

**Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -  
Mila Institut des Sciences et de Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique**



N°Ref :.....

**Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme de**

**MASTER**

**Spécialité : Génie Civil (Structure)**

**Etude d'un bâtiment « R+6 » à usage d'habitation**

**Présenté par :**

**BOUSSOUF Sami**

**BOUTOUATOU Abdou**

**Soutenu devant le jury :**

**Président**

**Dr. BENZAID Mehdi**

**Examineur**

**Dr. DJEGHADER Djamel**

**Promoteur**

**Dr. TIOUA Tahar**

**Année universitaire 2022/2023**





# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à :*

*\* Mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin pour atteindre ce stade de formation.*

*\* Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la réussite.*

*\* Toute ma famille sans exception.*

*\* Tous les amis MALAK RAMI ABDOU sans exception*

*\* Tous ceux qui nous ont aidés dans la réalisation de ce projet.*

# SAMI





# Dédicace

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin,  
ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant  
toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci  
mes parents.*

*\* A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études.*

*\* A toute ma famille sans exception.*

*\*A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire.*

*\* Enfin à tous ceux qui nous sont très chers*

ABDOU





# Remerciement

*Nous remercions en premier lieu notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force et le courage pour effectuer le présent travail*

*Nous tenons à remercier nos très chers parents pour leurs soutient, nous remercions notre encadreur monsieur TAHAR TIOUA pour ses orientations et ses conseils durant l'évolution de ce travail.*

*Nous remercions tous les enseignants durant notre formation.*

*Nous tenons à remercier tout ceux qui de loin où de près ont contribué à finaliser ce modeste travail.*



## Résumé

Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation qui sera implanté à la ville de Mila correspondant à la zone IIa selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 V 2003). La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portique voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction (BAEL 91 ,CPA 93 , RPA 99 V 2003). L'analyse et le calcul des efforts internes des éléments de construction ont été réalisés par le logiciel ROBOT.

## Abstract

This work consists of the study of a building (R + 6) for residential use that will be located in the city of Mila corresponding to zone IIa according to the Algerian earthquake regulations (RPA 99 V 2003). The resistance of the building is ensured by a mixed bracing system (portal frames). The design was made according to the building regulations (BAEL 91, CPA 93 ,RPA 99 V 2003). The analysis and calculation of the internal forces of construction elements were carried out by the ROBOT program.

## ملخص

يتضمن هذا العمل دراسة مبنى (R + 6) للاستخدام السكني والذي يقع في مدينة ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa وفقاً لمقياس هندسة الزلازل الجزائرية (RPA 99 V 2003). تم ضمان مقاومة الهيكل بواسطة نظام دعامة مختلط (أعمدة و جدران من الخرسانة المسلحة). تم إجراء التصميم وفقاً للوائح البناء ( BAEL 91 ، CPA 93 ، RPA 99 V 2003). تم تحليل و حساب القوى لعناصر الإنشائية بواسطة برنامج ROBOT.

# Sommaire

## Introduction général

### Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

I.1. Introduction .....	2
I.2. Présentation de L'ouvrage .....	2
I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment .....	5
I.4. Description de l'ossature .....	5
I.5. Choix de calcul .....	6
I.6. Caractéristiques des matériaux de construction .....	6
I.6.1. Le béton .....	6
I.6.2. L'acier .....	11
I.6.3. Les Actions .....	13
I.6.4. Combinaison d'action .....	13
I.6.5. Les Sollicitations .....	14
I.6.6. Hypothèses de calcul des sections en béton armé .....	14
I.7. Conclusion .....	16

### Chapitre II : Pré-Dimensionnement et descente de charges

II.1. Introduction .....	18
II.2. Pré dimensionnements des éléments non structuraux .....	18
II.2.1. Les Planchers .....	18
II.2.2. Les poutres .....	22
II.2.3. Les Poteaux .....	24
II.2.4. Les escaliers .....	24
II.2.5. Les voiles .....	26
II.3. Evaluation des charges et surcharges .....	28
II.3.1. La charge des planchers .....	28
II.3.2. Murs Extérieurs .....	28
II.3.3. Escaliers .....	29
II.3.4. L'Acrotère .....	30
II.4. Descente de charge .....	31
II.4.1. Définition .....	31
II.4.2. Représentation des différents niveaux du bâtiment .....	32
II.4.3. Loi de dégression des sur charges .....	32
II.4.4. Poteau le plus sollicitée .....	35

II.4.5. Les vérifications nécessaires .....	36
II.5. Conclusion .....	38
<b>Chapitre III : Etude des éléments non structuraux</b>	
III.1. Introduction .....	39
III.2. L'acrotère	39
III.2.1. Hypothèse de calcul	39
III.2.2. Evaluation des charges	40
III.2.3. Vérification au séisme	40
III.2.4. Calcul des sollicitations	40
III.2.5. Calcul de l'excentricité	41
III.2.6. Calcul du ferrailage	43
III.2.7. Vérification à L'ELS	45
III.2.8. Schéma de Ferrailage	47
III.3. Les Escaliers	47
III.3.1. Combinaison des charges	47
III.3.2. Détermination des sollicitations	48
III.3.3. Les Diagramme des moments et des efforts tranchants	49
III.3.4. Calcul du ferrailage	50
III.3.5. Vérification à ELS	57
III.3.6. Schéma de ferrailage	61
III.3.7. Poutre de palière	61
III.4. Les balcons	71
III.4.2. Combinaison des charges	72
III.4.3. Détermination des sollicitations	72
III.4.4. Calcul du ferrailage	72
III.4.5. Vérification à ELS	72
III.4.6. Schéma de ferrailage	75
III.5. Les planchers	80
III.5.1. Evaluation des charges appliques à chaque nervure	80
III.5.2. Méthode de forfaitaire	81
III.5.3. Méthode de CAQUOT	82
III.5.4. Plancher terrasse	83
III.5.5. Planchers étages courant	88
III.5.6. Vérification à ELS	100

III.5.7. Schéma de Ferrailage	104
III.5.8. Ferrailage de la dalle de compression	104
III.6. Conclusion .....	105
<b>Chapitre IV: Etude sismique</b>	
IV.1. Introduction .....	107
IV.2. Objective de l'étude sismique .....	107
IV.3. Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique .....	107
IV.3.1. Méthode statique équivalente .....	107
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale .....	109
IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme .....	110
IV.4. Classification de l'ouvrage selon leur importance .....	110
IV.5. Choix de la méthode de calcul .....	111
IV.6. Méthode statique équivalente .....	111
IV.6.1. Calcul de la Force Sismique Totale .....	111
IV.7. La Comportement de la structure .....	121
IV.8. L'effort tranchant de chaque niveau .....	126
IV.9. Vérification des déplacements .....	127
IV.10. Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ .....	128
IV.11. Vérification de l'effort normal réduit .....	129
IV.12. Vérification le Nombre de modes à considérer .....	130
IV.13. Vérification de la période .....	131
IV.14. Les Caractéristiques géométriques du bâtiment .....	132
IV.15. Vérification au renversement .....	134
IV.16. Conclusion .....	135
<b>Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs</b>	
V.1. Introduction .....	137
V.2. Les poutres .....	137
V.2.1. Les combinaisons de calcul .....	137
V.2.2. Ferrailage des poutres principales .....	138
V.2.3. Le ferrailage des poutres secondaire .....	142
V.3. Les poteaux .....	146
V.3.1. Les Combinaisons de calcul .....	146
V.3.2. Recommandation du RPA99/version 2003 .....	147
V.3.3. Le ferrailage des poteaux (40x40) .....	147

V.3.4. Vérification à L'ELS .....	155
V.4. Les voiles .....	156
V.4.1. Introduction .....	156
V.4.2. Les combinaisons de calcul .....	157
V.4.3. Etude de la section soumise à la flexion composée .....	158
V.4.4. Le ferrailage des voiles de sens transversal .....	158
V.4.5. Le ferrailage des voiles de sens longitudinal .....	165
V.5. Conclusion .....	170
 <b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	
VI.1. Introduction .....	172
VI.2. Facteur de choix du type de fondation .....	172
VI.3. Choix de type de fondation .....	172
VI.3.1. Vérification de la semelle isolée .....	173
VI.3.2. Vérification de la semelle sous poteau .....	174
VI.3.3. Semelle filantes sous voile .....	176
VI.3.4. L'étude des longrines .....	178
VI.3.5. Schéma de ferrailage .....	179
VI.4. Le voile périphérique .....	180
VI.5. Conclusion .....	183
 Annexe	

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

Figure I.1 : facade principale .....	02
Figure I.2 : facade posterieur .....	03
Figure I.3 : Plan du rez-de-chaussée .....	03
Figure I.4 : Plan d'étage courant .....	03
Figure I.5 : Essai de compression. ....	06
Figure I.6 : Module de déformation instantané et différée .....	07
Figure I.7 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU .....	08
Figure I.8 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS .....	09
Figure I.9 : Diagramme contraintes déformation de l'acier .....	11
Figure I.10 : la règle des trois pivots .....	13

## Chapitre II : Pré-Dimensionnement et descente de charges

Figure II.1 : Plancher à corps creux .....	16
Figure II.2 :Schéma des Poutrelle.....	17
Figure II.3 : Dimensions du Poutrelles.....	
Figure II.4 : Dalle sur deux (02) appuis.....	
Figure II.5 : Dalle sur trois (03) appuis.....	
Figure II.6 : Dalle sur quatre (04) appuis.....	
Figure II.7 : la section de poutre principale.....	
Figure II.8: la section de poutre secondaire.....	

Figure II.9 : Coupe vertical descriptive d'un escalier .....	20
Figure II.10 : Coupe horizontale descriptive d'un escalier .....	20
Figure II.11 : schéma statique d'escalier .....	22
Figure II.12 : Coupe de voile en plan .....	23
Figure II.13 : Schéma détaillé d'voile .....	23
Figure II.14 : schéma statique de l'acrotère .....	26
Figure II.15 : Schéma statique de la descente de charge .....	28
Figure II.16 : Surface afférente du poteau .....	30

### **Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux**

Figure III.1 : Schéma réel et statique de l'acrotère .....	33
Figure III.2 : Section de calcul d'acrotère .....	36
Figure III.3 : Schéma de ferrailage d'acrotère .....	40
Figure III.4: escalier – vue en plan. ....	41
Figure III.5 : Schéma statique d'escalier .....	41
Figure III.6 : La charge équivalente.....	
Figure III.7 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU .....	42
Figure III.8 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS .....	42
Figure III.9 : Section de calcul d'escalier .....	43
Figure III.10 : Schéma de ferrailage d'escalier .....	53
Figure III.11 : La poutre de palière .....	53
Figure III.12 : Schéma de ferrailage de La poutre de palière .....	63
Figure III.13: schéma de ferrailage du balcon .....	63

Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	
Figure III.15 : Coupe du plancher du corps creux .....	69
Figure III.16 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU .....	78
Figure III.17 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU .....	78
Figure III.18 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS.....	80
Figure III.19 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS .....	81
Figure III.20 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU .....	82
Figure III.21 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU .....	89
Figure III.22 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS .....	91
Figure III.23 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS .....	92
Figure III.24 : Coupe d'une poutrelle .....	94
Figure III.25 : Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).....	106
Figure III.26 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression ...	107

#### **Chapitre IV: Etude sismique**

Figure IV.1. Structure sans voile.....	145
Figure IV.2. dispositions des voiles.....	145
Figure IV.3 : translation de bâtiment selon l'axe Y .....	150
Figure IV.4 : translation de bâtiment selon l'axe X.....	151
Figure IV.5 : rotation de bâtiment autour de l'axe Z.....	151

#### **Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs**

Figure V.1 : Schéma de ferrailage de La poutre principal.....	162
---	-----

Figure V.2 : Schéma de ferrailage de La poutre Secondaire.....	167
Figure V.3 : Schéma de ferrailage de poteau (40×40).....	176
Figure V.4 : Schéma de disposition des excentricités .....	181
Figure V.5 : Schéma de ferrailage de Voile longitudinale.....	186
Figure V.6 : Schéma de disposition des excentricités.....	188
Figure V.7 :Schéma de ferrailage de Voile transversale.....	192

### **Chapitre VI : Etude des fondations**

Figure VI.1. Schéma de la semelle isolée.....	194
Figure VI.2. Schéma de la semelle filante .....	202
Figure VI.3. Schéma de ferrailage semelle filante.....	202
Figure VI.4 : Dimension de la semelle filante sous voile. ....	203
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage Semelle filantes sous voile. ....	206
Figure VI.6 : Le voile périphérique. ....	206
Figure VI.7 : la poussée des terres sur le voile périphérique.....	
Figure VI.8 : Ferrailage du voile périphérique.....	

## Liste des tableaux

### Chapitre I : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

Tableau. I.1. les différents types d'acier.....	09
---	----

### Chapitre II : Pré-Dimensionnement et descente de charges

Tableau II.1. Charge pour plancher terrasse (inaccessible).....	24
Tableau II.2. Charge pour plancher courant (accessible).....	24
Tableau II.3. Evaluation des charges des cloisons extérieures .....	24
Tableau II.4. Evaluation des charges des cloisons intérieures .....	25
Tableau II.5. évaluation des charges du palier .....	25
Tableau II.6. évaluation des charges de la volée (la paillasse). .....	25
Tableau II.7. évaluation des charges du balcon .....	26
Tableau II.8. Evaluation des charges de l'acrotère.....	26
Tableau II.9. Dégression des charges d'exploitation .....	28
Tableau II.10. Descente de charge du poteau .....	28
Tableau II.11. Évaluation des poids propres des poteaux .....	30

### Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

Tableau III.1. les combinaisons des charges de l'escalier .....	42
Tableau III.2. Détermination des sollicitations .....	44
Tableau III.3. Les Résultats de ferrailage en travée de la poutre palière à ELS .....	62

Tableau III.4. Les Résultats de ferrailage en appui de la poutre palière à ELS .....	62
Tableau III.5. Les Résultats de ferrailage de balcon à l'ELS .....	70
Tableau III.6 : Les Résultats de ferrailage de balcon à l'ELU.....	73
Tableau III.7 : Les Résultats de ferrailage de balcon à l'ELS.....	73
Tableau III.8. Les combinaisons d'action .....	76
Tableau III.9. détermination des sollicitations a l'ELU type 01.....	79
Tableau III.10.les détermination des sollicitations a l'ELU type 02.....	80
Tableau III.11. détermination des sollicitations à l'ELS type 01.....	80
Tableau III.12. détermination des sollicitations a l'ELS type 02.....	81
Tableau III.13. détermination des sollicitations a l'ELU type 01.....	85
Tableau III.14. détermination des sollicitations a l'ELU type 02.....	85
Tableau III.15. détermination des sollicitations a l'ELS type 01 .....	86
Tableau III.16. détermination des sollicitations a l'ELS type 02.....	86
Tableau III.17. Les Résultats de ferrailage en travée de plancher terrasse .....	93
Tableau III.18. Les Résultats de ferrailage en appui de plancher terrasse .....	93
Tableau III.19. Les Résultats de ferrailage en travée de plancher étage courant.....	96
Tableau III.20. Les Résultats de ferrailage en appui de plancher étage courant .....	97

#### **Chapitre IV: Etude sismique**

Tableau IV.1.Coefficient d'Accélération de Zone.....	134
Tableau IV.2.Valeurs de $\xi(\%)$ .....	135
Tableau IV.3.Valeurs du coefficient $C_T$ .....	136
Tableau IV.4.valeurs du coefficient de comportement R.....	138
Tableau IV.5.valeurs des pénalités $P_q$ .....	142

Tableau V.6. Valeurs du coefficient de pondération $\beta$ .....	143
Tableau V.7. Le comportement de la structure sans voiles.....	144
Tableau V.8. Le comportement de la structure avec voiles.....	144
Tableau V.9. Vérification de l'effort tranchant à la base .....	145
Tableau IV.10 :Vérification de l'effort tranchant à la base Apres la majoration de la charge sismique.....	146
Tableau V.11. La force sismique de chaque niveau .....	146
Tableau V.12. Vérification des déplacements inter étages du bloc.....	147
Tableau V.13.Justification Vis-à-vis De l'effet P- $\Delta$ Sens xx.....	148
Tableau V.14.Justification Vis-à-vis De l'effet P- $\Delta$ Sens yy.....	148
Tableau V.15.Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	149
Tableau V.16.La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.....	150
Tableau V.17. Les valeurs de Centre de masse et de torsion .....	153
Tableau V.18. Les résultats de l'excentricité.....	153
Tableau V.19. Vérification au renversement (sens xx).....	155
Tableau V.20.Vérification au renversement (sens yy).....	156

## **Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs**

Tableau V.1.Les Résultats de ferrailage des poutres principales à ELU.....	159
Tableau V.2. Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS.....	161
Tableau V.3.Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS.....	161
Tableau V.4.Vérification des contraintes à ELS.....	161
Tableau V.5. La vérification de la flèche .....	162
Tableau V.6.Les Résultats de ferrailage des poutres secondaires à ELU.....	164
Tableau V.7. Les Résultats de ferrailage en travée des poutres secondaires à ELS.....	166
Tableau V.8. Les Résultats du ferrailage en appui des poutres secondaires à ELS.....	166

Tableau V.9.Vérification des contraintes à ELS.....	166
Tableau V.10. La vérification de la flèche.....	167
Tableau V.11. Les Sollicitations des poteaux (40×40) trouvées par le ROBOT.....	169
Tableau V.12. Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal des poteaux (40×40)..	173
Tableau V.13. Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (40×40)...	175

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

Tableau VI.1.Dimensionnement des semelles sous poteaux .....	195
Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles sous voiles.....	197
Tableau VI.3.Les sollicitations .....	197

## Liste des abréviation et symboles

<b>A</b>	Coefficient d'accélération de zone, Aire d'une section.
<b>A<sub>n</sub></b>	Coefficient de minoration
<b>B</b>	Facteur de comportement de la structure, aire d'une section de béton.
<b>BAEL</b>	Béton armé à l'état limite.
<b>Br</b>	Section réduite du béton.
<b>C</b>	Centre de flexion, Amortissement.
<b>C<sub>d</sub></b>	Coefficient de pression dynamique.
<b>C<sub>pe</sub></b>	Coefficient de pression extérieur.
<b>C<sub>pi</sub></b>	Coefficient de pression intérieur.
<b>C<sub>frj</sub></b>	Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
<b>D</b>	Facteur d'amplification dynamique moyen.
<b>D<sub>i</sub></b>	Facteur d'amplification dynamique.
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
<b>E<sub>ij</sub></b>	Module de déformation instantanée du béton.
<b>E<sub>vj</sub></b>	Module de déformation différée du béton.
<b>E<sub>s</sub></b>	Module d'élasticité de l'acier.
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>e</b>	Epaisseur, excentricité
<b>FP</b>	Fissuration préjudiciable.
<b>FPN</b>	Fissuration peu nuisible.
<b>FTP</b>	Fissuration très préjudiciables.
<b>G</b>	Charge permanente, module d'élasticité transversale, Module de cisaillement.
<b>G<sub>0</sub></b>	Module initial de cisaillement.
<b>g</b>	Largeur de la marche.
<b>H</b>	Hauteur totale du bâtiment.
<b>I</b>	Moment d'inertie.

<b><math>I_e</math></b>	Inertie équivalente.
<b><math>i</math></b>	Inertie du linteau
<b><math>I_l</math></b>	Inertie des voiles longitudinaux.
<b><math>I_t</math></b>	Inertie des voiles transversaux.
<b><math>j_0</math></b>	Inertie polaire.
<b><math>K</math></b>	Rigidité.
<b><math>K_s</math></b>	Coefficient du site.
<b><math>L</math></b>	Portée.
<b><math>M</math></b>	Moment, masse
<b><math>M_t</math></b>	Moment en travée de la poutre considérée.
<b><math>M_{ap}</math></b>	Moment sur appuis.
<b><math>M_u</math></b>	Moment ultime.
<b><math>N_G</math></b>	Effort normal développé par les charges permanentes.
<b><math>N_Q</math></b>	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
<b><math>N_u</math></b>	Effort normal ultime.
<b><math>N</math></b>	Nombre de niveaux.
<b><math>P, W</math></b>	Poids
<b><math>Q</math></b>	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
<b><math>Q</math></b>	Densité de charge répartie.
<b><math>R</math></b>	Réaction.
<b><math>RPA</math></b>	Règlement parasismique Algérien.
<b><math>S</math></b>	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
<b><math>S_t</math></b>	Espacement entre armatures.
<b><math>SSI</math></b>	Interaction Sol-Structure
<b><math>T</math></b>	Effort tranchant, période.
<b><math>V</math></b>	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base
<b><math>Z</math></b>	Bras de levier entre les aciers et le béton.
<b><math>d'</math></b>	Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
<b><math>d</math></b>	Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.

<b>a</b>	Côte du poteau carré.
<b>b</b>	Largeur de la poutre .
<b>f<sub>bu</sub></b>	Contrainte admissible de flambement.
<b>f<sub>ej</sub></b>	Résistance à la compression .
<b>f<sub>tj</sub></b>	Résistance à la traction.
<b>f<sub>e</sub></b>	Limite élastique de l'acier.
<b>l<sub>f</sub></b>	Longueur du flambement.
<b>α</b>	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
<b>γ</b>	Poids volumique,
<b>β</b>	Coefficient de majoration dynamique.
<b>γ<sub>b</sub></b>	Coefficient de sécurité à prendre pour le béton .
<b>γ<sub>s</sub></b>	Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.
<b>δ</b>	Coefficient de dimension, déplacement.
<b>ε</b>	Déformation relative du béton comprimé
<b>ε<sub>b</sub></b>	Déformation relative de l'acier tendu .
<b>η</b>	Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau constitutif
<b>λ</b>	Coefficient d'élanement.
<b>μ<sub>r</sub></b>	Moment résistant.
<b>σ</b>	Contrainte normale.
<b>σ<sub>bc</sub></b>	Contrainte de compression de béton.
<b>σ̄<sub>bc</sub></b>	Contrainte limite de service du béton
<b>σ<sub>s</sub></b>	Contrainte dans l'acier.
<b>σ̄<sub>s</sub></b>	Contrainte limite de service de l'acier.
<b>σ<sub>s10</sub></b>	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10‰.
<b>τ</b>	Contrainte de cisaillement.
<b>ν</b>	Coefficient de poisson.
<b>Φ<sub>1</sub></b>	Diamètre des armatures longitudinales.

# Introduction Générale

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques relatives aux constructions civiles dont les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines. Ils assurent la gestion des ouvrages dans toutes les phases afin de répondre aux besoins de la société en garantissant la sécurité de public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par un séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises conceptions structurales, au non-respect des dispositions constructives et ou à la mauvaise mise en oeuvre d'exécution.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la Structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol d'assise.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

A cet effet, dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+6) a usage d'habitation et en plus des calculs statiques faisant l'objet des quatre premiers chapitres, la recherche d'un bon comportement dynamique par différentes dispositions des voiles constitue l'étape cruciale de l'étude dynamique qui sera exposée au chapitre cinq (V), ce chapitre qui engendre contient aussi les différentes vérifications vis-à-vis des efforts et des déplacements. Après avoir adopté le bon model qui reproduit fidèlement le comportement de la structure et avoir eu toutes les sollicitations qui en découlent, le ferrailage des éléments structuraux et le calcul de l'infrastructure feront l'objet du chapitre six (VI).

# **CHAPITRE I :**

# **PRESENTATION**

# **DU PROJET**

### **I.1 Introduction :**

L'objet de notre travail est l'étude d'un bâtiment en béton armé, qui nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur en génie civil prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. À cet effet nous allons définir dans ce présent chapitre les différents éléments et matériaux constituant l'ouvrage à étudier en mentionnant les règles de calculs avec une préalable description de notre projet.

### **I.2 Présentation de L'ouvrage :**

Le projet qui nous a été confié est un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un niveau rez de chaussée et 6 niveaux avec une terrasse inaccessible. Il sera implanté à la ville de « MILA-FERDJIOUA » qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone IIa) selon le classement des zones établi par le dernier Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 modifiée en 99[1].
- CBA93[2].
- RPA99 version 2003[3].
- DTR BC.2.2.[4].



Figure. I.1: Plan Architectural (FACADE PRINCIPALE).



Figure. I.2: Plan Architectural (FACADE POSTERIEUR).

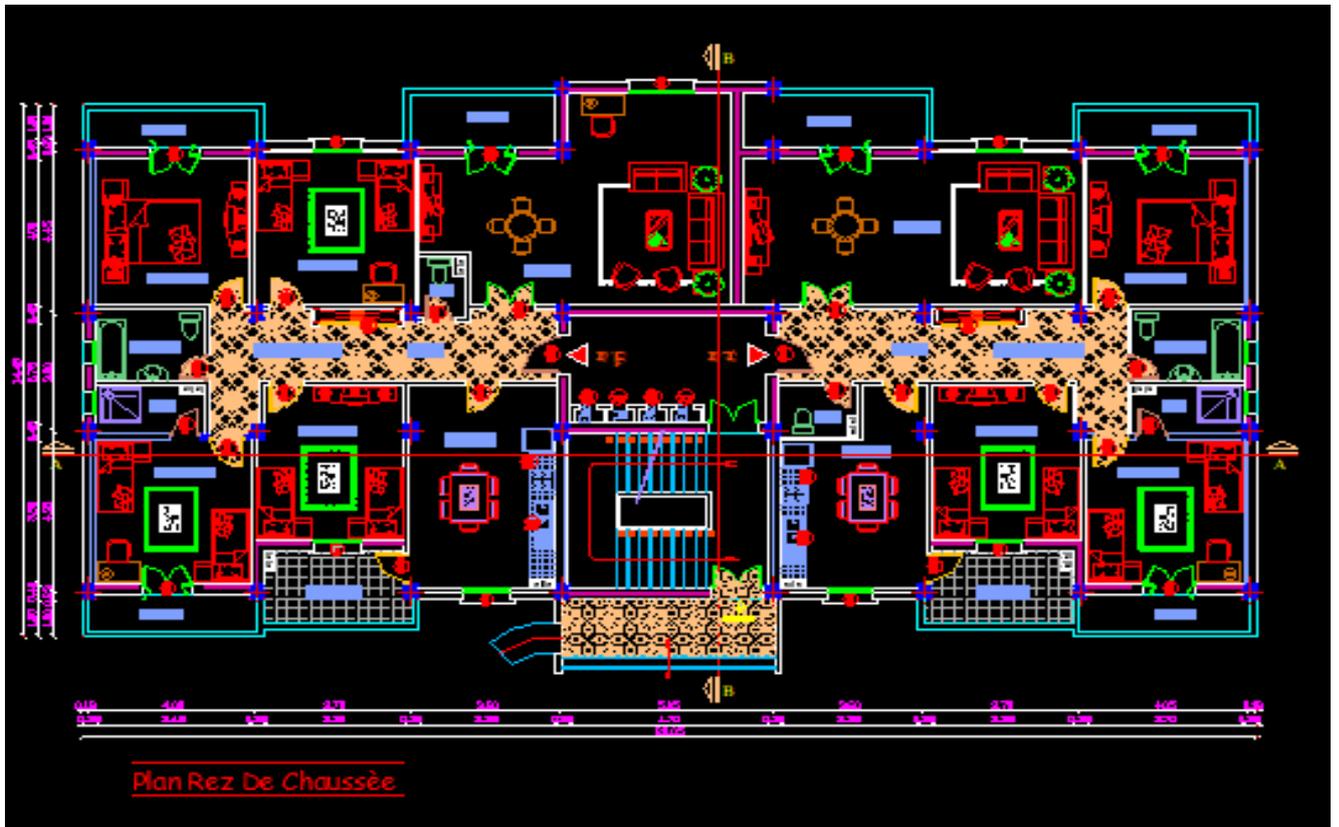


Figure I.3: plan du rez-de-chaussée.

