $A_{s \max} = 4.52 \text{ cm}^2$

**Sens yy** :  $A_{s \max} = 4.65 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{totale}} = 12\text{HA}14 = 18.47 \text{ cm}^2 > A_{\min}^{\text{RPA}} = 18.23$$



### V.1.2 Vérification a l'ELU :

#### 1. Armatures transversales : RPA2003 Article 7.4.2.2 page 62 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times Vu}{h \times f_e}$$

**Vu** : Effort tranchant de calcul

**h** : Hauteur totale de la section brute

**f<sub>e</sub>** : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

**t** : Espacement des armatures transversales

**ρ<sub>a</sub>** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à **2,50** si l'élancement géométrique λ<sub>g</sub> dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire

### ❖ Poteaux (65 x 65) :

#### 1- Sous-sol :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$



$$l_f = 0.707 l_0$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.88}{0.65} = 4.23 \leq 5 \quad \text{d'où} \quad \rho_a = 3.75$$

$$A_t \geq \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_{fe}} \times t = \frac{3.75 \times 130.9 \times 10^3}{650 \times 400} \times 100 = 188.79 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 1.9 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

2- RDC et ET1 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.65} = 3.11 \leq 5 \quad \text{d'où} \quad \rho_a = 3.75$$

$$A_t \geq \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_{fe}} \times t = \frac{3.75 \times 130.9 \times 10^3}{650 \times 400} \times 100 = 188.79 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 1.9 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

❖ Poteaux (55 x55) :

Et2/ ET4 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.55} = 3.7 \leq 5 \quad \text{d'où} \quad \rho_a = 3.75$$

$$A_t \geq \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_{fe}} \times t = \frac{3.75 \times 124.59 \times 10^3}{550 \times 400} \times 100 = 212.3 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 2.12 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA10}$

❖ Poteaux (50 x50) :

ET5/ET7 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.55} = 4.08 \leq 5 \quad \text{d'où} \quad \rho_a = 3.75$$

$$A_t \geq \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_{fe}} \times t = \frac{3.75 \times 102.36 \times 10^3}{500 \times 400} \times 100 = 191.9 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 1.9 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8}$

❖ Poteaux (45 x45) :

Et 8 / ET 10 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.55} = 4.49 < 5 \quad \text{d'où} \quad \rho_a = 3.75$$

$$A_t \geq \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times t = \frac{3.75 \times 73.38 \times 10^3}{450 \times 400} \times 100 = 152.87 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8$

## 2. L'espacement des armatures transversales :

Zone nodale :  $t \leq 10 \text{ cm}$  zone III

On prend :  $t = 8 \text{ cm}$

Zone courante :  $t' \geq \min \left( \frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\phi_1 \right)$  zone III

$$t' \geq \min \left( \frac{65}{2}, \frac{65}{2}, 10(1.4) \right)$$

$$t' \geq \min (32.5, 32.5, 14)$$

$$t' \geq 14 \text{ cm}$$

On prend :  $t' = 10 \text{ cm}$

Avec :

$t$  : espacement des armatures transversales.

$a, b$  : dimensions de la section droite du poteau.

$\phi$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

## 3. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\left[ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1 \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \cdot b_1 \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 \dots\dots \text{interpoler entre les deux valeurs précédentes} \end{array} \right.$$

Avec :

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

### ❖ Poteaux (65 x 65)

#### 1-Sous-sol :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.88}{0.65} = 4.23 \leq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \longrightarrow \quad \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 65 = 1.56 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$  CV

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 65 = 1.95 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$  CV

#### 2-RDC et ET1 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.65} = 3.1 \leq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \longrightarrow \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times s_t} = 0.3\%$$

**Zone nodale :**  $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 65 = 1.56 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$  CV

**Zone courante :**  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 65 = 1.95 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$  CV

❖ **Poteaux (55 x55) :**

Et2/ ET4 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.55} = 3.7 \leq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \longrightarrow \quad \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times s_t} = 0.36\%$$

**Zone nodale :**  $A_t^{\min} = 0.0036 \times 8 \times 55 = 1.58 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$  CV

**Zone courante :**  $A_t^{\min} = 0.0036 \times 10 \times 55 = 1.98 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$  CV

❖ **Poteaux (50 x50) :**

✓ **ET5/ET7 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{0.50} = 4.08 \leq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \longrightarrow \quad \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times s_t} = 0.4\%$$

**Zone nodale :**  $A_t^{\min} = 0.004 \times 8 \times 50 = 1.6 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$  CV

**Zone courante :**  $A_t^{\min} = 0.004 \times 10 \times 50 = 2 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$  CV

❖ **Poteaux (45 x45) :**

Et 8 / ET 10 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.80}{0.45} = 4.49 < 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \longrightarrow \quad \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times s_t} = 0.44\%$$

**Zone nodale :**  $A_t^{\min} = 0.0044 \times 8 \times 45 = 1.58 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$  CV

**Zone courante :**  $A_t^{\min} = 0.0044 \times 10 \times 45 = 1.98 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$  CV

#### 4. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

	H	h'
Poteaux (65x65)	4.08	$h' = \text{Max} \left( \frac{408-35}{6}; 65; 65; 60 \right) = 65 \text{ cm}$
	3.06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6}; 65; 65; 60 \right) = 65 \text{ cm}$
Poteaux (55x55)	3.06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6}; 55; 55; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteaux (50x50)	3.06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteaux (45x45)	3.06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau V.1.4: Détermination de la zone nodale

### 5. Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \longrightarrow \rho_b = 0.075 & \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 & \longrightarrow \rho_b = 0.04 & \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Poteau	He (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
56x56	4.08	65	62	130.9	4.23	0.04	0.32	1	CV
	3.06	65	62	130.9	3.11	0.04	0.32	1	CV
55x55	3.06	55	52	124.59	3.7	0.04	0.43	1	CV
50x50	3.06	50	47	102.36	4.08	0.04	0.42	1	CV
45x45	3.06	45	42	73.38	4.49	0.04	0.38	1	CV

Tableau V.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

### 6. La longueur minimale des recouvrements :

Pour la zone III :  $L_r = 50\Phi$

$$\emptyset 20 \longrightarrow L_r = 50 \times 2.0 = 100 \text{ cm}$$

$$\emptyset 16 \longrightarrow L_r = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$$

$$\emptyset 14 \longrightarrow L_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$$

## V.1.3 Vérifications à l'ELS :

### ❖ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : 348MPa

Contrainte admissible du béton : 15MPa

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et 2-2 :

✚ Sens longitudinal  $M_3$  :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{ss}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_{si}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
E-sol/ET1	$N_{min} = -1918.71$	$M_{cor} = 0.317$	4.01	60.2	4	60	15	348	CV
	$N_{max} = -477.76$	$M_{cor} = 1.704$	1.03	15.3	0.97	14.6	15	348	CV
	$N_{cor} = -1091.19$	$M_{max} = 25.451$	2.7	39.9	1.86	28.5	15	348	CV
ET2/ET4	$N_{min} = -271.69$	$M_{cor} = 0.833$	0.81	12.2	0.79	11.8	15	348	CV
	$N_{max} = 1309.86$	$M_{cor} = 0.483$	3.87	58	3.83	57.4	15	348	CV
	$N_{cor} = -778.55$	$M_{max} = 29.269$	3.1	45.2	1.47	23.5	15	348	CV
ET5/ET7	$N_{min} = -857.74$	$M_{cor} = 1.183$	3.24	48.6	3.15	47.3	15	348	CV
	$N_{max} = -130.2$	$M_{cor} = 0.182$	0.49	7.37	0.48	7.18	15	348	CV
	$N_{cor} = -429.52$	$M_{max} = 28.926$	2.79	39.6	0.41	8.35	15	348	CV
ET8/ET10	$N_{min} = -423.28$	$M_{cor} = 1.348$	1.99	29.7	1.84	27.8	15	348	CV
	$N_{max} = -10.86$	$M_{cor} = -0.29$	0.06	0.94	0.03	0.53	15	348	CV
	$N_{cor} = -86.02$	$M_{max} = 35.254$	3.33	40.2	0	-87.1	15	348	CV

Tableau V.1.6 : vérification à l'ELS dans le sens x-x

✚ Sens transversal  $M_2$  :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{ss}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_{si}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
s-sol/et ET1	$N_{min} = 1918.71$	$M_{cor} = 1.114$	4.02	60.3	3.99	59.8	15	348	CV
	$N_{max} = -477.76$	$M_{cor} = -3.341$	15.7	15.7	14.2	14.2	15	348	CV
	$N_{cor} = -1198.9$	$M_{max} = 36.675$	3.1	45.7	1.9	29.3	15	348	CV
ET2/ET4	$N_{min} = 1309.86$	$M_{cor} = 1.341$	3.89	58.3	3.81	57.3	15	348	CV
	$N_{max} = -271.69$	$M_{cor} = -1.651$	0.84	12.6	0.75	11.4	15	348	CV
	$N_{cor} = -730.36$	$M_{max} = 31.296$	3.02	43.8	1.28	20.60	15	348	CV
ET5/ET7	$N_{min} = -857.74$	$M_{cor} = 2.239$	3.29	49.1	3.1	46.7	15	348	CV
	$N_{max} = -130.2$	$M_{cor} = -1.198$	0.53	7.92	0.44	6.63	15	348	CV
	$N_{cor} = -405.3$	$M_{max} = 32.58$	2.84	40.3	0.17	5.03	15	348	CV
ET8/ET10	$N_{min} = -423.28$	$M_{cor} = 2.593$	2.06	30.6	1.77	26.9	15	348	CV
	$N_{max} = -10.86$	$M_{cor} = -1.508$	0.14	1.91	0	-6.67	15	348	CV
	$N_{cor} = -55.5$	$M_{max} = 38.409$	3.58	41.3	0	-120.7	15	348	CV

Tableau V.1.7 : vérification à l'ELS dans le sens y-y

**V.2 Poutres :****Introduction :**

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

**I. Recommandation du RPA 2003****1. Les armatures longitudinales : RPA2003 Article 7.5.2.1 page 65 :****❖ Pourcentage total minimum :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b h) \quad \text{en toute section.}$$

**Poutres principales PP :**

$$A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$$

**Poutres secondaires PS :**

$$A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

**❖ Pourcentage total maximum :**

$$A_{\max} = 4\% (b h) \quad \text{en zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% (b h) \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

**Poutres principales PP :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$$

**Poutres secondaires PS :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$$

**2. Armatures transversales : RPA2003 Article 7.4.2.2 page 62****❖ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

**❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales :**

$$S_t = \min (h/4, 12\phi) \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

$\phi$ : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- ❖ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## II. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

### Exposé de la méthode de calcul :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant entravées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

- ❖ **Moment réduit «  $\mu$  » :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour feE400 on a :  $\mu_1 = 0.392$

### 1er cas :

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc}=0$ )

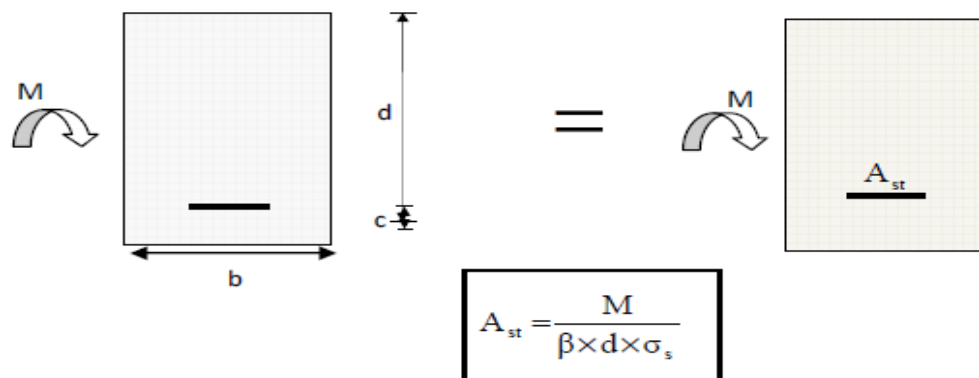


Figure V.2.1 : Section rectangulaire simplement armée

### 2ème cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée.

On calcule :  $M_L = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_L$$

Avec :

$M_L$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

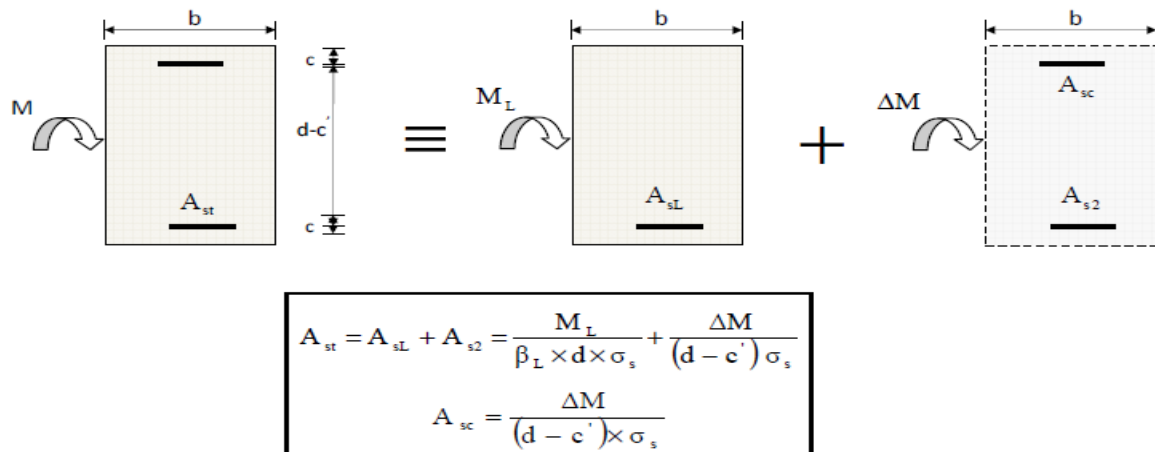


Figure V.2.2 : Section rectangulaire doublement armée

### V.2.1 Ferraillage des poutres :

**Remarque :** toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

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

Après extraction des efforts, nous avons constaté que les poutres solidaires aux voiles sont plus sollicitées par rapport à ceux qui leur sont éloignés, donc ils seront ferrailés convenablement par rapport à ces efforts.

#### 1. Poutre principales :

-Non adhérees aux voiles :

✚ En travée :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Mu (KN.m)	Obs	A <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>frag</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Zone I	25x35	M <sub>t</sub> = 48.524	SSA	0	4.05	0.97	4.38	4.62	3HA14
Zone II		M <sub>t</sub> = 50.09	SSA	0	4.19			4.62	3HA14
Zone III		M <sub>t</sub> = 43.477	SSA	0	3.61			4.62	3HA14
Zone IV		M <sub>t</sub> = 35.694	SSA	0	2.94			3.39	3HA12

Tableau V.2.1 : Ferraillage des poutres principales en travée.



✚ En appuis :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Mu (KN.m)	Obs	As <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>frag</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Zone I	25x35	M <sub>sup</sub> =-88.424	SSA	0	7.74	0.97	4.38	8.01	3HA14+3HA12 chap
		M <sub>inf</sub> = 55.29	SSA	0	4.65			6.88	3HA14+2HA12 chap
Zone II		M <sub>sup</sub> =-93.342	SSA	0	8.22			9.24	3HA14+3HA14 chap
		M <sub>inf</sub> =60.417	SSA	0	5.11			6.88	3HA14+2HA12 chap
Zone III		M <sub>sup</sub> =-90.354	SSA	0	7.93			8.01	3HA14+3HA12
		M <sub>inf</sub> =53.271	SSA	0	4.47			4.62	3HA14
Zone IV		M <sub>sup</sub> =-78.166	SSA	0	6.75			6.78	3HA12+3HA12 chap
		M <sub>inf</sub> =35.002	SSA	0	2.88			3.39	3HA12

Tableau V.2.2 : Ferraillage des poutres principal en appuis

- Adhérées aux voiles :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Mu (KN.m)	Obs	As <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>frag</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adopt</sub>	Ferrailage
Zone I	25x35	M <sub>sup</sub> =-159.576	SSA	0	15.58	0.97	4.38	18.84	3HA20+3HA20 chap
		M <sub>inf</sub> = 133.306	SSA	0	12.44			13.44	3HA20+2HA16 chap
Zone II		M <sub>sup</sub> =-167.528	SSA	0	16.61			18.84	3HA20+3HA20 chap
		M <sub>inf</sub> =135.396	SSA	0	12.68			13.44	3HA20+2HA16 chap
Zone III		M <sub>sup</sub> =-150.951	SSA	0	14.51			15.45	3HA20+3HA16 chap
		M <sub>inf</sub> =105.924	SSA	0	9.49			10.05	3HA16+2HA16 chap
Zone IV		M <sub>sup</sub> =-110.26	SSA	0	9.94			10.05	3HA16+2HA16 chap
		M <sub>inf</sub> =68.187	SSA	0	5.82			6.03	3HA16

Tableau V.2.3 : Ferraillage des poutres principales adhérentes aux voiles.

## 2. Poutre secondaires :

-Non adhérees aux voiles :

✚ En travée :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Mu (KN.m)	Obs	AS <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>frag</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adopt</sub>	Ferraillage
Zone I	25x30	M <sub>t</sub> =21.269	SSA	2.03	0.00	0.82	3.75	3.39	3HA12
Zone II		M <sub>t</sub> =25.094	SSA	2.4	0.00			3.39	3HA12
Zone III		M <sub>t</sub> =24.359	SSA	2.33	0.00			3.39	3HA12
Zone IV		M <sub>t</sub> =19.823	SSA	1.89	0.00			3.39	3HA12

Tableau V.2.4 : Ferraillage des poutres secondaires en travée.

✚ En appuis :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Mu (KN.m)	Obs	AS <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>frag</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adopt</sub>	Ferraillage
Zone I	25x30	-57.719	SSA	5.82	0.00	0.82	3.75	6.78	3HA12+3HA12 chap
Zone II		-64.549	SSA	6.58	0.00			6.78	3HA12+3HA12 chap
Zone III		-62.402	SSA	6.34	0.00			6.78	3HA12+3HA12 chap
Zone IV		-50.938	SSA	5.08	0.00			5.65	3HA12+2HA12 chap

Tableau V.2.5 : Ferraillage des poutres secondaires en appuis.

-Adhérees aux voiles :

✚ En travée :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Mu (KN.m)	Obs	AS <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>frag</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adopt</sub>	Ferraillage
Zone I	25x30	M <sub>t</sub> =157.803	SDA	19.70	0.81	0.82	3.75	21.99	3HA20+4HA20 chap
Zone II		M <sub>t</sub> =164.983	SSA	20.45	1.55			21.99	3HA20+4HA20 chap
Zone III		M <sub>t</sub> =140.626	SSA	17.14	0.00			17.46	3HA20+4HA16 chap
Zone IV		M <sub>t</sub> =89.632	SSA	9.59	0.00			11.43	3HA20+1HA16 chap

Tableau VI.2.6 : Ferraillage des poutres secondaires adhérees aux voiles en travée

✚ En appuis :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Mu (KN.m)	Obs	AS <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>frag</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adopt</sub>	Ferraillage
Zone I	25x30	M <sub>a</sub> =-101.208	SDA	11.10	0.00	0.82	3.75	11.43	3HA20+1HA16 chap
Zone II		M <sub>a</sub> =-114.91	SDA	13.01	0.00			13.44	3HA20+2HA16 chap
Zone III		M <sub>a</sub> =-101.932	SSA	11.20	0			11.43	3HA20+1HA16 chap

Zone IV		$M_a = -67.793$	SSA	6.96	0		9.42	3HA20 chap
---------	--	-----------------	-----	------	---	--	------	------------

Tableau V.2.7 : Ferraillage des poutres secondaires adhérees aux voiles en appuis

## V.2.2 Vérifications à L'ELU :

### 1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec :

$T_{\max}$  : effort tranchant.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

#### Poutre principales non solidaire aux voiles :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} = \frac{110.21 \times 10}{25 \times 32} = 1.38 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### Poutre principales solidaire aux voiles :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} = \frac{139 \times 10}{25 \times 32} = 1.74 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### Poutre secondaires non solidaire aux voiles :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} = \frac{38.18 \times 10}{25 \times 27} = 0.57 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### Poutre secondaires solidaire aux voiles :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d} = \frac{194.54 \times 10}{25 \times 27} = 2.88 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 2. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99) :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$$

#### Poutre principales non solidaire aux voiles :

$$T_{\max} = 110.21 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 32 \times 25 \times 10^{-1} = 480 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### Poutre principales solidaire aux voiles :

$$T_{\max} = 139 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 32 \times 25 \times 10^{-1} = 480 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**Poutre secondaires non solidaire aux voiles :**

$$T_{\max} = 38.18 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 27 \times 25 \times 10^{-1} = 405 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**Poutre secondaires solidaire aux voiles :**

$$T_{\max} = 194.54 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 27 \times 25 \times 10^{-1} = 405 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**3. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / 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

$$\left( T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$\text{D'où : } A_s > \left( T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{Y_s}{f_e}$$

**Poutre principales non solidaire aux voiles :**

$$\left( 110.21 - \frac{93.342}{0.9 \times 0.32} \right) = -213.94 < 0$$

**Poutre secondaires non solidaire aux voiles :**

$$\left( 38.18 - \frac{64.549}{0.9 \times 0.27} \right) = -227.45 < 0$$

**Poutre secondaires solidaire aux voiles :**

$$\left( 194.54 - \frac{114.91}{0.9 \times 0.27} \right) = -278.34 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées 99) :**

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

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

Avec :

$\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Pour les Aciers HA).