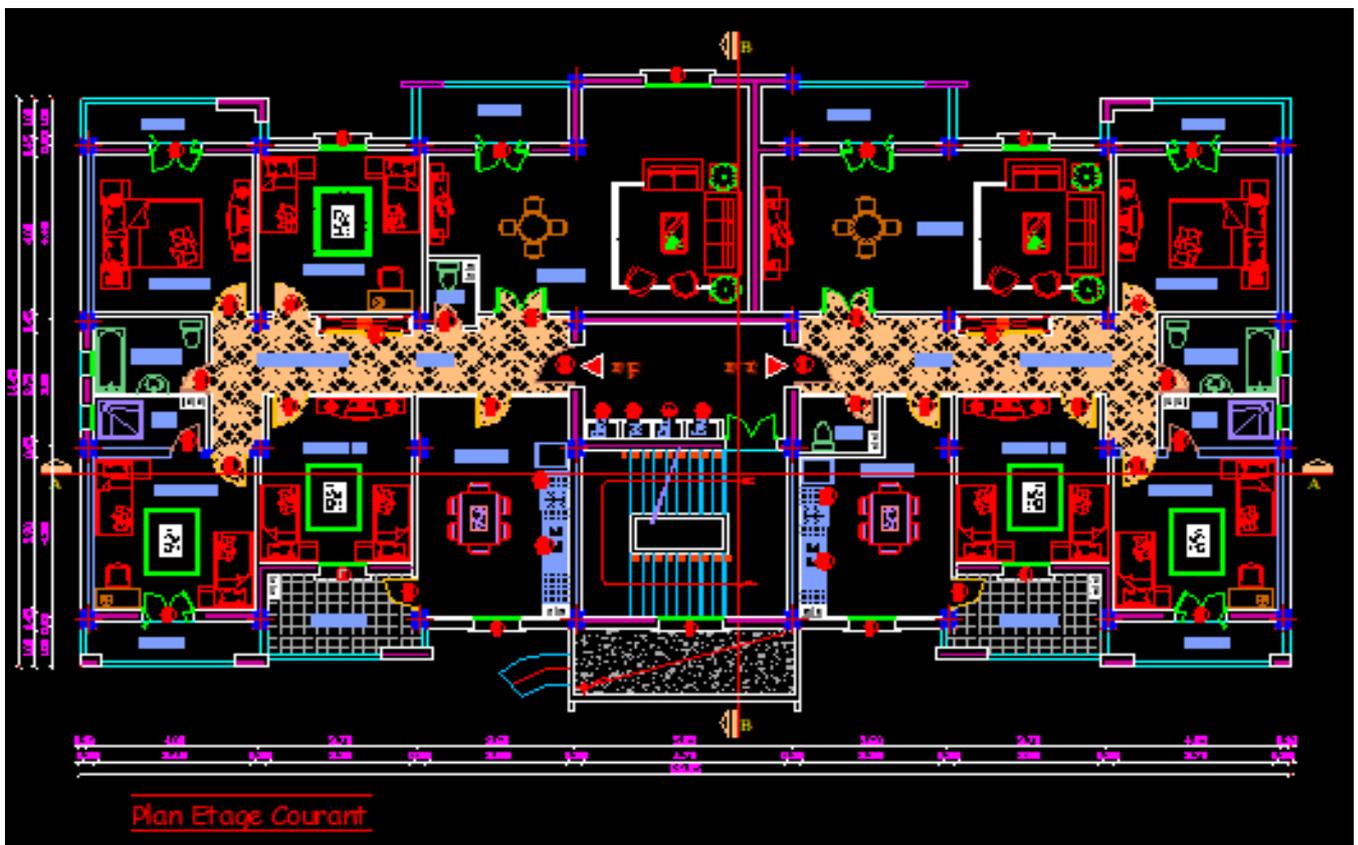


Figure I.4 : plan du étage courant.

### I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

#### ➤ Dimension en plan :

- Longueur max :  $L = 22,02$  m
- Largeur max :  $b = 15,55$  m

#### ➤ Dimensions en élévation :

- Hauteur de RDC :  $h = 3,06$  m
- Hauteur du 1<sup>er</sup> étage :  $h = 3,06$  m
- Hauteur de l'étage courant :  $h = 3,06$  m
- Hauteur totale :  $h = 21,76$  m

### I.4. Description de l'ossature :

#### Systeme structural :

La structure du bâtiment a un système de contreventement en portique contreventé par des voiles. Le choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA (version 2003), vu qu'il dépasse 3 niveaux (14 m), ce qui assure la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions vertical et des actions horizontal.

#### Planchers :

Dans notre projet utilisé deux types de plancher :

- Plancher corps creux : utilisé pour le RDC et les étage courant.
- Dalle pleine: utilisé pour les balcons.

#### Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

#### Murs extérieurs :

- Une cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses à 12 trous de 15 cm d'épaisseur.

#### Murs intérieurs :

- Cloisons de séparation de 10 cm d'épaisseur.

#### Revêtement :

#### Terrasse :

- Protection gravillon.
- Etanchéité multicouche.

- Forme de pente.
- Isolation thermique.
- Enduit en plâtre.

### **Étage courant :**

- Carrelage.
- Mortier de pose.
- Lit de sable.
- Enduit en plâtre.

### **Murs extérieurs (double paroi) :**

- Enduit en ciment de 2cm à l'intérieur et à l'extérieur.

### **L'acrotère:**

- Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'auteur et de 10cm d'épaisseur.
- Le but de l'acrotère a pour l'évacuation des eaux pluviales et donner la sécurité.

### **Les escaliers :**

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 6<sup>ième</sup> étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

### **Le garde-corps :**

Pour assurer la sécurité des habitants, les balcons sont entourés par des garde-corps.

### **Système de coffrage :**

Le système de coffrage choisi est un système traditionnel en bois.

## **I.5. Choix de calcul :**

Les calculs de notre projet seront effectués conformément aux règlements RPA99 version 2003, BAEL 91.

## **I.6. Caractéristiques des matériaux de construction :**

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

### **I.6.1 Le béton :**

#### **I.6.1.1. Définition :**

Le béton est obtenu en mélangeant en quantité et en qualité convenable du ciment,

des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser. On choisira les différentes proportions à donner pour chaque composant, l'ensemble de ces composants est basé avant tout sur l'expérience et sur les résultats obtenus après les essais des éprouvettes à la compression et à la traction.

Donc le problème posé est de définir les pourcentages des différents granulats, dont on dispose pour obtenir le béton avec un dosage approprié en ciment.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction, pour cela on introduit des armatures pour palier.

Le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise  $f_{c28} = 25$  MPa.

### I.6.1.2. Composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du **ciment** et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.
- Le béton est constitué de deux types de **granulats** :
  - Sable de dimension inférieure à 5 mm.
  - Gravier de dimension inférieure à 25 mm
- **L'eau** utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton

### I.6.1.3. Préparation du béton :

On appelle **dosage** le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :

- 350Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA325
- 400 L de sable  $D_g \leq 5$ mm
- 800 L de gravillon  $D_g \leq 25$  mm
- 210 L d'eau.

Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSE.

### I.6.1.4. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **La masse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2500 kg/m<sup>3</sup>. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en oeuvre,

en particulier avec la vibration.

- **Le retrait** : Le retrait du béton est une contraction dimensionnelle du béton due à des phénomènes chimiques et physiques. Le retrait du béton est indépendant de tout chargement du matériau. Ce phénomène se produit dès la mise en oeuvre du béton, pendant sa prise et son durcissement et se développe au cours du temps

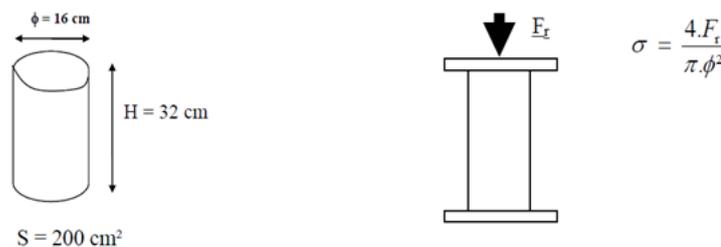
- **La dilatation** : puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à  $10^{-5}$ , pour une variation de  $\pm 20^{\circ}\text{C}$  on obtient :  $\Delta L = \pm (2/1000) \times \text{longueurs}$

- **Le fluage** : C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée

- **La résistance** :

- **Résistance du béton à la compression** :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Le plus souvent la résistance est mesurée à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$ .



**Figure I.5:** Essai de compression.

Selon les règles de **BAEL91 (Art A.2.1.11) [1]** la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi :

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.8j} F_{c28} \quad \text{pour } F_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (j < 28).$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} F_{c28} \quad \text{pour } F_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \quad (j > 28).$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } (j > 28).$$

- $f_{cj}$ : la résistance à la compression à  $j$  jour.
- $f_{c28}$ : la résistance à la compression à **28** jour

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier, Dans ce projet on adopte :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

- **Résistance du béton à la traction** :

La résistance caractéristique à la traction du béton à «  $j$  » jours notée

$f_{ij}$  ; est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 40 \text{MPa.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{MPa} \dots \dots \dots [BAEL91]$$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures ; on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale **instantanée** du béton «  $E_{ij}$  » est égale :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots [BAEL91]$$

$$E_{i28} = 32164.2 \text{MPa}$$

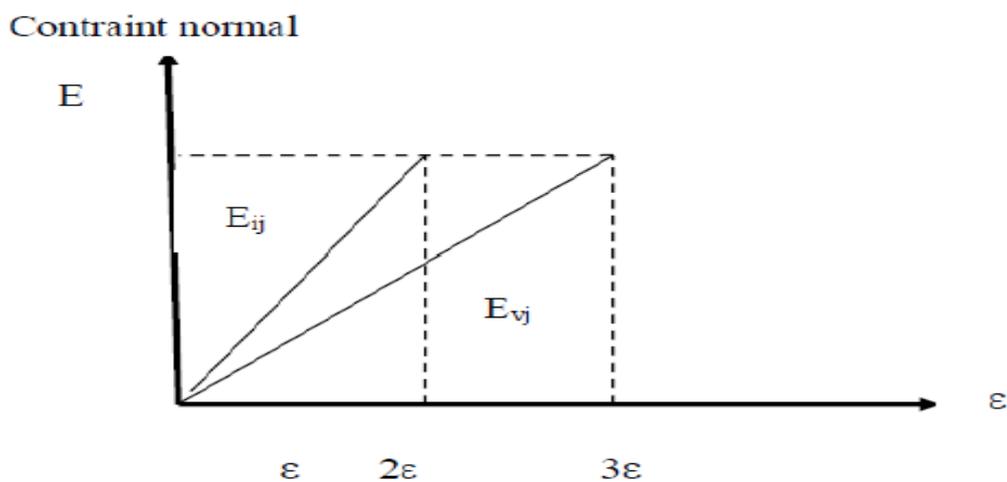
• i : instantané.

• j : jour.

Le module de déformation **différée** «  $E_{vj}$  » à « j » jours du au fluage est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 10819 \text{MPa}$$



**Figure I.6 :** Module de déformation instantané et différée.

• **Module de déformation transversale :**

$$G = E / 2 * (1 + \nu).$$

$\nu$  : coefficient de poisson

E : Déformation relative transversale au longitudinale.

Selon les règles [BAEL91] les valeurs de ce coefficient :

$\nu = 0.20$  ; dans le cas des états limites de service.

$\nu = 0.00$  ; dans L'E.L.U.

**I.6.1.5. Caractéristiques limites du béton :**

• **Contrainte ultime du béton en compression :**

On a :  $f_{bu}=0.85f_{cj} / \gamma_b$  ; en pratique ; on aura :  $f_{cj}=f_{c28}$

Avec :  $f_{bu}$  : contrainte limite ultime de compression.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_b=1.15$  ; pour les situations accidentelles.

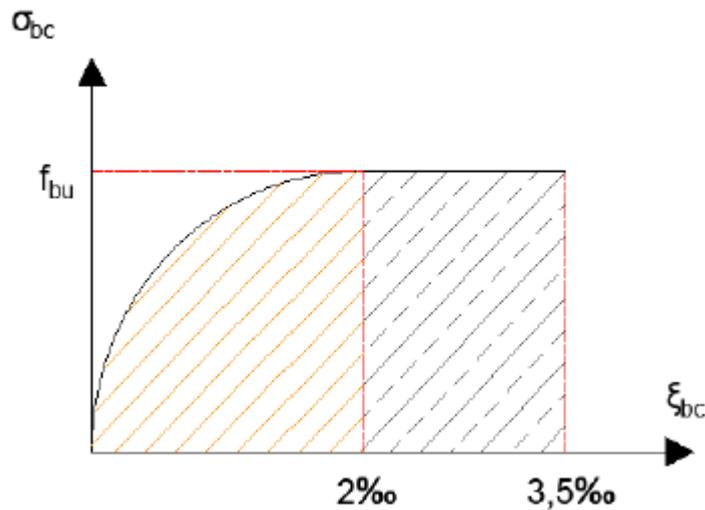
$\Rightarrow f_{bu}=18.47\text{MPa}$ .

$\gamma_b= 1.50$  ; pour les situations durables.

$\Rightarrow f_{bu}=14.18\text{MPa}$ .

• **Diagramme contrainte déformation :**

Pour la vérification à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit « parabole-rectangle » ou bien, dans un but de simplification le diagramme rectangulaire qui en est déduit.



**Figure. I.7:** Diagramme contraintes de déformation d'un béton comprimé.

• **Contrainte ultime du béton au cisaillement :**

On a :

$\bar{\tau}_u = \min (0.2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MAP})$  ; si la fissuration non préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min (0.15f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MAP})$  ; si la fissuration préjudiciable.

• **Contrainte de service du béton en compression :**

$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$  pour  $f_{c28}=25\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

• Diagramme contrainte déformation du béton à ELS:

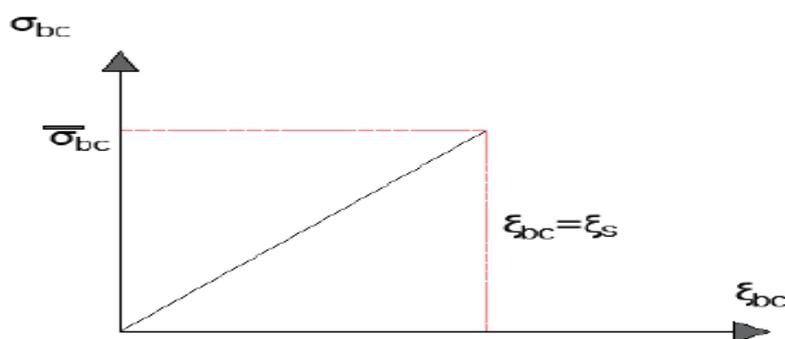


Figure I.8: Diagramme contrainte – déformation du béton à l’ELS.

I.6.2. L’acier :

I.6.2.1. Définition :

L’acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d’absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d’aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d’élasticité longitudinal de l’acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000$  MPa.

I.6.2.2. Types d’acier :

- Barres lisses (RL) → Fe E 235
- Barre à hautes adhérences (HA) → Fe E 40
- Treillis soudé de diamètre 6 hautes adhérences → Fe E 215

I.6.2.3. Caractéristiques mécaniques :

- Valeur de la limite d’élasticité garantie  $f_e$

Tableau I.1 : les différents types d’acier.

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e$ E 22	215	Emploi courant
	$F_e$ E 24	235	Epingle de levage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	$F_e$ TE 40	400	Emploi courant
	$F_e$ TE 50	500	

Fils tréfiles HA type 3	$F_e$ TE40 $F_e$ TE	400 500	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm TL 52 $\phi \leq 6$ mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de  $F_e$  E40 type 1,  
 $f_e = 400$  MPa

**I.6.2.3. Contraintes limites :**

➤ **Contraintes limites à L'ELU:**

à  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$  —————> aciers naturels

$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s$  —————> aciers écrouis

Avec :  $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{en situation courante} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ **Contrainte limite de service : [1]**

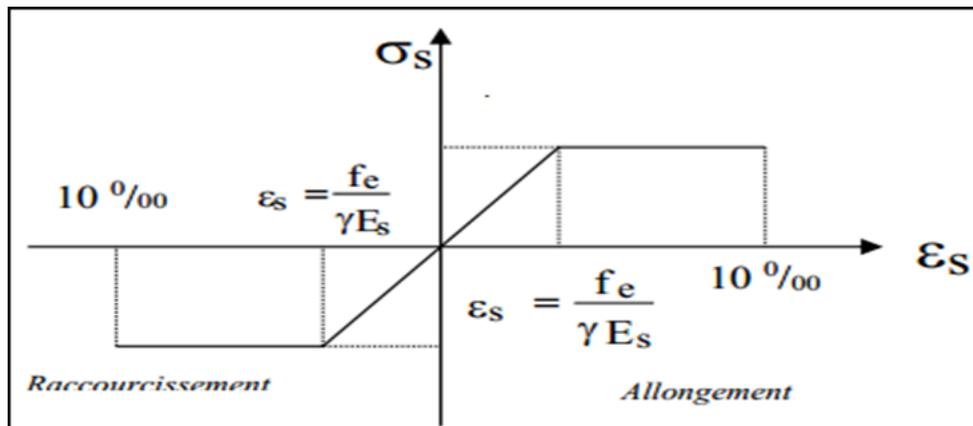
Les contraintes limites de l'acier  $\sigma_s$  sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

- Fissuration peu préjudiciable.....  $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$
- Fissuration préjudiciable.....  $\sigma_s \leq \sigma_{st} = \text{Min} (2 f_e / 3 ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable .....  $\sigma_s \leq \sigma_{st} = \text{Min} (f_e / 2 ; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

$\eta$ : Coefficient de fissuration

( $\eta = 1$  pour les RL,  $\eta = 1.6$  pour les HA).

- $\sigma_s = 347.83$ MPa en cas de Fissuration peu préjudiciable.
- $\sigma_s = 192.79$ MPa en cas de Fissuration préjudiciable.
- $\sigma_s = 157.74$ MPa en cas de Fissuration très préjudiciable.



**Fig. I.9:** Diagramme de déformation – contrainte (L'ACIER)

- L'allongement est donné par  $\sigma_s = f_e / (\gamma_s * E_s)$

Dans notre cas, la fissuration sera considérée comme étant peut nuisible. Nous aurons donc  $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348$  Mpa.

### I.6.3. Les Actions :

#### I.6.3.1. Définition :

les actions sont des forces appliquées aune construction soit :

- directement : action permanentes ; action variables d'exploitation ; action climatiques et action accidentelles.
- indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement

#### I.6.3.2. Les actions permanentes (G) :

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- poids propre de la structure.
- poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement)
- efforts (poids, poussée des eaux et des terres)
- efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait)

#### I.6.3.3. Les actions variables (Q) :

Elles varient de façon importante dans le temps :

- les charges d'exploitation
- les charges climatiques
- explosion (gaz, bombes)
- séismes

### I.6.4. Combinaison d'action:

Pour déterminer les sollicitations, an utilise les combinaisons d'action proposées par BAEL.

- **Pour les plancher**

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations, pour cela les combinaisons considérées sont :

A l'ELU :  $1.35G+1.5Q$  A l'ELS :  $G + Q$

Dans le cas des actions sismique, les combinaisons a pour fournir une meilleure résistance sont :

D'après RPA99/2003 on a :

- **Pour les poutres**

$G + Q + E$

$1.35 G + 1.5 Q E$  : Effort sismique

$G + Q$

- **Pour les poteaux**

$G + Q + 1.2 E$

$0.8G + E$

- **Pour les voiles**

$G + Q + 1.2 E$

$0.8 + E$

### **I.6.5. Les Sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la Structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- Effort normal : « N ».
- Effort tranchant : « V ».
- Moment fléchissant : « M ».
- Couple de torsion : « T ».

### **I.6.6. hypothèses de calcul des sections en béton armé :**

- **Etats limites ultimes (ELU):**

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (Renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de la forme (non flambement des poteaux est des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est :

$q = 1.35G + 1.5Q.$

- **Etat limite de service (ELS):**

- Constituent les frontières, aux delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- L'ouverture des fissures, (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (La flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).

Résistance à la compression du béton.

La combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G+Q.$$

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{ en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{ en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure -9-

Tel que :

**A** : correspond à un allongement de  $10 \times 10^{-3}$  de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

**B** : correspond à un raccourcissement de  $3.5 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre la plus comprimée.

**C** : correspond à un raccourcissement de  $2 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre située à  $3/7h$  de la fibre la plus comprimée.

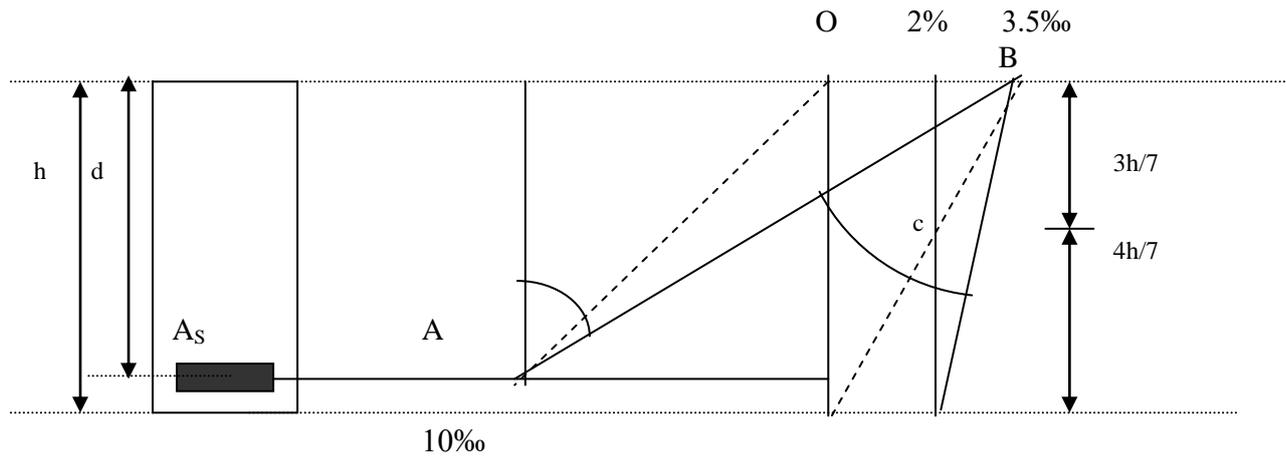


Figure I.10 : la règle des trois pivots.

### I.7. Conclusion :

Le bon fonctionnement de la structure dépend fortement du fonctionnement de chaque élément. Ceci nous encourage à étudier chaque élément soigneusement tout en assurant sa stabilité ce qui entrainera par la suite la stabilité de la structure entière. Alors comme première étape il sera très utile de faire un pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires de notre structure, objet du chapitre suivant.

# **CHAPITRE II :**

# **Pré-Dimensionnement**

# **et descente de charges**

### II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

**La transmission des charges se fait comme suit :**

Charges et surcharges → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

### II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux

#### II.2.1. Les Planchers :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux 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. Pour notre bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

##### II.2.1.1. Planchers à corps creux :

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant: C.B.A.93 [B.6.8.2.4].

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche: [2]

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$h_t$  : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$L_{\max} = 4.70$  m.

$$\frac{470}{25} \leq h_t \leq \frac{470}{20}$$

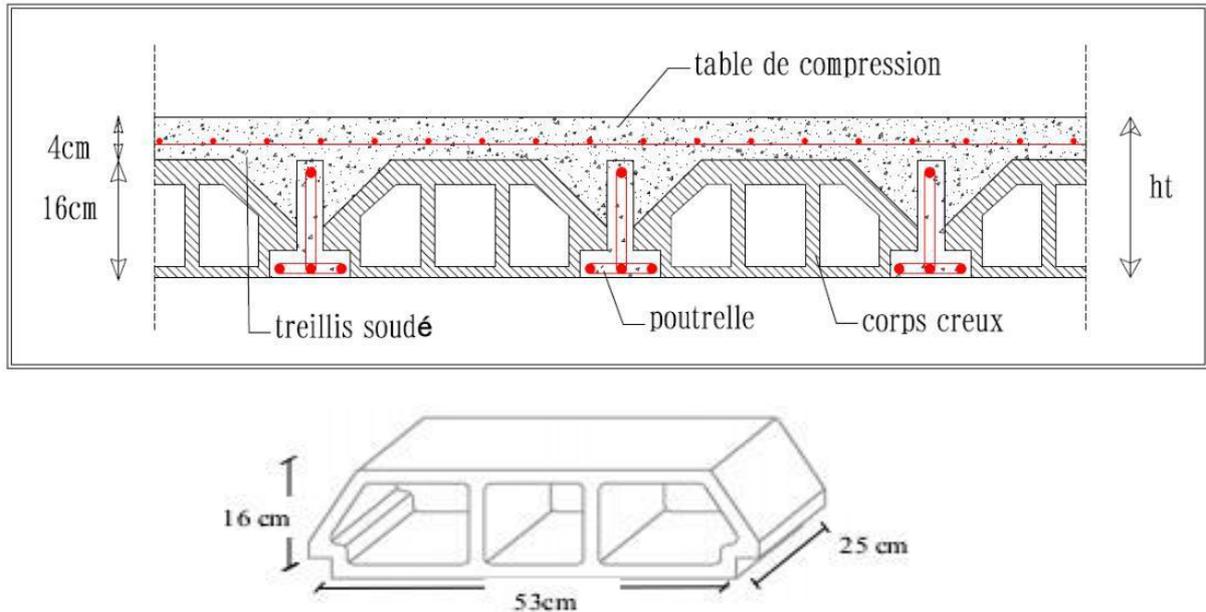
$$18.8 \leq h_t \leq 23.5$$

## Chapitre II : Pré-Dimensionnement et descente de charges

Donc en adopte :  $h_t = 20 \text{ cm}$ .

Dalle de compression = 4 cm.

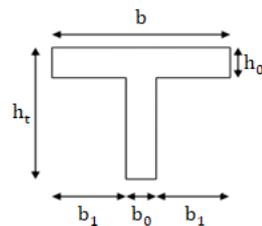
Corps creux = 16 cm.



**Figure II.1:** Plancher à corps creux 16+4.

### • Poutrelles

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.



**Figure II. 2:** Schéma des poutrelles.

Avec :

- $h_t$  = Hauteur totale de la poutrelle.
- $h_0$  = Epaisseur de la dalle de compression.
- $b$  = Largeur de la nervure.
- $b_0$  = Largeur de la nervure.
- $b_1$  = L'âme de section .

$$b_1 \geq \min \left( \frac{L_x}{2}; \frac{L_{\max}}{10} \right)$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min \left( \frac{55}{2}; \frac{470}{10} \right) = \min (27.5 ; 47) \text{ cm}$$

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t = (08 \text{ à } 12)$$

On adopte :  $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min \left( \frac{L_x}{2}; \frac{L_{\max}}{10} \right)$$

avec :

$L_x$ : représente la distance entre poutrelles ( $l_x = 55 \text{ cm}$ ).

$L_{\max}$ : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $L_{\max} = 470 \text{ cm}$ ).

Tel que:

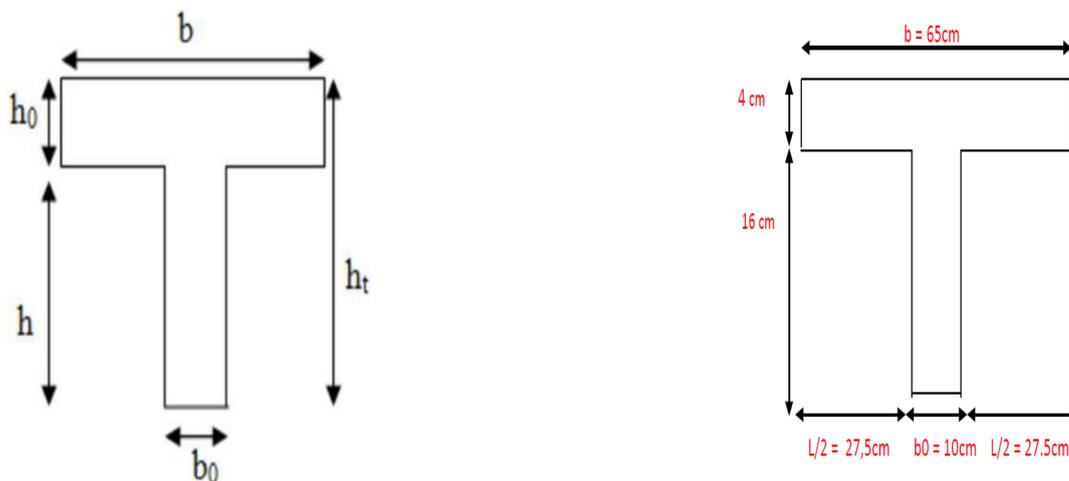
$$L_x = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

On adopte:

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

Pour la vérification:

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 (27,5) + 10 = 65 \text{ cm.}$$



**Figure II.3:** Dimensions du Poutrelles.

### II.2.1.2. Dalles pleine (Balcon) :

La dalle pleine est un élément porteur horizontal repose sur certain nombre d'appuis.

$L_x$  et  $L_y$  sont des portées d'un panneau de dalle avec  $L_x$  est la petite portée.

L'épaisseur des dalles est déterminée par les critères suivants :

### ➤ Résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$  ⇒ Pour une (01) heure de coupe de feu..
- $e = 11 \text{ cm}$  ⇒ Pour deux (02) heures de coupe de feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$  ⇒ Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

On admet que :  $e = 16 \text{ cm}$ .

### ➤ Résistance à la flexion

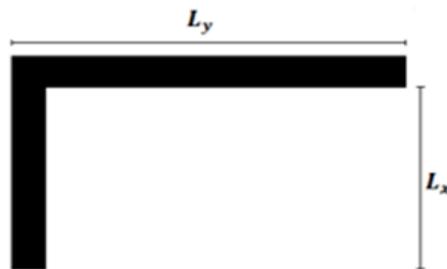
Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes : [3]

- Pour une dalle sur un seul appui:

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :

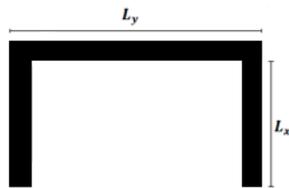
$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$



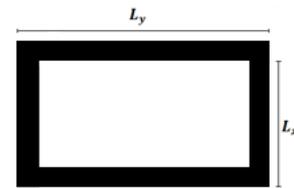
**Figure II. 4:** Dalle sur deux (02) appuis.

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$



**Figure II. 5:** Dalle sur trois (03) appuis.



**Figure II. 6:** Dalle sur quatre (04) appuis.

Dans notre projet nous avons dalle reposant sur deux appuis donc :  $L_x = 1.43\text{m}$

$$\frac{143}{35} \leq e \leq \frac{143}{30}$$

$$4.08 \leq e \leq 4.46$$

$$e = 5\text{cm}$$

$$e_{\text{dalle}} = \max(16;5)\text{cm} = 16 \text{ cm}$$

### II.2.2.les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

#### ➤ Poutres principales :

Selon le règlement B.A.E.L 91 modifié 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003. [1]

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$
$$0.3 h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec :

$h_t$  : hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

$L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L = L_{\max} = 5.10\text{m}$ ).

#### a. Détermination de la hauteur « h » :

$$\frac{510}{15} \leq h_t \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm.}$$

Donc :  $h = 45 \text{ cm}$

#### b. Détermination de la largeur « b » :

$h = 45 \text{ cm}$

$(0.3 \times 45) \leq b \leq (0.7 \times 45) \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm.}$  Donc :  $b=35 \text{ cm}$

#### c.Vérification:

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version2003) qui sont les suivantes:

Donc on adopte une poutre principale de section (35\*45).

Vérification selon RPA 99 version 2003:

$$b \geq 20\text{cm} \quad \text{---} \rightarrow 35\text{cm} \quad \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \text{---} \rightarrow 45 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{45}{35} = 1.28 < 4 \dots\dots\dots \text{C.vérifiée.}$$

Les condition du RPA sont vérifiées donc la poutre pricipale à une section de (35\*45) cm<sup>2</sup>.

**a- Poutres secondaires :**

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

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

$h_t$  : hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

$L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L = L_{\max} = 4.70$  m).

**a. Détermination de la hauteur « h » :**

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10} \rightarrow 31.33 \leq h_t \leq 47$$

Donc :  $h = 45$  cm

**b. Détermination de la largeur « b » :**

$$(0.3 \times 45) \leq b \leq (0.7 \times 45) \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm.} \quad \text{Donc : } b = 35 \text{ cm}$$

**Vérification:**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes:

Donc on adopte une poutre principale de section (35\*45).

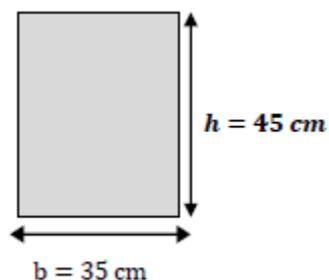
Vérification selon RPA 99 version 2003:

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{--- } b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ C.vérifiée.}$$

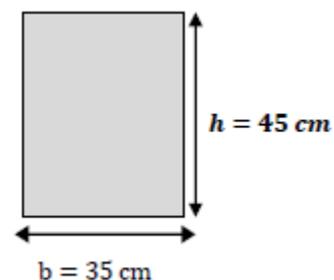
$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{--- } h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ C.vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{45}{35} = 1.28 < 4 \dots\dots\dots \text{ C.vérifiée.}$$

Les condition du RPA sont vérifiées donc la poutre secondaire à une section de (35\*45) cm<sup>2</sup>.



**Figure II.7:** la section de poutre principale.



**Figure II.8:** la section de poutre secondaire

### II.2.3. Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa.

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b,h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b,h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées:  $(35 \times 45) \text{ cm}^2$

Vérification (R.P.A 99) :

$$\min(35,45) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

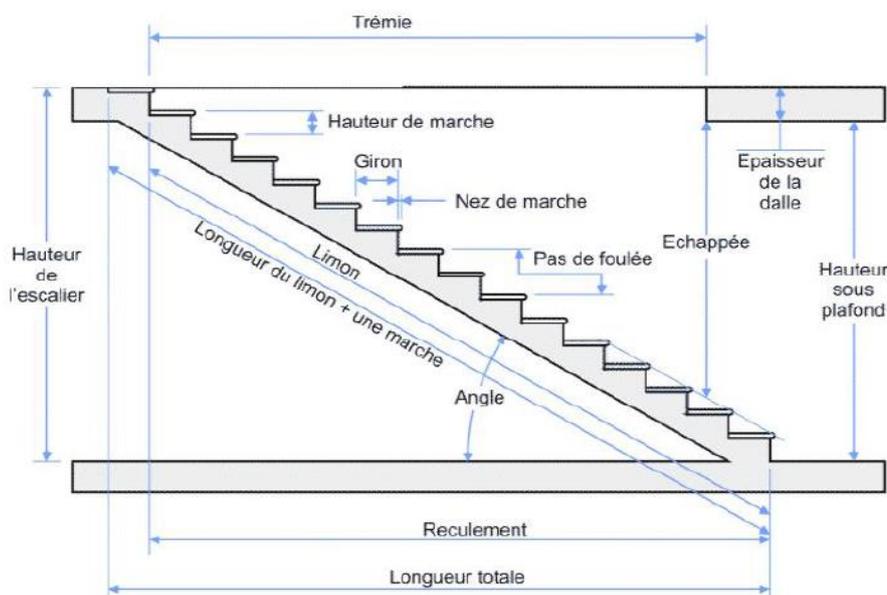
$$\min(35,45) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \dots \text{C.V.}$$

$$0.25 \leq \frac{45}{35} = 1.28 \leq 4 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

### II.2.4. Les escaliers :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre structure on a seul type d'escalier et il est fait en béton armé

Est dans notre structure les escaliers sont :



**Figure II.9:** Coupe verticale descriptive d'un escalier.

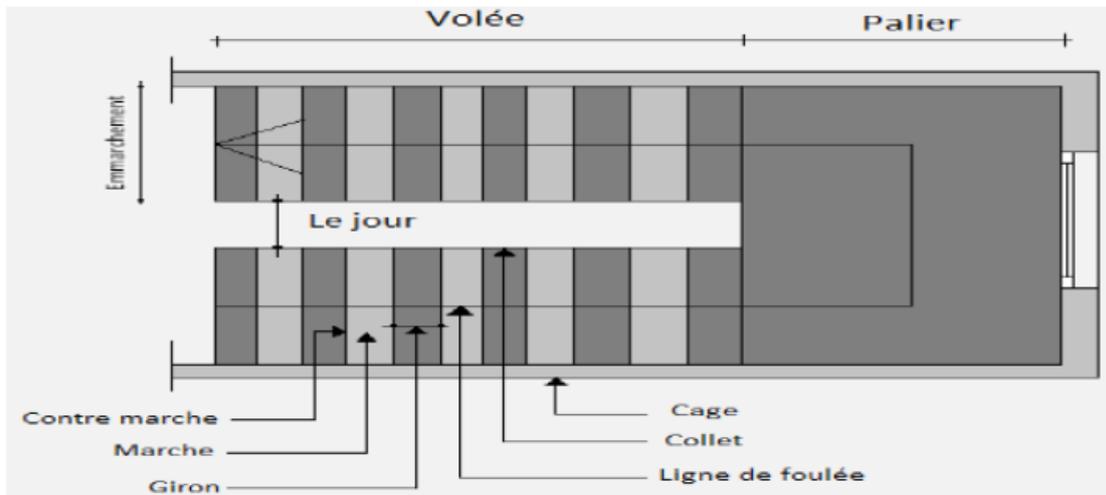


Figure II.10 : Coupe horizontale descriptive d'un escalier.

**Etude de l'escalier :**

Pratiquement : la hauteur  $h$  :  $14 \leq h \leq 18$  cm. La largeur  $g$  :  $25 \leq g \leq 32$  cm.

On prend :  $h = 17$  cm et  $g = 30$  cm.

**Formule de BLONDEL :**  $59 \leq g+2h \leq 66$  [1]

$$2.h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \dots (c v)$$

Nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h}$

$n$  : nombre de contre marche.  $H$  : hauteur d'étage.

$h$  : hauteur de la contre marche.

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

**Deux volées :**

$$h_1 = h_2 = 153 \text{ cm}$$

Nombre des contre marches par volée:

**Volée 1 et 2 :**  $n = \frac{153}{17} = 9$  contre marche. Donc : 8 marche.

**Angle de raccordement :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{216} = 0.70$$

$$\alpha = 35^\circ$$

**La pailasse est une dalle appuyée sur deux côtés :**

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

$e \geq 11$  pour deux heures de coup feu.

**Epaisseur de la paillasse ( $e_p$ ) :**

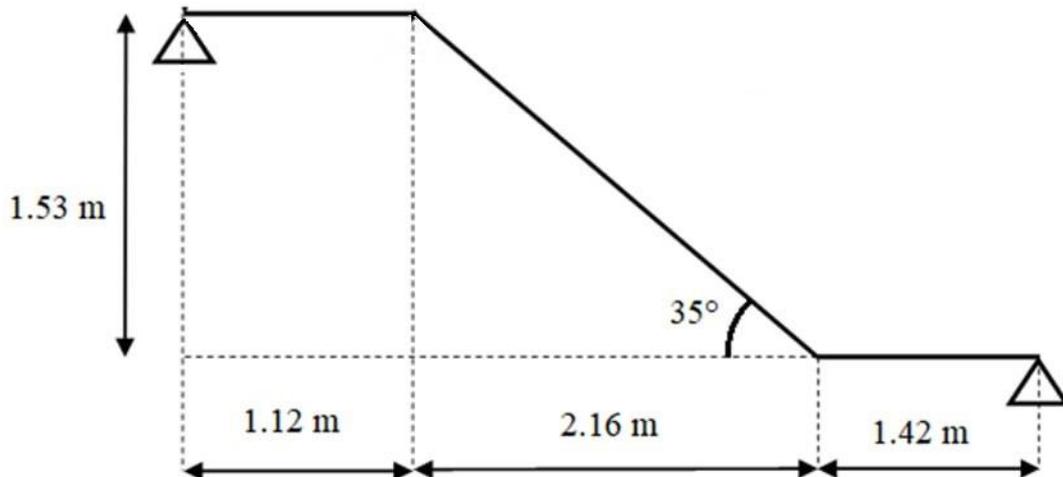
$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20}$$

$$\frac{L_p}{30 \cos \alpha} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{216}{30 \cos(35)} \leq e_p \leq \frac{216}{20 \cos(35)}$$

$$8.78 \leq e_p \leq 15.18$$

Donc :  $e_p = 15 \text{ cm}$ .



**Figure II.11 :** schéma statique d'escalier

### II.2.5. Les voiles :

#### a- Définition et Pré dimensionnement des voiles :

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003). [4]

D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le RPA99 version 2003 (article 7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition :  $L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

## Chapitre II : Pré-Dimensionnement et descente de charges

$$e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow e \geq \max \left( e_{\min}; \frac{h_e}{20} \right)$$

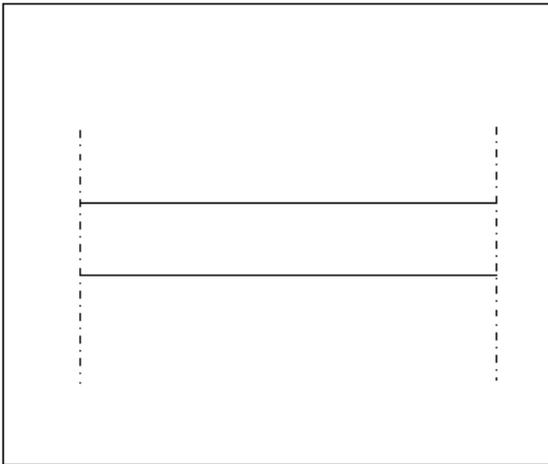
$$e = 15 \text{ cm}$$

Avec :

L: longueur du voile.

e: épaisseur du voile.

$h_e$ : hauteur d'étage.



**Figure II.12:** Coupe de voile en plan

Exemple: On a:

$h_e = 3.06 \text{ m}$ .....pour R.D.C et étage courant.

$$\text{On a; } e \geq \frac{306}{20} \rightarrow e = 15.3 \text{ cm}$$

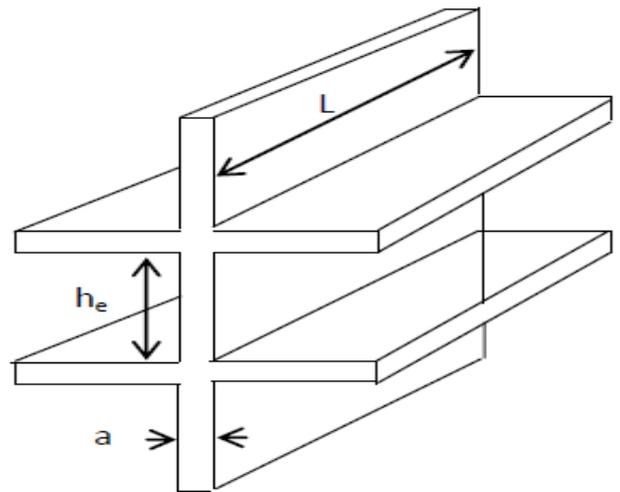
On adopte:

$e = 16 \text{ cm}$ ..... pour R.D.C et étage courant.

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être:

$$L_{\min} \geq 4e \text{ donc on adopte : } L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

On a :  $L_{\min} = 120$  ..... Cv.



**Figure II.13:** Schéma détaillé d'voile

### II.3. Evaluation des charges et surcharges: [5]

#### II.3.1. La charge des planchers :

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR-BC2.2

- Plancher terrasse (16+4) :

**Tableau II.1:** Charge pour plancher terrasse (inaccessible).

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	0.80	
Etanchéité multicouche	0.12	
Forme de pente	2.65	
Isolation thermique en liège	0.16	
Plancher corps creux	2.80	
Enduit en plâtre sous plafond	0.20	
<b>TOTAL</b>	<b>6.73</b>	<b>1.00</b>

- Plancher courant (16+4) :

**Tableau II.2:** Charge pour plancher courant (accessible).

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.44	
Mortier de ciment	0.40	
Mortier de pose (sable fin)	0.36	
corps creux	2.80	
Enduit en plâtre	0.40	
Cloisons	0.90	
<b>TOTAL</b>	<b>5.35</b>	<b>1.50</b>

#### II.3.2.Murs Extérieurs :

**Tableau II.3 :** Evaluation des charges des cloisons extérieures.

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit intérieur en ciment	0.40
Brique creuse	1.35

<b>Brique creuse</b>	1.35
<b>Enduit extérieur en ciment</b>	0.40
<b>TOTAL</b>	<b>3.05</b>

- **Murs intérieurs:**

**Tableau II.4 :** Evaluation des charges des cloisons intérieures.

<b>Désignation</b>	<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Enduit extérieur en ciment</b>	0.40
<b>Brique creuse</b>	1.35
<b>Enduit intérieur en ciment</b>	0.40
<b>TOTAL</b>	<b>2.15</b>

### II.3.3.Escaliers :

- **Palier :**

**Tableau II.5:** évaluation des charges du palier

<b>Désignation</b>		<b>e (cm)</b>	<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Dalle pleine</b>	25	15	4.5
<b>Carrelage</b>	20	2	0.40
<b>Mortier de ciment</b>	20	2	0.40
<b>Lit de sable</b>	18	2	0.36
<b>Enduit de ciment</b>	18	1.5	0.27
<b>G</b>	<b>5.93KN/m<sup>2</sup></b>		
<b>Q</b>	<b>2.5KN/m<sup>2</sup></b>		

- **La volée:**

**Tableau II.6 :** évaluation des charges de la volée (la pailleasse).

<b>Désignation</b>			<b>e (m)</b>	<b>G(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Dalle pleine</b>	<b>Type 1</b>	25	0.15/cos(35)	4.30
	<b>Type 2</b>		0.15/cos(35)	4.30
<b>Carrelage</b>	<b>Horizontale</b>	20	0.02	0.40
	<b>Vertical</b>		0.02*(h/g)	0.24

<b>Enduit de ciment</b>	<b>Type 1</b>	18	0.015/cos(35)	0.31
	<b>Type 2</b>		0.015/cos(35)	0.31
<b>Mortier en ciment</b>	<b>Horizontale</b>	20	0.018	0.40
	<b>Vertical</b>		0.018*h/g	0.24
<b>Poids de la marche</b>		25	0.17/2	2.12
<b>Garde de corps</b>		/	/	0.6
G (G volée1 = GVolée2)		<b>8.61KN/m<sup>2</sup></b>		
Q(G volée1 = GVolée2)		<b>2.5 KN/m<sup>2</sup></b>		

- **Balcon :**

**Tableau II.7:** évaluation des charges du balcon.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement carrela</b>	2	20	0.44
<b>Mortier de pose</b>	2	20	0.40
<b>Lit de sable</b>	2	20	0,36
<b>Enduit en ciment</b>	2	18	0,40
<b>Dalle pleine</b>	15	25	4.00
<b>Charge permanente totale</b>			<b>G = 5.60</b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 3.50</b>

### II.3.4.L'Acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, Pour la terrasse inaccessible on prend cm (**h= 60cm**).

$$G_{\text{l'acrotère}} = \text{Poids volumique} \times S_{\text{l'acrotère}}$$

$$S = (0,60 \times 0,10) + \frac{0,03 \times 0,10}{2} + 0,07 \times 0,10$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0,0685 = 1.71 \text{ KN/m}$$

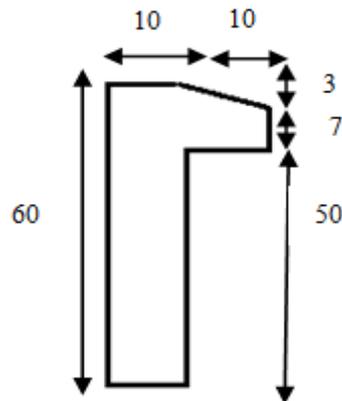


Figure II.14: schéma statique de l'acrotère.

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment extérieur	0.27
Béton	2.5
Enduit de ciment intérieur	0.27
<b>TOTAL</b>	<b>3.04</b>

Tableau II.8: Evaluation des charges de l'acrotère.

### II.4. Descente de charge :

#### II.4.1. Définition :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura considéré :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

### II.4.2. Représentation des différents niveaux du bâtiment :

Sous terrasse .....  $Q_0$   
Sous étage 1 .....  $Q_0 + Q_1$ .  
Sous étage 2 .....  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ .  
Sous étage 3 .....  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .  
Sous étage 4 .....  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .  
Sous étage n .....  $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ .

### II.4.3. Loi de dégression des surcharges :

- Un bâtiment en béton armé (R+6) à usage d'habitation:
- Plancher RDC  $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher 1<sup>er</sup> au 6<sup>ème</sup> (habitations)  $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher terrasse (non accessible)  $Q=1 \text{ KN/m}^2$ .

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  on étant valable, et on obtient les valeurs suivantes : La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

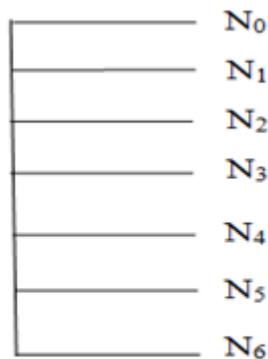


Figure II.15: Schéma statique de la descente de charge.

**Tableau II.9:**Dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge(KN/m <sup>2</sup> )
<b>6</b>	$N_{q0}=1,00$	1
<b>5</b>	$N_{q1}=q_0+q_1$	2.5
<b>4</b>	$N_{q2}=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
<b>3</b>	$N_{q3}=q_0+0,90 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
<b>2</b>	$N_{q4}=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
<b>1</b>	$N_{q5}=q_0+0,80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
<b>RDC</b>	$N_{q6}=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75

**Tableau II.10:** Descente de charge du poteau.

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
<b>N<sub>1</sub></b>	Plancher terrasse	104.71	15.56
	Poutre principale	21.89	
	Poutre secondaire	19.17	
	<b>Total</b>	<b>145.77</b>	<b>15.56</b>
<b>N<sub>2</sub></b>	Venant N <sub>1</sub>	145.77	
	Poids de poteau(35x 45) cm <sup>2</sup>	12.04	/
	<b>Total</b>	<b>157.81</b>	<b>15.56</b>
<b>N<sub>3</sub></b>	Venant N <sub>2</sub>	157.81	15.56
	Plancher étage	83.24	23.34
	Poutre principale	21.89	
	Poutre secondaire	19.17	
	<b>Total</b>	<b>282.11</b>	<b>38.90</b>
<b>N<sub>4</sub></b>	Venant N <sub>3</sub>	282.11	
	Poteau (35 x 45) cm <sup>2</sup>	12.04	/
	<b>Total</b>	<b>294.15</b>	<b>38.90</b>
<b>N<sub>5</sub></b>	Venant N <sub>4</sub>	294.15	38.90
	Plancher étage	83.24	23.34
	Poutre principale	21.89	
	Poutre secondaire	19.17	

## Chapitre II : Pré-Dimensionnement et descente de charges

	Total	<b>418.45</b>	<b>62.24</b>
<b>N<sub>6</sub></b>	Venant N <sub>5</sub>	418.46	
	Poids de poteau	12.04	
	Total	<b>430.49</b>	<b>62.24</b>
	Venant N <sub>6</sub>	430.49	62.24
	Plancher étage	83.24	23.34
	Poutre principale	21.89	

<b>N<sub>7</sub></b>	Poutre secondaire	19.17	
	Total	<b>554.79</b>	<b>85.58</b>
<b>N<sub>8</sub></b>	Venant de N <sub>7</sub>	554.59	
	Poids de poteau	12.04	/
	Total	<b>566.83</b>	<b>85.58</b>
<b>N<sub>9</sub></b>	Venant de N <sub>8</sub>	566.83	85.58
	Plancher étage	83.24	23.34
	Poutre principale	21.89	
	Poutre secondaire	19.17	
	Total	<b>691.13</b>	<b>108.92</b>
<b>N<sub>10</sub></b>	Venant de N <sub>9</sub>	691.13	
	Poids de poteau	12.04	/
	Total	<b>703.17</b>	<b>108.92</b>
<b>N<sub>11</sub></b>	Venant de N <sub>10</sub>	703.17	108.92
	Plancher étage	83.24	23.34
	Poutre principale	21.89	
	Poutre secondaire	19.17	
	Total	<b>827.47</b>	<b>132.26</b>
<b>N<sub>12</sub></b>	Venant de N <sub>11</sub>	827.47	
	Poids de poteau	12,04	/
	Total	<b>839.51</b>	<b>132.26</b>
<b>N<sub>13</sub></b>	Venant de N <sub>12</sub>	839.51	132.26
	Plancher étage	83.24	23.34

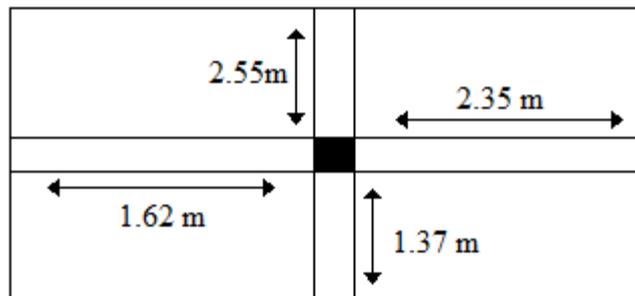
	Poutre principale	21.89	
	Poutre secondaire	19.17	
	<b>Total</b>	<b>963.81</b>	<b>155.60</b>
<b>N<sub>14</sub></b>	Venant de N <sub>13</sub>	963.81	
	Poids de poteau	12.04	
	<b>Total</b>	<b>975.85</b>	
	<b>Total</b>	<b>G= 975.85</b>	<b>Q= 155.60</b>

**II.4.4. Poteau le plus sollicitée:**

La surface afférente:

$$S = (1.62 + 2.35) \times (2.55 + 1.37) = 15.56 \text{ m}^2$$

Les charges et surcharges:



**Figure II.16:** Surface afférente du poteau.

➤ Plancher terrasse:

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 15.56 * 6.73 = 104.71 \text{ kn} \\ Q = 15.56 * 1 = 15.56 \text{ kn} \end{array} \right\}$$

➤ plancher étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 15.56 * 5.35 = 83.24 \text{ kn} \\ Q = 15.56 * 1.5 = 23.34 \text{ kn} \end{array} \right\}$$

➤ Les poutres:

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = 5.56 * 0.35 * 0.45 * 25 = 21.89 \text{ kn} \\ G_{ps} = 4.87 * 0.35 * 0.45 * 25 = 19.17 \text{ kn} \end{array} \right\}$$

**Poteaux:**

$$G_{\text{pot}} = s * 25 * h_e$$

**Tableau II 11:**Évaluation des poids propres des poteaux.

Étage	RDC,1 <sup>er</sup> étage et 2 <sup>eme</sup> étage	3,4 ,5 ,6 <sup>eme</sup> étage
S (m <sup>2</sup> )	0.1575	0.1575
Gp	12.04	12.04

**II.4.5. Les vérifications nécessaires :**

**a- Poteau RDC:**

- **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 975.85 + 1.5 * 155.60 = 1550.797 \text{ KN.}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de **15%** tel que:  $N_u = 1.15x (1.35G + 1.5Q)$ .

$$\text{Donc } N_u = 1.15x 1550.797 = 1783.416 \text{ KN.}$$

**Vérification à la compression simple:**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 * f_{c28} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 * f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{1783.416 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.118 \text{ m}^2$$

$$\text{On a: } B = 0.16 \text{ m}^2$$

$B = 0.16 \text{ m}^2 > 0.118 \text{ m}^2$ .....Condition vérifiée.

**Vérification au flambement:**

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha * \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha * \left( \frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{B_r * \gamma_s} \right)}$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité des aciers.

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right\}$$

On calcule l'élancement :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$ : Longueur de flambement.  $l_0$ : Longueur de poteau.

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

$I$ : Moment d'inertie  $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

$$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.06 = 2.142m$$

$$B = 0.16m^2$$

$$I = \frac{0.0318}{12} = 0.265 * 10^{-2} m$$

$$i = \frac{\sqrt{0.265 \times 10^{-2}}}{0.16} = 0.321$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.321} = 6.672 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{6.672}{35}\right)^2} = 0.84$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha * \left( \frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{B_r * \gamma_s} \right)}$$

$$B_r \geq \frac{1924.965 * 10^{-3}}{0.84 * \left( \frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{8 * 400}{1000 * 1.15} \right)}$$

$$B_r \geq 0.10$$

$A_s = 0.7\% * B_r \dots \dots \dots$  Zone I

$A_s = 0.8\% * B_r \dots \dots \dots$  Zone Iia

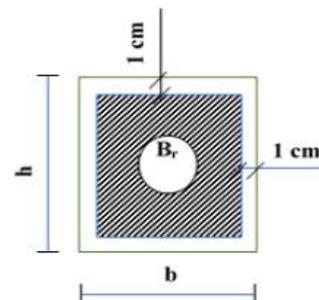
$A_s = 0.9\% * B_r \dots \dots \dots$  Zone IIb

$A_s = 0.9\% * B_r \dots \dots \dots$  Zone III

Nous avons:

$$B_r = (45-2) * (35-2) * 10^{-4} = 0.1419 m^2$$

$0.1419 m^2 > 0.085m^2 \dots \dots \dots$  donc le poteau ne risque pas de flamber.



### II.5. Conclusion :

Pour clôturer ce chapitre relatif au pré dimensionnement des éléments, nous présentons cidessous

les dimensions adoptées pour les différents éléments composant la structure de notre bâtiment :

#### a)Plancher :

Plancher à corps creux 20+4 cm.

Plancher à dalle pleine de 16 cm.

#### b) Voile :

Un voile d'épaisseur de 15 cm.

#### c)Poutres :

Poutre principale :  $b = 35 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$ .

Poutre secondaire :  $b = 35 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$ .

Poutre de palière :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$

#### d) Poteau :

Poteaux RDC 1eme 2eme et 3eme étage et 6eme étage: (35, 45) cm.

#### e) Escalier :

$e = 15 \text{ cm}$  pour la paillasse.

# **CHAPITRE III :**

## **Ferraillage des éléments non structuraux**

### III.1. Introduction :

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : Les éléments structuraux et non structuraux.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non-structuraux (différents planchers, escalier, acrotère).

Cette étude fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur les éléments considérées, calcul des sollicitations les plus défavorables et la détermination de la section d'acier nécessaire.

### III.2. l'acrotère :

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère, pour son calcul il sera assimilé à une console encastrée à l'extrémité du plancher terrasse, elle est soumise à :

- Un effort  $G$  du a son poids propre.
- Un effort latéral  $Q$  du a la main courante produisant un moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement.