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum \mu_i}$$

Avec :

$\sum \mu_i$  : somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

**Poutre principales non solidaire aux voiles :**

$$\sum \mu_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 24.5 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{110.21}{0.9 \times 32 \times 24.5} \times 10 = 1.56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Poutre secondaires non solidaire aux voiles :**

$$\sum \mu_i = (3 \times 3.14 \times 1.2) \times 2 = 22.62 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{38.18}{0.9 \times 27 \times 22.62} \times 10 = 0.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**5. Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :**

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 . f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi 20 : L_s = 70.42 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_s = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 16 : L_s = 56.4 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_s = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 14 : L_s = 49.34 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 12 : L_s = 42.25 \text{ cm} \quad \text{soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "L<sub>c</sub>" est au moins égale à 0.4L<sub>s</sub>.

$$\text{Pour } \phi 20 : L_s = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 16 : L_s = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 14 : L_s = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 12 : L_s = 18 \text{ cm}$$

**Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{25}{10} ; 2.0\right) = (1 ; 2.5 ; 2) = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

**La section d'armature transversale :**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :****Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :**

$$S_t = (0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

**Poutre principales :**  $S_t = (0.9 \times 32 ; 40 \text{ cm}) = (28.8 ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Poutre secondaire :**  $S_t = (0.9 \times 27 ; 40 \text{ cm}) = (24.3 ; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Espacement maximal des armatures selon le RPA2003 Article 7.5.2.2 page 66 :**

**Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$

**Poutre principales :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12(1.2)\right)$$

$$S_t \leq \min(8.75, 14.4)$$

$$S_t \leq 8.75 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 8 \text{ cm}$

**Poutre secondaires :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12(1.2)\right)$$

$$S_t \leq \min(7.5, 14.4)$$

$$S_t \leq 7.5 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 7 \text{ cm}$

**Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

**Poutre principales :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutre secondaires :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Quantité d'armatures transversales selon le RPA2003 Article 7.5.2.2 page 66 :

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

Poutres principales :  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires :  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$

**V.2.3 Vérifications à L'ELS :**

**1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

**2. Etat limite de compression du béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

**1. Poutre principale :**

-Non adhérentes aux voiles :

Niveau	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Zone I	$M_{sup} = -37.967$	8.01	-172.1	8.24	15	Cv
	$M_{inf} = 2.723$	6.88	-14.2	0.62	15	Cv
	$M_t = 32.593$	4.62	-248.5	8.48	15	Cv
Zone II	$M_{sup} = -30.924$	9.24	-122.6	6.43	15	Cv
	$M_{inf} = 4.657$	6.88	-32.8	1.2	15	Cv
	$M_t = 22.353$	4.62	-190.1	6.18	15	Cv
Zone III	$M_{sup} = -33.101$	8.01	-154	7.4	15	Cv
	$M_{inf} = 6.188$	4.62	-49.4	1.67	15	Cv
	$M_t = 22.721$	4.62	-222.7	6.62	15	Cv
Zone IV	$M_{sup} = -34.215$	6.75	-185.3	8.05	15	Cv
	$M_{inf} = 10.56$	2.88	128.4	3.34	15	Cv
	$M_t = 24.653$	3.39	-294	7.75	15	Cv

Tableau V.2.8 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les PP.

- Adhérées aux voiles :

Niveau	M <sub>s</sub> (KN.m)	As	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
Zone I	M <sub>sup</sub> = 29.029	18.84	-71.8	5.37	15	Cv
	M <sub>inf</sub> = -6.791	13.44	-10.7	1.33	15	Cv
Zone II	M <sub>sup</sub> = 30.467	18.84	-71	5.55	15	Cv
	M <sub>inf</sub> = -14.539	13.44	-43.6	2.84	15	Cv
Zone III	M <sub>sup</sub> = 36.571	15.45	-96.7	6.89	15	Cv
	M <sub>inf</sub> = 14.01	10.05	-55.1	2.97	15	Cv
Zone IV	M <sub>sup</sub> = 39.891	10.05	-150.1	8.34	15	Cv
	M <sub>inf</sub> = 16.867	6.03	-105.1	4.16	15	Cv

Tableau V.2.9 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les PP.

2. Poutre secondaires :

-Non adhérentes aux voiles :

Niveau	M <sub>s</sub> (KN.m)	As	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
Zone I	M <sub>a</sub> = -5.79	6.78	-42.5	1.85	15	Cv
	M <sub>t</sub> = 8.019	3.39	-160.1	3.72	15	Cv
Zone II	M <sub>a</sub> = -7.687	6.78	-50.2	2.36	15	Cv
	M <sub>t</sub> = 8.065	3.39	-137.2	3.51	15	Cv
Zone III	M <sub>a</sub> = -9.991	6.78	-67.6	3.11	15	Cv
	M <sub>t</sub> = 8.189	3.39	-143.3	3.61	15	Cv
Zone IV	M <sub>a</sub> =-11.011	5.65	-91.8	3.68	15	Cv
	M <sub>t</sub> = 8.397	3.39	-179.6	4.01	15	Cv

TableauV.2.10 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les PS.

- Adhérées aux voiles :

Niveau	M <sub>s</sub> (KN.m)	As	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
Zone I	M <sub>a</sub> = -0.115	11.43	-0.27	0.03	15	Cv
	M <sub>t</sub> = 0.108	21.99	-0.43	0.03	15	Cv
Zone II	M <sub>a</sub> = -0.176	13.44	-2.62	0.25	15	Cv
	M <sub>t</sub> =0.22	21.99	-0.76	0.06	15	Cv
Zone III	M <sub>a</sub> = -0.392	11.43	-1.56	0.1	15	Cv
	M <sub>t</sub> = 0.232	17.46	-0.62	0.06	15	Cv
Zone IV	M <sub>a</sub> =-0.277	9.42	-1.72	0.08	15	Cv
	M <sub>t</sub> = 0.218	11.43	-1	0.06	15	Cv

Tableau V.2.11 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les PS.



**3. Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$f$ : La valeur de la flèche trouvée par ETABS

- Poutre principal :

$$f = 0.35cm < \bar{f} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

- Poutre principal :

$$f = 0.35cm < \bar{f} = \frac{410}{500} = 0.82cm$$

Condition vérifiée.

**V.2 Voiles :****Introduction :**

Les voiles sont des éléments réalisés afin d'assurer deux fonctions principales. La première est une fonction porteuse telle qu'ils permettent la reprise d'une partie des charges verticales. La deuxième est une fonction de contreventement assurant ainsi, la stabilité des structures sous l'action des charges horizontales.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales G ; Q et E

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 4 zones.

**Zone I :** Sous-sol, RDC et 1<sup>ER</sup> étage.

**Zone II :** 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage.

**Zone III :** 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> étage.

**Zone IV :** 8<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> et 10<sup>eme</sup> étage.

Les voiles seront calculées en flexion composée ce qui nécessitera une disposition du ferraillage suivant :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

**Combinaison d'action :**

Les combinaisons à prendre en compte sont données ci-dessous :

**Selon le BAEL 91 :** 1.35G+1.5Q

G+Q

**Selon le RPA version 2003 :** G+Q±E

0.8G±E

**I. Ferraillage des voiles :**

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur(d).

**1. Armature vertical :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations (N, M) les plus défavorables tel que :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

**B :** Section du béton **B= e.L**

**I :** Moment d'inertie du trumeau

**v, v' :** Bras de levier :  $v = v' = L/2$

**L :** longueur du voile

N.B : dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats ETABS.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

**Avec :**

**h<sub>e</sub> :** hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

**L<sub>c</sub> :** la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$$

- longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

### Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Section d'armature :  $A_{vi} = \frac{N_i \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

**Avec :** **e :** épaisseur du voile.

**σ<sub>s</sub> :** contrainte de l'acier.

**B :** Section du voile.

**Armatures minimales :** (Art A.8.1, 21BAEL91)

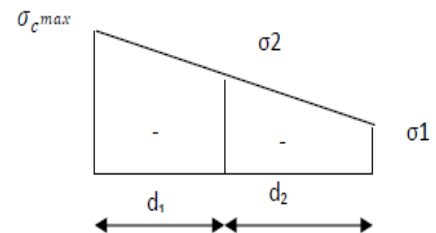
$$A_{\min} \geq \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

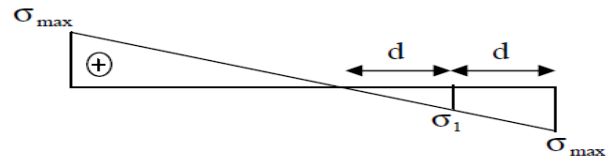
### Section partiellement comprimée :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



**Figure V.3.1 : Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)**



**Figure V.3.2 : Diagramme des contraintes d'une (SPC)**

Section d'armature :  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

**Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

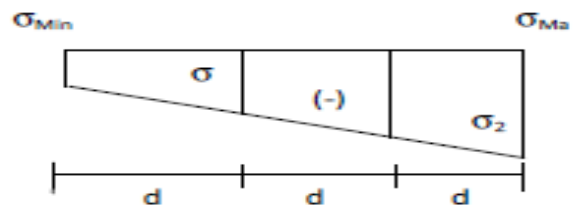


Figure V.3.3 : Diagramme des contraintes d'une (SET)

Section d'armature :  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

## 2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

❖ D'après le BEAL 91 :  $A_h = \frac{A_v}{4}$

❖ D'après le RPA 2003 :  $A_h \geq 0.15\% B$

## 3. Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

## 4. Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec :  $V = 1.4 T$

$T$  : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### 5. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

## II. Disposition constructives :

### Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

### Longueur de recouvrement :

-  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement 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 minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

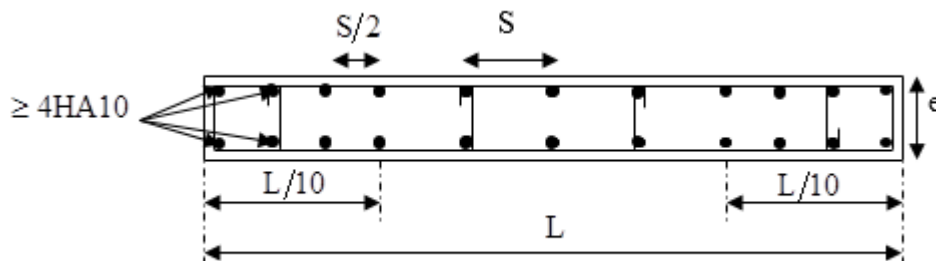


Figure V.3.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

## III. Vérification des contraintes de cisaillement :

### ❖ D'après le RPA99 /2003 :

Contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieure à la contrainte admissible  $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec :  $V = 1.4 T$

$b$  : Épaisseur du voile.

$d$  : hauteur utile :  $d=0.9h$ .

h : Hauteur totale de la section brute.

❖ **D'après le BAEL91 :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V}{b.d}$$

#### **IV. Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

**Avec :**  $N_s$  : Effort normal appliqué.

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armatures adoptée.

#### **Calcul de ferraillage :**

	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		1.5	1.5	1.5	1.5
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )		0.3	0.3	0.3	0.3
Sollicitation de calcul	T (kN)		255.35	213.95	158.97	101.44
	N <sub>s</sub> (kN)		-354.28	-271.21	-152.86	12.45
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		13474.95	5524.51	5530.06	4774.72
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		-16956.97	-7954.07	-7297.31	-5878.46
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L <sub>c</sub>		0.66	0.61	0.65	0.67
	L <sub>t</sub>		0.84	0.89	0.85	0.83
	d <sub>1</sub>		0.44	0.41	0.43	0.45
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>1</sub>		0.40	0.48	0.43	0.41
	$\sigma_1$		8478.485	4271.063	3648.655	2939.230
	N <sub>1</sub>		1062.97	501.08	467.03	364.92
	N <sub>2</sub>		354.32	203.01	155.68	121.64
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		26.57	12.53	11.68	9.12
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		8.86	5.08	3.89	3.04
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		9.83	8.24	6.12	3.91
	A' <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		29.03	14.59	13.21	10.10
	A' <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		9.88	7.13	5.42	4.02
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		4.65	4.30	4.53	4.71
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		32.17	15.39	15.39	11.31
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		11.31	9.05	6.28	6.28
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2x8HA16	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2x5HA12	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
	S <sub>t</sub>		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	6	6	6
		Bande 2	8	10	9	8
Armatures horizontales	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		8.04	4.50	4.50	4.50
	A <sub>H</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		11.31	7.85	7.85	7.85
	choix de la section		2x5HA12	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
	Espacement S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8/m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	$\tau_b$	1.324	1.109	0.824	0.526
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	$\tau_u$	0.946	0.792	0.589	0.376
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	$\sigma_{bc}$	-1.017	-0.839	-0.473	0.039

Tableau V.3.1 : ferrailage de voile VL1.

	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		1.8	1.8	1.8	1.8
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )		0.36	0.36	0.36	0.36
Sollicitation de calcul	T (kN)		336.48	263.03	175.84	107.61
	N <sub>s</sub> (kN)		-827.46	-611.77	-365.03	-73.96
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		12674.23	10262.77	7179.16	5610.42
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		-17910.15	-13454.42	-12056.84	-9591.84
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L <sub>c</sub>		0.75	0.78	0.67	0.66
	L <sub>t</sub>		1.05	1.02	1.13	1.14
	d <sub>1</sub>		0.5	0.52	0.45	0.44
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>1</sub>		0.55	0.50	0.68	0.69
	$\sigma_1$		9460.663	6727.210	7270.733	5851.560
	N <sub>1</sub>		1361.10	1030.39	865.60	683.93
	N <sub>2</sub>		526.76	343.46	494.67	405.42
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		34.03	25.76	21.64	17.10
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		13.17	8.59	12.37	10.14
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		12.95	10.13	6.77	4.14
	A' <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		37.27	28.29	23.33	18.13
	A' <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		9.88	11.12	14.06	11.17
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		5.22	5.45	4.70	4.65
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		15.83	15.83	15.83	15.83
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		6.28	6.28	6.28	6.28
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2x7HA12	2x7HA12	2x7HA12	2x7HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10
	S <sub>t</sub>		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	7	7
		Bande 2	14	13	17	17
Armatures horizontales	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.40	5.40	5.40	5.40
	choix de la section		2x5HA12	2x5HA12	2x5HA10	2x5HA10
	A <sub>H</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		7.85	7.85	7.85	7.85
	Espacement S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8/m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	$\tau_b$	1.454	1.137	0.760	0.465
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	$\tau_u$	1.039	0.812	0.543	0.332
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	$\sigma_{bc}$	-2.156	-1.594	-0.951	-0.193

Tableau V.3.2 : ferraillage de voile VL2.



	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		1.2	1.2	1.2	1.2
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )		0.24	0.24	0.24	0.24
Sollicitation de calcul	T (kN)		413.717	148.44	118.67	87.64
	N <sub>s</sub> (kN)		-272.53	-216.53	-124.25	-22.02
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		10848.95	3688.23	3491.53	3077.64
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		-13972.07	-6339.66	-6606.82	-5569.28
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L <sub>c</sub>		0.52	0.44	0.41	0.43
	L <sub>t</sub>		0.68	0.76	0.79	0.77
	d <sub>1</sub>		0.35	0.29	0.28	0.28
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>1</sub>		0.33	0.47	0.51	0.49
	$\sigma_1$		6986.035	3880.840	4279.133	3517.520
	N <sub>1</sub>		707.86	300.73	301.11	258.74
	N <sub>2</sub>		235.95	180.23	217.59	171.71
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		17.70	7.52	7.53	6.47
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		5.90	4.51	5.44	4.29
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		15.93	5.71	4.57	3.37
	A' <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		21.68	8.95	8.67	7.31
	A' <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		9.88	5.93	5.58	5.14
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		3.67	3.09	2.90	2.99
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		24.13	9.42	9.42	9.42
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		12.32	6.28	6.28	6.28
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2x6HA16	2x6HA10	2x6HA10	2x6HA10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2x4HA14	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10
	S <sub>t</sub>		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	6	6	6
		Bande 2	8	12	13	12
Armatures horizontales	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		6.28	3.6	3.6	3.6
	choix de la section		2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
	A <sub>H</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		7.85	7.85	7.85	7.85
	Espacement S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8/m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	$\tau_b$	2.681	0.962	0.769	0.568
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	$\tau_u$	1.915	0.687	0.549	0.406
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	$\sigma_{bc}$	-0.987	-0.852	-0.489	-0.087

Tableau V.3.3 : ferraillage de voile VT1.

	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		1.5	1.5	1.5	1.5
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m²)		0.3	0.3	0.3	0.3
Sollicitation de calcul	T (kN)		273.84	193.45	143.5	99.11
	N <sub>s</sub> (kN)		-361.61	-289.63	-170.81	-36.92
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		12665.32	4268.44	4088.95	3566.27
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		-15783.2	-6860.5	-7152.06	-5969.44
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L <sub>c</sub>		0.67	0.58	0.55	0.56
	L <sub>t</sub>		0.83	0.92	0.95	0.94
	d <sub>1</sub>		0.45	0.38	0.36	0.37
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>1</sub>		0.42	0.54	0.59	0.57
	$\sigma_1$		7891.600	4014.873	4426.093	3591.927
	N <sub>1</sub>		985.11	417.12	421.16	357.59
	N <sub>2</sub>		328.37	217.26	261.41	202.95
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm²)		24.63	10.43	10.53	8.94
	A <sub>v2</sub> /bande (cm²)		8.21	5.43	6.54	5.07
	A <sub>vj</sub> (cm²)		10.54	7.45	5.52	3.82
	A' <sub>v1</sub> /bande (cm²)		27.26	12.29	11.91	9.89
	A' <sub>v2</sub> /bande (cm²)		9.88	7.29	7.80	6.03
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm²)		4.67	4.03	3.82	3.93
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm²)		28.15	15.83	15.83	11
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm²)		11.31	7.85	7.85	7.85
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2x7HA16	2x7HA12	2x7HA12	2x7HA10
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2x5HA12	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
	S <sub>t</sub>		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	6	6	6
		Bande 2	8	11	12	11
Armatures horizontales	A <sub>H</sub> (cm²)		7.04	4.50	4.50	4.50
	A <sub>H</sub> adopté (cm²)		7.85	7.85	7.85	7.85
	choix de la section		2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
	Espacement S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	$\tau_b$	1.420	1.003	0.744	0.514
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	$\tau_u$	1.014	0.716	0.531	0.367
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	$\sigma_{bc}$	-1.057	-0.895	-0.528	-0.117

Tableau V.3.4 : ferraillage de voile VT2.

	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		2.2	2.2	2.2	2.2
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m <sup>2</sup> )		0.44	0.44	0.44	0.44
Sollicitation de calcul	T (kN)		956.3	644.73	389.37	349.03
	N <sub>s</sub> (kN)		-959.4	-702.1	-415.4	-144.25
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		9405.75	6609.82	5287.99	4241.62
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		-13884.18	-9481.04	-8314.69	-7151.33
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L <sub>c</sub>		0.89	0.90	0.86	0.82
	L <sub>t</sub>		1.31	1.30	1.34	1.38
	d <sub>1</sub>		0.59	0.60	0.57	0.55
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>1</sub>		0.72	0.70	0.77	0.83
	$\sigma_1$		7613.680	5074.493	4789.363	4323.583
	N <sub>1</sub>		1273.36	876.94	747.14	626.58
	N <sub>2</sub>		547.58	352.07	370.98	360.97
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		31.83	21.2	18.68	15.66
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		13.69	8.80	9.27	9.02
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		36.82	24.82	14.99	13.44
	A' <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		40.01	28.13	22.43	19.02
	A' <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		9.88	15.01	13.02	12.38
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		6.22	6.33	5.99	5.73
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		40.21	30.79	22.62	22.62
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		15.83	15.83	15.83	15.83
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2x10HA16	2x10HA14	2x10HA12	2x10HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2x7HA12	2x7HA12	2x7HA12	2x7HA12
	S <sub>t</sub>		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	6	6	6
		Bande 2	10	10	11	12
Armatures horizontales	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		10.05	7.70	6.60	6.60
	A <sub>H</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		11.31	7.85	7.85	7.85
	choix de la section		2x5HA12	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
	Espacement S <sub>t</sub> (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8/m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	$\tau_b$	3.381	2.279	1.377	1.234
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	$\tau_u$	2.415	1.628	0.983	0.881
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	$\sigma_{bc}$	-1.918	-1.444	-0.877	-0.311

Tableau V.3.5 : ferraillage de voile VT3.

# **CHAPITRE VI :**

## **Mur plaque**

## Mur plaque

### Introduction :

Un mur plaqué, est un panneau rigide vertical en béton armé encastré à sa base. Il doit assurer la fonction de soutènement et de résistance aux poussées des terres afin de les transmettre aux fondations.

Le mur plaqué n'est pas solidaire de la structure, donc il ne participe pas dans le contreventement.