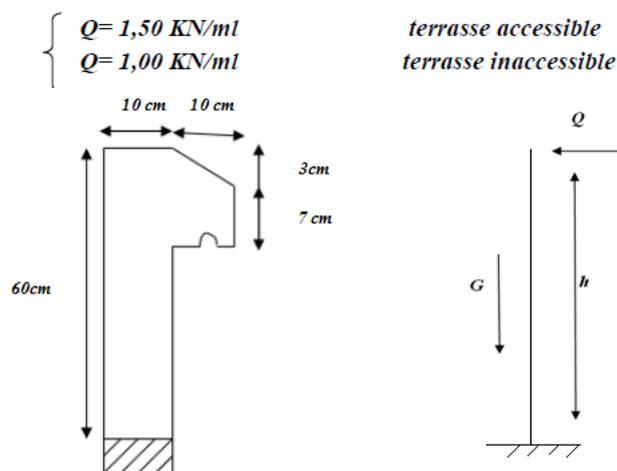


Figure III.1 : schéma réel et statique de l'acrotère.

#### III.2.1. Hypothèse de calcul :

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- ✓ La fissuration est préjudiciable.
- ✓ Le calcul sera fait en flexion composée.

### III.2.2. Evaluation des charges :

- Poids propre :

$$G_{\text{l'acrotère}} = \text{Poids volumique} \times S_{\text{l'acrotère}}$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{l'acrotère}} = 0.0685 \times 25 = \mathbf{1,71 \text{ KN/m}}$$

$$G_{\text{l'acrotère}} = \mathbf{1,71 \text{ KN/m}}$$

- Surcharge :  $Q = 1 \text{ KN/m}$

### III.2.3. Vérification au séisme:

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [4]$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99.

$C_p$  : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99).

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

Groupe d'usage 2, zone IIa :

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.71 = 0.82 \text{ KN/m}$$

$$\text{Il faut : } F_p < 1.5Q \Rightarrow 0.82 \text{ KN/m} < 1.5 \text{ KN/m} \dots\dots\dots(\text{cv})$$

On va ferrailer l'acrotère avec la force  $F_p$ .

### III.2.4. Calcul des sollicitations :

- Calcul des moments fléchissant :

ELU :

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort normal :**

ELU:

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1.71 = 2.30 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$N_s = G = 1.71 \text{ KN/m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

ELU :

$$T_u = 1.5 Q = 1.5 \text{ KN}$$

ELS :

$$T_s = Q = 1 \text{ KN}$$

#### III.2.5. Calcul de l'excentricité :

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a \quad [1]$$

- **Excentricité de la résultante des contraintes normales ( $e_1$ ) :**

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.30} = 0.39 \text{ m}$$

$$e_1 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

donc :  $0.39 \text{ m} > 0.016 \text{ m}$  ..... (cv)

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  par rapport aux armatures tendues.

- **Excentricité dus aux effets de second ordre ( $e_2$ ) :**

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10000 \times h} (2\alpha + Q)$$

Calcul de l'élanement :

$$L_f = 2 \times L \quad \Rightarrow L_f = 2 \times 0.6 \quad \Rightarrow L_f = 1.2 \text{ m}$$

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

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

---

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{1 \times 0.1^3}{12} \Rightarrow I = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 1 \times 0.1 \Rightarrow S = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } i = 0.028$$

$$\text{Alors : } \lambda = \frac{Lf}{i}$$

$$\lambda = \frac{1.2}{0.028} = 42.85$$

$$\lambda_{\max} \leq \max \left\{ 50 ; \min \left( \frac{67 \times e1}{h} ; 100 \right) \right\}$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\lambda = 42.85 < 100$$

$$\text{Alors : } \lambda \leq \lambda_{\max}$$

Donc pas de risque de flambement.

$$\text{Et : } \alpha = \frac{MG}{MG+MQ}$$

$$M_G = \frac{ql^2}{2} = \frac{1.71 \times 0.6^2}{2} = 0.307 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = \frac{ql^2}{2} = \frac{1 \times 0.6^2}{2} = 0.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.307}{0.307+0.18} \Rightarrow \alpha = 0.63$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10000 \times 0.1} (2 \times 0.63 + 2) \Rightarrow e_2 = 0.014 \text{ m}$$

- **Excentricité additionnelle ( $e_a$ ) :**

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max \left( 2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max (2 \text{ cm} ; 0.24 \text{ cm})$$

$$e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } e_T = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.39 + 0.014 + 0.02 \Rightarrow e_T = 0.424 \text{ m}$$

$$e_T > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{cv})$$

Alors :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est priori partiellement comprimé, et donc assimilable a une section en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif ( $M_{ua}$ ).

### III.2.6. Calcul du ferrailage :

On considère une section ( $b \times h$ ) m<sup>2</sup> soumis à la flexion composé

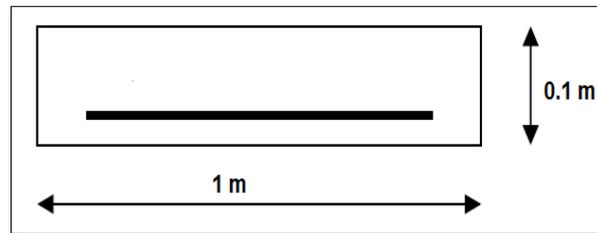


Figure III.2 : Section de calcul d'acrotère.

- ✓ Epaisseur de la section :  $h = 0.1\text{ m}$
- ✓ Largeur de la section :  $b = 1\text{ m}$
- ✓ Enrobage :  $c = 0.02\text{ m}$
- ✓ Hauteur utile :  $d = h - c = 0.08\text{ m}$

- **Moment fictif ( $M_{ua}$ ):**

Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{ua} = 0.9 + 2.30 \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \Rightarrow M_{ua} = 0.96 \text{ KN.m}$$

#### III.2.6.1. Les armatures fictives :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1]$$

$$\mu = \frac{0.96 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 80^2} = 0.010 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.010 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\mu = 0.010 < \mu_1 = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u})$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.011 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.012 \\ Z = 79.61 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{0.96 \times 10^6}{348 \times 79.61} = 34.65 \text{ mm}^2$$

Donc :  $A^u = 0.34 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2.1}{400} = 96.90 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0.96 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A^u; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max(0.34; 0.96)$$

Alors :

$$A_s = 0.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :** (BAEL 91)

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 0.96 < 2.01 \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

➤ **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) [1]$$

$$e \leq \min(30; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 30 \text{ cm}$$

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

#### III.2.6.2. Armature de répartition : [1]

$$A_r = \frac{A_s}{4} [1] \Rightarrow \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement « e » :**

## Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

---

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min (40 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 40 \text{ cm}$$

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

### III.2.6.3. Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}$  [1] tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1500 \text{ N / m}^2$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.018 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.2.7. Vérification à L'ELS :

#### III.2.7.1. Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

Pour le béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad [1]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Pour l'acier:

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = \min ( 266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa} ) \quad [1]$$

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

$$\alpha_r = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

$$n = 15$$

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

---

$$\alpha_r = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15) + 201.63} = 0.52$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = \frac{0.52}{2} \left(1 - \frac{0.52}{3}\right)$$

$$\Rightarrow \mu_r = 0.21$$

Moment de service limite :

$$\overline{M}_1 = \mu_r \times b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{M}_1 = 0.21 \times 1000 \times 80^2 \times 15 = 20160000 \text{ N.mm} \quad \Rightarrow \overline{M}_1 = 20.16 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M}_{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\overline{M}_{ser} = 0.6 + 1.71 \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) \Rightarrow \overline{M}_{ser} = 0.65 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M}_{ser} < \overline{M}_1 \Rightarrow 0.65 \text{ KN.m} < 20.16 \text{ KN.m} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$\Rightarrow A' = 0$  (La section est sans aciers comprimés).

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 66.13 \text{ mm} = 0.066 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{\overline{M}_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.65 \times 10^6}{66.13 \times 201.63} = 48.74 \text{ mm}^2$$

$$D'où : A_s = A_{st} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 48.74 - \frac{1710}{201.63} = 40.25 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.40 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3.02 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 80 \times 2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_s > \max(A_s; A_{ser}; A_{\min})$

$$A_s = \max(A_s; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max(0.40; 0.96)$$

Alors :  $A_s = 0.96 \text{ cm}^2$

On adopte: 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>.

III.2.8.Schéma de Ferrailage

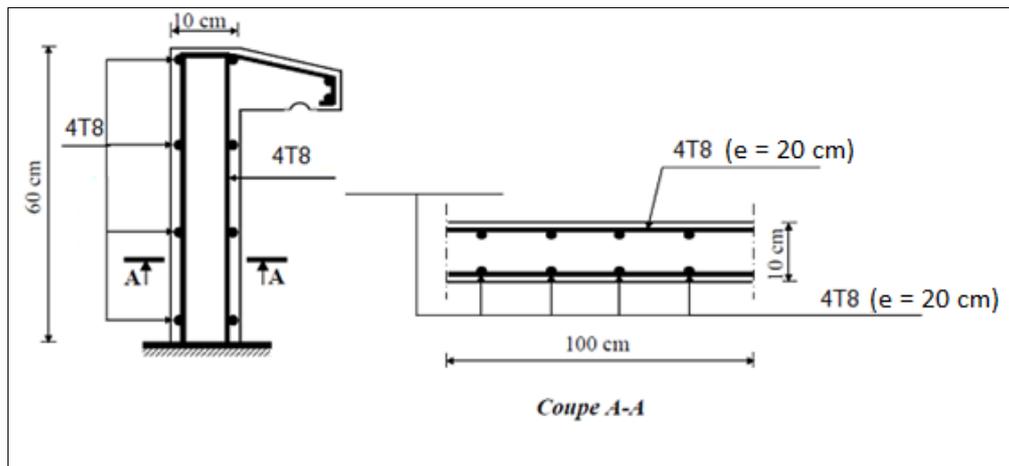


Figure III.3 : Schéma de ferrailage d'acrotère.

III.3.Les Escaliers :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.3.1. Combinaison des charges :

Les escaliers étudiés pour une bande de 1 m.

$$G_{\text{paillasse}} = 8.61 \text{ KN/m}^2 = 8.61 \times 1\text{m} = 8.61 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{palier}} = 5.93 \text{ KN/m}^2 = 5.93 \times 1\text{m} = 5.93 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{paillasse}} = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{palier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

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

ELS:  $P_{\text{ser}} = G + Q$

Tableau III.1 : les combinaisons des charges de l'escalier.

Désignation	Paillasse(a) (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	15.37	11.75
ELS	11.11	8.43

III.3.2.Détermination des sollicitations :

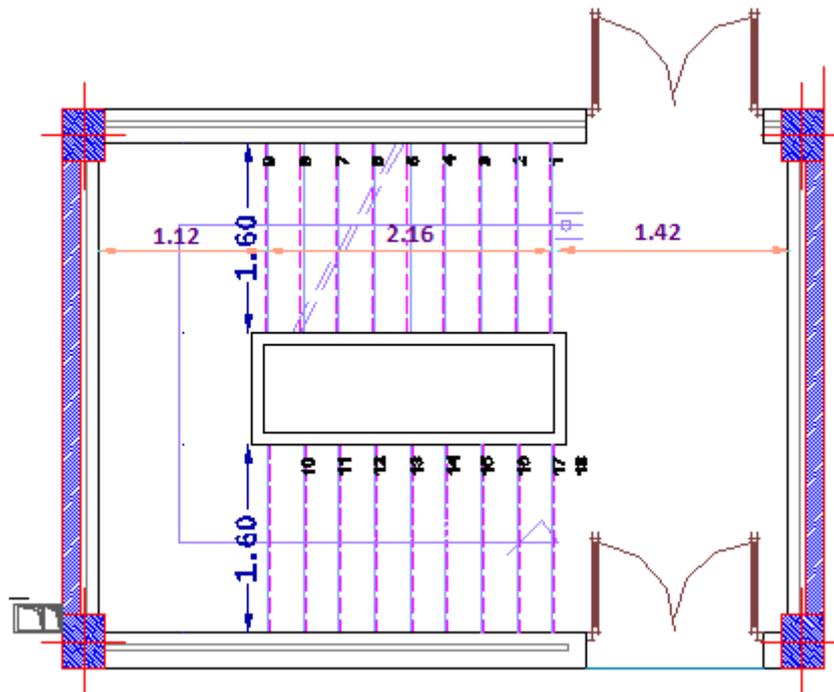


Fig. III.4: escalier – vue en plan.

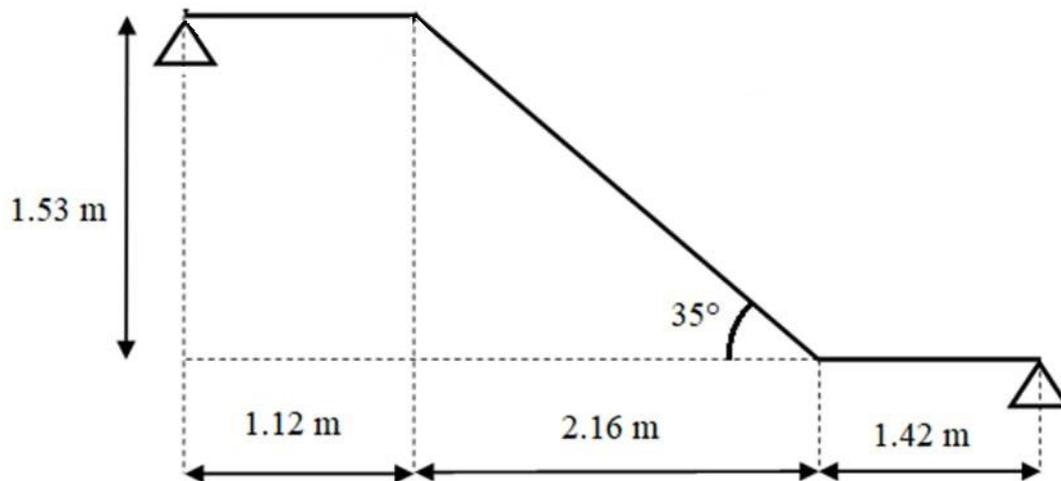


Figure III.5 : Schéma statique d'escalier.

✓ La charge équivalente :  $q_{\text{éq}} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2 + q_3 \times l_3}{l_1 + l_2 + l_3}$  [1]

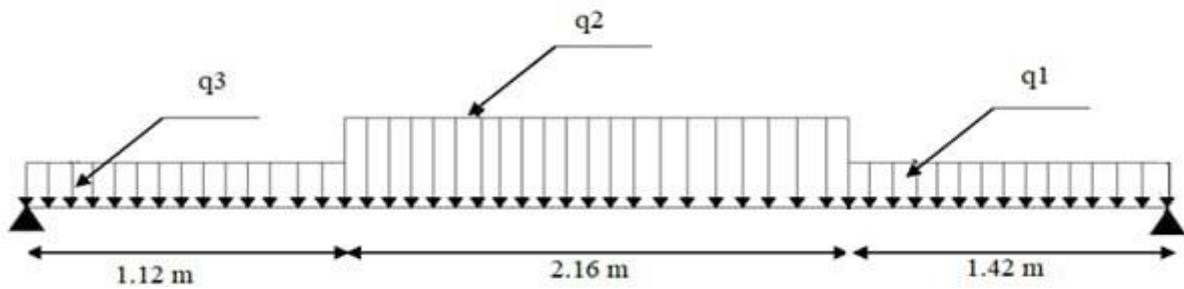


Figure III.6 : La charge équivalente.

- ✓ Le moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{\text{éq}} \times l^2}{8}$
- ✓ Le moment sur appui :  $M_a = 0.2M_0$
- ✓ Le moment sur travée :  $M_t = 0.9M_0$
- ✓ L'effort tranchant :  $T_u = \frac{q_{\text{éq}} \times l}{2}$  [1]

Tableau III.2 : Détermination des sollicitations.

Désignation	$q_{\text{éq}}$ (KN/ml)	$M_0$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$ql^2/2$	$T_u$ (KN)
ELU	13.41	37.02	7.40	33.32	7.46	31.51
ELS	9.66	26.67	5.33	24	5.22	22.70

III.3.3. Les Diagramme des moments et des efforts tranchants :

ELU :

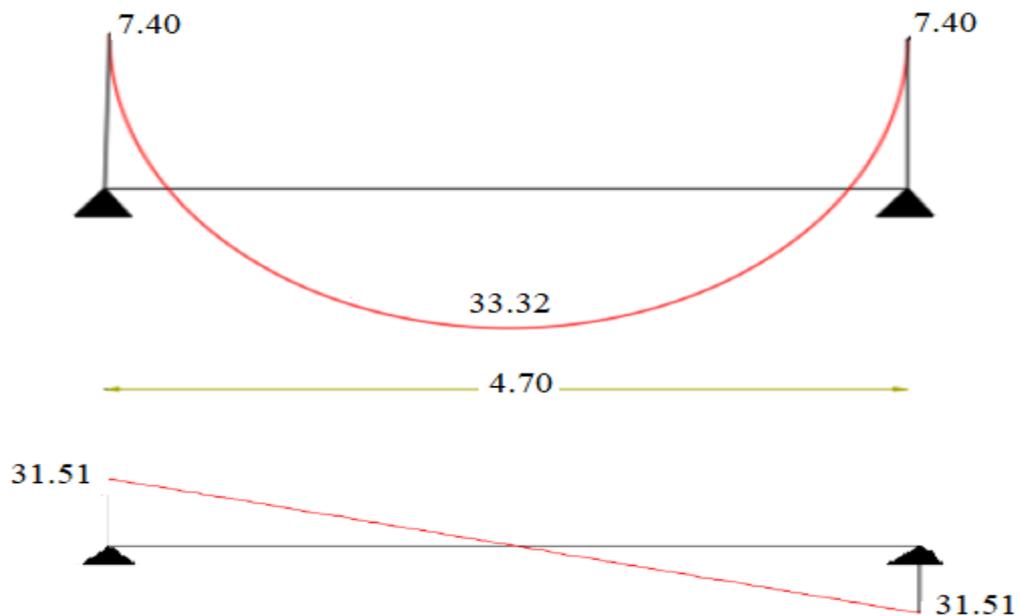
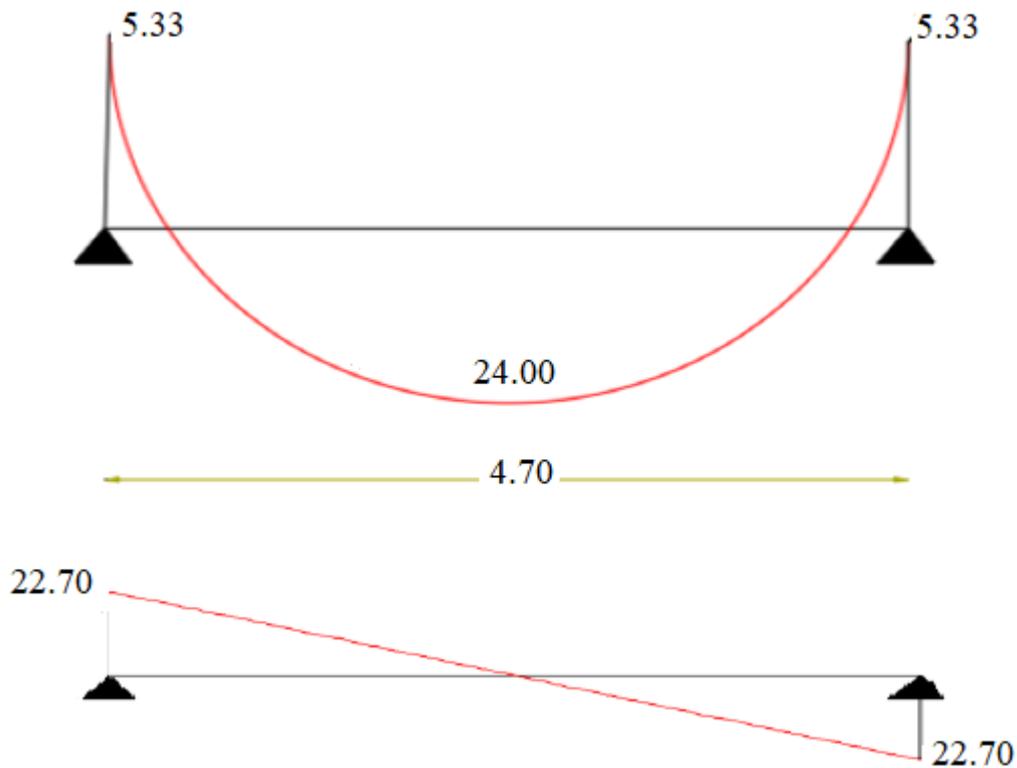


Figure III.7 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

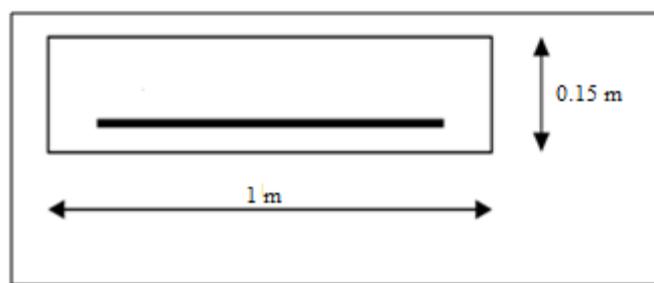
ELS :



**Figure III.8 :** Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS.

### III.3.4. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage sera déterminé par une bande de 1m de longueur soumise à la flexion simple.



**Figure III.9 :** Section de calcul d'escalier.

- ✓ Epaisseur de la section :  $h = 0.15\text{ m}$
- ✓ Largeur de la section :  $b = 1\text{ m}$
- ✓ Enrobage :  $c = 0.02\text{ m}$
- ✓ Hauteur utile :  $d = h - c$   $d = 0.13\text{ m}$

#### III.3.4.1. Le ferrailage à ELU :

##### a) En travée:

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \quad \mu = \frac{33.32 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 130^2} = 0.139 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.139 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\mu = 0.139 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.139 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \alpha = 0.18 \\ Z = 120.64 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{33.32 \times 10^6}{348 \times 120.64} = 793.65 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 7.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 156.97 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.56 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A^u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max ( 7.93 ; 1.56)$$

Alors :

$$A_s = 7.93 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{on adopte: } 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

##### ➤ Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{min} < A_{adopte} [1] \Rightarrow 1.56 < 7.92 \dots\dots\dots (cv).$$

➤ **L'espacement « e »**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min(45 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

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

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad [1] \Rightarrow \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{on adopte: } 5T8 = 2.51\text{cm}^2$$

➤ **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min(60 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

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

**b) Sur appui :**

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{7.46 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 130^2} = 0.031 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.031 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\mu = 0.031 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.031 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.039 \\ Z = 127.95 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{7.46 \times 10^6}{348 \times 127.95} = 167.54 \text{ mm}^2.$$

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

---

Donc :  $A^u = 1.67 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 156.9 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.56 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max ( 1.67 ; 1.56)$

Alors :

$$A_s = 1.67 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{on adopte : } 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :** (BAEL 91)

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \quad [1] \Rightarrow 1.56 < 3.93 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min (45 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

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

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad [1] \Rightarrow \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{on adopte: } 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement «e » :** [1]

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm})$$

$$\Rightarrow e \leq \min (60 ; 45\text{cm})$$

Donc :  $e \leq 45 \text{ cm}$

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

**c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau} \quad [1]$  tel que :

## Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{31510}{1000 \times 130} = 2.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 2.42 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.3.4.2. Le ferrailage à ELS :

#### a) En travée:

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{24 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 130^2} = 0.100 / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.100 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\mu = 0.100 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots\text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.100 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.13 \\ Z = 123.24 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{24 \times 10^6}{348 \times 123.24} = 559.60 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 5.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 156.9 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (5.59 ; 1.56)$$

Alors :

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

---

$$A_s = 5.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T12 = 5.65 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non fragilité :** (BAEL 91)

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \quad [1] \Rightarrow 1.56 < 5.65 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **L'espaceur « e » :**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min(45 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

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

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad [1] \Rightarrow \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espaceur « e » :**

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min(60 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

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

**b) Sur appui :**

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{5.22 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 130^2} = 0.022 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.022 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.022 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.027 \\ Z = 128.59 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

---

$$\Rightarrow A^u = \frac{5.22 \times 10^6}{348 \times 128.59} = 116.65 \text{ mm}^2.$$

Donc :  $A^u = 1.16 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 156.9 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.56 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max ( 1.16 ; 1.56)$

Alors :

$$A_s = 1.56 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{on adopte: } 5T10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \quad [1] \Rightarrow 1.56 < 3.92 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min (45 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

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

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad [1] \Rightarrow \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{on adopte: } 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min (60 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

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

**c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que :  $\tau u < \bar{\tau} \quad [1]$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \quad \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{22700}{1000 \times 130} = 0.174 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.174 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### III.3.5. Vérification à ELS :

##### III.3.5.1. Vérification des contraintes :

###### a) En travée :

On doit vérifier que :

Pour le béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad [1]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

###### • La contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 24 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 \times b y^2 + \eta (d-y) A_{sc} - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$50y^2 - 5.65 \times 15 (13 - y) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 477$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 \times b \cdot y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = (100 \times 3.92^3) / 3 + 15 \times 5.65 (13 - 3.92)^2 = 8995.2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{24 \times 10^6 \times 39.2}{8995.2 \times 10^4} = 10.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.45 \text{ MP} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc : Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

**b) En appui :**

• **La contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 5.33 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 \times b y^2 + \eta (d-y) A_{sc} - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$50y^2 - 3.92 \times 15 (13 - y) = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 395.4$$

$$y = 3.36 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = 1/3 \times b \cdot y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y) = 0$$

$$I = (100 \times 3.36^3) / 3 + 15 \times 3.92 (13 - 3.36)^2 = 6728.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.33 \times 10^6 \times 33.6}{6728.7 \times 10^4} = 2.66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.66 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

#### III.3.5.2. La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \quad [1]$

Nous avons :

$$\bullet \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{470} = 0.031 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le [BAEL 91] la flèche totale est :  $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$  [1]

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si : } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si : } L > 5\text{m}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I_{\delta i}} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges instantanées.} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I_{\delta v}} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

Dans notre cas :  $L = 4.70\text{m}$

Moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 5.65 \left(\frac{15}{2} - 13\right)^2 = 30688.68 \text{ cm}^4$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times Ft_{28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times Ft_{28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 0.4 \lambda_i \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times Ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + Ft_{28}} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \text{ et : } Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{bh + 15A_s} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 5.65 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 5.65} \Rightarrow y = 7.14$$

$$Z = d - \frac{y}{3}$$

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

---

$$Z = 13 - \frac{7.14}{3} = 10.62 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{24 \times 1000}{5.65 \times 10.62} = 399.98 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0043 \times 399.98 + 2.1} = 0.53$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0043(2 + 3 \times \frac{100}{100})} = 4.88 \\ \lambda_v = 1.95 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{30688.68}{1 + 4.88 \times 0.53} = 8556.95 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 30688.68}{1 + 1.95 \times 0.53} = 16600.71 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa.} \\ E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{24 \times 4.7^2 \times 10^8}{10 \times 32164.21 \times 8556.95} = 19.26 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{24 \times 4.7^2 \times 10^8}{10 \times 10818.86 \times 16600.71} = 29.51 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Alors :  $\Delta\sigma_t = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_T = 29.51 - 19.26 = 10.25 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4700}{500} = 9.4 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

### III.3.6. Schéma de ferrailage :

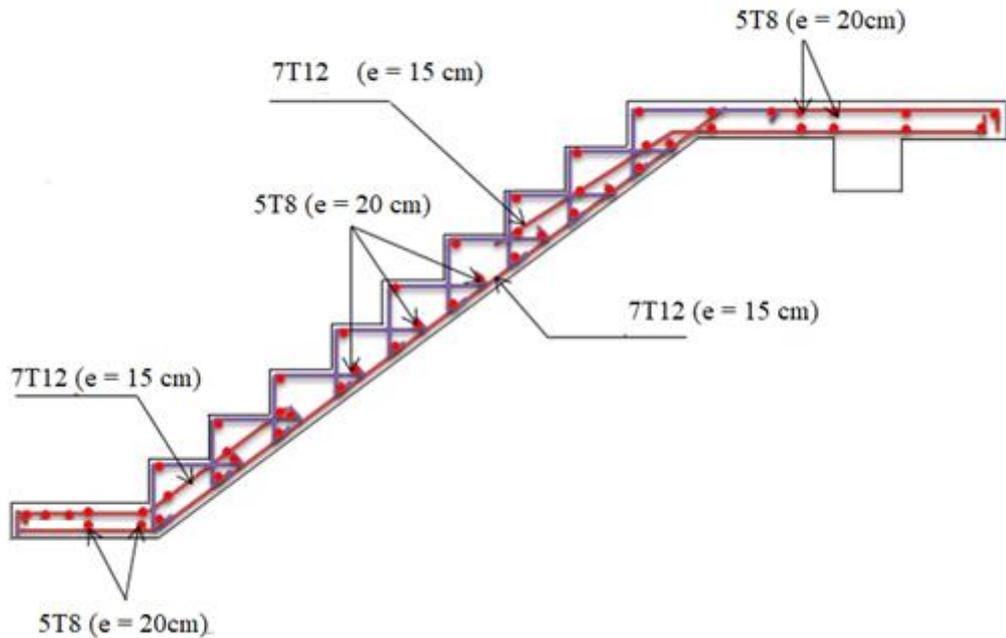


Figure III.10 : Schéma de ferrailage d'escalier.

### III.3.7. Poutre de palière :

C'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre et à l'action du palier.

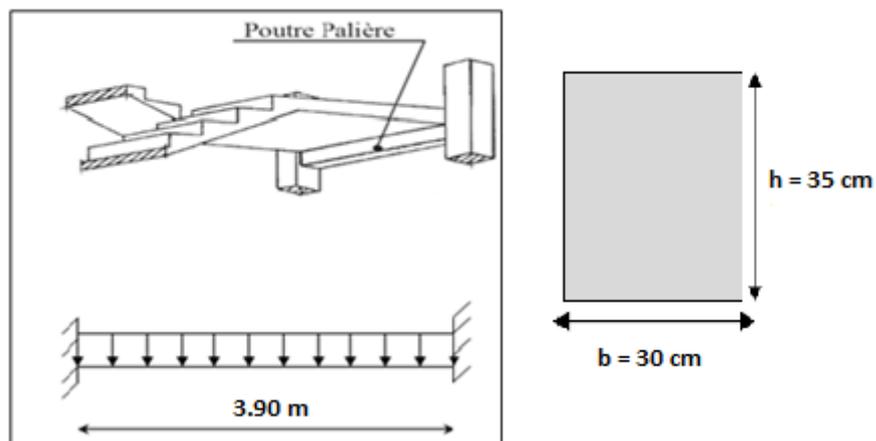


Figure III.11 : La poutre de palière.

### III.3.7.1. Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RPA 99/version 2003.

Selon le CBA 93

- **La hauteur « H » de la poutre palier doit être :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \quad [3]$$

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10}$$

$$26 \leq h \leq 39 \quad \text{On prend : } h = 35 \text{ cm}$$

- **La largeur b de la poutre palière doit être :**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad [3]$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{On prend : } b = 30$$

- ❖ **Selon le RPA99/ version 2003 :**

$$h \geq 30 ; \quad b \geq 20 ; \quad \frac{h}{b} < 4 \quad [4]$$

$$h \geq 30 : h = 35 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$b \geq 20 : b = 30 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$\frac{h}{b} < 4 : \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Donc : on choisit une section de la poutre palière  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

### III.3.7.2. Evaluation des charges :

- Le poids propre de la poutre palière :

$$G_{pp} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 1 \text{ ml} = 2.625 \text{ KN/ml}$$

- Réaction de la paillasse et de palier :

$$\text{ELU} : T_u = \frac{q_{\text{eq}} \times l}{2} \Rightarrow T_u = \frac{13.41 \times 3.9}{2} = 26.14 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : T_s = \frac{q_{\text{eq}} \times l}{2} \Rightarrow T_s = \frac{9.66 \times 3.9}{2} = 18.83 \text{ KN}$$

### III.3.7.3. Combinaison des charges :

#### ELU:

$$P_u = 1.35 \times G + T_U$$

$$p_u = 1.35 \times 2.625 + 26.14 = 29.68 \text{ KN/ml}$$

#### ELS:

$$p_s = G + T_S = 2.625 + 18.83$$

$$p_s = 21.45 \text{ KN/ml}$$

### III.3.7.4. Détermination des sollicitations :

#### ELU:

Le moment isostatique :

$$M_{0u} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{29.68 \times 3.90^2}{8} = 56.42 \text{ KN.m}$$

Les efforts tranchant :

$$T_u = R_a = R_b = \frac{P_u \times L}{2} = 57.87 \text{ KN}$$

Les moments en appuis et sur travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 56.42 = 47.95 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 56.42 = 16.92 \text{ KN.m}$$

#### ELS:

Le moment isostatique :

$$M_{0s} = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{21.45 \times 3.9^2}{8} = 40.78 \text{ KN.m}$$

Les efforts tranchant :

$$T_s = R_a = R_b = \frac{P_s \times L}{2} = 41.82 \text{ KN}$$

Les moments en appuis et sur travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 40.78 = 34.66 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 40.78 = 12.23 \text{ KN.m}$$

#### III.3.7.5. Calcul du Ferrailage:

- ✓ Epaisseur de la section :  $h = 0.35 \text{ m}$
- ✓ Largeur de la section :  $b = 0.30 \text{ m}$
- ✓ Enrobage :  $c = 0.02 \text{ m}$
- ✓ Hauteur utile :  $d = h - c$   $d = 0.33 \text{ m}$
- ❖ Flexion simple :

#### III.3.7.5.1. Le ferrailage à ELU :

##### a) En travée:

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \quad \mu = \frac{47.95 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 330^2} = 0.10 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.1 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\mu = 0.1 < \mu_1 = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.1 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.13 \\ Z = 316.8 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{47.95 \times 10^6}{348 \times 316.8} = 434.93 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 330 \times \frac{2.1}{400} = 119.54 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (4.34; 1.19)$$

Alors :

$$A_s = 4.34 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

**b) En appui :**

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{16.92 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 330^2} = 0.036 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.036 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\mu = 0.036 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.036 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.045 \\ Z = 324.06 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{16.92 \times 10^6}{348 \times 324.06} = 150.03 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa} \quad [1]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 330 \times \frac{2.1}{400} = 119.54 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max ( 1.50 ; 1.19)$$

Alors :

$$A_s = 1.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 1.19 < 3.39 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; b / 15 ; \phi_{L_{\min}}) [1] \Rightarrow \min (35/35 ; 30/15 ; 10)$$

$$\Rightarrow \min (1 ; 2 ; 10)$$

On adopte :  $\phi_t \approx 8\text{mm}$

➤ **L'espacement  $S_t$ :(BAEL91)**

$$S_t \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) [1] \Rightarrow \min (0.9 \times 33; 40 \text{ cm}) = (29.7; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 29.7 \text{ cm}$$

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

**c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}$  [1] tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{57870}{300 \times 330} = 0.58\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.58 \text{ MPa} < 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

#### III.3.7.5.2.Le ferrailage à ELS :

**a) En travée :**

**Tableau III.3 :** Les Résultats de ferrailage en travée de la poutre palière à ELS.

$M_t(\text{KN.m})$	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$Z(\text{mm})$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
34.66	0.074	0.392	0.096	317.32	3.13	4.62

**b) En Appui :**

**Tableau III.4 :** Les Résultats de ferrailage en appui de la poutre palière à ELS.

$M_a(\text{KN.m})$	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$Z(\text{mm})$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
12.23	0.02	0.392	0.02	327.36	1.07	3.39

### III.3.7.6. Vérification à ELS :

#### III.3.7.6.1. Vérification des contraintes :

##### a) En travée :

On doit vérifier que :

Pour le béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad [1]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \quad \text{MPa}$$

##### • La contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 34.66 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 \times b y^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 \times b y^2 + 15 A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$15 y^2 + 15 \times 4.62 \times y - 15 \times 4.62 \times 33 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 376.85$$

$$y = 10.25 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 \times b \cdot y^3 + \eta A_{st} (d-y)^2 + \eta A_{sc} (d-y)^2 = 0$$

$$I = (30 \times 10.25^3) / 3 + 15 \times 4.62 (33 - 10.25)^2 = 46635.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{34.66 \times 10^6 \times 102.5}{46635.98 \times 10^4} = 7.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.61 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

**b) En appui :**

- **La contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 12.23 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 \times by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 \times by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$15y^2 + 15 \times 3.39 \times y - 15 \times 3.39 \times 33 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 321.35$$

$$y = 9.01 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 \times b \cdot y^3 + \eta A_{st} (d-y)^2 + \eta A_{sc} (d-y)^2 = 0$$

$$I = (30 \times 9.01^3) / 3 + 15 \times 3.39 (33 - 9.01)^2 = 36579.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.23 \times 10^6 \times 90.1}{36579.52 \times 10^4} = 3.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.01 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

#### III.3.7.6.2. La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \quad [1]$

Nous avons :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{390} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

- $\frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0046 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots$  vérifiée.
- $\frac{35}{390} = 0.089 \geq \frac{24}{10 \times 26.67} = 0.089 \dots \dots \dots$  vérifiée.

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

#### III.3.7.7. Etude de la poutre palière à la torsion :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repart sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.

$$M_{\text{tor}} = \frac{Ma \times l}{2} \quad ; \quad Ma = 0.3M_0$$

Ma : moment d'appui de la pailasse et du palier sur la poutre palière.

$$\Rightarrow Ma = 0.3 \times 37.02 = 11.10 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{\text{tor}} = \frac{11.10 \times 3.90}{2} = 21.64 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} \quad [1]$$

e = épaisseur de la section creuse.

$\Omega$  = crise du contour de la section creuse.

$$e = \frac{b}{6} \Rightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b-e)(h-e) = (30-5)(35-5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{21.64 \times 10^6}{2 \times 750 \times 10^2 \times 50} = 2.88 \text{ MPa}$$

#### III.3.7.7.1. Justification du béton :

Pour notre cas : section pleine et d'après la BAEL91, on doit avoir :

$$\tau_{\text{ut}}^2 + \tau_{\text{uv}}^2 \leq \bar{\tau}_u^2 \quad [1]$$

$$\tau_{\text{uv}} = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_{\text{uv}} = \frac{57870}{300 \times 330} = 0.58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{57870}{300 \times 330} = 0.58 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{(2.88^2 + 0.58^2)} = 2.93 \Rightarrow 2.93 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 vérifiée

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

---

#### ❖ Calcul des armatures longitudinales :

$\sum A_l$ : sont des sections d'acier long de torsion.

$\mu$  : périmètre de contour d'air  $\Omega$ .

$S_t$ : équidistance selon ces axes.

$A_l$ : section d'un cours des cadres de torsion orthogonaux à l'axe de la pièce.

$$\mu = 2 [(30-5) + (35-5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_l = \frac{21.64 \times 10^{-3} \times 1.10 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400} \Rightarrow A_l = 3.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = 3.17 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T14 = 3.08 cm<sup>2</sup>

#### ❖ Armatures transversales :

##### ➤ L'espacement $S_t$ : (BAEL91)

$$S_t \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) [1] \Rightarrow \min (0.9 \times 33; 40 \text{ cm}) = (29.7; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 29.7 \text{ cm}$$

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

$$A_l = \frac{M_{tor} \times s_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_l = \frac{21.64 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400} \Rightarrow A_l = 6.22 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_l = 0.62 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T8 = 1.01 cm<sup>2</sup>

Armatures totales: (flexion+ torsion)

Pour les armatures longitudinal:

Flexion: -Appui: 3T12

-Travée: 3T14

Torsion: 2T14

Pour les armatures transversals, on adopte: 2T8 = 1.01 cm<sup>2</sup>

### III.3.7.8. Schéma de ferrailage :

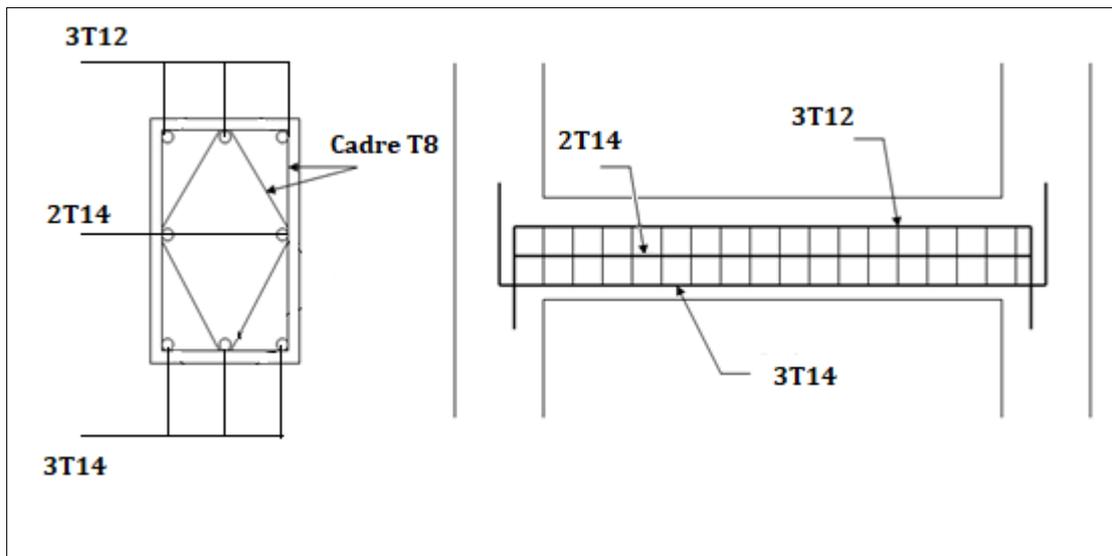


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de La poutre de palière.

### III.4. Les balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine encastrée au niveau de la poutre de rive, le balcon supporte à son extrémité un garde-corps g.

#### Calcul des dalles pleines :

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 : 
$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :  $L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

Si :  $\rho \leq 0.4 \rightarrow$  La dalle travaille suivant un seul sens.

$\rho > 0.4 \rightarrow$  La dalle travaille suivant les deux sens.

#### Calcul des dalles pleines:

**Type °1** : dalle reposant sur 2 appuis ont une portée :

$$L_x = 1.43m$$

$$L_y = 3.60m$$

## Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

---

**Type °2:** dalle reposant sur 2 appuis ont une portée :

$$L_x = 1\text{m} \quad L_y = 4\text{m}$$

### III.4.1. Evaluation des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

$$G = 5.6 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \quad g = 1.3 \text{ KN/m}$$

Pour 1 ml :

- ✓ Charge permanente :  $G = 5.6 \times 1\text{ml} = 5.6 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charge d'exploitation :  $Q = 3.5 \times 1 \text{ ml} = 3.5 \text{ KN/ml}$
- ✓ La charge de garde-corps : c'est une force concentrée P

### III.4.2. Combinaison des charges :

#### ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.6 + 1.5 \times 3.5 = 12.81 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35P = 1.35 \times 1.3 = 1.75 \text{ KN}$$

#### ELS :

$$q_s = G + Q = 5.60 + 3.5 = 9.1 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1.3 \text{ KN}$$

### III.4.3. Détermination des sollicitations :

**Type °1 :** dalle reposant sur 2 appuis ont une portée :

$$L_x = 1.43 \text{ m} ; L_y = 3.60 \text{ m} ; e = 16 \text{ cm}$$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u L \Rightarrow M_u = \frac{12.81 \times 1.43^2}{2} + 1.75 \times 1.43 = 15.60 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + P_s L \Rightarrow M_s = \frac{9.1 \times 1.43^2}{2} + 1.3 \times 1.43 = 11.16 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \cdot L + P_u \Rightarrow T_u = 12.81 \times 1.43 + 1.75 = 20.06 \text{ KN}$$

### III.4.4. Calcul du ferrailage :

La Fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (variation de la température, l'eau, l'humidité, la neige etc.....). Le calcul effectuera donc a l'ELU et l'ELS.

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

$$l_x = 1.43 \text{ m} ; l_y = 3.60 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad [1] \Rightarrow \frac{1.43}{3.60} = 0.3 < 0.4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens  $L_x$ .

- ✓ Epaisseur de la section :  $h = 0.16 \text{ m}$
- ✓ Largeur de la section :  $b = 1 \text{ m}$
- ✓ Enrobage :  $c = 0.02 \text{ m}$
- ✓ Hauteur utile :  $d = h - c = 0.14 \text{ m}$

#### III.4.4.1. Le ferrailage à ELU :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{15.60 \times 10^6}{14.16 \times 1000 \times 140^2} = 0.056 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.056 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\mu = 0.056 < \mu_1 = 0.186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.056 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.072 \\ Z = 135.96 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{15.60 \times 10^6}{348 \times 135.96} = 329.71 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 3,29 \text{ cm}^2$$

#### ➤ La section minimale :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 140 \times \frac{2.1}{400} = 169.05 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (3.29 ; 1.69)$$

Alors :

$$A_s = 3.29 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T12 = 4.42 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :** (BAEL 91)

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 1.69 < 4.42 \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

➤ **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) [1]$$

$$e \leq \min (48 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 25 \text{ cm}$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} [1] \Rightarrow \frac{4.42}{4} = 1.10 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T12 = 4.42 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) [1]$$

$$e \leq \min (48 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau} [1]$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{20060}{1000 \times 140} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.14 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.4.4.2. Le ferrailage à ELS :**

**Tableau III.5 :** Les Résultats de ferrailage de balcon à l'ELS.

$M_s(\text{KN.m})$	$\mu$	$\mu_i$	$\alpha$	$Z(\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
11.16	0.040	0.392	0.05	137.20	2.47	3.14

**III.4.5. Vérification à ELS :**

**III.4.5.1. Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :

Pour le béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad [1]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Pour l'acier:

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa} \quad [1]$$

• **La contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 11.16 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 \times by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 \times by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times 3.14 \times 14 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 366.19$$

$$y = 3.19 \text{ cm}$$

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

---

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 \times b \cdot y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = (100 \times 3.19^3)/3 + 15 \times 3.14 (14 - 3.19)^2 = 6585.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11.16 \times 10^6 \times 31.9}{6585.98 \times 10^4} = 5.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.40 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

• **La contrainte de l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 11.80 \times 10^3 \times (14 - 3.19)}{6585.98} = 245.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

#### III.4.5.2. La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$  [1]

Nous avons :

- $\frac{16}{143} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{3.14}{100 \times 14} = 0.0022 \leq \frac{4,2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{16}{143} = 0.11 \geq \frac{11.16}{10 \times 11.16} = 0.10 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.6.Schéma de ferrailage:

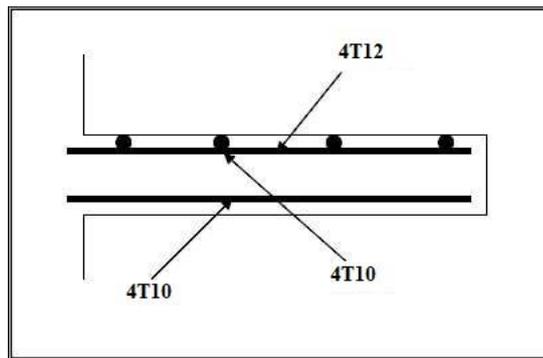


Figure III.13: Schéma de ferrailage du balcon.

Type °2: dalle reposant sur 3 appuis ont une portée :

$$L_x = 1\text{m} \quad L_y = 4\text{m}$$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u L \Rightarrow M_u = \frac{12.81 \times 1^2}{2} + 1.75 \times 1 = 8.15 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + P_s L \Rightarrow M_s = \frac{9.1 \times 1^2}{2} + 1.3 \times 1 = 5.85 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \cdot L + P_u \Rightarrow T_u = 12.81 \times 1 + 1.75 = 14.56 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad [1] \Rightarrow \frac{1}{4} = 0.25 < 0.4$$

III.4.4.2.Le ferrailage à ELU :

Tableau III.6 : Les Résultats de ferrailage de balcon à l'ELU.

$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\mu_i$	$\alpha$	Z(mm)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
8.15	0.042	0.392	0.037	137.92	1.69	2.01

III.4.4.2.Le ferrailage à ELS :

Tableau III.7 : Les Résultats de ferrailage de balcon à l'ELS.

$M_s$ (KN.m)	$\mu$	$\mu_i$	$\alpha$	Z(mm)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
5.85	0.021	0.392	0.026	138.54	1.21	2.01

### III.4.5. Vérification à ELS :

#### III.4.5.1. Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

Pour le béton:

—

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad [1]$$

—

$$\sigma_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Pour l'acier:

La fissuration est préjudiciable donc :

—

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa} \quad [1]$$

- **La contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 5.85 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 \times b y^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 \times b y^2 + 15 A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$50 y^2 + 15 \times 2.01 \times y - 15 \times 2.01 \times 14 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 299.1$$

$$y = 2.61 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 \times b \cdot y^3 + \eta A_{st} (d-y)^2 + \eta A_{sc} (d-y)^2 = 0$$

$$I = (100 \times 2.61^3) / 3 + 15 \times 2.01 (14 - 2.61)^2 = 4138.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.85 \times 10^6 \times 26.1}{4138.5 \times 10^4} = 3.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.68 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc : il n'y a pas de risque de fissuration du béton en compression.

- **La contrainte de l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 5.85 \times 10^3 \times (14 - 2.61)}{4138.5} = 241.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**III.4.5.2. La vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

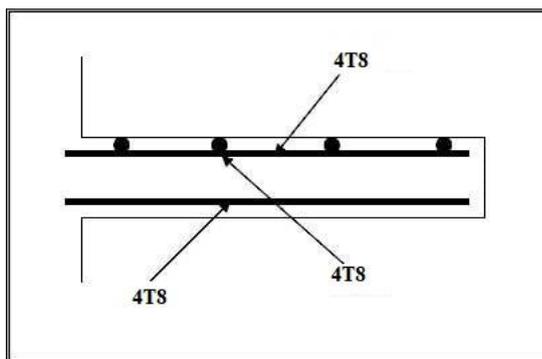
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$  [1]

Nous avons :

- $\frac{16}{100} = 0.16 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{2.01}{100 \times 14} = 0.0014 \leq \frac{4,2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{16}{143} = 0.1 \geq \frac{5.85}{10 \times 5.85} = 0.10 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.4.6. Schéma de ferrailage:**



**Figure III.14 :** Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

### III.5. Les planchers:

Dans notre projet, les plancher terrasse et les plancher des étages courants (habitation) seront présentés sous forme de corps creux d'une hauteur de  $H=20\text{cm}$ .

- 16cm pour la hauteur de l'hourdis.
- 4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.
- La surcharge d'exploitation du plancher terrasse égale à  $1 \text{ KN/m}^2$ , car la terrasse est inaccessible. [5]

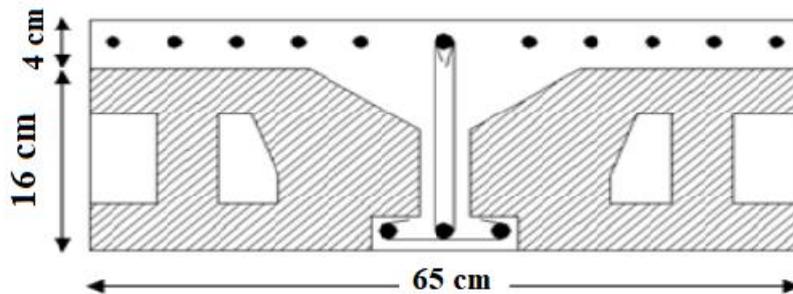


Figure III.15 : Coupe du plancher du corps creux.

**b<sub>0</sub>** Largeur de la poutrelle

**h<sub>t</sub>** : Hauteur totale du plancher

**h** : hauteur de la poutrelle

**b** : Largeur de la table de compression

#### III.5.1. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure:

- **Charge permanente :**

$$g_{\text{terrasse}} = 6.73 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{\text{étage courant}} = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau III.8 : Les combinaisons d'action.**

Type de plancher	G=g×b (KN/m)	Q=q×b (KN/m)	q <sub>u</sub> = (1.35×G + 1.5×Q) (KN/m)	q <sub>s</sub> = (G + Q) (KN/m)
Plancher terrasse	4.37	0.65	6.87	5.02
Plancher étage courant	3.47	0.98	6.15	4.45

**III.5.2.Méthode de forfaitaire : [1]**

**III.5.2.1.Domaine d'application :**

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct puisqu'elle évite au projecteur d'effectuer des calculs laborieux suite à l'étude des cas de surcharges défavorables.

Elle est donc très pratique. Cependant, son application suppose la vérification des conditions suivantes :

- ✓ La charge d'exploitation uniformément répartie est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m<sup>2</sup>.

$Q < 5 \text{ KN/m}^2$ , on a  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .....vérifiée

- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans la différente travée en continuité.

$I = \frac{b.h^3}{12} = \text{Constant}$  ..... vérifiée.

- ✓ les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

- $0.8 \leq \frac{4.75}{3.8} = 1.25 \leq 1.25$  ..... vérifiée.

- $0.8 \leq \frac{3.8}{1.07} = 3.55 \leq 1.25$  ..... non vérifiée.

- ✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable vis-à-vis de la tenue du béton armé et de ses revêtements.....non vérifiée.

### Remarque :

On va utiliser dans notre projet la méthode de Caquot parce que la méthode forfaitaire n'est pas applicable, car la 3<sup>ème</sup> et la 4<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée.

### III.5.3. Méthode de CAQUOT : [1]

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

#### III.5.3.1.principe de la méthode :

La méthode consiste à calculer le moment sur appui d'une poutre continue en considéré uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré.

La poutre est ainsi assimilée pour le calcul des moments sur appuis, à la succession de poutres à 2 travées.

#### III.5.3.2. Exposé de la méthode :

- **Moment sur appuis :** (d'après la B.A.E.L99)

$M_a = 0.2M_0$  ..... Appuis de rives.

Avec :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$M_a = \frac{qw l'^3_w + qe l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$  ..... Appuis intermédiaires

**q<sub>w</sub>**: Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

**q<sub>e</sub>**: Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'<sub>w</sub> » à gauche et « l'<sub>e</sub> » à droite.

Avec :

l'=l.....pour une travée de rive.

l'=0,8l.....pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

- **Moment en travée :**

$$M_t = \frac{T_w^2}{2q} + M_w$$

Avec :

$T_w$  : Effort tranchant

- **Effort tranchant :**

$$T_w = \frac{q.L}{2} + \left( \frac{M_e - M_w}{L} \right) \quad \text{et} \quad T_e = - \frac{q.L}{2} + \left( \frac{M_e - M_w}{L} \right)$$

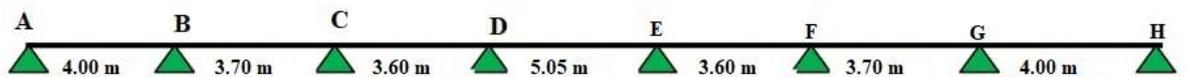
Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

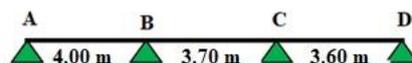
$T_e$  : Effort tranchant à droite l'appui considéré.

#### III.5.4. Plancher terrasse :(Dans notre projet on a Deux types)

- **Type 01 :**



- **Type 02 :**



- ✓ **Remarque :**

Nous avons calculé les sollicitations sur 04 travée et compte tenu de la symétrie que représente le type en question nous sommes en mesure d'en tirer profit et déduire toutes les sollicitations pour les 03 travées droites.