### VI.1 Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm

### VI.2 Contraintes de sollicitation :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont;  $\sigma_h$  et  $\sigma_v$  tel que :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_v \quad \text{et} \quad \sigma_v = q + \gamma \cdot h$$

Avec :

$K_a$ : Coefficient de poussée des terres.

$\sigma_h$ : Contraintes horizontales.

$\sigma_v$ : Contrainte verticales.

$\varphi$ : Angle de frottement interne.

Avec :

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = 0.333$$

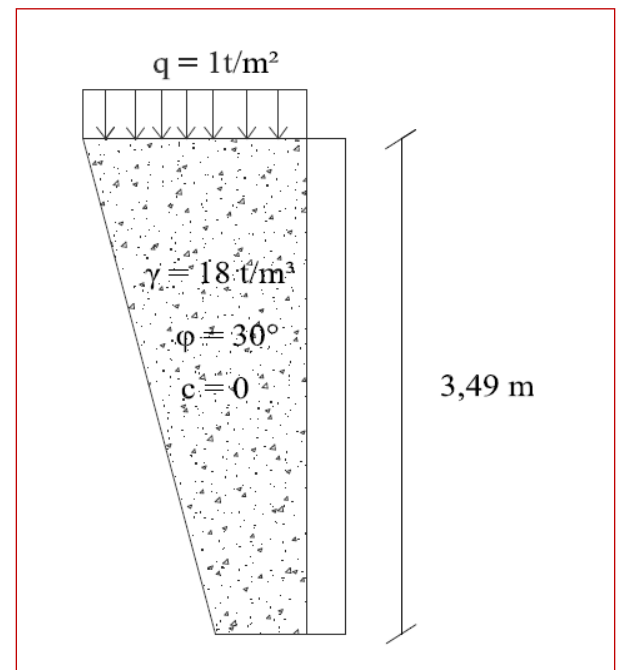


Figure VI.1 : Schéma statique du Mur plaque

$$\sigma_v = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 4.08 \text{ m}$$

- ELU :

$$\sigma_H = K_a \sigma_v = K_a (1.35 \gamma h + 1.5q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 \times 1.5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.333 (1.35 \times 18 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 38.01 \text{ KN/m}^2$$

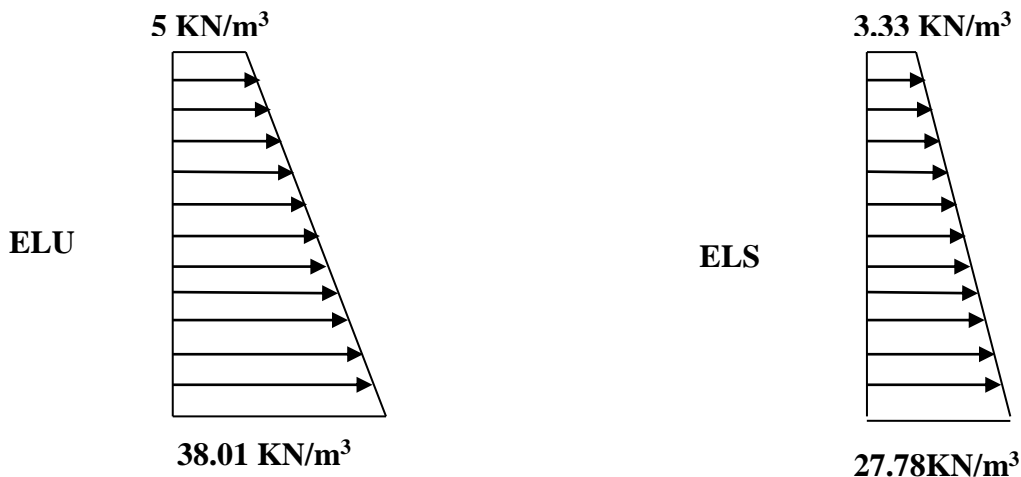
- ELS :

$$\sigma_H = K_a \sigma_v = K_a (\gamma h + q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 \times 10 = 3.33 \text{KN/m}^2$$

$$h = 4.08\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.333 (18 \times 4.08 + 10) = 27.78 \text{KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



Charges moyennes :

ELU :

$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 38.01 + 5}{4} \times 1\text{m} = 29.76 \text{KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 27.78 + 3.33}{4} \times 1\text{m} = 21.68 \text{KN/ml}$$

## VI.3 Ferrailage du mur plaque :

### Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé en flexion comme un ensemble de dalles continue encastrees au niveau de la base et les poteaux.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Appuis intermédiaire : 0.5

Identification de panneau :  $L_x = 4.1 \text{ m}$  et  $L_y = 4.08 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.08}{4.10} = 1 \rightarrow 0.4 < \rho \leq 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

## ❖ Calcul à l'ELU :

$$\rho = 1 \rightarrow \mu_x = 0.0368 \text{ et } \mu_y = 1$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0368 \times 29.75 \times 4.08^2 = 18.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 1 \times 18.41 = 18.23 \text{ KN.m}$$

## Correction des moments :

### Sens x-x :

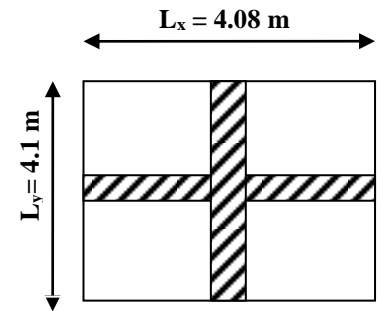
$$M_a = -0.5 \times 18.23 = -9.12 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 18.23 = 13.67 \text{ KN.m}$$

### Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 18.23 = -9.12 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 18.23 = 13.67 \text{ KN.m}$$



## Ferrailage du mur plaque :

Sens	zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	β	section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
xx	Appuis	-9.12	0.022	0.989	SSA	1.58	2.05	4HA10 = 3.14	25
	Travée	13.67	0.034	0.983	SSA	2.37	2.05	4HA10 = 3.14	25
yy	Appuis	-9.12	0.022	0.989	SSA	1.58	2.05	4HA10 = 3.14	25
	travée	13.67	0.034	0.983	SSA	2.37	2.05	4HA10 = 3.14	25

Tableau VI.1: Ferrailage du mur plaque.

## Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m<sup>2</sup> en HA8.

## ❖ Calcul à l'ELS :

$$\rho = 1 \rightarrow \mu_x = 0.0442 \text{ et } \mu_y = 1$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0442 \times 21.68 \times 4.08^2 = 15.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 16.11 \times 1 = 15.95 \text{ KN.m}$$

## Correction des moments :

### Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 15.95 = -7.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 15.95 = 11.96 \text{ KN.m}$$

### Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 15.95 = -7.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 15.95 = 11.96 \text{ KN.m}$$

#### VII.4 Vérification à l'ELS :

##### Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors:

Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

q	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
xx	Appuis	3.14	7.98	0.174	0.932	58.53	162.01	2.77	15	Cv
	Travée	3.14	11.96	0.185	0.930	56.43	243.34	4.3	15	Cv
yy	Appuis	3.14	7.98	0.174	0.932	58.53	162.01	2.77	15	Cv
	travée	3.14	11.96	0.185	0.930	56.43	243.34	4.3	15	Cv

Tableau VI.2: vérification des contraintes a ELS.

##### Conclusion :

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

##### Sens x-x :

En travée : **4HA10/ml** avec un espacement de **25 cm**.

Aux appuis : **4HA10/ml** avec un espacement de **25 cm**.

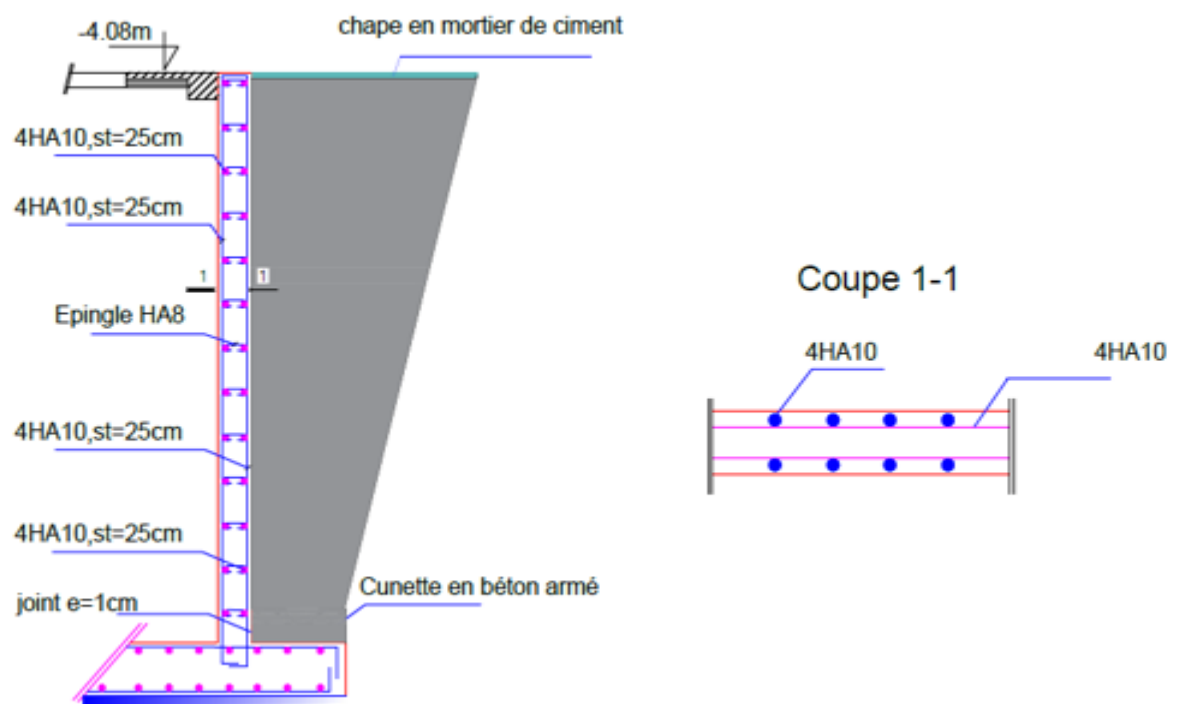
##### Sens y-y :

En travée : **4HA10/ml** avec un espacement de **25 cm**.

Aux appuis : **4HA10/ml** avec un espacement de **25 cm**.



## Plan de ferrailage :



# **CHAPITRE VII :**

## Etude de l'infrastructure

### Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol ou cas des radiers: fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes)

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.
- La distance entre axes des poteaux.

On distingue :

#### ➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

#### ➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des 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

### ❖ **Combinaison de calcul :**

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon l'RPA, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

**ELU**

**ELS**

**G+Q±E**

**0.8G±E**

### ❖ **Etude de sol :**

L'étude géologique du site dont a été réalisé notre ouvrage, a donné une contrainte admissible du sol égale à 3 bars.

### VII.1 Choix du type de fondation :

#### 1. Vérification de la semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement de la semelle isolée, il faut considérer l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du l'entresol.

$$A \times b \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

#### Exemple de calcul:

$$N_{Ser} = 1918.69 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1918.69}{300}} = 2.53 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = B = 2.53 \text{ m}$$

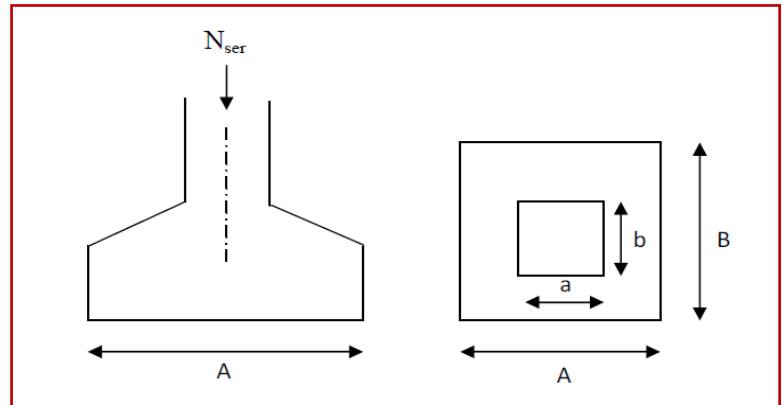


Figure VII.1. Schéma d'une semelle isolée

On remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

#### 2. Vérification de la semelle filante :

##### a-Sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal  $N$ , données par la condition la plus défavorable.

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

La largeur  $B$  de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{BL} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L\sigma_{sol}}$$

Avec :

**B** : Largeur de la semelle

**L** : Longueur de la semelle sous voile

**G** : Charge permanent à la base du voile considéré

**Q** : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

### Sens longitudinal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=B×L (m <sup>2</sup> )
VL1	464.57	1.5	1.03	1.55
VL2	590.56	1.5	1.31	1.97
VL3	583.86	1.5	1.29	1.94
VL4	470.30	1.5	1.05	1.58
VL5	564.70	1.5	1.25	1.88
VL6	605.02	1.5	1.34	2.03
VL7	595.80	1.5	1.32	1.98
VL8	567.47	1.5	1.26	1.89
VL9	1026.36	1.8	1.9	3.42
VL9	1023.77	1.8	1.89	3.40
				Σ=21.64

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

### Sens transversal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=B×L (m <sup>2</sup> )
VT1	374.02	1.2	1.04	1.25
VT2	454.40	1.2	1.26	1.51
VT3	580.84	1.2	1.61	1.93
VT4	492.64	1.2	1.37	1.64
VT5	481.49	1.2	1.34	1.61
VT6	493.45	1.2	1.37	1.64
VT7	481.36	1.5	1.07	1.61
VT8	582.66	1.5	1.29	1.94
VT9	1179.25	2.2	1.79	3.94
				Σ=17.07

**Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).**

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 21.64 + 17.07 = 38.71 \text{ m}^2$$

### b-Sous poteaux :

Poteaux	N <sub>S</sub>	M <sub>inf</sub>	e <sub>i</sub>	N×e <sub>i</sub>
P1	950.68	0.6	-12.8	-12168.704
P2	926.98	0.469	-9.5	-8806.31
P3	1286.72	1.454	-6.1	-7848.992
P4	981.95	0.397	-2	-1963.9
P5	983.25	0.406	2	1966.5
P6	1272.75	1.002	6.1	7763.775
P7	927.65	0.398	9.5	8812.675
P8	987.43	0.478	12.8	12639.104
Somme	9317.41	5.204	/	394.15

**Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.**

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{394.15 + (5.204)}{8317.41} = 0.05 \text{ m}$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

On a :  $e = 0.05 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{26.1}{6} = 4.35 \text{ m} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{9317.41}{26.1} \times \left( 1 - \frac{6 \times (0.05)}{26.1} \right) = 352.89 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{9317.41}{26.1} \times \left( 1 + \frac{6 \times (0.05)}{26.1} \right) = 361.09 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{9317.41}{26.1} \times \left( 1 + \frac{3 \times (0.05)}{26.1} \right) = 359.04 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{359.04}{300} = 1.19 \text{ m}$$

Donc on opte pour **B = 2 m**.

On aura : **S = 2×26.1 = 52.2m<sup>2</sup>**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : **S<sub>p</sub> = S<sub>xn</sub>**

**n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 52.2 \times 7 = 365.4 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 365.4 + 38.71 = 404.11 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : **S<sub>bat</sub> = 629.01m<sup>2</sup>**

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{404.11}{629.01} \times 100 = 64.25\%$$

Donc : **S<sub>t</sub> > 50% S<sub>bat</sub>**

### 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.2 Etude du radier général :

Un radier est un plancher renversé recevant de sol d'assise des charge répartie et ascendantes .Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

### VII.2.1 Pré dimensionnement du radier :

a) 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<sub>e</sub>** : Longueur élastique

**K** : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen

**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.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.2\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.83 \text{ m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$
$$\frac{420}{8} \leq h \leq \frac{420}{5} \Rightarrow 52.5 \leq h \leq 84 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h<sub>n</sub> = 100cm**

### ❖ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{420}{20} = 21 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 45 \text{ cm}$$

### ❖ Nervure (poutre)

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_n = 100 \text{ cm et } 0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm} \text{ soit : } b_n = 55 \text{ cm}$$

### Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant



$h_n = 100\text{cm}$  (hauteur de la nervure)

$h_d = 45\text{ cm}$  (hauteur de la dalle)

$b_n = 65\text{ cm}$  (largeur de la nervure)

### VII.2.2. Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure :  $G = 69677.91\text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure :  $Q = 16652.22\text{ KN}$

a) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 69677.91 + 1.5 \times 16652.22 = 119043.508\text{KN}$$

A l'ELS :

$$N_s = G + Q = 69677.91 + 16652.22 = 86330.13\text{KN}$$

b) Détermination de la surface du radier :

A l'ELU :

$$\sigma_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{119043.5}{1.33 \times 250} = 366.29\text{m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{86330.13}{250} = 345.32\text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max (s_{nec}^{ELU}, s_{nec}^{ELS}) = 366.29\text{cm}^2$$

$$S_{bat} = 611.55\text{ m}^2 > S_{rad} = 629.01\text{ cm}^2$$

### 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 :

$$L_{deb} \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2} ; 30\text{cm} \right) = 50\text{cm}$$

Soit un débord de :  $L_{deb} = 75\text{ cm}$

$$S_{deb} = P \cdot L_{deb} = 72.24 \times 0.75 = 77.55\text{ m}^2$$

## Chapitre VII : Les fondations

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 629.01 + 77.55 = 706.56 \text{ m}^2$$

### VII.2.3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

**Charges permanentes :**

$$\text{Poids du bâtiment : } G = 73008.37 \text{ KN}$$

**Poids de radier :**

$$G = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$$

**Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 706.56 \times 0.45 \times 25 = 7948.8 \text{ KN}$$

**Poids des nervures :**

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \cdot \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.65 \times (1 - 0.45) \times 9387.5 = 3356.03 \text{ KN}$$

**Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0.65 \times 375.5 = 244.07 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (706.56 - 244.07) \times 0.65 \times 17 = 5110.51 \text{ KN}$$

**Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 706.56 \times 0.15 \times 25 = 2649.6 \text{ KN}$$

**Poids de radier :**

$$G_{\text{rad}} = 7948.8 + 3356.03 + 5110.51 + 2649.6 = 19064.14 \text{ KN}$$

**Surcharges d'exploitations :**

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 16652.22 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 5 \times 16652.22 = 83262.75 \text{ KN}$$

a) **Poids total de la structure :**

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 69677.91 + 19064.14 = 88742.05 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 16652.22 + 83262.75 = 99914.97 \text{ KN}$$

b) **Combinaison d'actions :**

**A l'ELU :**

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 269674.22 \text{ KN}$$

**A l'ELS :**

$$N_s = G + Q = 188657.02 \text{ KN}$$

D'où:  $N_u = 269674.22 \text{ KN}$

$$N_s = 188657.02 \text{ KN}$$

### VII.2.4. Vérifications au radier:

#### a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $b=100 \text{ cm}$  ;  $d=0.9h_d=0.9 \times 45=40.5 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{269674.22 \times 1}{706.56} \times \frac{4.2}{2} = 801.51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{801.51 \times 10^3}{1000 \times 405} = 1.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### b) 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 ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \sigma_{\text{sol}}$$

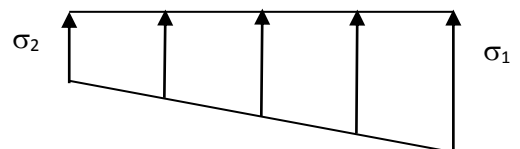


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes

**L'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

**Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 13.8 \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 12.8$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = 38587.59 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 44852.43 \text{ m}^4$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$M_X = 614.019 + 4788.53 \times 1 = 5402.55 \text{ KN.m}$$

**A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{269674.22}{706.56} + \frac{5402.55}{44852.43} \times 13.8 = 383.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{269674.22}{706.56} - \frac{5402.55}{44852.43} \times 13.8 = 380.1 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 383.33 + 380.1}{4} = 382.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 382.52 \text{ KN/m}^2 < 2 \sigma_{sol} = 600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{188657.02}{706.56} + \frac{5402.5}{44852.43} \times 13.8 = 268.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{188657.02}{706.56} - \frac{5402.5}{44852.43} \times 13.8 = 265.34 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 268.67 + 265.34}{4} = 267.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 267.83 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal :

$$M_y = 613.935 + 4896.23 \times 1 = 5510.16 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{269674.22}{706.56} + \frac{5510.16}{38587.59} \times 12.8 = 383.49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{269674.22}{706.56} - \frac{5510.16}{38587.59} \times 12.8 = 379.84 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 383.49 + 379.84}{4} = 382.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 382.57 \text{ KN/m}^2 < 2\sigma_{\text{sol}} = 600 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{188657.02}{706.56} + \frac{5510.16}{38587.59} \times 12.8 = 268.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{188657.02}{706.56} - \frac{5510.16}{38587.59} \times 12.8 = 265.17 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 268.83 + 265.17}{4} = 267.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 267.91 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

On doit vérifier :

• Vérification pour les poteaux :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.65 \times 0.65 + 2 \times 1) \times 2$$

$$U_c = 6.6$$

$$\overline{Nu} = 0.045 U_c h f_{c28} / \gamma_b$$

$$\overline{Nu} = \frac{0.045 \times 6.6 \times 1 \times 25000}{1.5}$$

$$Nu = 4950 \text{ KN} \geq \overline{Nu} = 2653.46 \text{ KN}$$

- Vérification pour les voiles :

$$U_c = (a' + b') \times 2 = (a + b + 2h) \times 2$$

$$U_c = (0.2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.4$$

$$\overline{N_u} = \frac{0.046 \times 6.4 \times 1 \times 25000}{1.5}$$

$$\overline{N_u} = 4800 \text{ KN}$$

$$\overline{N_u} = 4800 \text{ KN} < N_u = 1616.77 \text{ KN}$$

condition vérifier

### VII.2.5 Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis

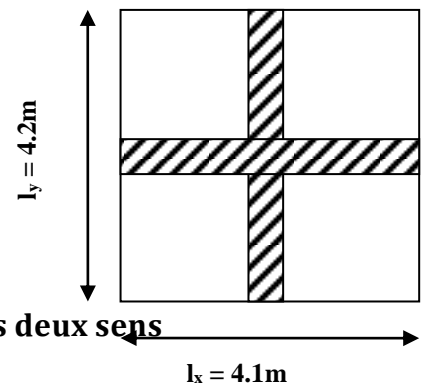
#### 1. Identification du panneau le plus sollicité

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$l_x = 4.1 \text{ m et } l_y = 4.2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.1}{4.2} = 0.98$$

$$0.4 \leq \rho = 0.98 \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$



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 :

$$\sigma_m^{\max} = \max (\sigma_u^1; \sigma_u^2) = 380.78 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{\max} = \max (\sigma_s^1; \sigma_s^2) = 266.58 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 380.78 - \frac{19064.14}{706.5} \right) \times 1m = 353.79 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 266.58 - \frac{19064.14}{706.5} \right) \times 1m = 239.59 \text{ KN/ml}$$

### 2. Calcul a L'ELU :

Calcul des sollicitations:

On a:  $\rho = 0.98$  et  $v = 0$

A l'ELU:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0385 \\ \mu_y = 0.956 \end{array} \right.$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0385 \times 353.79 \times 4.1^2 = 228.96 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.956 \times 228.96 = 218.88 \text{ KN.m}$$

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 :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 228.96 = 171.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 218.88 = 164.16 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 228.96 = -114.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 218.88 = -109.44 \text{ KN.m}$$

### 3. Calcul a L'ELS:

Calcul des sollicitations:

On a:  $\rho = 0.98$  et  $v = 0.2$

A l'ELS:

$$\mu_x = 0.0459$$

$$\mu_y = 0.970$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0459 \times 240.94 \times 4.1^2 = 185.90 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.970 \times 185.90 = 180.32 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 185.9 = 139.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 180.32 = 135.24 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 185.9 = -92.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 180.32 = -90.16 \text{ KN.m}$$

#### 4. Ferrailage à l'ELU:

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	st (cm)
xx	Appuis	114.67	0.049	0.974	SSA	8.35	7HA14 = 10.77	14
	Travée	172.01	0.074	0.962	SSA	12.67	7HA16 = 14.07	14
yy	Appuis	109.62	0.047	0.975	SSA	7.98	7HA14 = 10.77	14
	travée	164.44	0.071	0.964	SSA	12.10	7HA16 = 14.07	14

Tableau VII.4 : Ferrailage du radier.

#### 5. Vérification à l'ELU :

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\text{Sens x-x : } \omega_x = \frac{A_{min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$



## Chapitre VII : Les fondations

Avec :  $\omega_0 = 0.0008$  pour FeE 400

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.98}{2} \times 100 \times 45 = 3.636 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$\omega_x = \frac{A_y}{b h} \geq \omega_0$$

$$A_y \geq \omega_0 \cdot b h$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 45$$

$$A_y \geq 3.6 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Observation
x-x	Appuis	10.77	3.636	Condition vérifiée
	Travée	14.07	3.636	Condition vérifiée
y-y	Appuis	10.77	3.6	Condition vérifiée
	Travée	14.07	3.6	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 :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 45; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 14 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

Condition vérifiée.

Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 45; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 14\text{cm} < 45\text{cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

### c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Avec :

$$p = q_{um} l_x l_y = 354.36 \times 4.1 \times 4.2 = 6102.08 \text{ KN/m}^2$$

**Sens x-x :**

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{6102.08}{3 \times 4.2} = 484.29 \text{ KN}$$

**Sens y-y :**

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{6102.08}{2 \times 4.2 + 4.1} = 488.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{488.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.405} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  Condition vérifiée.  
 Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 6. Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot l \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
<b>X<sub>x</sub></b>	Appuis	10.77	92.95	0.266	0.918	45.98	232.13	348	5.05	15	Cv
	Travée	14.07	139.43	0.347	0.908	39.35	269.48	348	6.85	15	Cv
<b>Y<sub>y</sub></b>	Appuis	10.77	90.16	0.266	0.918	45.98	225.16	348	4.89	15	Cv
	travée	14.07	135.24	0.347	0.908	39.35	261.38	348	6.64	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.2.6 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.

### 1. Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$P_u = q_u = 354.36 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{354.36 \times 0.75^2}{2} = -99.96 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$P_s = q_s = 240.94 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-240.94 \times 0.75^2}{2} = -67.76 \text{ KN.m}$$

### 2. Calcul des armatures : $b = 1 \text{ m}$ ; $d = 42 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{99.66 \times 10^2}{100 \times 42^2 \times 14.2} = 0.039 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.039 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{99.66 \times 10^3}{0.981 \times 42 \times 348} = 4.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = 20 \text{ cm}$$

### 3. Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 40.5 \times 2.1}{400} = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.89 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 4. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.56}{4} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } St = 25 \text{ cm}$$

**N.B :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

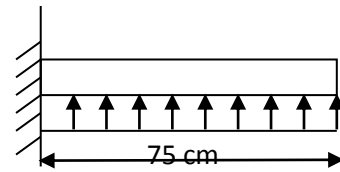


Figure VII.3: Schéma statique du débord.

### VII.2.7 Ferrailage de la nervure :

#### Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant :  $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$

Effort tranchant :  $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$

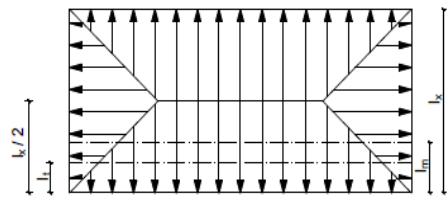


Figure VII.4: Répartition trapézoïdal

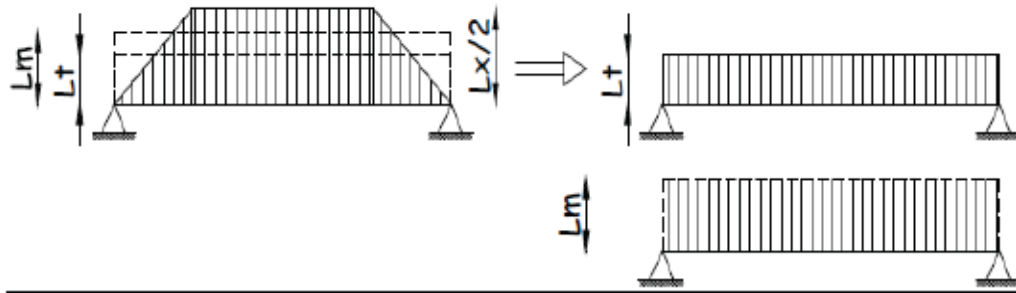


Figure VII.5: Présentation des chargements simplifiés.

#### Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant :  $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant :  $l_t = 0.25 \times l_x$

Pour les moments fléchissant :

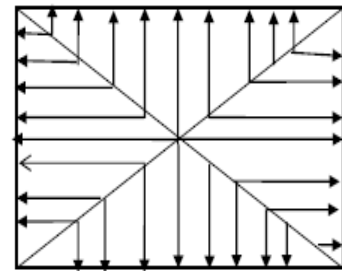
$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$



Figures VII.6 : Répartition triangulaire.

### a) Déterminations des charges :

ELU:

$$\begin{aligned} q_u &= \left( \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left( 380.78 - \frac{88307.62}{706.5} - \frac{3356.03}{206.53} \right) \times 1 \text{ ml} \\ &= 341.393 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

ELS:

$$\begin{aligned} q_s &= \left( \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left( 266.58 - \frac{18113.4}{706.5} - \frac{2839.72}{206.53} \right) \times 1 \text{ ml} \\ &= 227.193 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

## Chapitre VII : Les fondations

travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	qu	qs	MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
										Qum	ΣQum	Qsm	ΣQsm	Qut	ΣQut	Qst	ΣQst
A - B	1	3.3	4	0.83	Trapézoïdale	1.099	0.825	341.393	227.193	375.19	750.38	249.69	499.38	281.65	563.3	187.43	374.86
	2	3.3	4.2	0.79	Trapézoïdale	1.099	0.825			375.19		249.69		281.65		187.43	
B - C	1	3.4	4	0.85	Trapézoïdale	1.132	0.85			386.46	772.92	257.18	514.36	290.18	580.36	193.11	386.22
	2	3.4	4.2	0.81	Trapézoïdale	1.132	0.85			386.46		257.18		290.18		193.11	
C - D	1	4	4.1	0.98	Trapézoïdale	1.359	1.039			463.95	939.85	308.76	625.46	354.71	718.63	236.05	478.24
	2	4.1	4.2	0.98	Trapézoïdale	1.394	1.066			475.90		316.70		363.92		242.19	
D - E	1	4	4	1	Trapézoïdale	1.332	1			454.74	909.48	257.18	514.36	341.393	682.78	227.19	454.39
	2	4	4.2	0.95	Trapézoïdale	1.332	1			454.74		257.18		341.393		227.19	
E - F	1	4	4.1	0.98	Trapézoïdale	1.359	1.039			463.95	939.85	308.76	625.46	354.71	718.33	236.05	478.24
	2	4.1	4.2	0.98	Trapézoïdale	1.394	1.066			475.90		316.70		363.92		242.19	
F - G	1	3.4	4	0.85	Trapézoïdale	1.132	0.85			386.46	772.92	257.18	514.36	290.18	580.36	193.11	386.22
	2	3.4	4.2	0.81	Trapézoïdale	1.132	0.85			386.46		257.18		290.18		193.11	
G - H	1	3.3	4	0.83	Trapézoïdale	1.099	0.825			375.19	750.38	249.69	499.38	281.65	563.3	187.43	374.86
	2	3.3	4.2	0.79	Trapézoïdale	1.099	0.825			375.19		249.69		281.65		187.43	

Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

## Chapitre VII : Les fondations

Travée	panneau	Lx	Ly	$\rho$	charge	lm	lt	Qu	qs	Qum	$\Sigma Qum$	Qsm	$\Sigma Qsm$	Qut	$\Sigma Qut$	Qst	$\Sigma Qst$
1 - 2	1	4	4.1	0.98	Triangulaire	1.332	1	341.393	227.193	454.74	909.48	302.62	605.24	341.39	682.79	227.193	454.39
	2	4	4	1	Triangulaire	1.332	1			454.74		302.62		341.39		227.193	
2 - 3	1	4.1	4.2	0.98	Triangulaire	1.365	1.025			466.00	920.74	310.12	612.74	349.93	691.32	232.87	460.06
	2	4	4.2	0.95	Triangulaire	1.332	1			454.44		302.62		341.39		227.193	
3 - 4	1	3.6	4.1	0.88	Triangulaire	1.199	0.9			409.33	818.66	272.40	544.8	307.25	614.5	204.47	408.94
	2	3.6	4	0.9	Triangulaire	1.199	0.9			409.33		272.40		307.25		204.47	
4 - 5	1	3.6	4.1	0.88	Triangulaire	1.199	0.9			409.33	818.66	272.40	544.8	307.25	614.5	204.47	408.94
	2	3.6	4	0.9	Triangulaire	1.199	0.9			409.33		272.40		349.93		204.47	
5 - 6	1	4.1	4.2	0.98	Triangulaire	1.365	1.025			466	920.74	310.12	612.74	341.39	691.32	232.87	460.06
	2	4	4.2	0.95	Triangulaire	1.332	1			454.74		302.62		341.93		227.193	
6 - 7	1	4	4.1	0.98	Triangulaire	1.332	1			454.74	909.48	302.62	605.24	341.93	682.79	227.193	454.39
	2	4	4	1	Triangulaire	1.332	1			454.74		302.62		341.39		227.193	

Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

### b) Détermination des sollicitations:

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

#### Sens longitudinal :

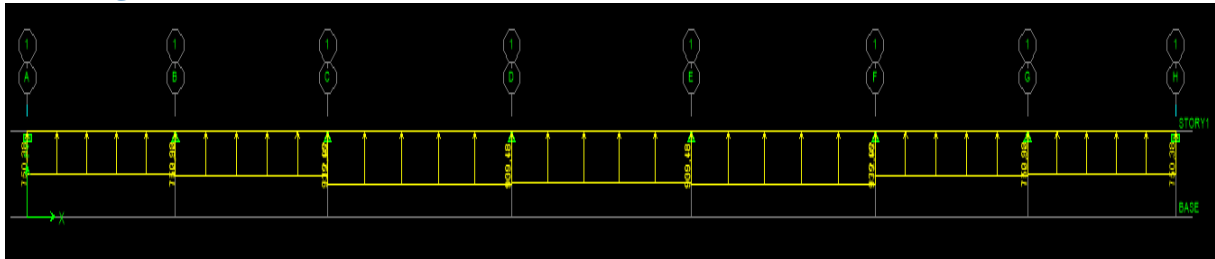


Figure VII.7 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

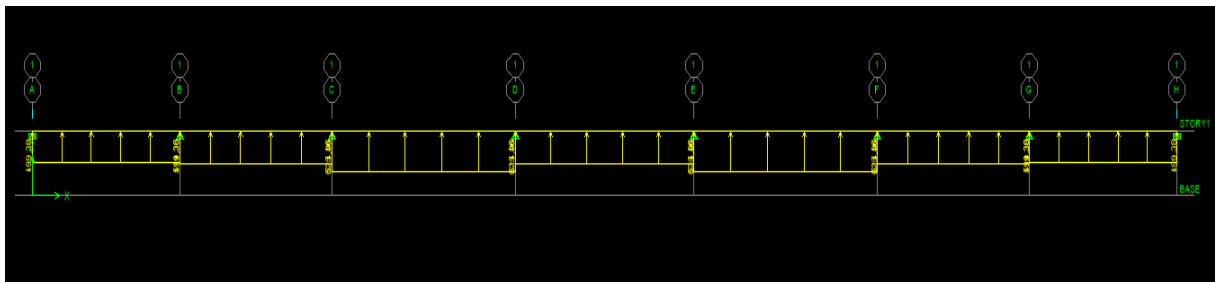


Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

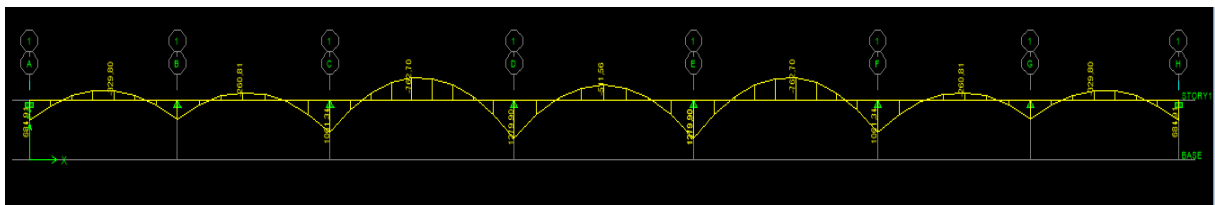


Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

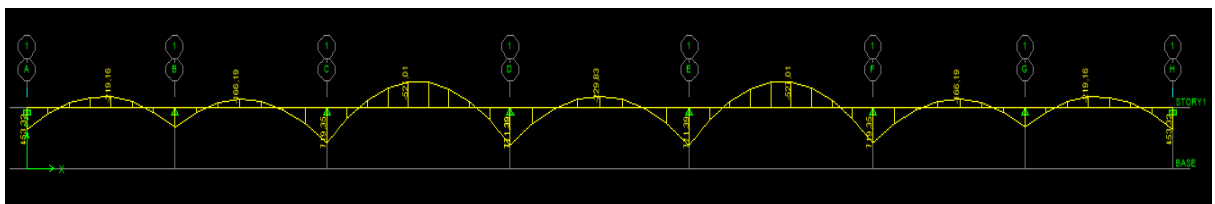


Figure VII.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

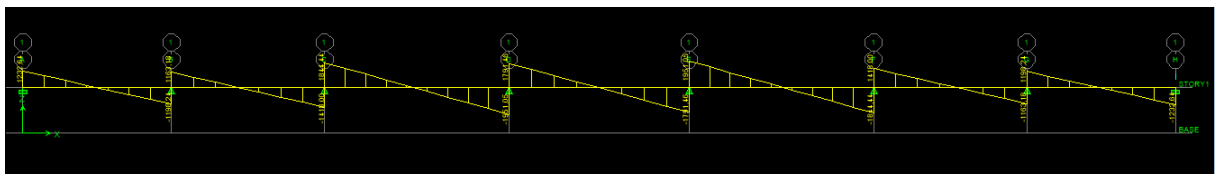


Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.



Sens transversal :

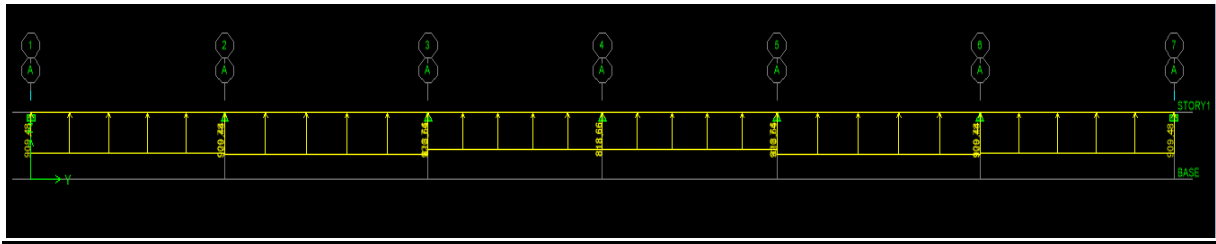


Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

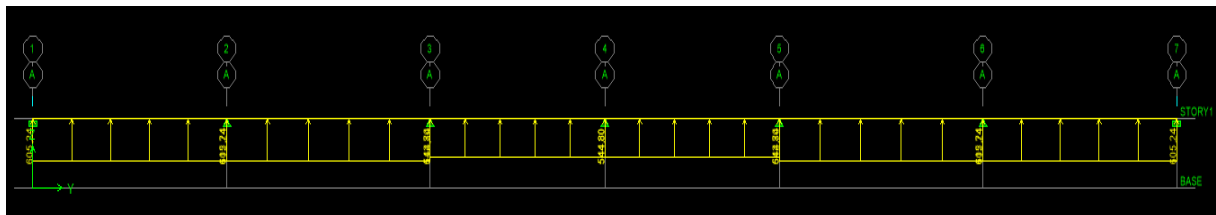


Figure VII.13 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal)

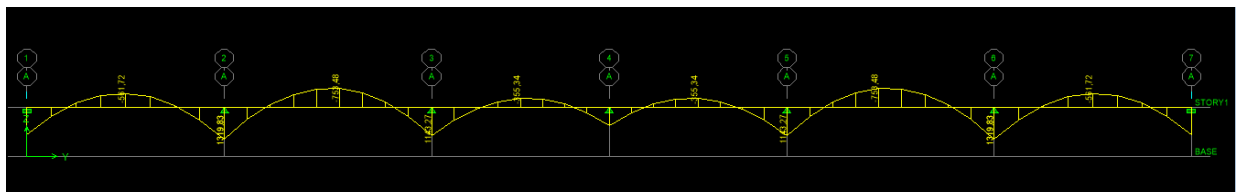


Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

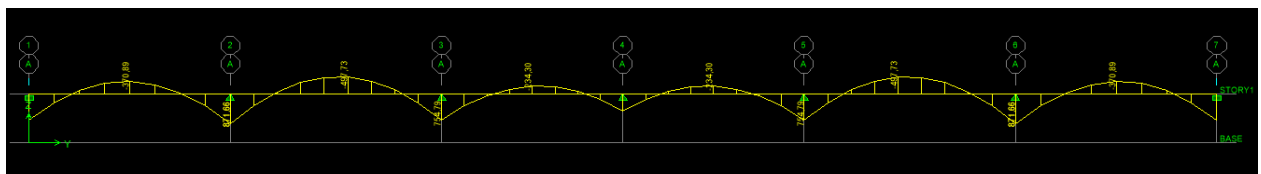


Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

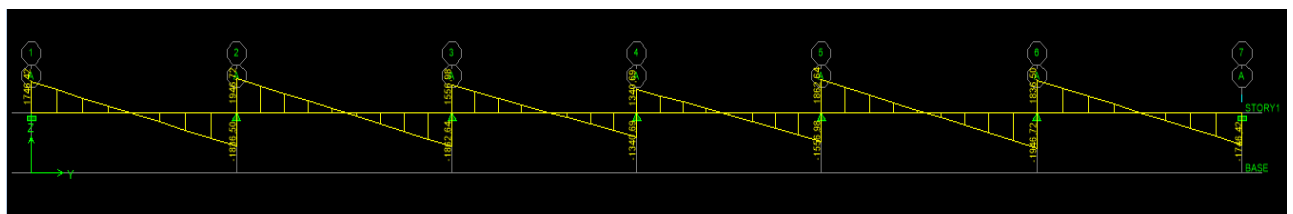


Figure VII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

## Chapitre VII : Les fondations

Tableau des sollicitations :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>M<sub>amax</sub> (KN.m)</b>	1279.90	771.39	1319.83	871.66
<b>M<sub>tmax</sub> (KN.m)</b>	-762.70	-527.01	-753.48	-497.73
<b>T<sub>max</sub> (KN)</b>	1951.05	-1951.05	1946.72	-1946.72

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures.