III.5.4.1.détermination des sollicitations :

- ELU :
- Type 01 :

Tableau III.9 : détermination des sollicitations a l'ELU type 01

Appuis	A	B	C	D	E
Travée	AB		BC	CD	DE
Longueur (m)	4.00	3.70	3.60	5.05	
Longueur fictive (m)	4.00	2.96	2.88	5.05	
Moment d'appuis (Kn.m)	0.00	-10.45	-6.90	-15.57	-3.29
Moment en travée (Kn.m)	9.19	3.92	1.36	13.60	
L'effort tranchant (KN)	11.24	13.68	10.35	19.91	
	-16.36	-11.91	-14.78	-14.93	

- Type 02 :

Tableau III.10 : détermination des sollicitations a l'ELU type 02

Appuis	A	B	C	D
Travée	AB		BC	CD
Longueur (m)	4.00	3.70	3.60	
Longueur fictive (m)	4.00	2.96	4.00	
Moment d'appuis (Kn.m)	-1.37	-7.46	-6.39	-1.11
Moment en travée (Kn.m)	9.91	5.59	8.08	
L'effort tranchant (KN)	12.24	13.01	13.93	
	-15.37	-12.59	-11.05	

- ELS:
- Type 01 :

Tableau III.11 : détermination des sollicitations à l'ELS type 01

Appuis	A	B	C	D	E	
Travée	AB		BC		DE	
Longueur (m)	4.00		3.70		5.05	
Longueur fictive (m)	4.00		2.96		5.05	
Moment d'appuis (Kn.m)	0.00	-7.63	-5.04	-11.37		-2.40
Moment en travée (Kn.m)	6.70		2.81		9.93	
L'effort tranchant (KN)	8.20		9.99		7.54	
	-11.95		-8.68		-10.79	
					14.54	
					-10.90	

- Type 02 :

Tableau III.12 : détermination des sollicitations a l'ELS type 02

Appuis	A	B	C	D
Travée	AB		CD	
Longueur (m)	4.00		3.60	
Longueur fictive (m)	4.00		4.00	
Moment d'appuis (Kn.m)	-1.00	-5.42	-4.64	-0.81
Moment en travée (Kn.m)	7.24		5.89	
L'effort tranchant (KN)	8.94		9.50	
	-11.22		-9.19	
			10.16	
			-8.06	

➤ Les Diagramme des moments et des efforts tranchants :

ELU :

• Type 01 :

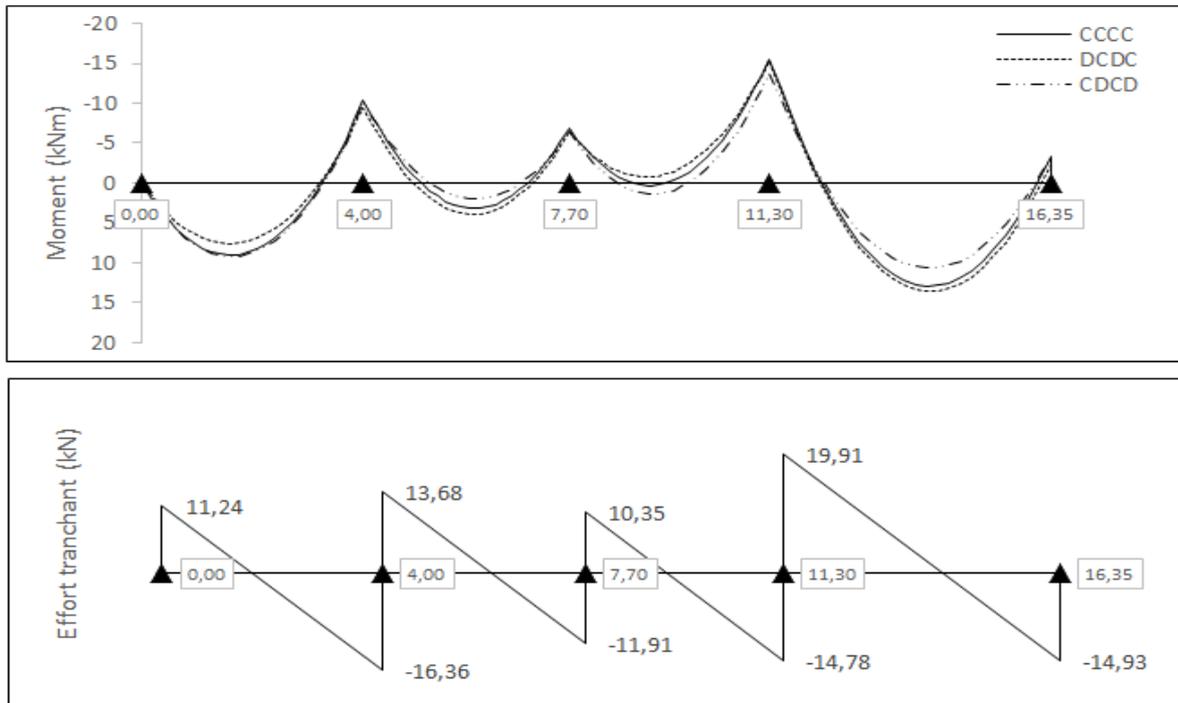


Figure III.16 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU

• Type 02 :

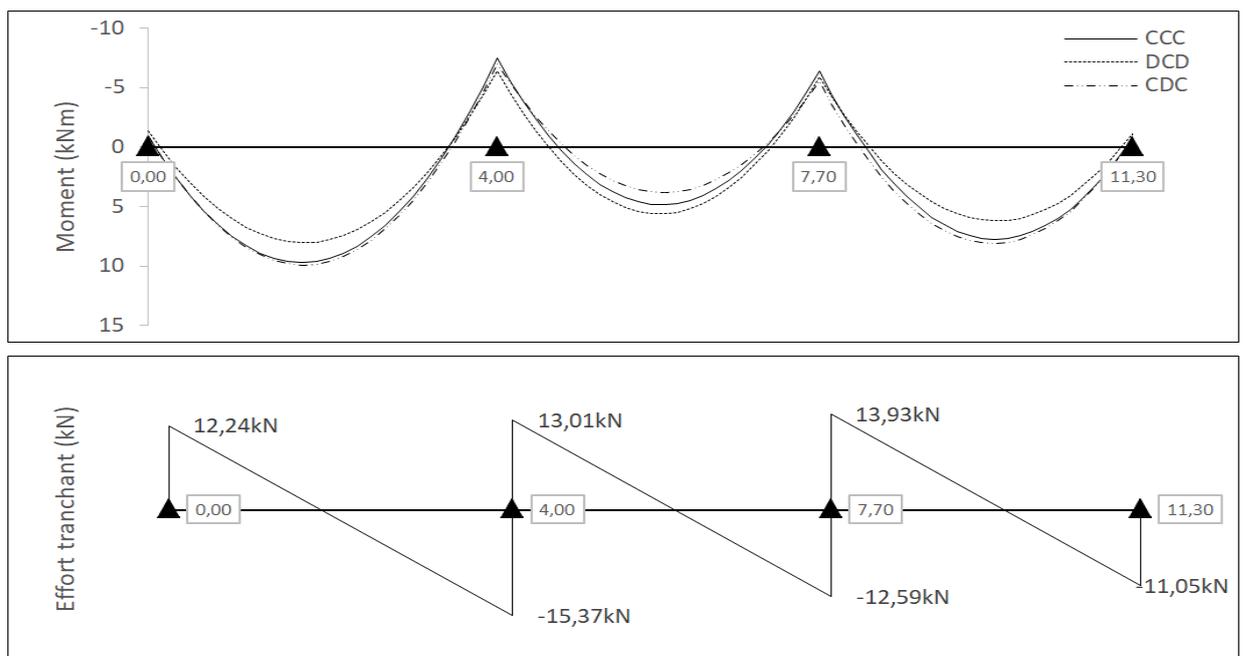
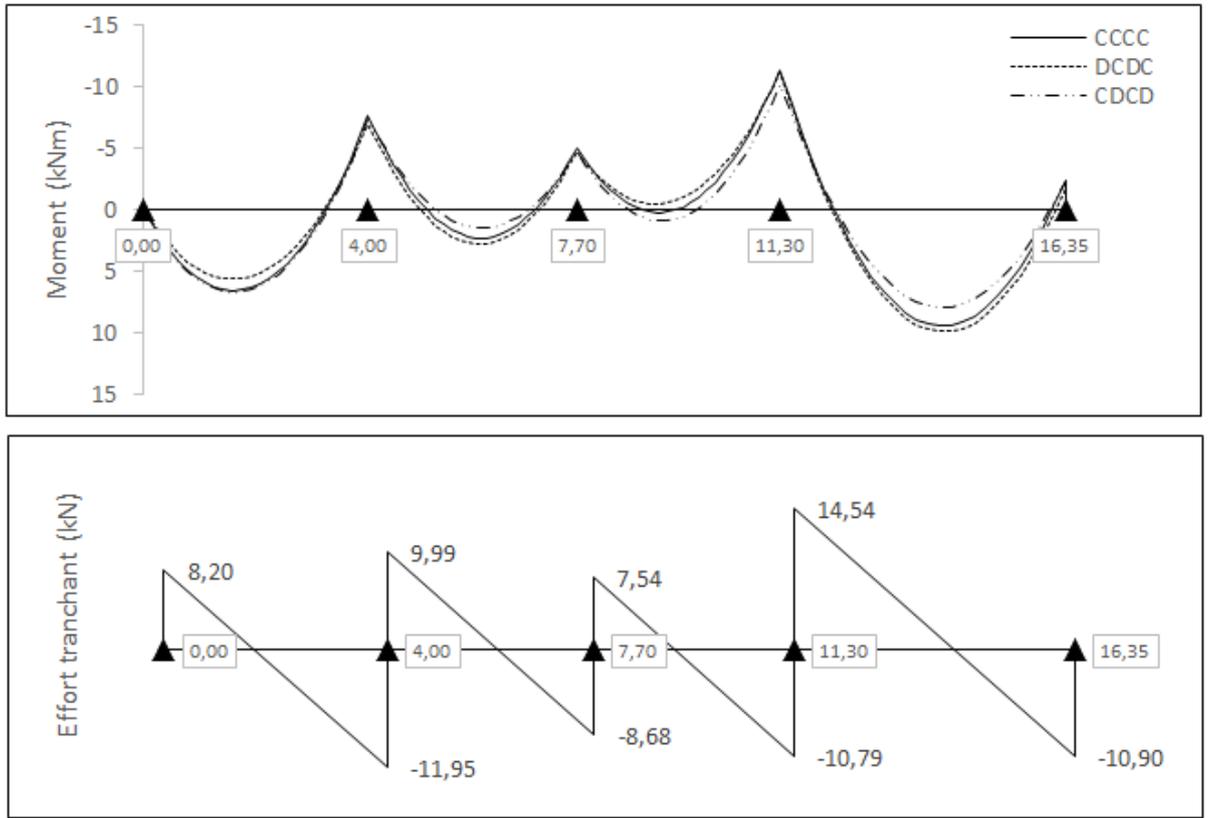
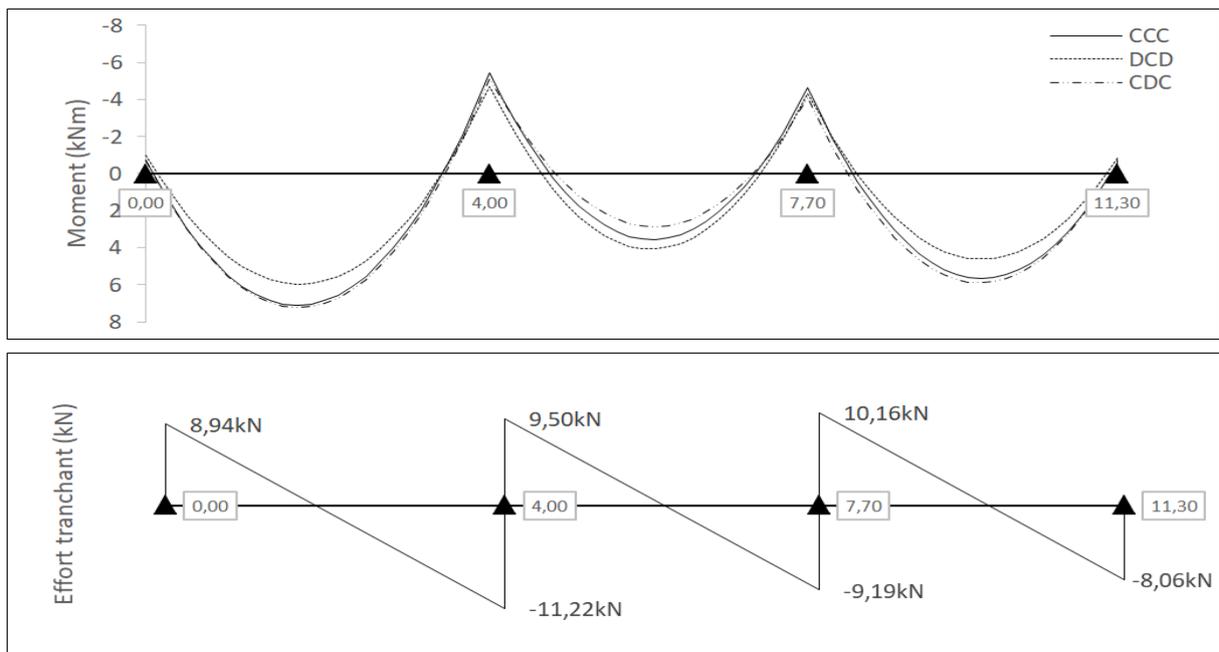


Figure III.17 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU

- ELS:
- Type 01 :

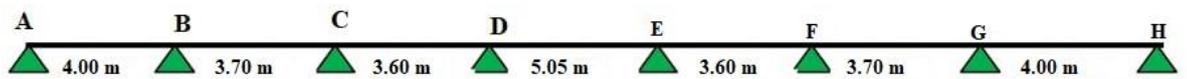


- Type 02 :

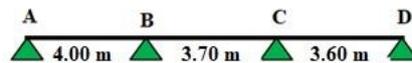


III.5.5.Planchers étages courant :(Dans notre projet on a Deux types)

- Type 01 :



- Type 02 :



III.5.5.1.détermination des sollicitations :

- Type 01 :

- ELU :

Tableau III.13 : détermination des sollicitations a l'ELU type 01

Appuis	A	B	C	D	E
Travée	AB	BC	CD	DE	
Longueur (m)	4.00	3.70	3.60	5.05	
Longueur fictive (m)	4.00	2.96	2.88	5.05	
Moment d'appuis (Kn.m)	0.00	-9.36	-6.18	-13.94	-2.94
Moment en travée (Kn.m)	8.34	3.98	1.87	12.21	
L'effort tranchant (KN)	10.13	12.24	9.51	17.76	
	-14.65	-10.75	-13.23	-13.36	

- Type 02 :

Tableau III.14 : détermination des sollicitations a l'ELU type 02

Appuis	A	B	C	D
Travée	AB		BC	CD
Longueur (m)	4.00		3.70	3.60
Longueur fictive (m)	4.00		2.96	4.00
Moment d'appuis (Kn.m)	-1.23	-9.36	-8.01	-1.00
Moment en travée (Kn.m)	7.62		2.99	6.29
L'effort tranchant (KN)	10.44		11.75	13.03
	-14.34		-11.27	-9.47

- ELS :

- Type 01 :

Tableau III.15 : détermination des sollicitations a l'ELS type 01

Appuis	A	B	C	D	E
Travée	AB		BC	CD	DE
Longueur (m)	4.00		3.70	3.60	5.05
Longueur fictive (m)	4.00		2.96	2.88	5.05
Moment d'appuis (Kn.m)	0.00	-6.76	-4.47	-10.08	-2.13
Moment en travée (Kn.m)	6.01		2.81	1.26	8.83
L'effort tranchant (KN)	7.32		8.85	6.84	12.85
	-10.59		-7.76	-9.57	-9.66

- Type 02 :

Tableau III.16 : détermination des sollicitations a l'ELS type 02

Appuis	A	B	C	D
Travée	AB		BC	CD
Longueur (m)	4.00		3.70	3.60
Longueur fictive (m)	4.00		2.96	4.00
Moment d'appuis (Kn.m)	-0.89	-6.76	-5.79	-0.72
Moment en travée (Kn.m)	5.50		2.10	4.52
L'effort tranchant (KN)	7.54		8.50	9.42
	-10.37		-8.13	-6.83

- Les Diagramme des moments et des efforts tranchants :

ELU :

- Type 01 :

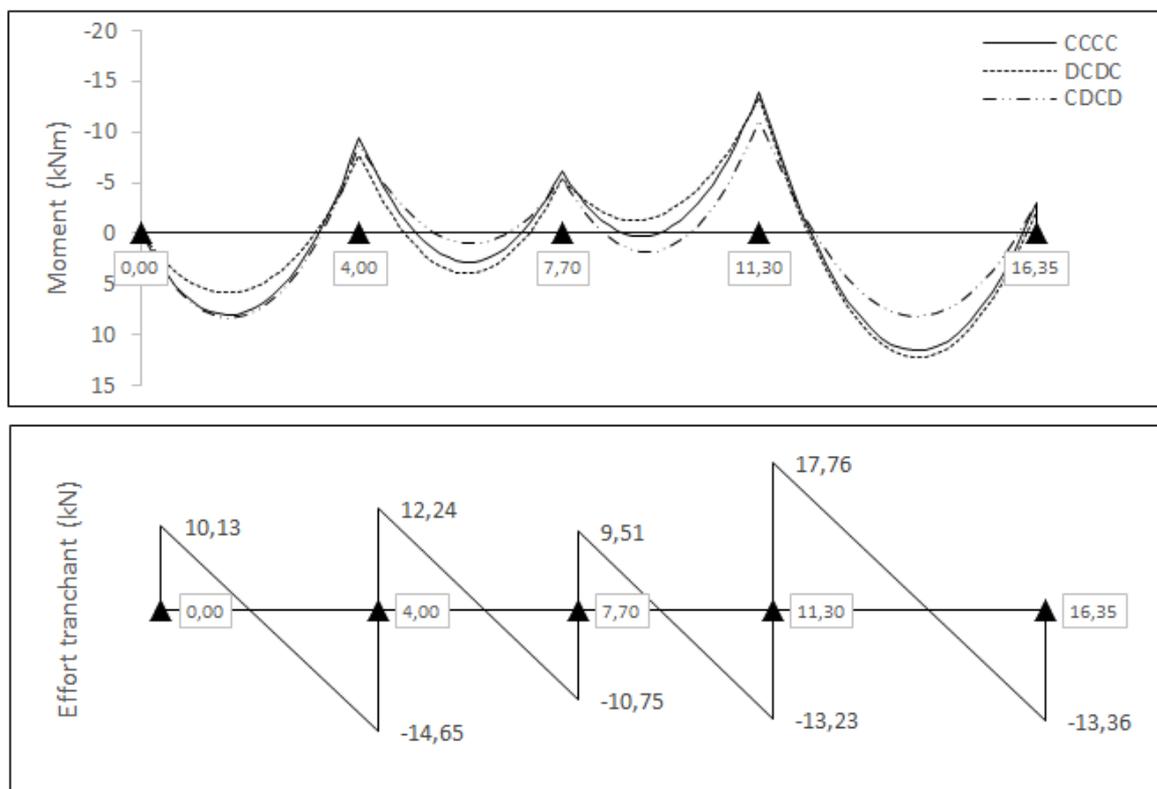


Figure III.20 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU

- **Type 02 :**

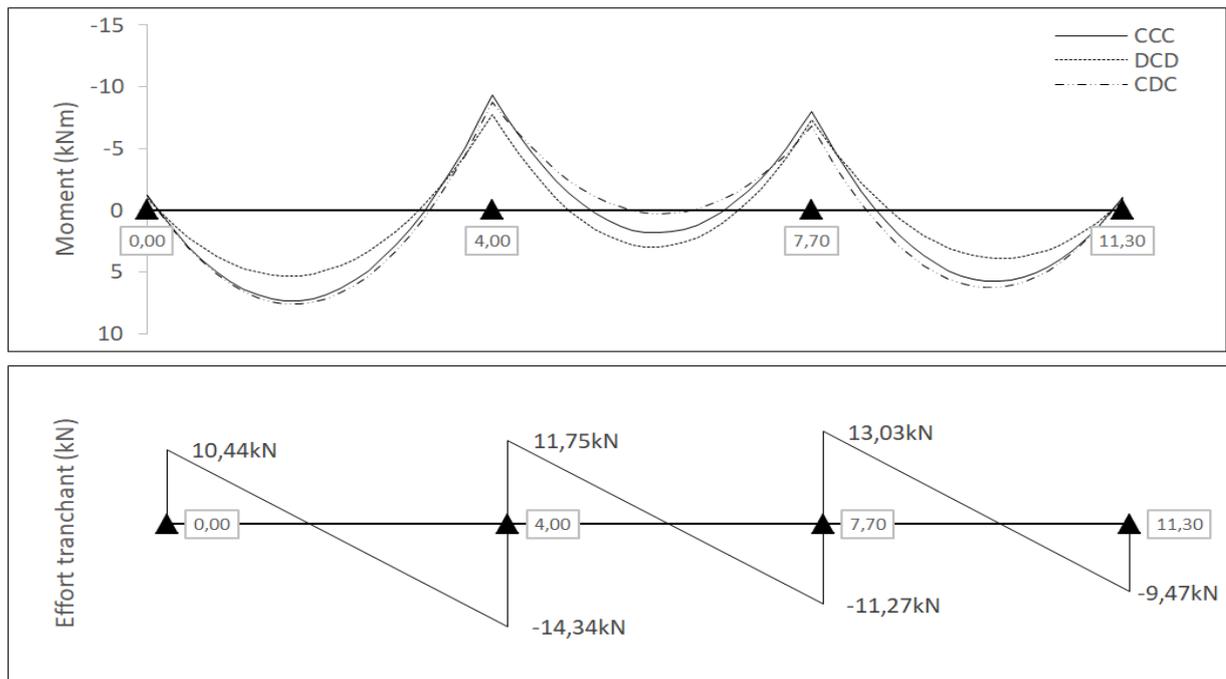


Figure III.21 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU

- **ELS :**

- **Type 01 :**

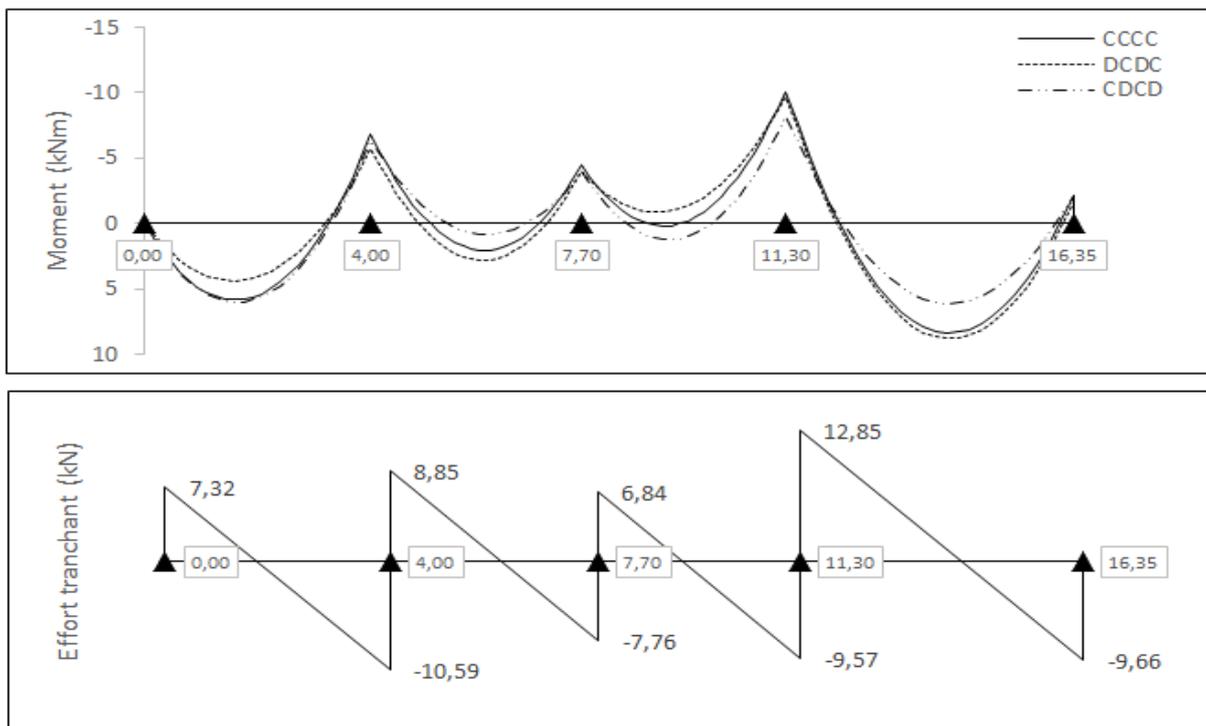
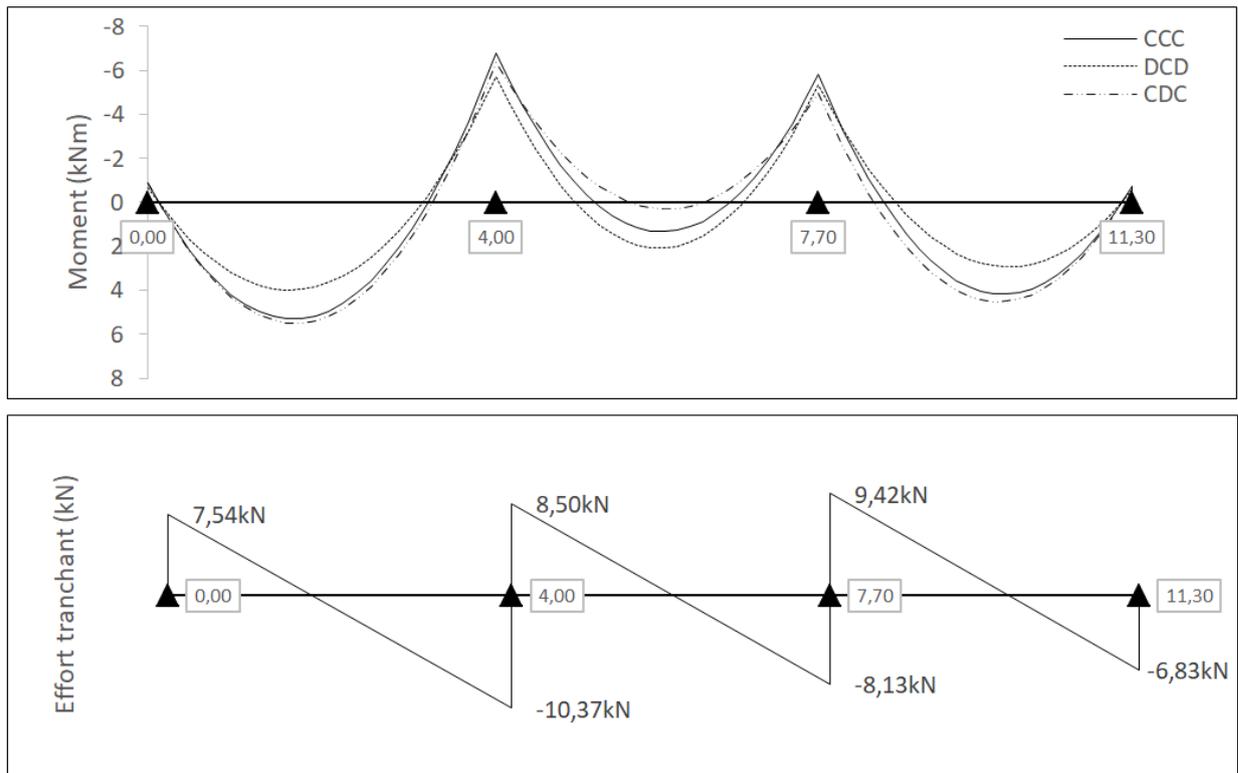


Figure III.22 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS



- Type 02 :

Figure III.23 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS

### III.5.5.2. Calcul de Ferrailage (plancher terrasse) :

Pour le calcul du ferrailage, on considérera la nervure la plus sollicitée des planchers terrasse et celle de l'étage courant. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section Té soumise à la flexion simple.

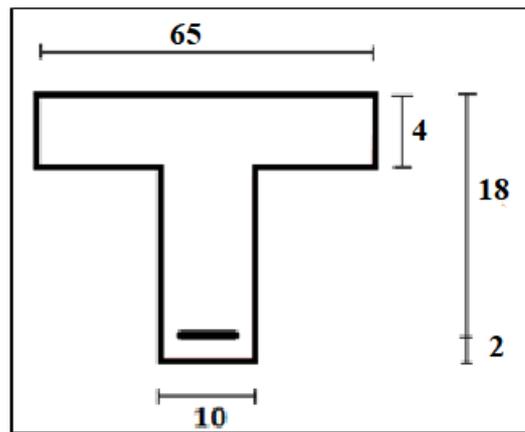


Figure III.24 : Coupe d'une poutrelle.