### c) Calcul des Armatures :

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

#### a. Armatures longitudinales : b=65 cm h=100cm d= 97 cm

Sens	zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
xx	Appuis	1279.90	0.148	0.919	SSA	41.25	5HA20filante + 10HA20 = 47.11
	Travée	762.70	0.088	0.954	SSA	23.68	5HA20 filante + 5HA16 = 25.75
yy	Appuis	1319.83	0.152	0.917	SSA	42.63	5HA20filante + 10HA20 = 47.11
	travée	753.48	0.086	0.955	SSA	23.37	5HA20 filante + 5HA16 = 25.75

Tableau VII.10 : Ferrailage des nervures.

### b. Armatures transversales :

#### 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 :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

**Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 65 = 1.95 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

### c. Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ( $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

### d) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 97 \times \frac{2.1}{400} = 7.61 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 47.11 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.61 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 25.75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.61 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens longitudinale :  $T_u^{\max} = 1090.31 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{1951.05}{65 \times 97} = 0.31 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

**Sens transversal:**  $T_u^{\max} = 1946.72 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1946.72}{65 \times 97} = 0.31 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

### e) Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

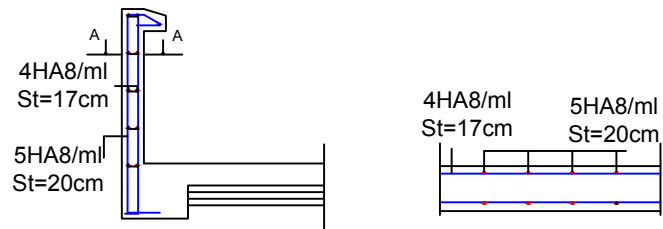
$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\overline{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\overline{\sigma}_b$	Obs
x-x	Appuis	47.11	771.39	0.486	0.894	32.17	188.82	348	5.87	15	Cv
	Travée	25.75	527.01	0.265	0.918	45.98	229.84	348	4.99	15	Cv
y-y	Appuis	47.11	871.66	0.486	0.894	32.17	213.37	348	6.63	15	Cv
	travée	25.75	497.73	0.265	0.918	45.98	217.07	348	4.72	15	Cv

**Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS**

# **Annexes**



coupe  
A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de construction  
Département de génie civil

Melle: MAHALLEM Lydia  
Melle: LAZOUZI yasmine

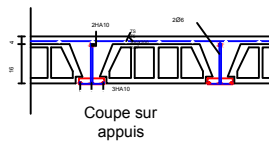
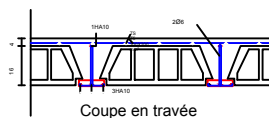
Plan de ferrailage de l'acrotère

Plan: 1

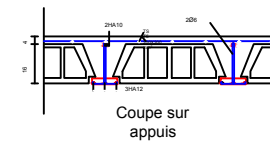
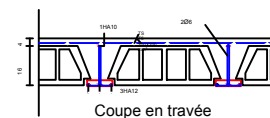
Mr: ADJRAD.A

Promotion:2019/2020

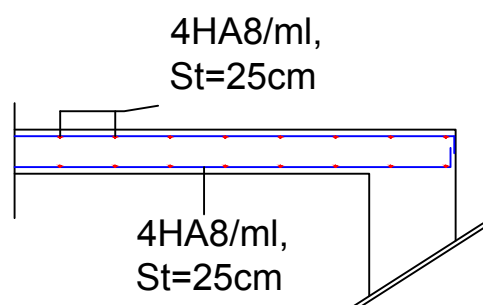
# Plancher usage d'habitation



# Plancher usage commercial

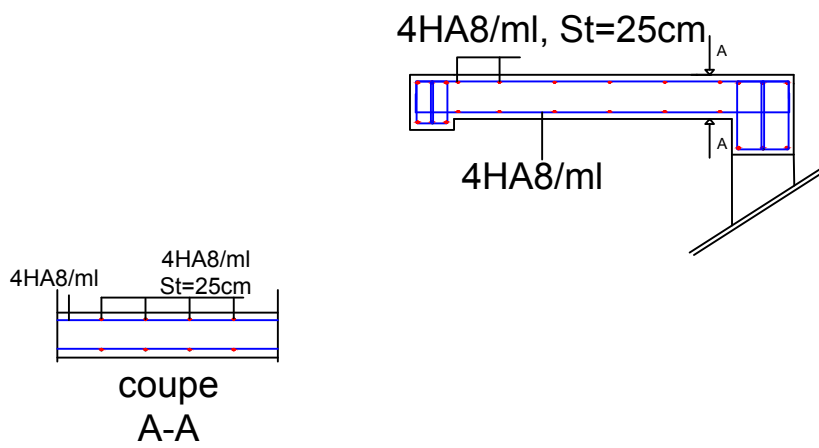


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de construction Département de génie civil
Melle: MAHALLEM Lydia Melle: LAZOUZI yasmine	Plan de ferrailage des planchers en corps creux	Plan: 2
Mr: ADJRAD.A		Promotion:2019/2020

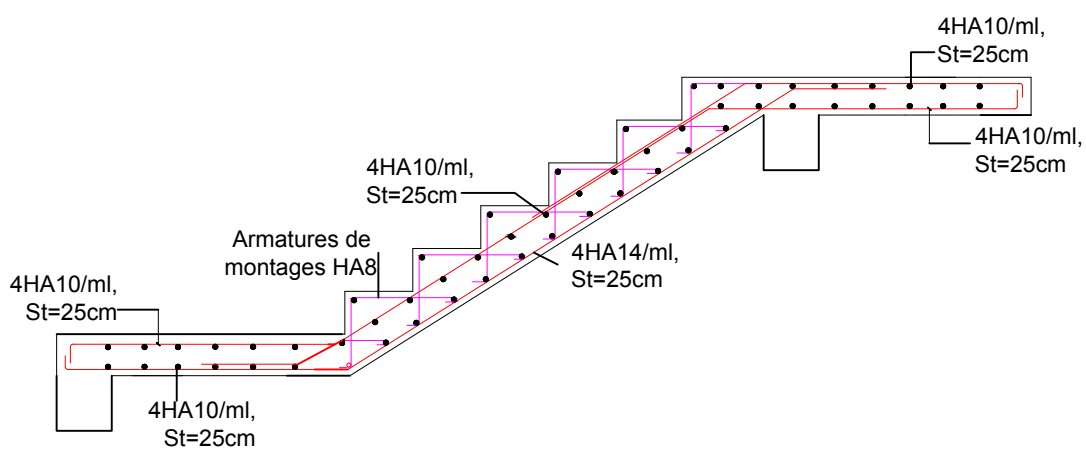


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de construction Département de génie civil	
Melle: MAHALLEM Lydia Melle: LAZOUZI yasmine	Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine		Plan: 3
Mr: ADJRAD.A			Promotion:2019/2020





UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de construction Département de génie civil	
Melle: MAHALLEM Lydia Melle: LAZOUZI yasmine	Plan de ferrailage de la dalle pleine balcon		Plan: 4
Mr: ADJRAD.A			Promotion:2019/2020



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de construction  
Département de génie civil

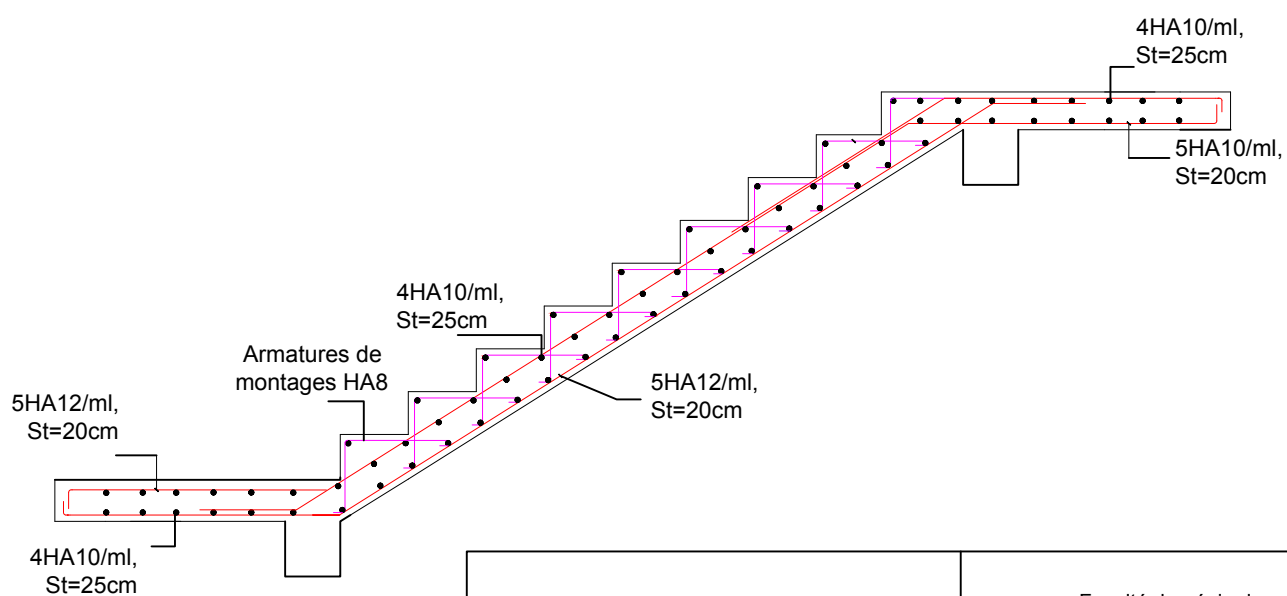
Melle: MAHALLEM Lydia  
Melle: LAZOUZI yasmine

Plan de ferrailage de l'escalier  
d'entre-sol

Plan: 6

Mr: ADJRAD.A

Promotion:2019/2020



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de construction  
Département de génie civil

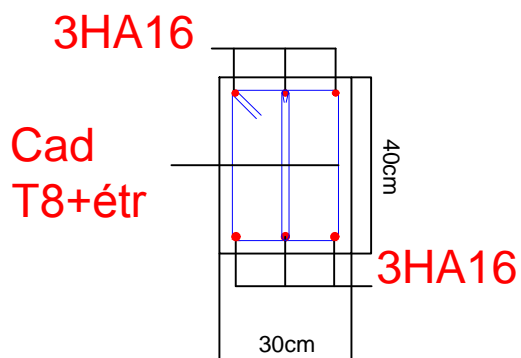
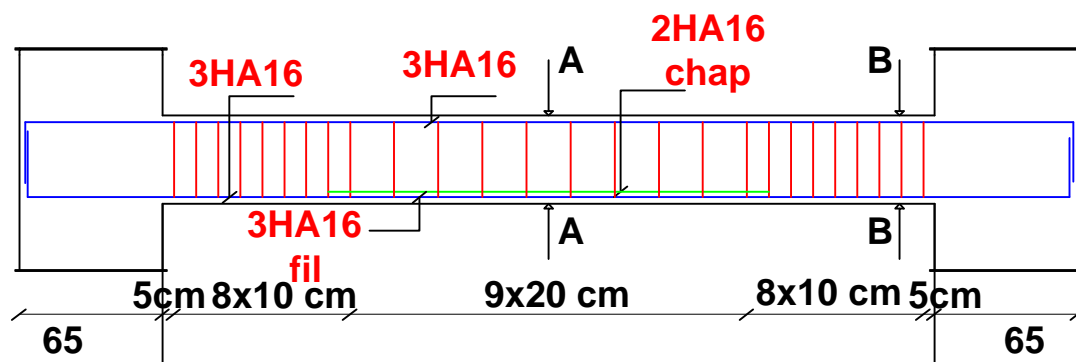
Melle: MAHALLEM Lydia  
Melle: LAZOUZI yasmine

Plan de ferrailage de l'escalier  
d'étage courant + RDC

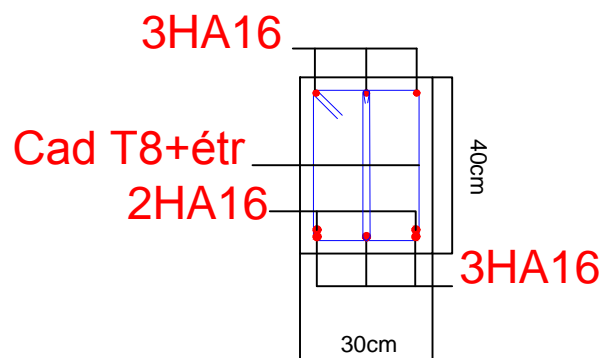
Plan: 5

Mr: ADJRAD.A

Promotion:2019/2020

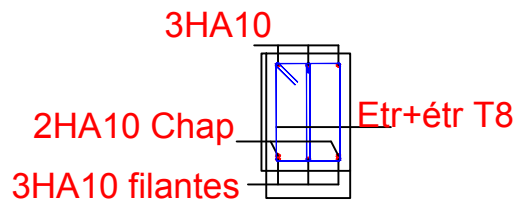
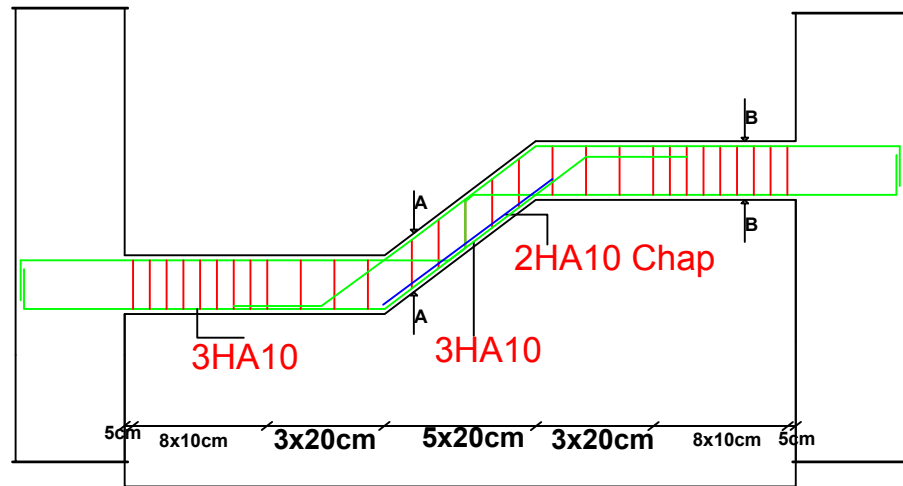


Coupe  
B-B

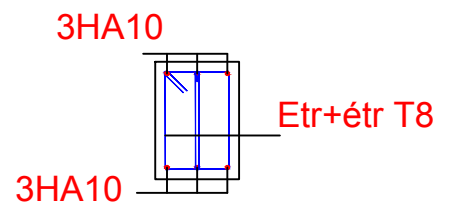
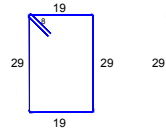


Coupe  
A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de construction Département de génie civil	
Melle: MAHALLEM Lydia Melle: LAZOUZI yasmine	Plan de ferrailage de la poutre palière		Plan:8
Mr: ADJRAD.A			Promotion:2019/2020

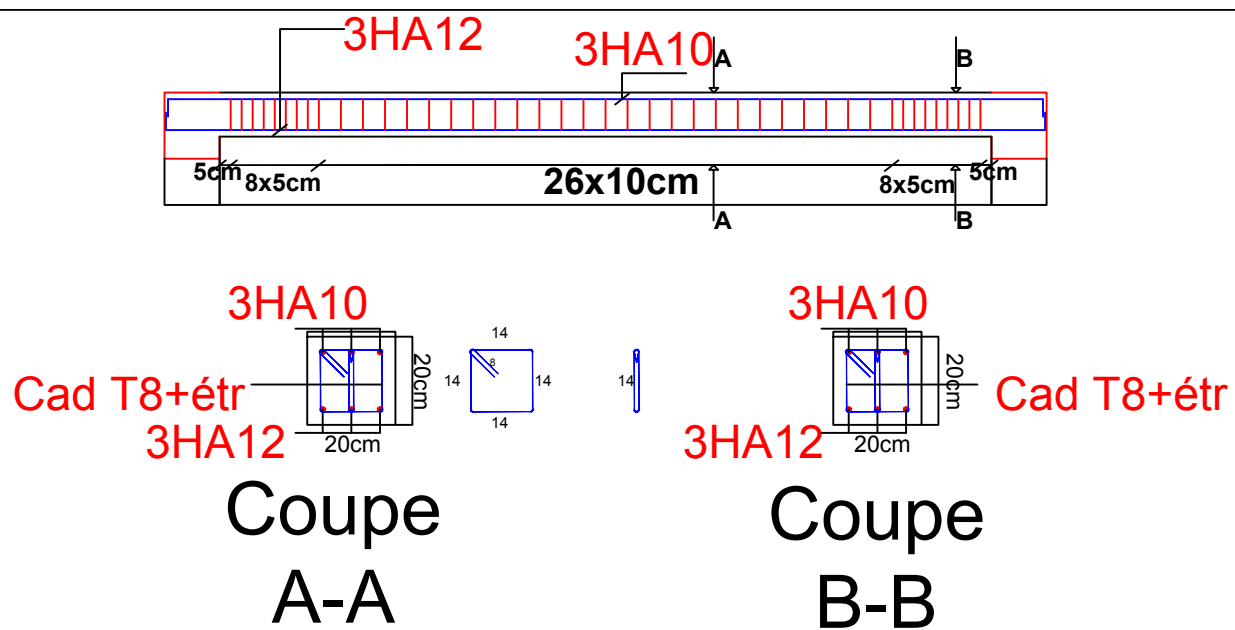


Coupe  
A-A



Coupe  
B-B

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de construction Département de génie civil	
Melle: MAHALLEM Lydia Melle: LAZOUZI yasmine	Plan de ferrailage de poutre brisée		Plan: 9
Mr: ADJRAD.A			Promotion:2019/2020



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de construction  
Département de génie civil

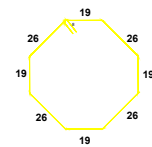
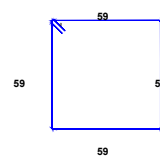
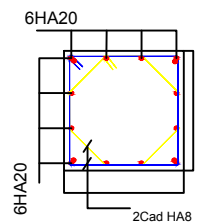
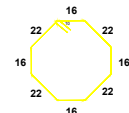
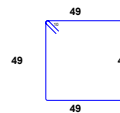
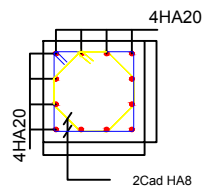
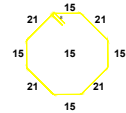
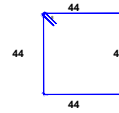
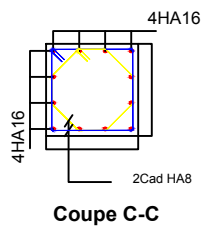
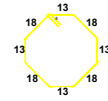
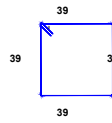
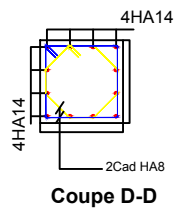
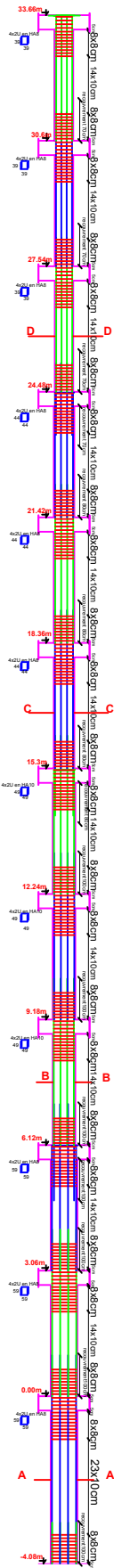
Melle: MAHALLEM Lydia  
Melle: LAZOUZI yasmine

Plan de ferrailage de la poutre  
de chainage

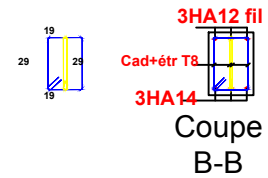
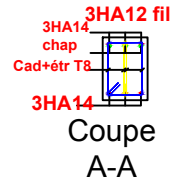
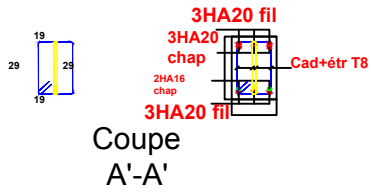
Plan: 7