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

$$b = 65 \text{ cm} \quad , \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad , \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad , \quad d = 18 \text{ cm} \quad , \quad c = 2 \text{ cm}$$

#### III.5.5.2.1. Le ferrailage à ELU :

$$M_u = M_{\max} = \begin{cases} \text{Travée : } M_t = 13.60 \text{ KN.m} \\ \text{Appui : } M_a = 15.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = V_{\max} = 19.91 \text{ KN}$$

##### a) En travée :

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad / \quad F_{bu} = \frac{0.85 F_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 650 \times 40 \times 14.16 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) = 58.9 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 13.60 \text{ KN.m} < M_{tu} = 58.9 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b = 65 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 20 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \quad \Rightarrow \quad \mu = \frac{13.60 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 180^2} = 0.045$$

$$\mu = 0.045 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\mu = 0.045 < \mu_1 = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.045 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \alpha = 0.057 \\ Z = 175.89 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{13.60 \times 10^6}{348 \times 175.89} = 222.18 \text{ mm}^2.$$

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

---

Donc :  $A^u = 2.22 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ce}} / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 650 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 141.27 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A^u; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max(2.22; 1.41)$$

Alors :

$$A_s = 2.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 1T12 + 3T10 = 1.13 + 2.36 = 3.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :** (BAEL 91)

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \quad [1] \Rightarrow 1.41 < 3.49 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min(h/35; b_0/15; \phi_{L\min}) \quad [1] \Rightarrow \min(20/35; 10/15; 10)$$

$$\Rightarrow \min(0.57; 0.66; 10)$$

on adopte :  $\phi_t \approx 6\text{mm}$

➤ **L'espacement  $S_t$ :**(BAEL91)

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \quad [1] \Rightarrow \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = (16.2; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

**b) En Appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b_0 \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{15.57 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 180^2} = 0.339$$

$$\mu = 0.339 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.339 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.54 \\ Z = 141.12\text{mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{15.57 \times 10^6}{348 \times 141.12} = 317.04 \text{ mm}^2.$$

Donc :  $A^u = 3.17 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 21.73 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0.21 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_s = \max(A^u; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max(3.17; 0.21)$

Alors :

$$A_s = 3.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 1T12 + 3T10 = 1.13 + 2.36 = 3.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \quad [1] \Rightarrow 0.21 < 3.49 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min(h/35; b_0/15; \phi_{L\min}) \quad [1] \Rightarrow \min(20/35; 10/15; 10)$$

$$\Rightarrow \min(0.57; 0.66; 10)$$

Donc : on adopte :  $\phi_t \approx 6 \text{ mm}$

➤ **L'espacement  $S_t$ : (BAEL91)**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \quad [1] \Rightarrow \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = (16.2; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

**c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}$  [1] tel que :

$$\bar{\tau} = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{19910}{1000 \times 180} = 0.11 \text{ MPa}$$

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.11 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### III.5.5.2.2.Le ferrailage à ELS :

a) En travée :

**Tableau III.17 :** Les Résultats de ferrailage en travée de plancher terrasse.

$M_t(\text{KN.m})$	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$Z(\text{mm})$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$
9.93	0.033	0.392	0.041	177.04	1.61	3.49

b) En Appui :

**Tableau III.18 :** Les Résultats de ferrailage en appui de plancher terrasse.

$M_a(\text{KN.m})$	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$Z(\text{mm})$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adopt}} \text{ (cm}^2\text{)}$
11.37	0.24	0.392	0.34	155.52	2.1	3.49

#### III.5.5.3.Calcul de Ferrailage (plancher étage courant) :

##### III.5.5.3.1 Le ferrailage à ELU:

$$M_u = M_{\text{max}} = \begin{cases} \text{Travée : } M_t = 12.21 \text{ KN.m} \\ \text{Appui : } M_a = 13.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = V_{\text{max}} = 14.34 \text{ KN}$$

a) En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) / F_{bu} = \frac{0.85F_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 650 \times 40 \times 14.16 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) = 58.9 \text{ KN.m}$$

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

$$M_t^{\max} = 12.21 \text{ KN.m} < M_{tu} = 58.9 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b = 65 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 25 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{12.21 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 180^2} = 0.040$$

$$\mu = 0.040 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\mu = 0.040 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.040 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.051 \\ Z = 176.32 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{12.21 \times 10^6}{348 \times 176.32} = 198.99 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 650 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 141.2 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (1.98 ; 1.41)$$

Alors :

$$A_s = 1.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 1T12 + 3T10 = 1.13 + 2.36 = 3.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \quad [1] \Rightarrow 1.41 < 3.49 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; b_0 / 15 ; \phi_{L \min}) \quad [1] \Rightarrow \min (20 / 35 ; 10 / 15 ; 10)$$

$$\Rightarrow \min (0.57 ; 0.66 ; 10)$$

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

---

Donc : on adopte :  $\varnothing_t \approx 6\text{mm}$

➤ **L'espacement  $S_t$ :**(BAEL91)

$$S_t \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) [1] \Rightarrow \min (0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = (16.2; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

**b) En Appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b_0 \cdot d^2} [1] \Rightarrow \mu = \frac{13.94 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 180^2} = 0.303$$

$$\mu = 0.303 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.303 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.465 \\ Z = 146.52 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{13.94 \times 10^6}{348 \times 146.52} = 273.39 \text{ mm}^2.$$

Donc :  $A^u = 2.73 \text{ cm}^2$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} [1]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 21.73 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 0.21 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_s = \max (A^u; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (2.73; 0.21)$

Alors :

$$A_s = 2.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 1T12 + 3T10 = 1.13 + 2.36 = 3.49 \text{ cm}^2$$

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 0.21 < 3.49 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; b_0 / 15 ; \phi_{L_{\min}}) [1] \Rightarrow \min (20/35 ; 10/15 ; 10)$$

$$\Rightarrow \min (0.57 ; 0.66 ; 10)$$

Donc : on adopte :  $\phi_t \approx 6\text{mm}$

➤ **L'espace St:(BAEL91)**

$$S_t \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) [1] \Rightarrow \min (0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = (16.2; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

**c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau} [1]$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{14340}{1000 \times 180} = 0.079 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.079 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### III.5.5.3.2. Le ferrailage à ELS :

**a) En travée :**

**Tableau III.19 :** Les Résultats de ferrailage en travée de plancher étage courant.

$M_t(\text{KN.m})$	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$Z(\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
8.83	0.029	0.392	0.036	177.40	1.43	3.49

**b) En Appui :**

**Tableau III.20 :** Les Résultats de ferrailage en appui de plancher étage courant.

$M_a(\text{KN.m})$	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$Z(\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
10.08	0.219	0.392	0.31	157.68	1.83	3.49

### III.5.6. Vérification à ELS :

#### III.5.6.1. Vérification des contraintes :

##### a) En travée :

On doit vérifier que :

Pour le béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad [1]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \quad \text{MPa}$$

Pour l'acier:

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa} \quad [1]$$

##### • La contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 8.83 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 3.49 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$32.5y^2 + 15 \times 3.49 \times y - 15 \times 3.49 \times 18 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 353.67$$

$$y = 4.65 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 b \cdot y^3 + \eta A_{st} (d-y)^2 + \eta A_{sc} (d-y)^2 = 0$$

$$I = (65 \times 4.65^3) / 3 + 15 \times 3.49 (18 - 4.65)^2 = 11508.41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.83 \times 10^6 \times 46.5}{11508.41 \times 10^4} = 3.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.56 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

---

Donc : il n' y a pas risque de fissuration du béton en compression.

- **La contrainte de l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 8.83 \times 10^3 \times (18-4.65)}{11508.41} = 153.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

**b) En appui :**

- **La contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 10.08 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 3.49 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$32.5y^2 + 15 \times 3.49 \times y - 15 \times 3.49 \times 18 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 353.67$$

$$y = 4.65 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 b \cdot y^3 + \eta A_{st} (d-y)^2 + \eta A_{sc} (d-y)^2 = 0$$

$$I = (65 \times 4.65^3) / 3 + 15 \times 3.49 (18 - 4.65)^2 = 11508.41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.08 \times 10^6 \times 46.5}{11508.41 \times 10^4} = 4.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.07 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc : il n' y a pas risque de fissuration du béton en compression.

**La contrainte de l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 10.08 \times 10^3 \times (18-4.65)}{11508.41} = 175.39 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

**III.5.6.2. La vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$  [1]

Nous avons :

- $\frac{20}{487} = 0.041 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots$  non vérifiée.
- $\frac{3.49}{65 \times 18} = 0.0029 \leq \frac{4,2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots$  vérifiée.
- $\frac{20}{487} = 0.041 \geq \frac{9.93}{10 \times 21.91} = 0.045 \dots\dots\dots$  vérifiée.

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **(BAEL 91)** la flèche totale est :  $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$  [1]

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si : } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ si : } L > 5\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I_{\delta i}} \dots\dots\dots \text{Flèche due aux charges instantanées.} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I_{\delta v}} \dots\dots\dots \text{Flèche due aux charges différées.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas  $L = 5.05\text{m}$

Moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 3.49 \left(\frac{20}{2} - 18\right)^2 = 46683.73 \text{ cm}^2$$

### Chapitre III: Ferrailage des éléments non structuraux

Moment d'inertie fictif :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times Ft_{28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times Ft_{28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} = 0.4\lambda_i \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times Ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + Ft_{28}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{M \text{ ser}}{A_s \times Z} \text{ et :} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{bh + 15A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 3.49 \times 18}{65 \times 18 + 15 \times 3.49} \Rightarrow y = 10.68 \text{ cm}$$

$$Z = 18 - \frac{10.68}{3} = 14.44 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{9.93 \times 1000}{3.49 \times 14.44} = 197.04 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{3.49}{65 \times 18} = 0.0029$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0029 \times 197.04 + 2.1} = 0.23$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0029(2 + 3 \times \frac{10}{65})} = 14.7 \\ \lambda_v = 5.88 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{46683.73}{1 + 14.7 \times 0.23} = 10655.95 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 46683.73}{1 + 5.88 \times 0.23} = 21829.66 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{9.93 \times 4.87^2 \times 10^8}{10 \times 32164.2 \times 10655.95} = 6.87 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{9.93 \times 4.87^2 \times 10^8}{10 \times 10818.86 \times 21829.66} = 9.97 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Alors :  $\Delta\sigma_t = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_T = 9.97 - 6.87 = 3.10 \text{ mm} < \bar{f} = 0.5 + \frac{4870}{1000} = 5.37 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

#### III.5.7. Schéma de Ferrailage :

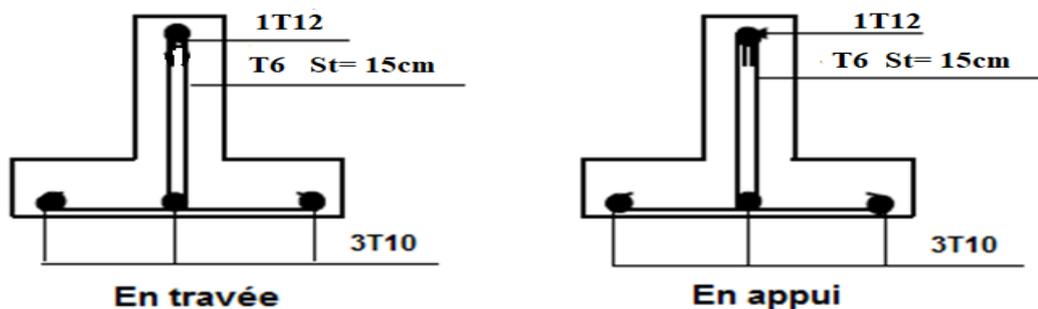


Figure III.25 : Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).

#### III.5.8. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm, Elle est armée par un treillis soudé de diamètre  $\Phi$ , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures verticales aux nervures.
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On a : Les armatures verticales aux nervures :  $A_1 = \frac{4L}{f_e}$  [1]

Avec :

$L = 65 \text{ cm}$  (Distance entre axes des poutrelles).

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$A_1$ : Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles.

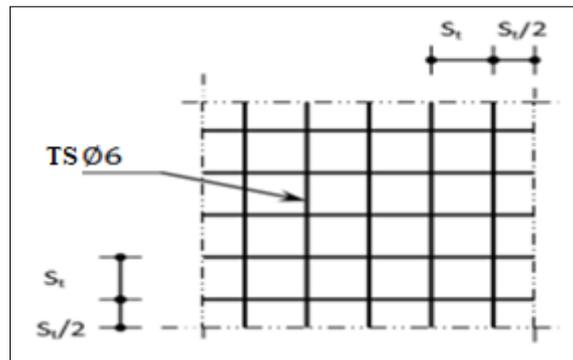
$$A_1 = \frac{4 \times 65}{400}$$

$$A_1 = 0.65 \text{ cm}^2$$

- Les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de  $\emptyset 6$  ( $20 \times 20$ ) cm<sup>2</sup>.



**Figure III.26 :** Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

#### III.6 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

# **CHAPITRE IV :**

# **Etude Sismique**

### IV.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

### IV.2. Objectif de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée.

### IV.3. Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée, le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### IV.3.1. Méthode statique équivalente :

##### IV.3.1.1. Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

## Chapitre IV : Etude Sismique

---

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- ✓ une ductilité suffisante.
- ✓ une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

### IV.3.1.2.Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur. [4]

### IV.3.1.3.Modélisation :

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté translation horizontal par niveau.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale. [4]

### IV.3.1.4. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :** tous groupes

**Zone II:** Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone III :** Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m. [4]

## Chapitre IV : Etude Sismique

---

### IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale :

#### IV.3.2.1.Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### IV.3.2.2.Modélisation :

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées. [4]

#### IV.3.2.3.Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

## Chapitre IV : Etude Sismique

---

### IV.3.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

#### IV.3.3.1.Principe de la méthode :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques par un personnel qualifié. [4]

#### IV.3.3.2.Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au préalable les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. [4]

### IV.4.Classification de l'ouvrage selon leur importance :

#### a) Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0: sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya MILA donc en **zone IIa**.

#### b) Classification de l'ouvrage selon son importance :

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (RPA 2003) chapitre 3 article 3.2 :

Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m dans **le groupe 2**

#### c) Classification du site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie  $S_3$ .

## Chapitre IV : Etude Sismique

### IV.5.Choix de la méthode de calcul :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan).

Cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2.b du RPA99/2003 (Zone IIa, et groupe d'usage 2,  $h=21.76 \text{ m} < 23\text{m}$ ), donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

### IV.6.Méthode statique équivalente :

#### IV.6.1.Calcul de la Force Sismique Totale :

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad [4] \quad \text{Avec :}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

#### V.6.1.1.Coefficient d'Accélération de Zone « A »:

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa.

**Tableau IV.1** : Coefficient d'Accélération de Zone A.

/	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Donc :  $A = 0.15$

## Chapitre IV : Etude Sismique

### IV.6.1.2. facteur d'amplification dynamique moyen « D » : [4]

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0 \leq T \leq T_2 \\ T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale.

$T_2$ : Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

#### Calcul de facteur de correction d'amortissement $\eta$ :

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique  $\xi$ .

- **Pourcentage d'Amortissement Critique  $\xi$ :**

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

**Tableau IV.2 :** Valeurs de  $\xi$  (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'après le Tableau  $\xi = 7 \%$

**Donc :**  $\eta = (7/(2+\xi))^{1/2}$

$$\eta = 1.84 \geq 0.7$$

## Chapitre IV : Etude Sismique

### Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.

$$T = T_{\min} \begin{cases} T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

On a :  $h_N = 21.76$  m

$C_T$  : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (dans notre cas on a Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Donc :  $C_T = 0.05$

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 21.76^{\frac{3}{4}}$$

Alors :  $T = 0.50$  sec

**Tableau IV.3** : Valeurs du coefficient  $C_T$ .

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	
2	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.085
3	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050
4		0.050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

D: dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

## Chapitre IV : Etude Sismique

---

$$\text{Sens X : } D_X = 28.00 \text{ m} \Rightarrow T = 0.09 \times \frac{21.76}{\sqrt{28.00}} \Rightarrow T_X = 0.37 \text{ s}$$

$$\text{Sens Y : } D_Y = 15.55 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T = 0.09 \times \frac{21.76}{\sqrt{15.55}} \Rightarrow T_Y = 0.49 \text{ s}$$

Pour calculer la période fondamentale on prend la petite valeur de T entre ces trois valeurs

Donc : **T = 0.37 s.**

### Calcul facteur d'Amplification D :

$T_1$  et  $T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

$$T_1=0.15 \text{ et } T_2=0.5 \text{ on obtient :}$$

#### Sens X :

$$T = \min (T ; T_X) \Rightarrow T = \min (0.50\text{s} ; 0.37\text{s})$$

$$\text{Alors : } T_{\text{empériq. X}} = 0.37\text{s}$$

$$\text{Et on à : } T_{\text{analytique X}} = 0.56\text{s}$$

$$1.3T_{\text{empériq. X}} \leq T_{\text{analytique X}} \Rightarrow T = 1.3T_{\text{empériq. X}}$$

$$\text{Donc : } T = 0.37 \text{ s}$$

La condition :  $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.37 \leq 0.5 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \Rightarrow D_X = 4.6$$

#### Sens Y :

$$T = \min (T ; T_Y) \Rightarrow T = \min (0.50\text{s} ; 0.49\text{s})$$

$$\text{Alors : } T_{\text{empériq. Y}} = 0.49\text{s}$$

$$\text{Et on à : } T_{\text{analytique Y}} = 0.56\text{s}$$

$$T_{\text{empériq. X}} \leq T_{\text{analytique X}} \leq 1.3T_{\text{empériq. X}} \Rightarrow T = T_{\text{empériq. X}}$$

$$\text{Donc : } T = 0.49 \text{ s}$$

La condition :  $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.49 \leq 0.5 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

## Chapitre IV : Etude Sismique

---

Donc :  $D = 2.5\eta \Rightarrow D_Y = 4.6$

### IV.6.1.3.Coefficient de Comportement Global de la Structure « R »: [4]

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 des RPA99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

**Tableau IV.4** : valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
<b>A</b>	<b><u>Béton armé</u></b>	
<b>1a</b>	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
<b>1b</b>	Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
<b>2</b>	Voiles porteurs	3.5
<b>3</b>	Noyau	3.5
<b>4a</b>	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
<b>4b</b>	Portiques contreventés par des voiles	4
<b>5</b>	Console verticale à masses réparties	2
<b>6</b>	Pendule inverse	2

## Chapitre IV : Etude Sismique

<b><u>B</u></b>	<b><u>Acier</u></b>	
7	Portiques auto-stables ductiles	6
8	Portiques auto-stables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<b><u>C</u></b>	<b><u>Maçonnerie</u></b>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5
<b><u>D</u></b>	<b><u>Autres systèmes</u></b>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	3.5
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	4
		2

Dans notre cas : pour un système de contreventement Portiques contreventés par des voiles

Alors :  $R = 3.5$

## Chapitre IV : Etude Sismique

---

### IV.6.1.4. Facteur de qualité « Q » : [4]

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 des RPA99/version 2003.

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois

Sens longitudinal : (7 travées)

$$4.00 / 3.70 = 1.08 < 1.5$$

$$3.70 / 3.60 = 1.02 < 1.5 \quad \Rightarrow \quad \text{Critère non observé } P_q = 0.05$$

$$3.6 / 5.05 = 0.71 < 1.5$$

$$5.05 / 3.60 = 1.40 < 1.5$$

$$3.60 / 3.70 = 0.97 < 1.5$$

$$3.70 / 4.00 = 0.92 < 1.5$$

Sens transversal : (3 travées)

$$4.35 / 3.70 = 1.17 < 1.5$$

$$3.70 / 5.55 = 0.66 < 1.5 \quad \Rightarrow \quad \text{Critère non observé } P_q = 0.05$$

- **Redondance en plan :**

Sens longitudinal

$$L_{\max} / L_{\min} = 5.05 / 3.60 = 1.40 < 1.5$$

## Chapitre IV : Etude Sismique

---

Donc : le critère est observé alors :  $P_q = 0$

### Sens transversal

$$L1 / L2 = 5.55 / 3.70 = 1.5 > 1.5$$

Donc : le critère est observé alors :  $P_q = 0$

- **Régularité en plan :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales L'excentricité ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur =  $28.00 / 15.55 = 1.80 < 4$  La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc : le critère est observé alors :  $P_q = 0$

- **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. La masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

Donc : la structure est classée régulièrement en élévation :  $P_q = 0$

- **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

Donc : le critère est non observé alors :  $P_q = 0.05$

## Chapitre IV : Etude Sismique

---

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. On considère que ce critère est observé :  $P_q = 0$

**Tableau IV.5 :** valeurs des pénalités  $P_q$ .

« Critère q »	Sens longitudinal	Sens transversal
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
$\sum P_q$	0.10	0.10

➤ Sens longitudinal  $\rightarrow Q = 1 + 0.10 = 1.10$

➤ Sens transversal  $\rightarrow Q = 1 + 0.10 = 1.10$

## Chapitre IV : Etude Sismique

---

### IV.6.1.5. Poids totale de la structure « W » : [4]

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. RPA99version2003

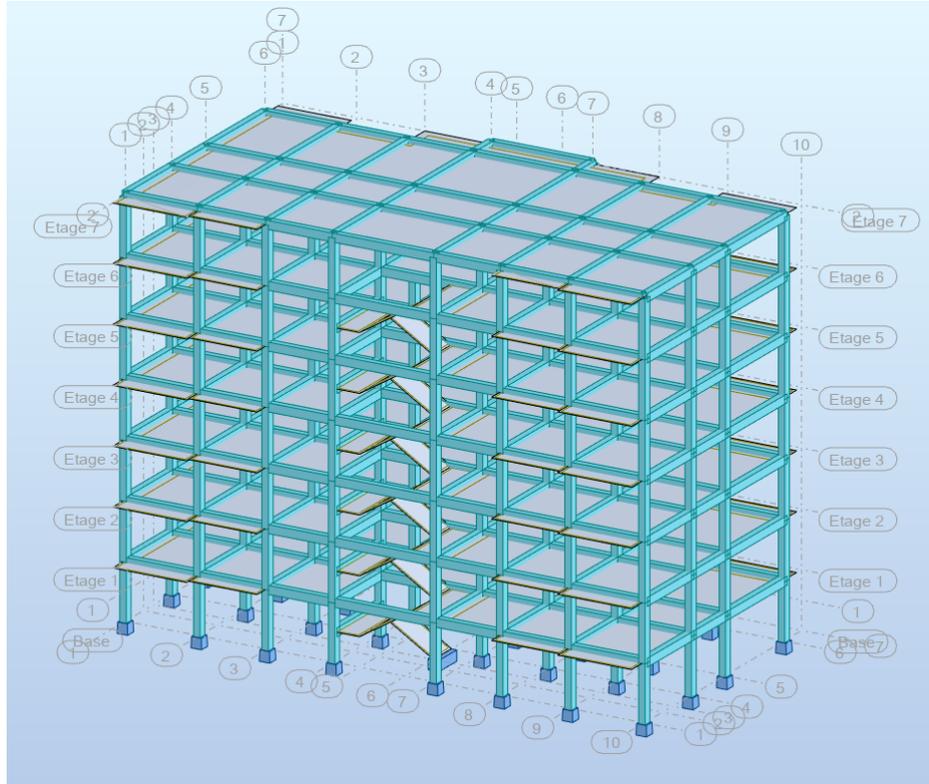
**Tableau IV.6** : Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$ .

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre cas :  $\beta = 0.20$

### IV.7. La Comportement de la structure :

- ✓ Les Périodes de vibration et les taux de participation des masses modales de la disposition adopté sont illustrés dans le tableau ci-dessous :



**Figure V.1 :** Structure sans voile.

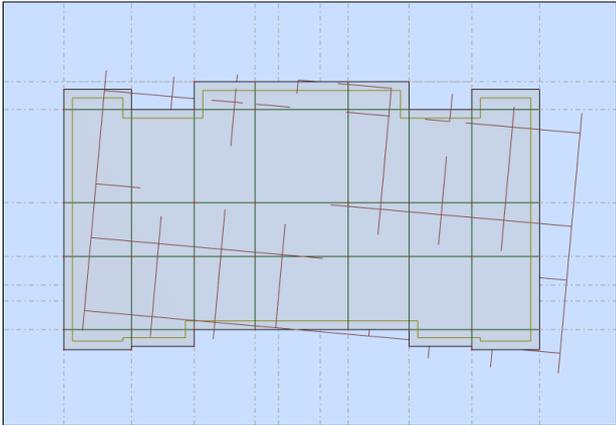
#### IV.7.1. La structure sans voiles :

- **Le comportement de la structure sans voiles :**

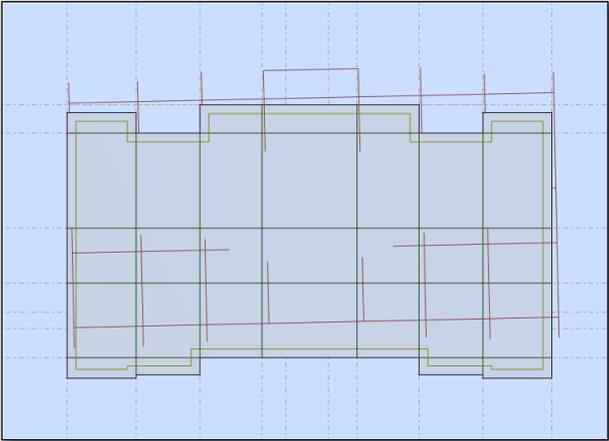
**Tableau IV.7 :** Le comportement de la structure sans voiles

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.94	67.25	0.37	67.25	0.37	3158905.96
2	0.89	68.48	78.89	1.23	78.52	3158905.96
3	0.84	82.81	80.56	14.32	1.67	3158905.96
4	0.31	91.39	80.56	8.59	0.01	3158905.96
5	0.29	91.45	90.95	0.06	10.39	3158905.96

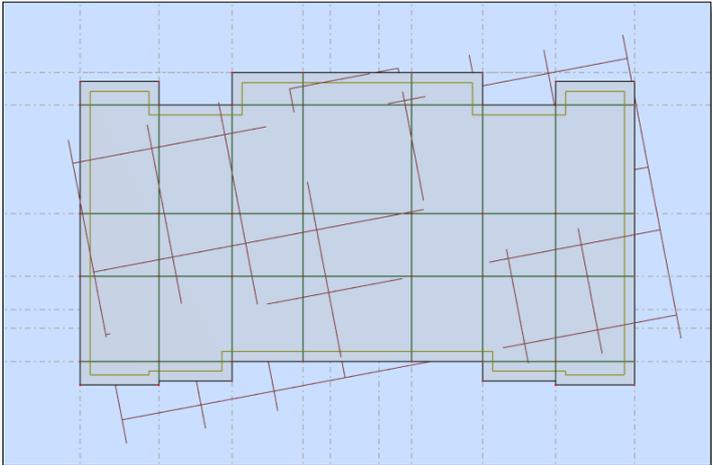
- Mode 01



- Mode 02



- Mode 03



## Chapitre IV : Etude Sismique

### IV.7.2. La structure avec voiles :

#### - La première dispositions

Pour obtenir l'aideur maximale à la torsion d'ensemble, il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur torsionnais à la structure soient portés le plus possibles vers le pourtour de la construction.

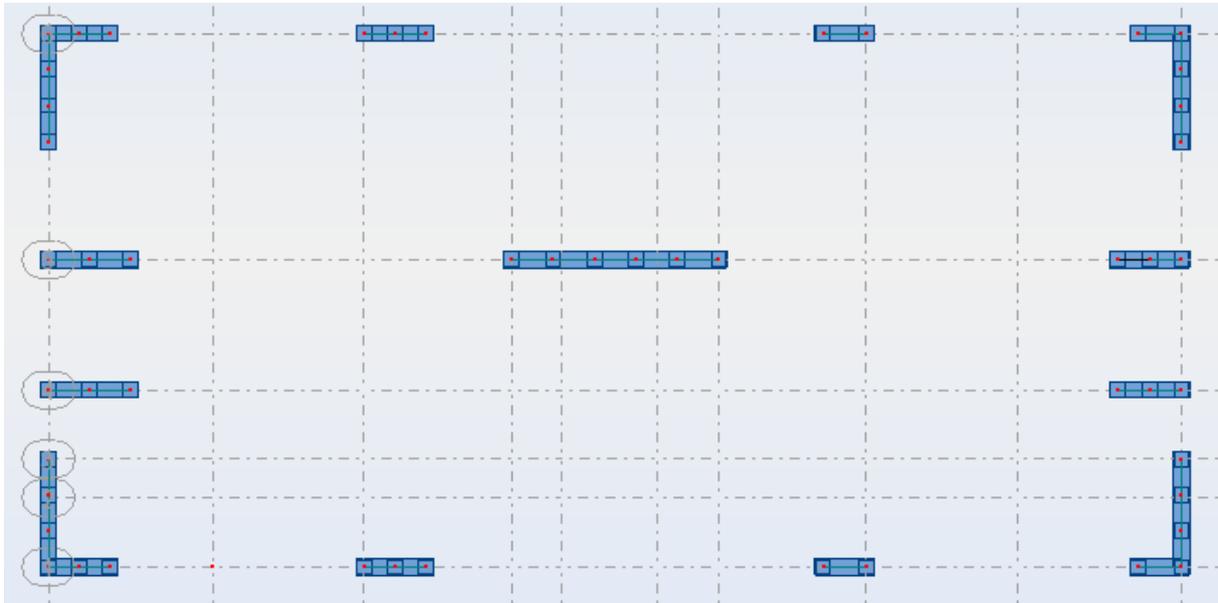
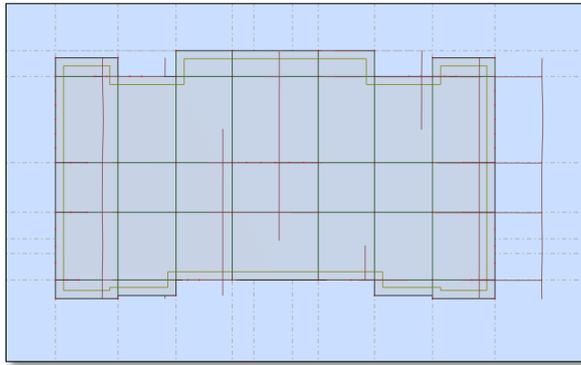


Figure V.2 : dispositions des voiles.