Mr: ADJRAD.A

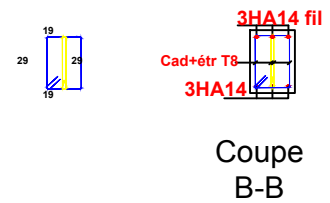
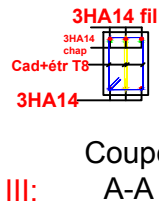
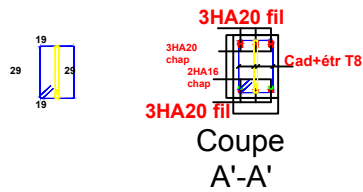
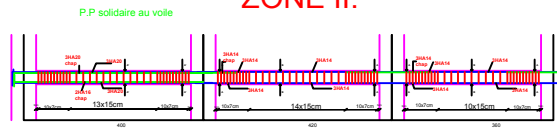
Promotion:2019/2020



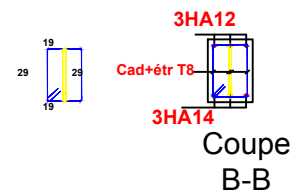
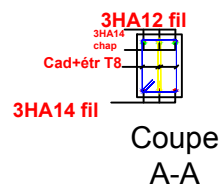
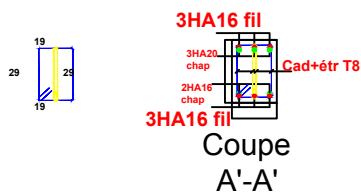
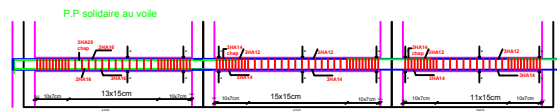
### ZONE I:



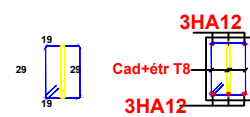
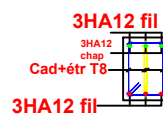
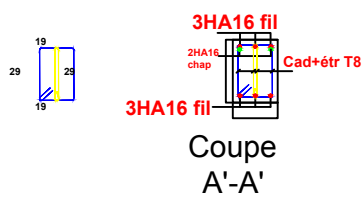
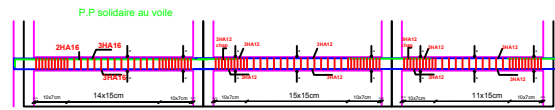
### ZONE II:



### ZONE III:

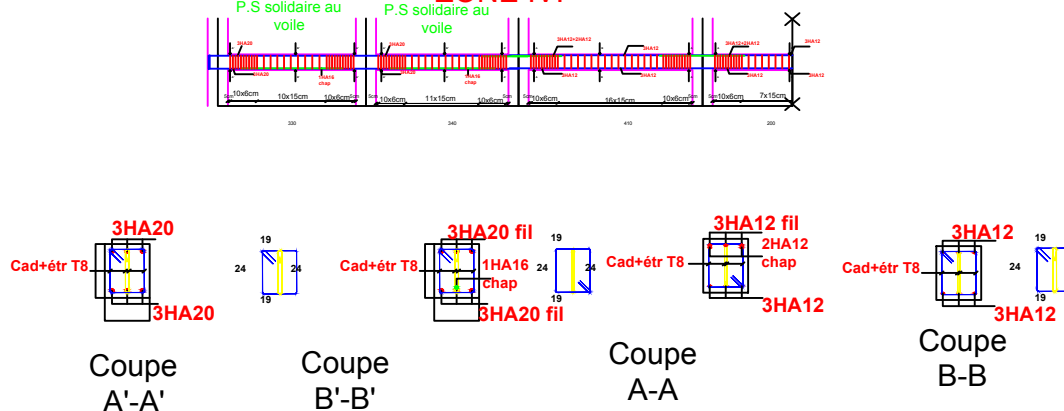


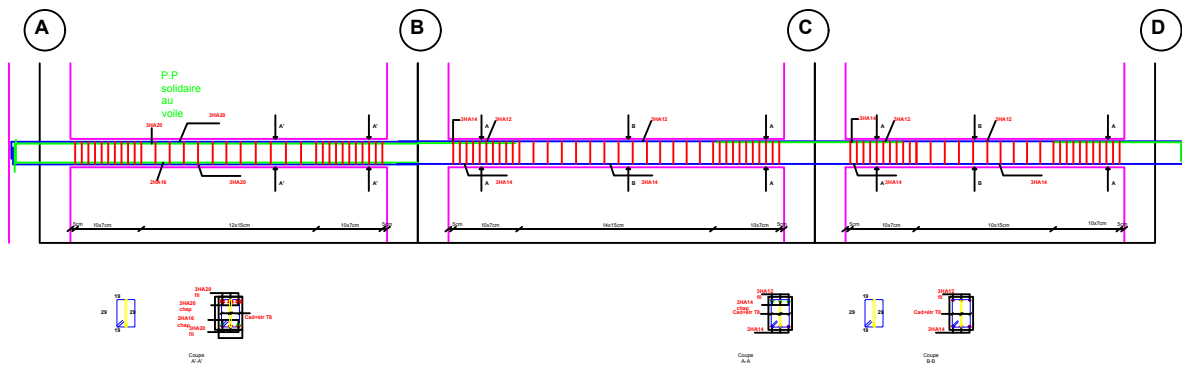
### ZONE IV:



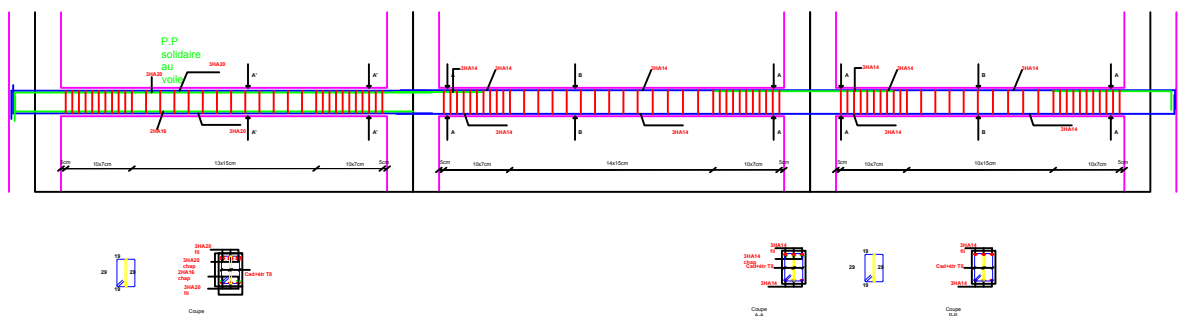
UNIVERSITE MOHAMED EL BACHA DE TUNIS		Faculté du génie de construction Département du génie civil	
Maître: MAHMOUD LUTFI Maître: LAOUENI YOUSSEF	Plan de renforcement des poutres principales		Plan: 11
M: AGJUND A			Prévision 2019/2020



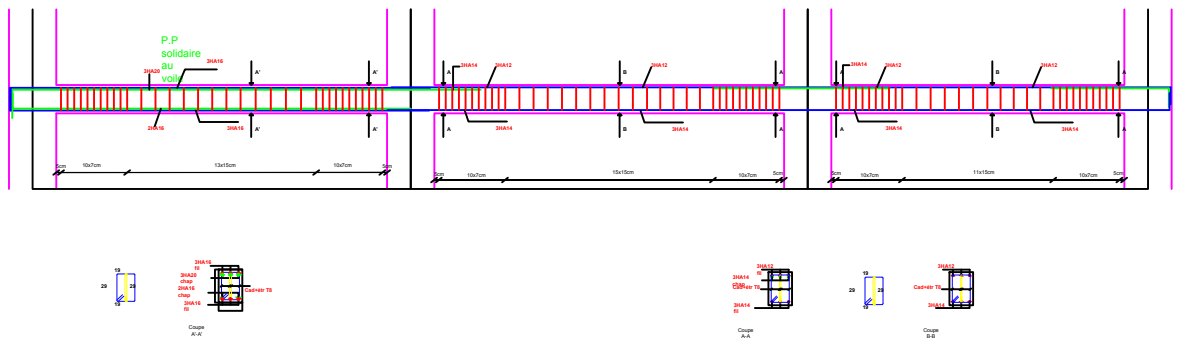
[illegible]



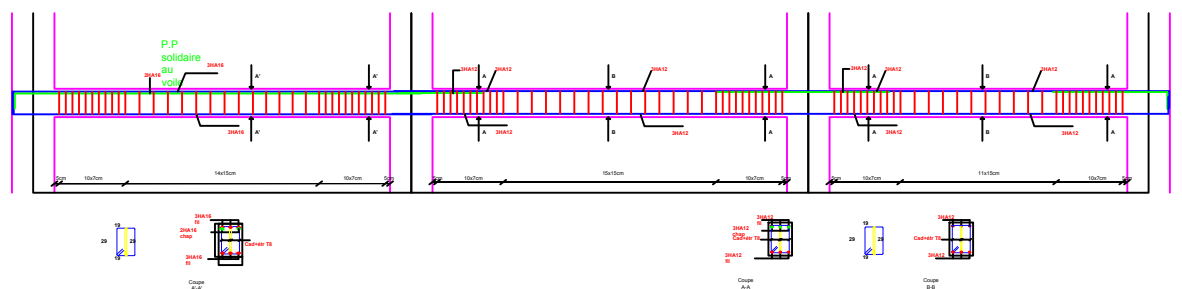
## ZONE II



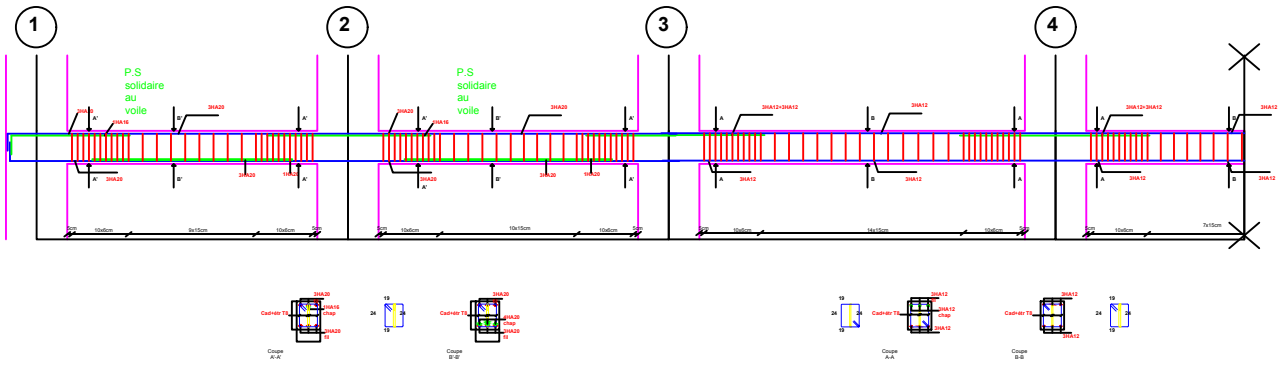
## ZONE III



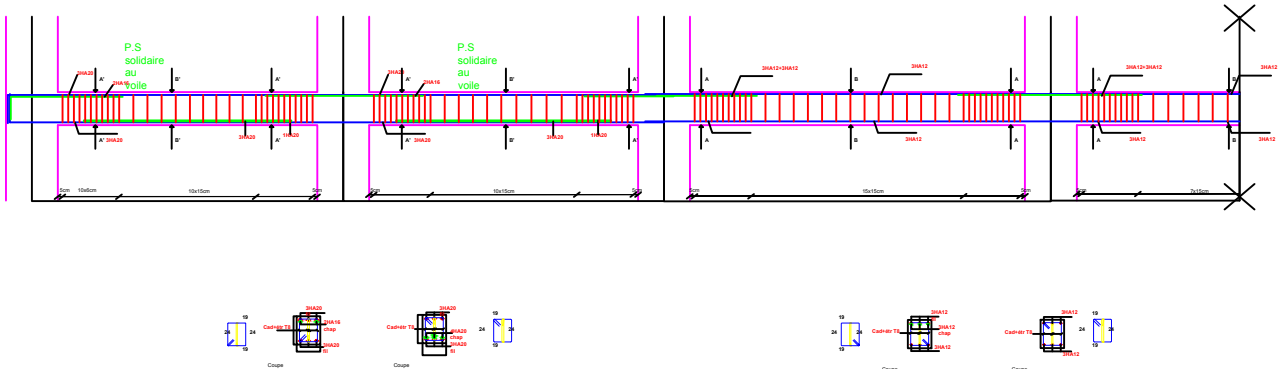
## ZONE IV



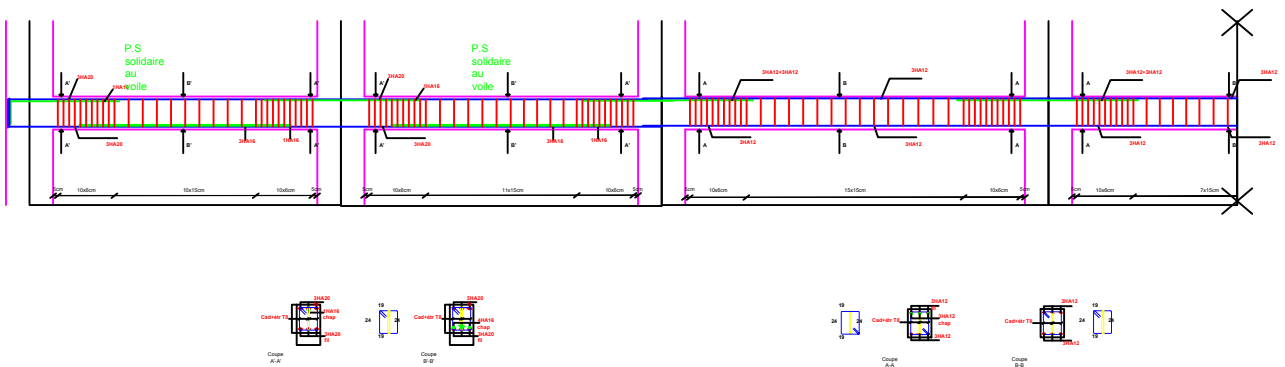
## ZONE I



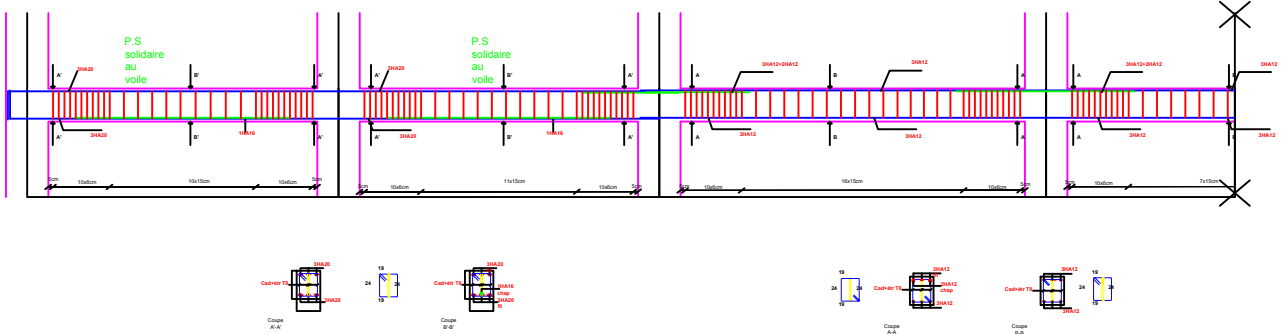
## ZONE II



## ZONE III



## ZONE IV

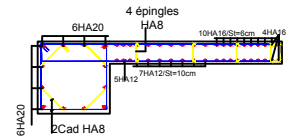
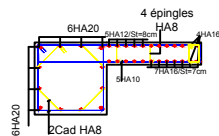
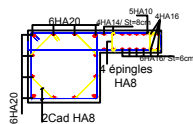


VT1

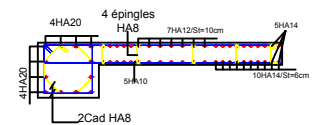
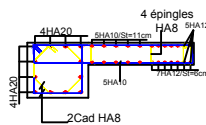
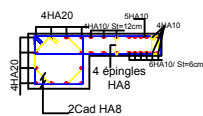
VT2

VT3

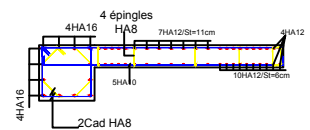
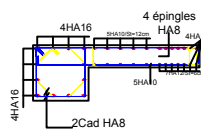
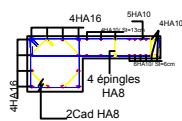
ZONE I:



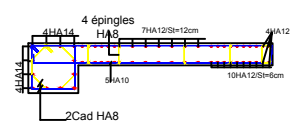
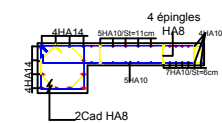
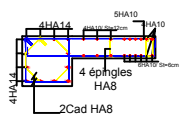
ZONE II:



ZONE III:



ZONE IV:

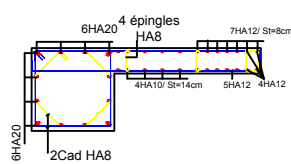
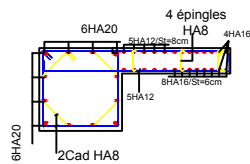


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de construction Département de génie civil	
Melle: MAHALLEM Lydia Melle: LAZOUZI yasmine	Plan de ferrailage des voiles sens transversal		Plan: 14
Mr: ADJRAD A			Promotion:2019/2020

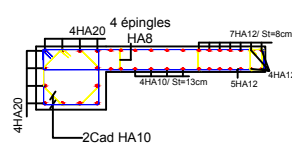
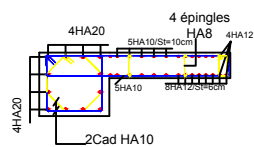
# VL1

# VL2

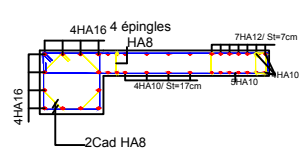
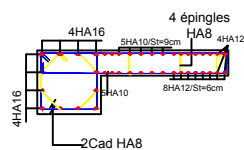
## ZONE I:



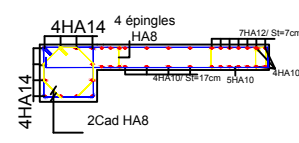
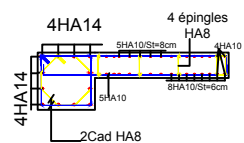
## ZONE II:



## ZONE III:



## ZONE IV:



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de construction  
Département de génie civil

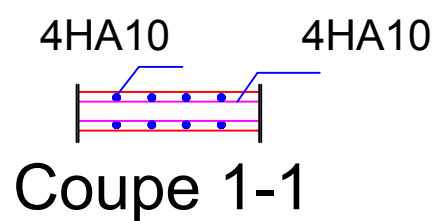
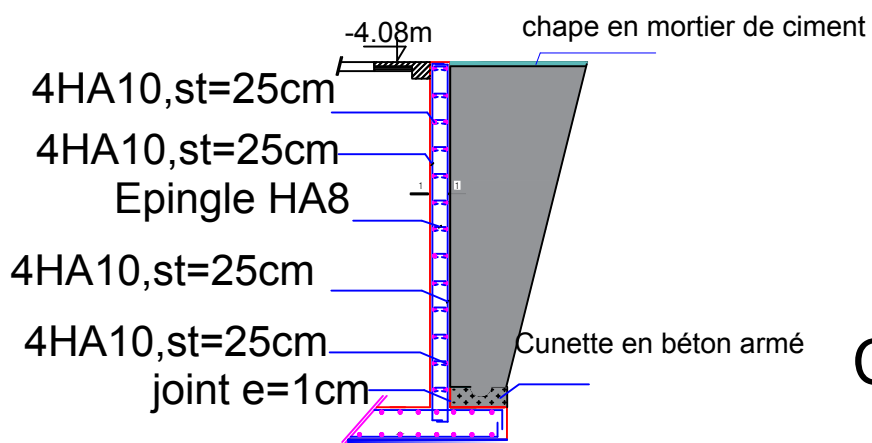
Melle: MAHALLEM Lydia  
Melle: LAZOUZI yasmine

Plan de ferrailage des voiles  
sens longitudinal

Plan: 13

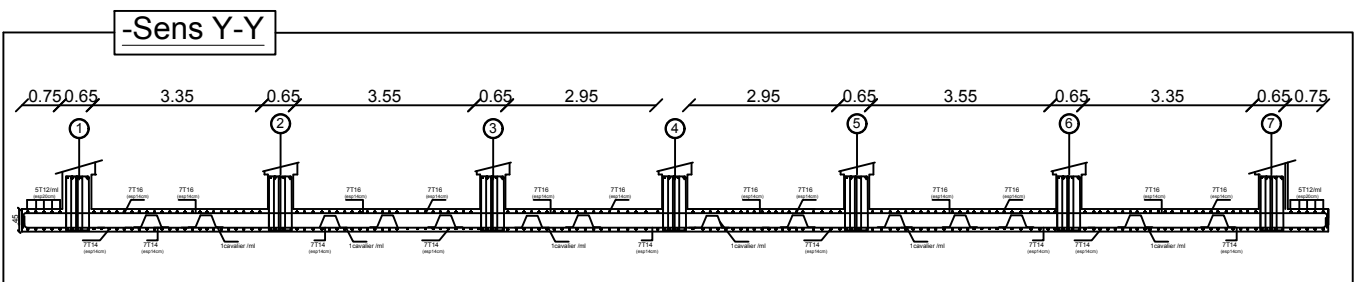
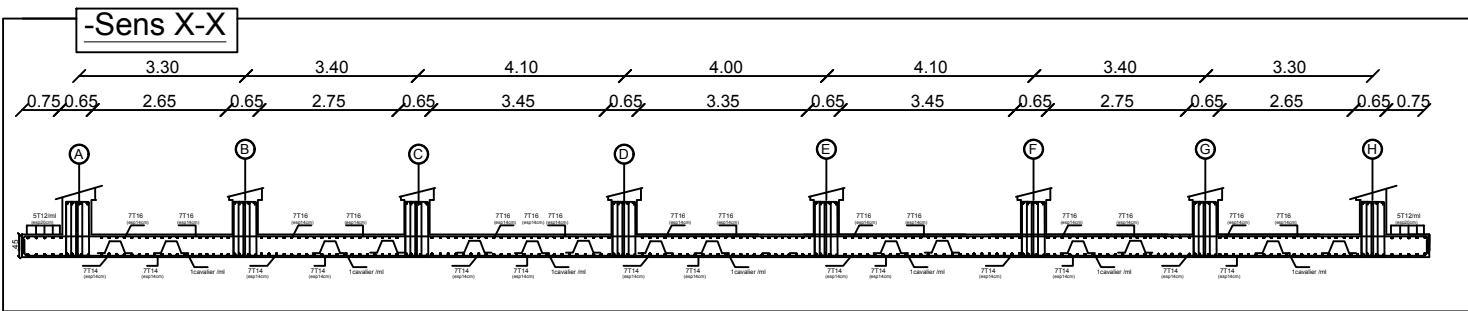
Mr: ADJRAD.A

Promotion:2019/2020



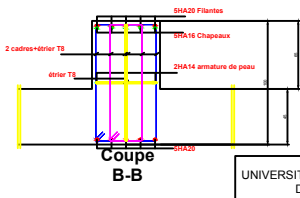
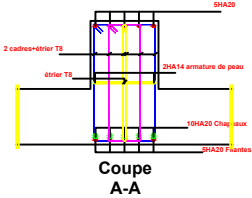
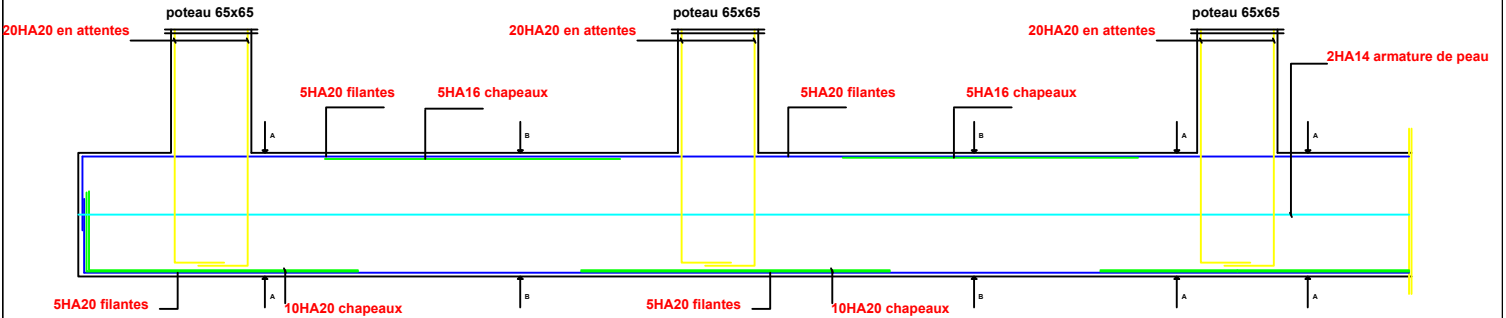
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de construction Département de génie civil	
Melle: MAHALLEM Lydia Melle: LAZOUZI yasmine	Plan de ferrailage de mur plaque		Plan:15
Mr: ADJRAD.A			Promotion:2019/2020

# FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:



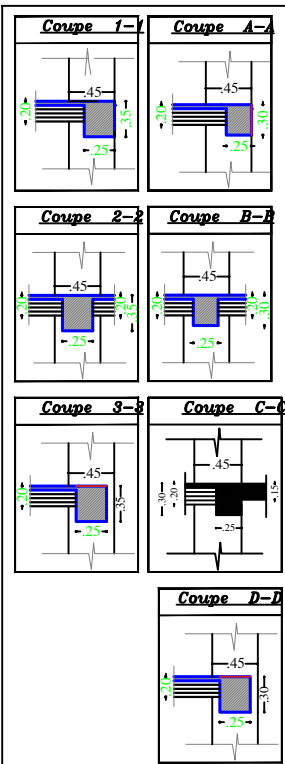
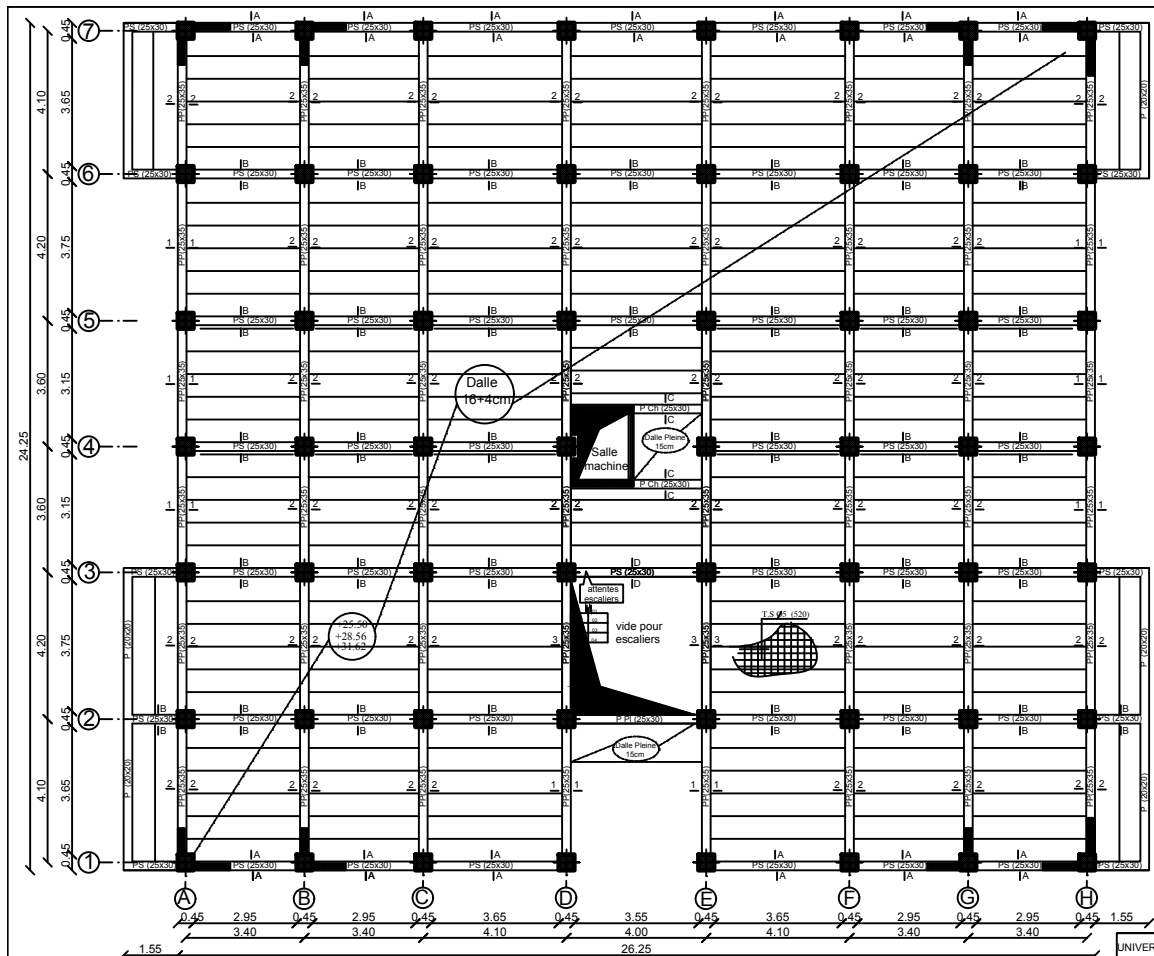
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
<u>Etudié par :</u> -M <sup>elle</sup> MAHALLEM Lydia -M <sup>elle</sup> LAZOUZI Yesmine		FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER	<u>Plan N°: 10</u>
<u>Dirigé par :</u> -M <sup>r</sup> ADJRAD.A			<u>Promotion:2019/2020</u>

Ferrailage nervures



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de construction Département de génie civil	
Melle: MAHALLEM Lydia Melle: LAZOUZI yasmine	Plan de ferrailage des nervures		Plan: 16
Mr: ADJRAD A			Promotion: 2019/2020



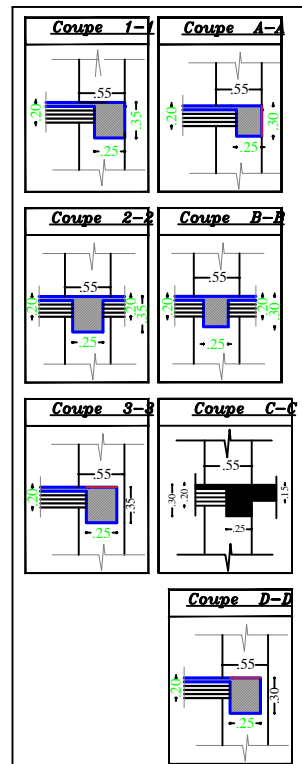
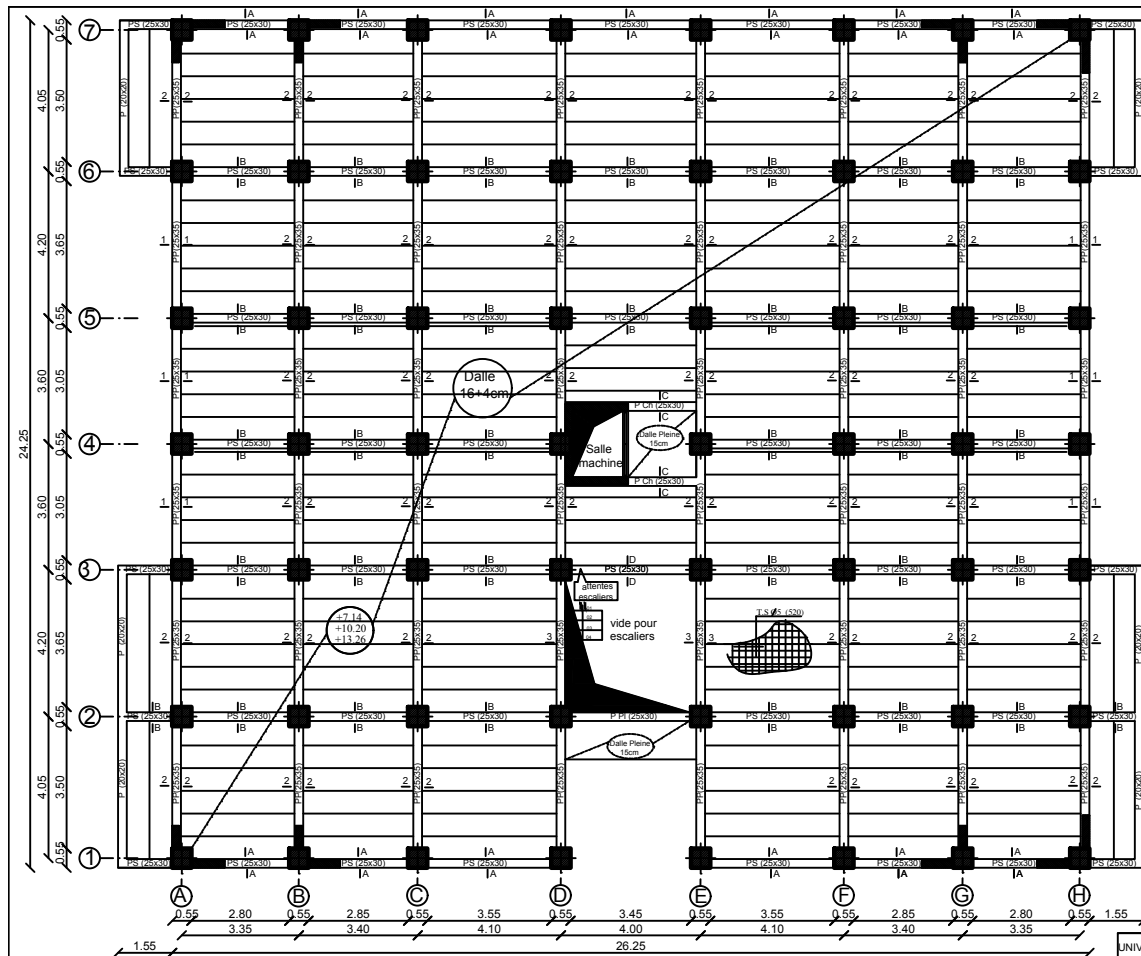


**Zone: (V)**

-Poteaux: (45x45)  
 -Poutres principales: (25x30)  
 -Poutres secondaires: (25x30)  
 -Dalle (CC) : ep=20cm

**PLAN DE COFFRAGE**  
 NIV +25.50; +28.56 ET +31.62  
 (8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> ET 10<sup>ème</sup> ETAGE)

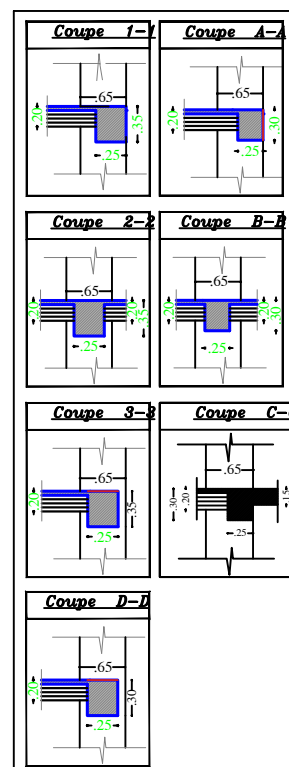
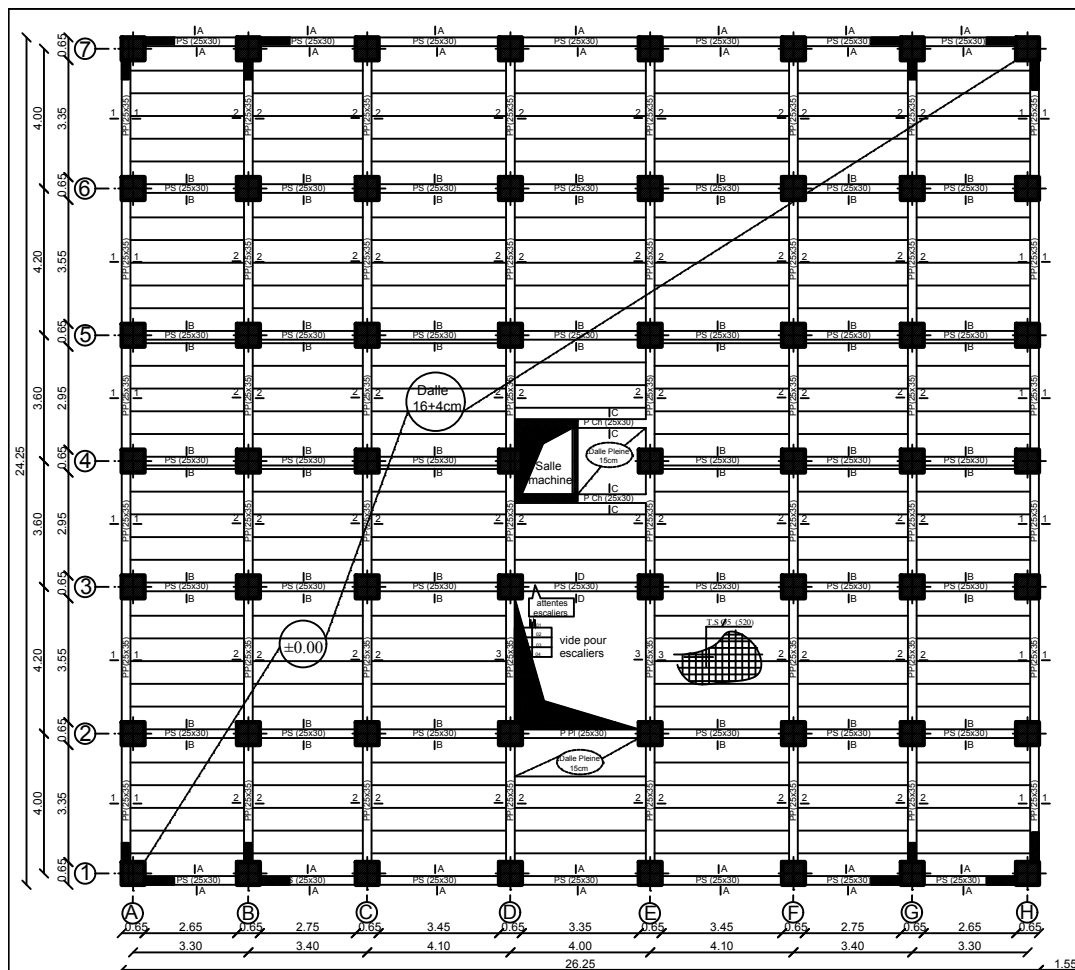
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par: M <sup>lle</sup> MAHALLEM Lydia M <sup>lle</sup> LAZOUZI Yesmine		PLAN DE COFFRAGE NIV +25.50; +28.56 ET +31.62 (8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> ET 10 <sup>ème</sup> ETAGE)	
Dirigé par: M <sup>l</sup> ADJRAD A		Plan N°: 07 Promotion: 2019/2020	



**Zone:(II)**  
 -Poteaux: (55x55)  
 -Poutres principales:(25x30)  
 -Poutres secondaires:(25x30)  
 -Dalle (CC) :sp=20cm

**PLAN DE COFFRAGE**  
 NIV +7.14;+10.20 ET 13.26  
 (2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> ET 4<sup>ème</sup> ETAGE)

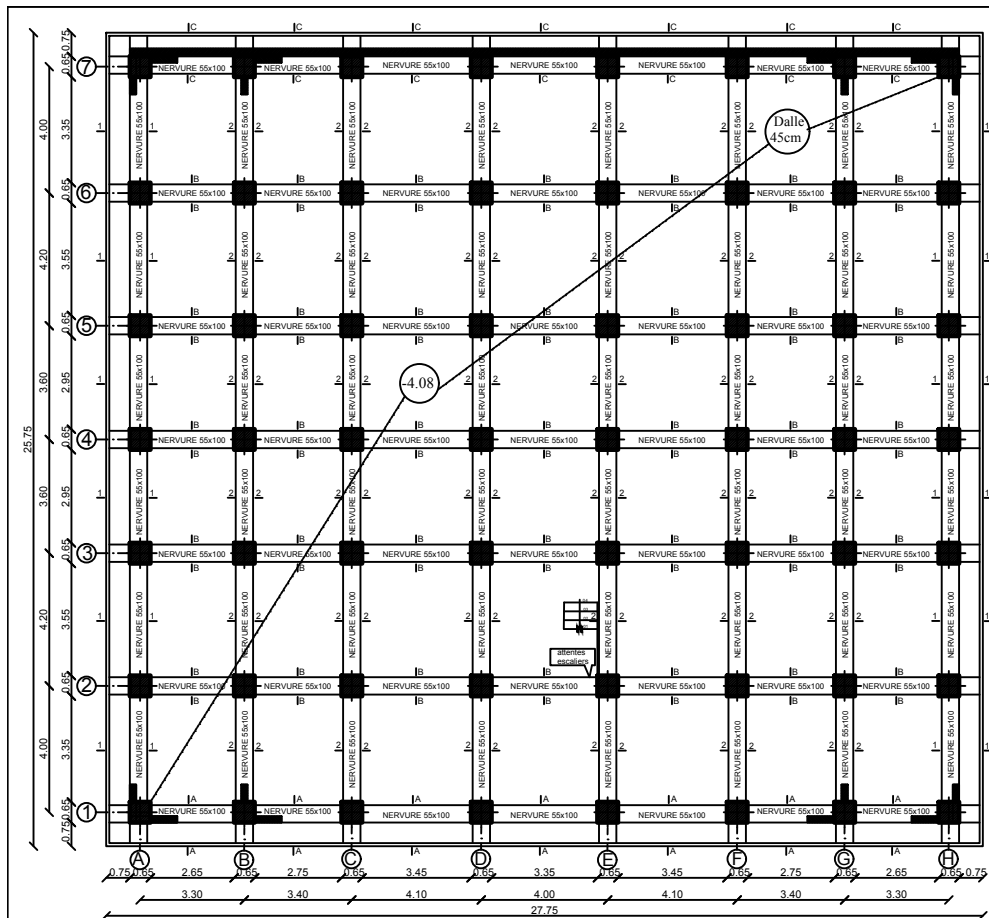
UNIVERSITE : MOULOUZ MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : M <sup>lle</sup> MAHALLEM Lydia M <sup>lle</sup> LAZOUZI Yesmine		PLAN DE COFFRAGE NIV +7.14;+10.20 ET 13.26 (2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> ET 4 <sup>ème</sup> ETAGE)	
Dirigé par : M <sup>l</sup> ADJRADA		Plan N°:05 Promotion:2019/2020	



**Zone: (I)**  
 -Poteaux (65X95)  
 -Poutres principales (25X30)  
 -Poutres secondaires (25X30)  
 -Dalle (CC) esp=80mm

PLAN DE COFFRAGE  
 NIV ±0.00 (RDC)

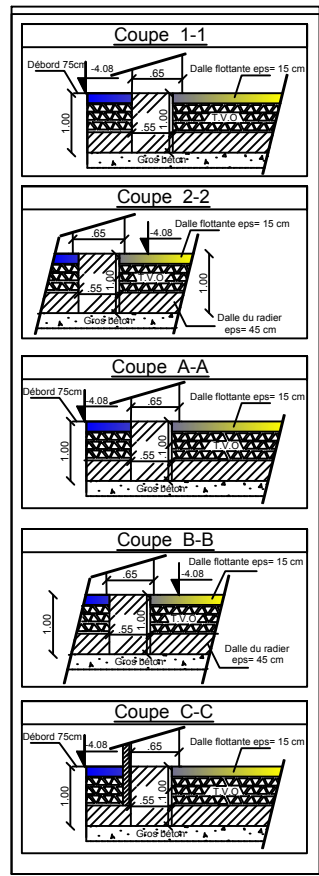
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Etudié par : -M <sup>lle</sup> MAHALEM Lydia -M <sup>lle</sup> LAZOUZI Yesmine		PLAN DE COFFRAGE NIV ±0.00 (RDC)	Plan N°:03
Dirigé par : -M <sup>r</sup> ADJRAD A			Promotion/2019/2020



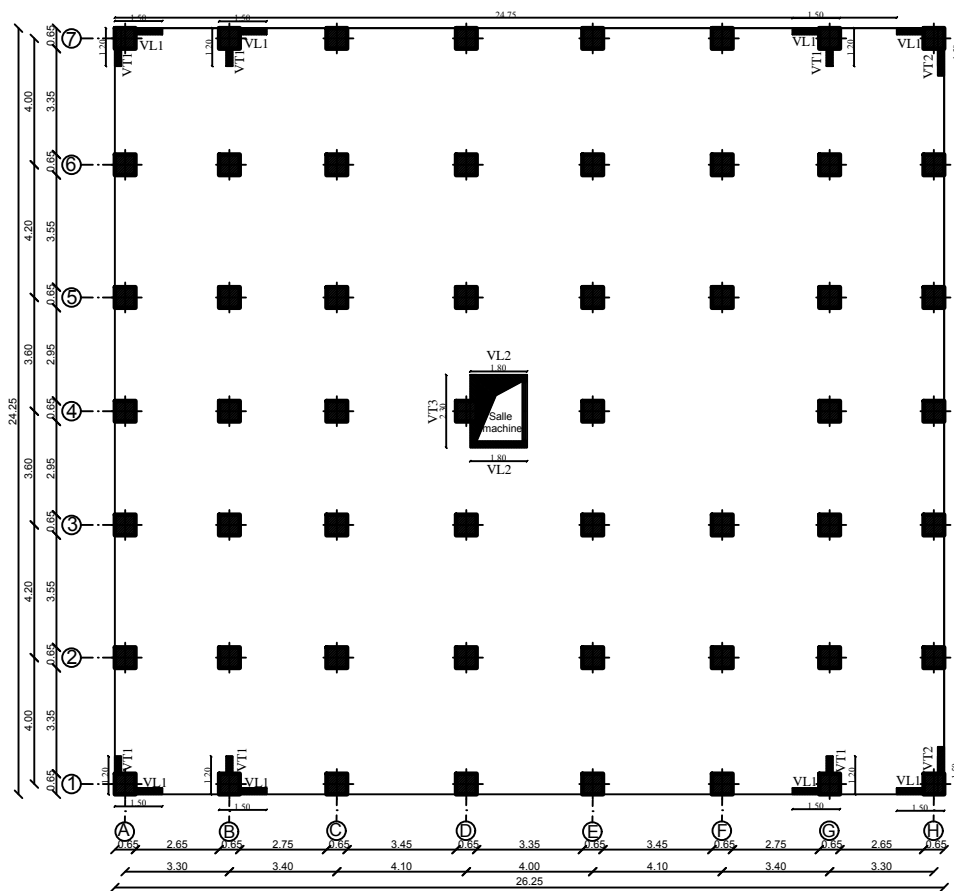
**Zone: (I)**

- Poteaux: (65X65)
- Nervure : (55X100)
- Débord : 75cm
- Dalle flottante: ep=15cm
- Dalle de radier: ep=45cm

PLAN DE FONDATIONS  
NIV -4,08 (L'ENTRE-SOL)



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
<u>Etudié par :</u> -M <sup>lle</sup> MAHALEM Lydia -M <sup>lle</sup> LAZOUZI Yesmine		PLAN DE FONDATIONS NIV -4,08 (L'ENTRE-SOL)	<u>Plan N°:</u> 01
<u>Dirigé par :</u> -M <sup>r</sup> ADJRAD.A			<u>Promotion:</u> 2019/2020



LA DISPOSITION DES VOILES

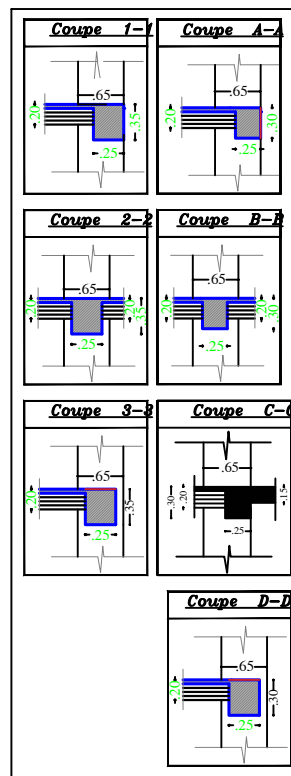
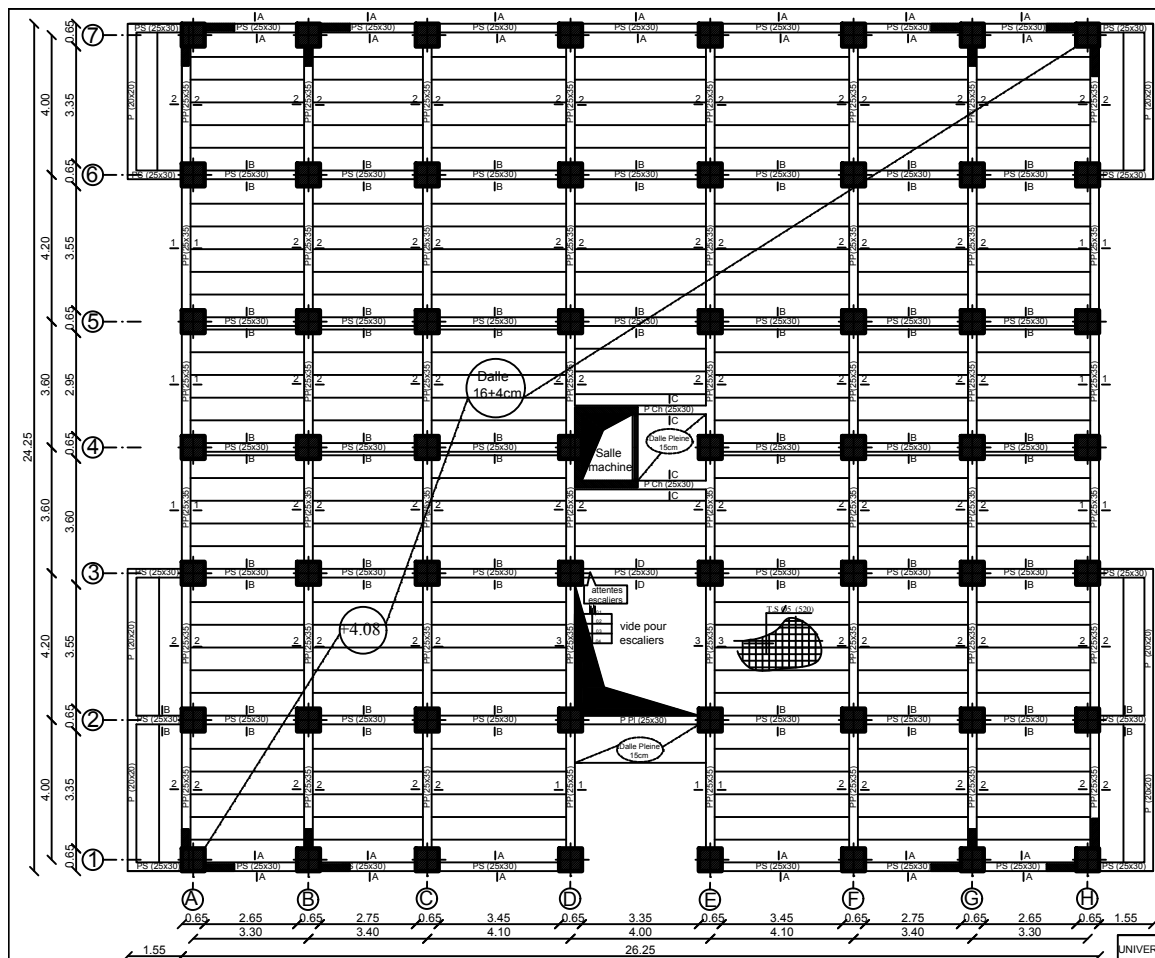
\*Les Voiles Longitudinaux:

VL 01 =1.50 m  
VL 02 =1.80 m

\*Les Voiles Transversaux :

VT 01 =1.20m  
VT 02 =1.50m  
VT 03 =2.30m

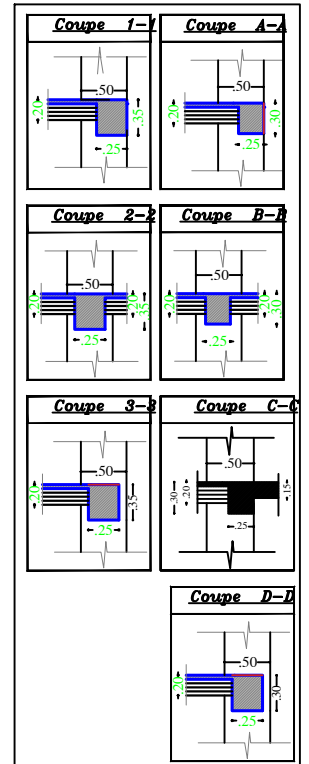
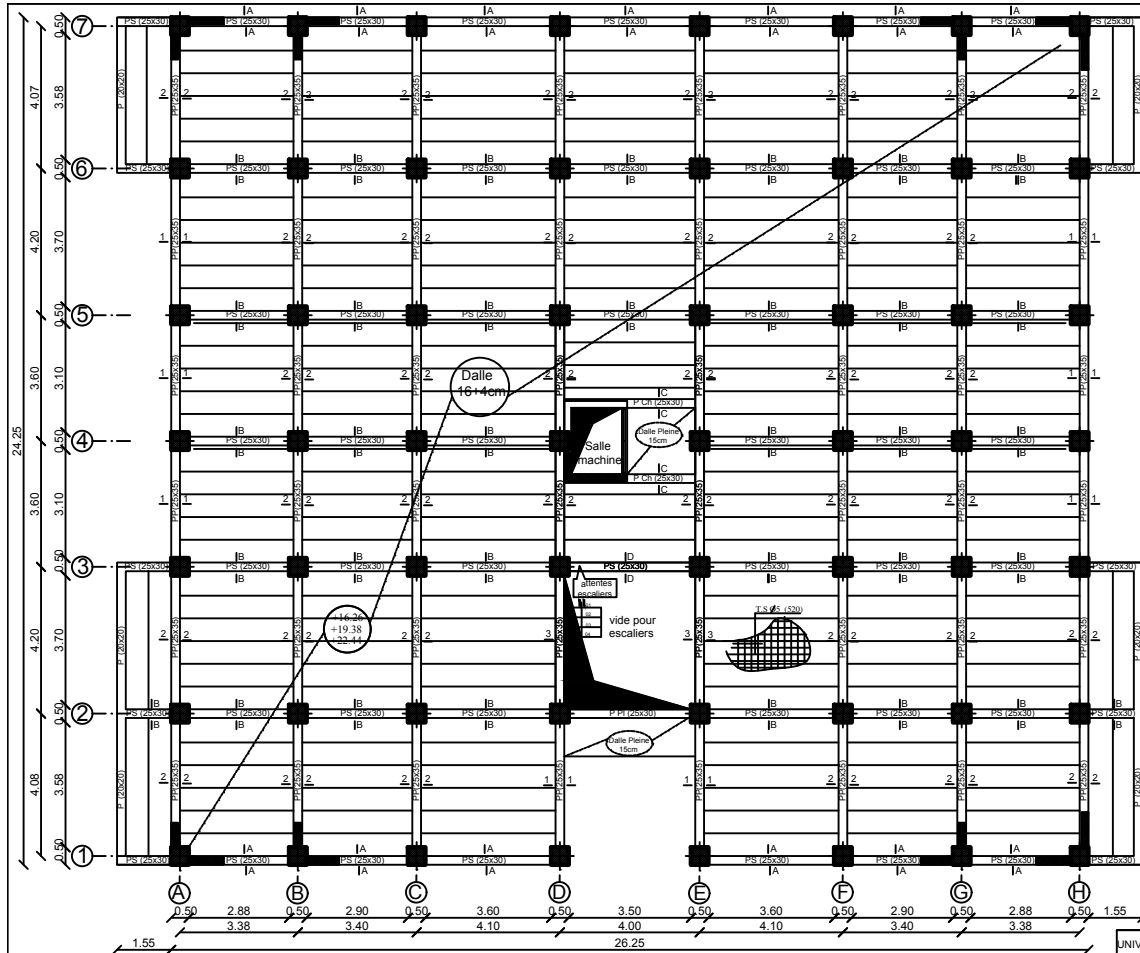
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
<u>Etudié par :</u> -M <sup>elle</sup> MAHALEM Lydia -M <sup>elle</sup> LAZOUZI Yesmine		LA DISPOSITION DES VOILES	<u>Plan N°:02</u>
<u>Dirigé par :</u> -M <sup>r</sup> ADJRADA			<u>Promotion:2019/2020</u>



**Zone:(I)**  
 -Poteaux: (85X85)  
 -Poutres principales: (25X30)  
 -Poutres secondaires: (25X30)  
 -Dalle (CC) :  $\rho_p=20\text{cm}$

**PLAN DE COFFRAGE  
 NIV +4.08 (1<sup>er</sup> ETAGE)**

UNIVERSITE MOULOUZ DE TIZI OUZOU		MAMMERI		Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
<u>Etudié par :</u> M <sup>lle</sup> MAHALLEM Lydia M <sup>lle</sup> LAZOUZI Yesmine		PLAN DE COFFRAGE NIV +4.08 (1 <sup>er</sup> ETAGE)		<u>Plan N°: 04</u>	
<u>Dirigé par :</u> -M <sup>l</sup> ADJRAD A				<u>Promotion: 2019/2020</u>	

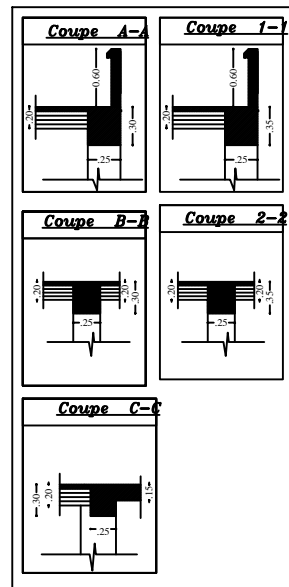
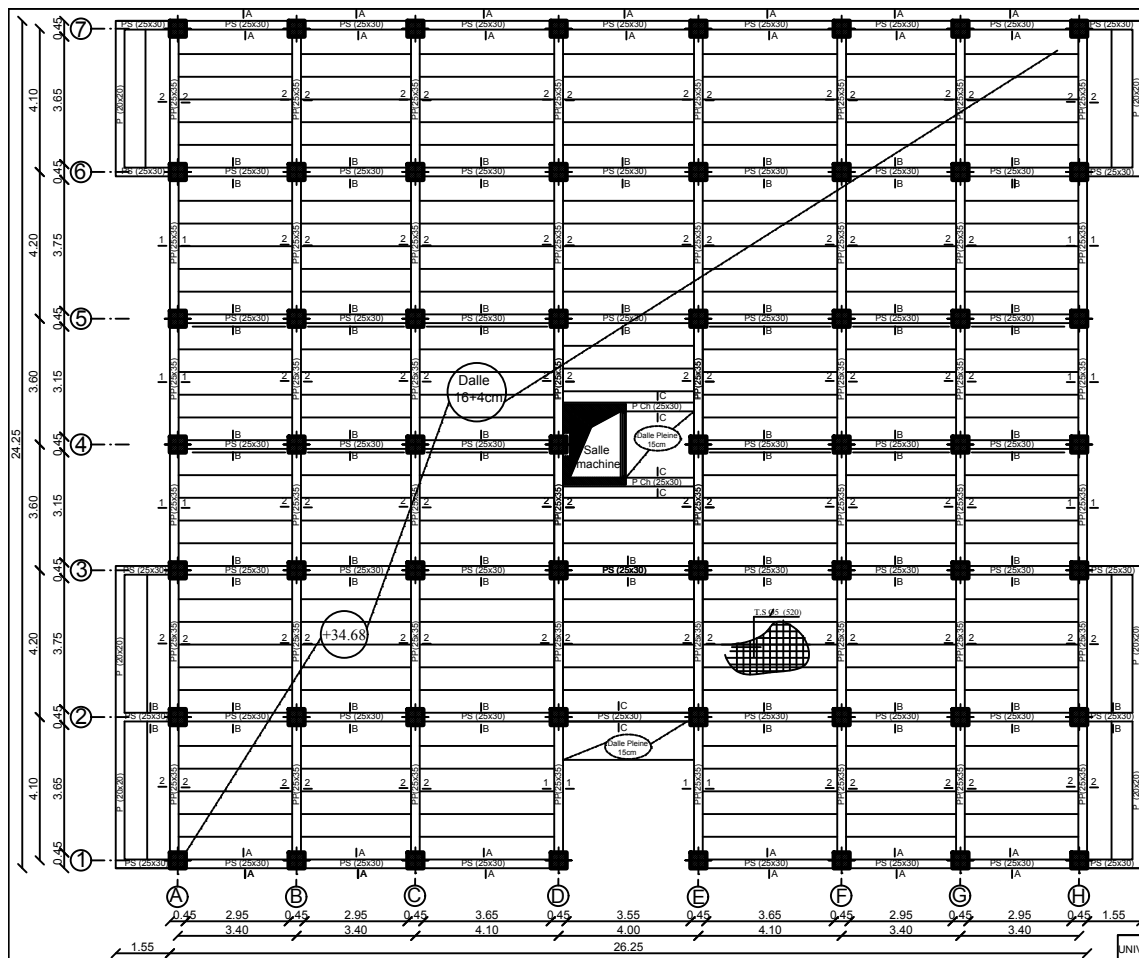


**Zone: (III)**

-Poutres: (60X50)  
-Poutres principales: (25X30)  
-Poutres secondaires: (25X30)  
-Dalle (CC) :  $\rho_p=20\text{cm}$

PLAN DE COFFRAGE  
NIV +16.26; +19.38 ET +22.44  
(5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> ET 7<sup>eme</sup> ETAGE)

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par: M <sup>me</sup> MAHALLEM Lydia M <sup>me</sup> LAZOUZI Yesmine	PLAN DE COFFRAGE NIV +16.26; +19.38 ET +22.44 (5 <sup>eme</sup> , 6 <sup>eme</sup> ET 7 <sup>eme</sup> ETAGE)
Dirigé par: M <sup>me</sup> ADJRADA	Plan N°:06 Promotion:2019/2020



Zone: (V)

-Poteaux: (45X45)  
-Poutres principales: (25X35)  
-Poutres secondaires: (25X30)  
-Dalle (CC):  $sp=20cm$

PLAN DE COFFRAGE  
NIV +34.68 (TERRASSE)

UNIVERSITE MOULOUZ MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par: M <sup>lle</sup> MAHALLEM Lydia M <sup>lle</sup> LAZOUZI Yesmine Dirigé par: M <sup>l</sup> ADJRADA	PLAN DE COFFRAGE NIV +34.68 (TERRASSE)
	Plan N°: 08 Promotion: 2019/2020



## **Conclusion :**

---

### **Conclusion :**

Au terme de ce projet de fin d'études qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial nous a permis de mieux étudier le métier d'ingénieur en génie civil , d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en pratique les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, l'étude sismique nous a amené vers une structure à contreventement mixte (voile + portique). Les systèmes mixtes en portique et voiles donc caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques.

Concernant le ferrailage des éléments, on doit tenir compte des moments donnés par les combinaisons courantes et accidentelles et ferrailer avec le cas plus défavorable, et vérifier le ferrailage adopté à l'ELS.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires et d'économie.

## ***Bibliographie***

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.