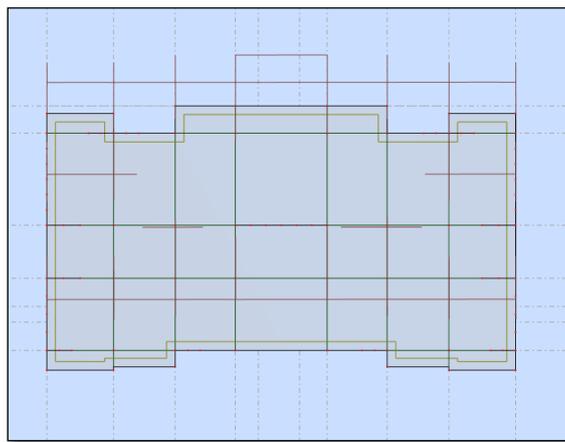
Tableau IV.8 : Le comportement de la structure avec voiles

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0,56	0,08	70,90	0,08	70,90	3052118,08
2	0,45	70,09	71,12	70,01	0,22	3052118,08
3	0,39	71,92	72,27	1,83	1,15	3052118,08
4	0,15	71,93	87,50	0,01	15,22	3052118,08
5	0,12	87,60	87,51	15,67	0,01	3052118,08
6	0,10	87,72	87,71	0,12	0,20	3052118,08
7	0,08	87,72	87,71	0,00	0,00	3052118,08
8	0,07	87,72	87,71	0,00	0,00	3052118,08
-	-	-	-	-	-	-
15	0,06	92,01	93,59	2,31	0,00	3052118,08

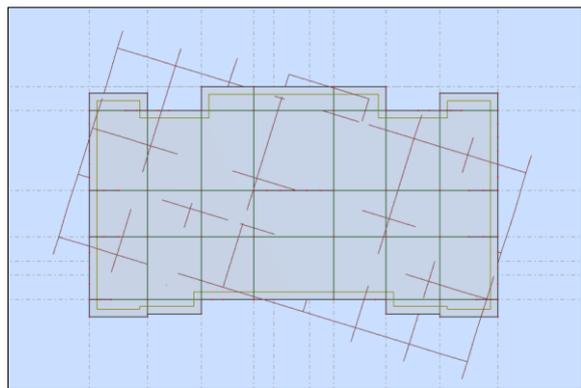
Mod 01



Mod 02



Mod 03

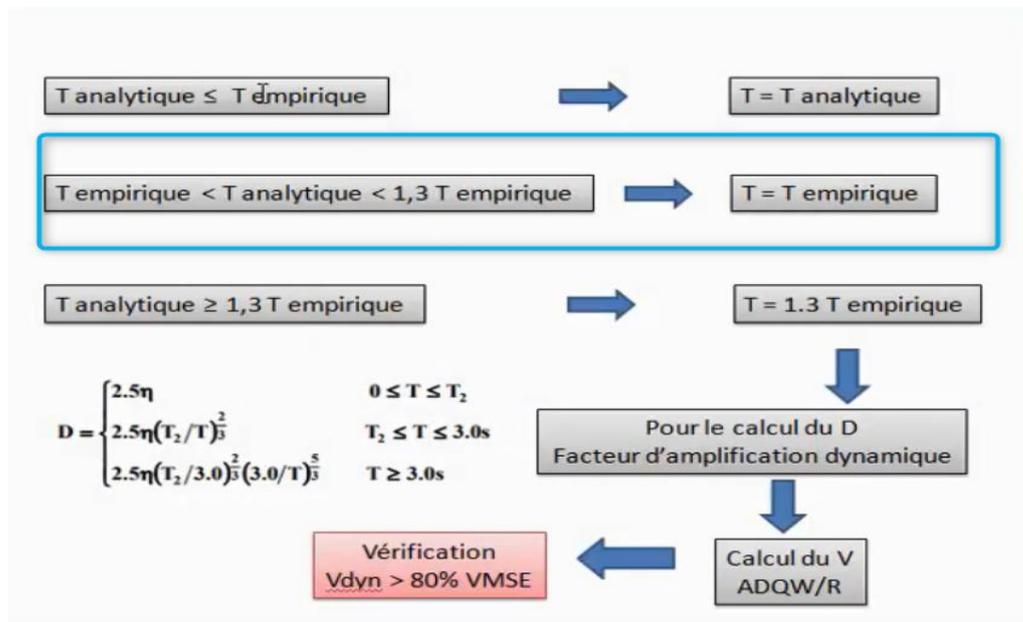


- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0,56$  s.
- ✓ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation.
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

## Chapitre IV : Etude Sismique

- ✓ On doit retenir les 15 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).
- ✓ Poids total de la structure :

$$\sum W_i = 3052118,08 \text{ kg} = 30521,18 \text{ Kn}$$



La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{dynamique} > 80\% V_{statique} \quad \text{Avec :}$$

$V_{dynamique}$ : la résultante des forces sismique à la base.

$V_{statique}$  : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si :  $V_{dynamique} < 0,80 V_{statique}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,) Dans le rapport  $0,8 V_{statique}/V_{dynamique}$  .

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0,15 \times 4,6 \times 1,10}{3,5} \times 30521,18 \Rightarrow V_x = 6618,74 \text{ KN}$$

$$0,8 V_x = 5294,99 \text{ KN.}$$

## Chapitre IV : Etude Sismique

Sens Y:

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 4.6 \times 1.10}{3.5} \times 36249.16 \Rightarrow V_y = 6618,74 \text{ KN}$$

$$0.8VY = 5294,99 \text{ KN.}$$

- Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

$$V_x = V_y = 7860.88 \text{ KN}$$

**Tableau IV.9 :** Vérification de l'effort tranchant à la base

Les sens	0.8V <sub>statique</sub> (KN)	V <sub>dynamique</sub> (KN)	V <sub>dynamique</sub> > 80% V <sub>statique</sub>	80% V <sub>sta</sub> / V <sub>dyna</sub>
Suivant X	5294,99	2875,38	Condition non vérifiée	1.85
Suivant Y	5294,99	2682,97	Condition non vérifiée	1.99

❖ Appre la majoration de la charge sismique (**1.85EX ; 1.99EY**) :

**Tableau IV.10 :** Vérification de l'effort tranchant à la base Appre la majoration de la charge sismique.

Les sens	0.8V <sub>statique</sub> (KN)	V <sub>dynamique</sub> (KN)	V <sub>dynamique</sub> > 80% V <sub>statique</sub>
Suivant X	5294,99	5319,45	Condition vérifiée
Suivant Y	5294,99	5339,11	Condition vérifiée

### V.8.L'effort tranchant de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j} \dots \dots \dots (4-11 \text{ RPA99 version 2003}) \quad [4]$$

Avec :

La force  $F_i$  concentrée au sommet de la structure :

$$T < 0,7s \Rightarrow F_{tx} = F_{ty} = 0$$

## Chapitre IV : Etude Sismique

**Tableau V.11** : La force sismique de chaque niveau.

Niveau	Force $F_x$ (KN)	Force $F_y$ (KN)
<b>RDC</b>	93.06	79.3
<b>1</b>	221.38	205.66
<b>2</b>	308.83	305.95
<b>3</b>	397.13	412.57
<b>4</b>	512.03	527.72
<b>5</b>	672.29	670.4
<b>6</b>	911,67	905,36

### V.9.Vérification des déplacements :

On doit vérifier que :  $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$

Le RPA (art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » selon la formule suivant :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donné par le RPA dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ .

R : Coefficient de comportement (R=3.5).

Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage (RPA art

$$5-10) \quad \bar{\Delta} = \frac{h_e}{100} = \frac{306}{100} = 3.06 \text{ cm}$$

**Tableau V.12** : Vérification des déplacements inter étages du bloc.

Etage	R	$\delta_{ek}^x (cm)$ $\times R$	$\delta_{ek}^y (cm)$ $\times R$	$\Delta_k^x (cm) \times R$	$\Delta_k^y (cm) \times R$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
RDC	3.5	0.36	0.25	0.36	0.25	3.06	Vérifier
1	3.5	1.04	0.68	0.68	0.43	3.06	vérifier
2	3.5	1.88	1.22	0.83	0.54	3.06	vérifier
3	3.5	2.77	1.82	0.89	0.60	3.06	vérifier

## Chapitre IV : Etude Sismique

4	3.5	3.70	2.47	0.93	0.64	3.06	vérifier
5	3.5	4.58	3.10	0.88	0.64	3.06	vérifier
6	3.5	5.39	3.71	0.81	0.60	3.06	vérifier

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposés par le « RPA99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

### V.10. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ:

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 \dots \dots \dots \text{(article 5.6.R.P.A 2003 ) [4]}$$

Avec :

$P_K$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$ : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

$h_K$ : Hauteur de l'étage "K"

- Si  $0,10 < \theta_K \leq 0,20$ , Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si  $\theta_K > 0,20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

## Chapitre IV : Etude Sismique

### ➤ Sens XX :

**Tableau V.13 :** Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens xx.

Etage	P kn	ΔX m	VX kn	H m	θX	Vérification
RDC	31492.12	0.0036	6415.01	3.06	0.0058	OK
1	26641.75	0.0068	6229.49	3.06	0.0095	OK
2	22109.38	0.0083	5804.83	3.06	0.0103	OK
3	17577.01	0.0089	5170.93	3.06	0.0099	OK
4	13124.58	0.0093	4335.08	3.06	0.0092	OK
5	8821.89	0.0088	3296.03	3.06	0.0077	OK
6	4526.7	0.0081	1946.37	3.06	0.0062	OK

### ➤ Sens YY :

**Tableau V.14 :** Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens yy.

Etage	P kn	ΔY m	VY kn	H m	θY	Vérification
RDC	31492.12	0.0025	6444.99	3.74	0.0040	OK
1	26641.75	0.0043	6218.54	3.06	0.0060	OK
2	22109.38	0.0054	5761.43	3.06	0.0068	OK
3	17577.01	0.006	5132.45	3.06	0.0067	OK
4	13124.58	0.0064	4332.16	3.06	0.0063	OK
5	8821.89	0.0064	3338.52	3.06	0.0055	OK
6	4526.7	0.006	1998.93	3.06	0.0044	OK

Donc : Les résultats de vérification montrent que les déplacements relatifs inter-étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage, donc l'effet P-Δ est négligé.

### **V.11.Vérification de l'effort normal réduit :**

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante : 
$$N_{rd} = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad [4]$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton.

## Chapitre IV : Etude Sismique

**Tableau V.15 :** Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

	B cm2	N KN	F <sub>c28</sub>	N <sub>rd</sub>	
Poteau 35*45	35×45	2174.29	25	0.55	C.N.V

On augmente la section des poteaux de

- *RDC a 6ème (40\*40).*

	B cm2	N KN	F <sub>c28</sub>	N <sub>rd</sub>	
Poteau 45*55	40×40	1488,71	25	0.25	Cv

### V.12.Vérification le Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0,56	0,08	70,90	0,08	70,90	3052118,08
2	0,45	70,09	71,12	70,01	0,22	3052118,08
3	0,39	71,92	72,27	1,83	1,15	3052118,08
4	0,15	71,93	87,50	0,01	15,22	3052118,08
5	0,12	87,60	87,51	15,67	0,01	3052118,08
6	0,10	87,72	87,71	0,12	0,20	3052118,08
7	0,08	87,72	87,71	0,00	0,00	3052118,08
8	0,07	87,72	87,71	0,00	0,00	3052118,08
-	-	-	-	-	-	-
15	0,06	92,01	93,59	2,31	0,00	3052118,08

**Tableau V.16:** La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.

## Chapitre IV : Etude Sismique

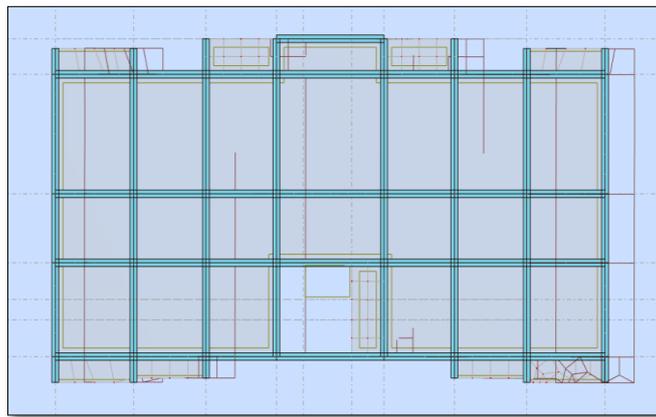
---

On remarque qu'il n'y a pas de couplage entre les degrés de liberté de translation et de rotation, donc pas de torsion du bâtiment.

D'autre part, on constate que les 19 modes premières de Vibration doivent être incluses dans le calcul pour avoir un pourcentage de participation modale supérieur à 90%

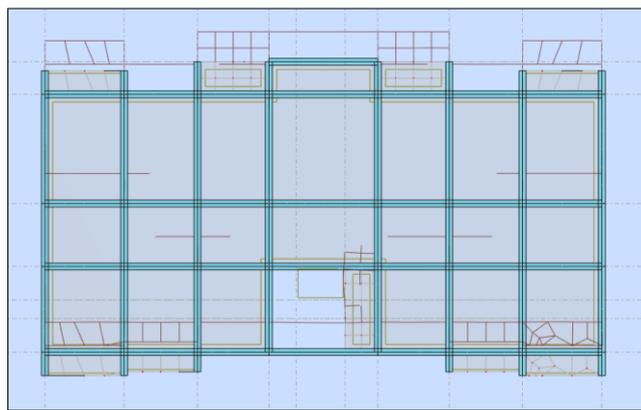
### V.13.Vérification de la période :

- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe Y ça période est de 0.56 s



**Figure V.3 :** translation de bâtiment selon l'axe Y.

- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe X ça période est de 0.45 s



**Figure V.4 :** translation de bâtiment selon l'axe X.

- Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z ça période est de 0.39 s

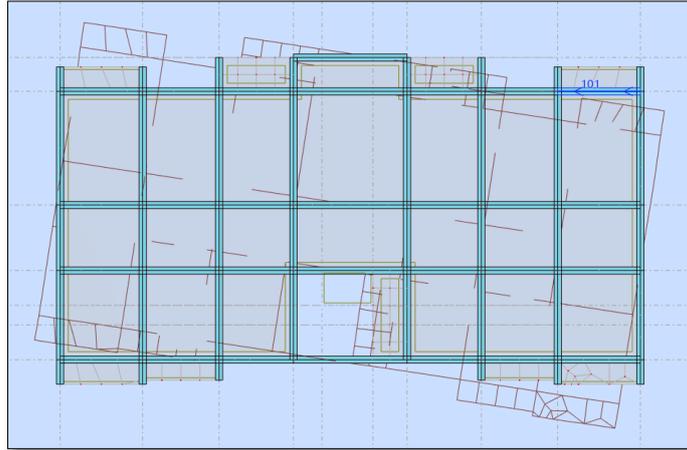


Figure V.5 : rotation de bâtiment autour de l'axe Z.

### V.14. Les Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveau.

#### a) centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées ( $X_G$ ,  $Y_G$ ) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$M_i$ : La masse de l'élément « i ».

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$\begin{cases} X_G \\ Y_G \end{cases}$  : Les Coordonnées de l'élément « i ».

#### b) Centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.

## Chapitre IV : Etude Sismique

---

- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05 L$ , ( $L$  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.

**Tableau V.17 :** Les valeurs de Centre de masse et de torsion.

Niveau	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$X_t$ (m)	$Y_t$ (m)
<b>RDC</b>	13.32	9.81	13.32	9.84
<b>1</b>	13.32	9.67	13.32	9.84
<b>2</b>	13.32	9.81	13.32	9.84
<b>3</b>	13.32	9.81	13.32	9.84
<b>4</b>	13.32	9.81	13.32	9.84
<b>5</b>	13.32	9.81	13.32	9.84
<b>6</b>	13.32	9.51	13.32	9.82

### ❖ Calcul de l'excentricité:

- Excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_t| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_t|$$

- Excentricité accidentelle: RPA99 (version 2003) Article (4.2.7)

$$e_{acc} = 0.05L \quad [4]$$

**Tableau V.18** : Les résultats de l'excentricité.

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité	
	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)	Sens-x	Sens-y	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
<b>RDC</b>	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33
<b>1</b>	0	0.17	0.982	1.33	0.982	1.33
<b>2</b>	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33
<b>3</b>	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33
<b>4</b>	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33
<b>5</b>	0	0.03	0.982	1.33	0.982	1.33
<b>6</b>	0	0.31	0.982	1.33	0.982	1.33

### V.15.Vérification au renversement :

a) Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

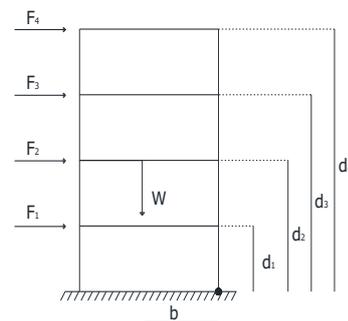
Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.  $M_s > M_r$

Avec :

$M_s$  : moment stabilisant

$M_r$  : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement



$$\checkmark \quad M_{\text{renversement}} = \sum_{n=1}^n F_i \times d_i$$

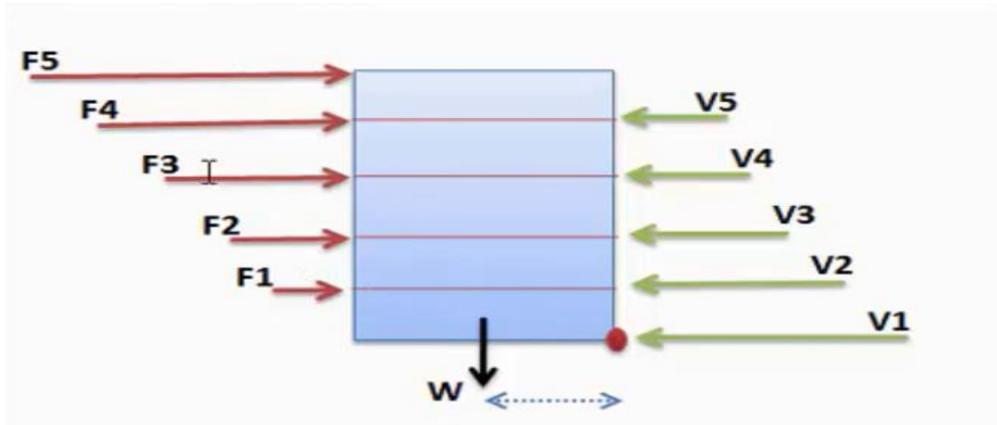
$$\checkmark \quad M_{\text{stabilisant}} = W \times b$$

$b$  : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y ( $X_g$  ;  $Y_g$ ).

Il faut vérifier que :

## Chapitre IV : Etude Sismique

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1,5$$



X-X

ETAGE	V <sub>x</sub> (KN)	f <sub>x</sub>	h (m)	W (KN)	X <sub>g</sub> (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	6415.01	33197.74	3.06	37373.41	14.04	101585.1	524722.67	OK
1	6229.49	26782.73	6.12			163910.3		OK
2	5804.83	20553.24	9.18			188678.7		OK
3	5170.93	14748.41	12.24			180520.5		OK
4	4335.08	9577.48	15.3			146535.4		OK
5	3296.03	5242.4	18.36			96250.5		OK
6	1946.37	1946.37	21.42			41691.2		OK

Tableau V.19. Vérification au renversement sens xx

y-y

ETAGE	V <sub>y</sub> (KN)	f <sub>y</sub>	h (m)	W (KN)	Y <sub>g</sub> (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	6444.99	33227.02	3.06	37373.41	6.71	101674.7	250775.58	OK
1	6218.54	26782.03	6.12			163906.0		OK
2	5761.43	20563.49	9.18			188772.8		OK
3	5132.45	14802.06	12.24			181177.2		OK
4	4332.16	9669.61	15.3			147945.0		OK
5	3338.52	5337.45	18.36			97995.6		OK
6	1998.93	1998.93	21.42			42817.1		OK

Tableau V.20. Vérification au renversement sens yy

### V.16.Conclusion :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

# **CHAPITRE V :**

## **Ferraillage des éléments porteurs**

### V.1.Introduction :

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude vue le rôle important que joue ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales.

L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités, doit être conformes aux règlements de calcul et de conception « RPA 99 VERSION 2003 ; CBA 93 ».

Ce qui nous intéresse dans l'étude des portiques c'est la distribution des charges (horizontales et verticales) aux portiques et voiles, cette étude sera effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel «ROBOT».

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

### V.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux, elles sont sollicitées à la flexion simple.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

La section d'armature finale :  $A = \max (A_{\text{calcul}}; A_{\text{min}}; A_{\text{RPA}})$  tel que :

$A_{\text{calcul}}$  : section d'armature calculée en flexion simple.

$A_{\text{min}}$ : Condition de non fragilité :  $A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{\text{RPA}}$  : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.5.2.1 P63).

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

#### V.2.1.Les combinaisons de calcul :

- ✓  $1.35 G + 1.5 Q$  ..... Selon BAEL91.
- ✓  $G + Q \pm E$  ..... Selon RPA2003.
- ✓  $0.8 G \pm E$  ..... Selon RPA2003.

### V.2.2. Ferrailage des poutres principales :

$$b = 35 \text{ cm} \quad ; \quad h = 45 \text{ cm} \quad ; \quad c = 3 \text{ cm} \quad ; \quad d = 42 \text{ cm}$$

a) **En travée:**(1.35G+1.5Q)

$$M_t = 79.10 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu = \frac{79.10 \times 10^6}{14.16 \times 350 \times 420^2} = 0.090 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.090 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\mu = 0.090 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.090 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.118 \\ Z = 400.17 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{calcul} = \frac{79.10 \times 10^6}{348 \times 400.17} = 568 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A_{calcul} = 5.68 \text{ cm}^2$$

b) **Sur appui :**(G+Q±E)

$$M_a^{\max} = 174.10 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{174.10 \times 10^6}{14.16 \times 350 \times 420^2} = 0.199 / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.199 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.199 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.280 \\ Z = 386.56 \text{ mm} \end{cases}$$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\Rightarrow A_{\text{calcul}} = \frac{174.10 \times 10^6}{348 \times 386.56} = 1294.20 \text{ mm}^2$$

Donc :  $A_{\text{calcul}} = 12.94 \text{ cm}^2$

• **Calcul de la section minimale ( $A_{\text{min}}$ ) :**

$$A_{\text{min(BAEL)}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\text{min(BAEL)}} \geq 0.23 \times 350 \times 420 \times \frac{2.1}{400} = 177.50 \text{ mm}^2$$

$A_{\text{min(BAEL)}} = 1.77 \text{ cm}^2$  .....BAE(Art A.4.2.1).

$A_{\text{min(RPA)}} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 \times 35 \times 45 = 7.8 \text{ cm}^2$  .....RPA (Art7.5.2.1).

**Tableau V.1 :** Les Résultats de ferrailage des poutres principales à ELU.

Section	Position	$M_{\text{max}}$ (KN.m)	$A_{\text{calcul}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )		$A_{\text{max}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adopt}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
				$A_{\text{BAEL}}$	$A_{\text{RPA}}$			
Poutre principale	Travée	79.10	5.68	1.77	7.8	7.8	9.24	6T14
	Appui	174.10	12.94	1.77	7.8	12.94	13.86	6T14+3T14

✓ **Remarque :**

On a dans notre bâtiment des travées de grande longueur ( $L = 5.55 \text{ m}$ ) alors nous doivent renforcer la zone de travée par des barres T12

Donc : Le ferrailage En travée est : 6T14+3T12

❖ **Vérification pour les poutres principales :**

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) : [4]

$$0.5\% (b \times h) = 7.8 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

- 4 %  $b \times h$  en zone courante ( $A_{s \text{ max}} = 63 \text{ cm}^2$ ) .....condition vérifiée.
- 6 %  $b \times h$  en zone de recouvrement ( $A_{s \text{ max}} = 94.5 \text{ cm}^2$ ) .....condition vérifiée.

Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$A_{\text{min}} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.77 < 9.24$  .....condition vérifiée.

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

---

### ❖ Armatures transversales :

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \varnothing_1) \text{ cm} \Rightarrow \varnothing_t = \text{Min} (45/35 ; 35/10 ; 1.2)$$

On prend :  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

✓ D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimale est de :  $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b$

#### • Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\varnothing_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (45/4 ; 12 \times 1.2) = 11.25 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$\text{On adopte : } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

#### • Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$\text{On adopte : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

### ❖ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \text{min} (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \text{min} (3.33\text{MPa} ; 5 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{130.61 \times 10^3}{350 \times 420} = 0.888 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.888\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

### ❖ Le ferrailage à ELS :

#### a) En travée :

**Tableau V.2 :** Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS.

$M_t(\text{KN.m})$	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$Z(\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
57.81	0.066	0.392	0.085	405.72	4.09	4.62

#### b) En Appui :

**Tableau V.3 :** Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS.

$M_a(\text{KN.m})$	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	$Z(\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
9.42	0.010	0.392	0.012	417.98	0.64	2.36

### V.2.2.1. Vérification à L'ELS :

#### ❖ Vérification des contraintes:

**Tableau V.4 :** Vérification des contraintes à ELS.

<b>Moment service</b>	$M_{\text{ser}}$	57.81 KN.m
<b>Position de l'axe neutre</b>	$1/2 by^2 - 15A_{\text{st}}(d-y) = 0$	$y = 14.70 \text{ cm}$
<b>Moment d'inertie</b>	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{\text{st}}(d-y)^2 = 0$	$I = 140356.62 \text{ cm}^4$
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I}$	$\sigma_{\text{bc}} = 6.05 \text{ MPa}$
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_{\text{st}} = \frac{\eta M_{\text{ser}}(d-y)}{I}$	$\sigma_{\text{st}} = 168.66 \text{ MPa}$
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_{\text{bc}} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.60 f_{c28}$	$6.05 \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$
<b>vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_{\text{st}} \leq \bar{\sigma}_{\text{st}} = f_e / \delta_s$	$168.66 \leq 348 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$

#### ❖ La vérification de la flèche : [1]

**Tableau V.5 :** La vérification de la flèche.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	0.081	0.0625	vérifiée
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$	0.006	0.010	vérifiée
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$	0.081	0.090	vérifiée

V.2.2.2. Schéma de ferrailage :

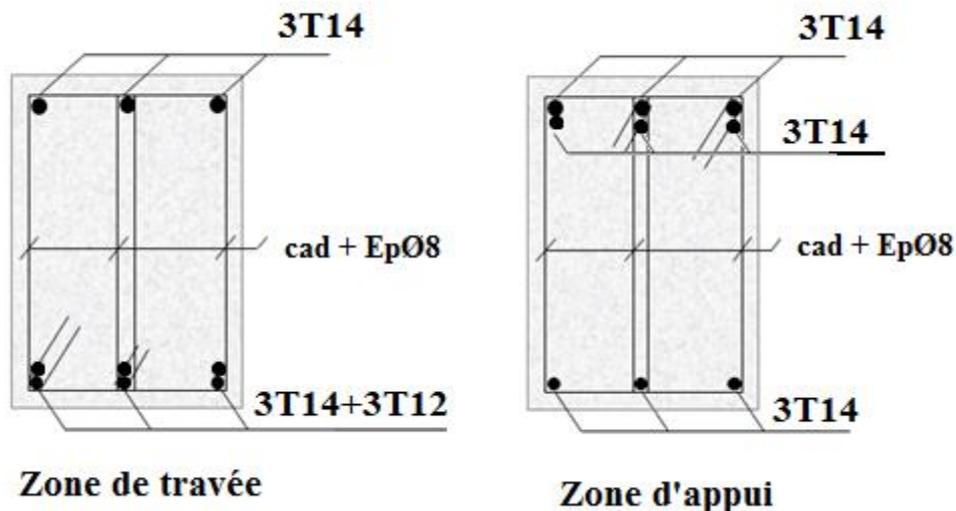


Figure V.1 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.

V.2.3. Le ferrailage des poutres secondaire :

$b = 35 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$  ;  $d = 42 \text{ cm}$

a) En travée:  $(1.35G + 1.5Q)$

$$M_t = 57.10 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} [1] \Rightarrow \mu = \frac{57.10 \times 10^6}{14.16 \times 350 \times 420^2} = 0.065 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.065 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ )

$$\mu = 0.065 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.065 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.084 \\ Z = 405.88 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{calcul} = \frac{57.10 \times 10^6}{348 \times 405.88} = 404.25 \text{ mm}^2.$$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

Donc :  $A_{\text{calcul}} = 4.04 \text{ cm}^2$

**b) Sur appui : (G+Q±E)**

$$M_a^{\text{max}} = 117.21 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{117.21 \times 10^6}{14.16 \times 350 \times 420^2} = 0.134 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.134 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.134 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.180 \\ Z = 389.76 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{117.21 \times 10^6}{348 \times 389.76} = 864.14 \text{ mm}^2$$

Donc :  $A_{\text{calcul}} = 8.64 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul de la section minimale ( $A_{\text{min}}$ ) :**

$$A_{\text{BAEL}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\text{BAEL}} \geq 0.23 \times 350 \times 420 \times \frac{2.1}{400} = 177.50 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{BAEL}} = 1.77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAEL (Art A.4.2.1)}$$

$$A_{\text{RPA}} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 \times 35 \times 45 = 7.87 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{RPA (Art 7.5.2.1)}$$

**Tableau V.6 : Les Résultats de ferrailage des poutres secondaires à ELU.**

section	Position	$M_{\text{max}}$ (KN.m)	$A_{\text{calcul}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )		$A_{\text{max}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adopt}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
				$A_{\text{BAEL}}$	$A_{\text{RPA}}$			
Poutre secondaire	Travée	57.10	4.04	1.77	7.87	7.87	8.01	3T14+3T12
	Appui	117.21	8.64	1.77	7.87	8.64	9.24	6T14

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

---

### ✓ Remarque :

On a dans notre bâtiment des travées de grande longueur ( $L = 5.05$  m) alors nous devons renforcer la zone de travée par des barres 6T12

Donc : Le ferrailage En travée est : 6T12

### ❖ Vérification pour les poutres secondaires :

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) : [4]

$$0.5\% (b \times h) = 7.87 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 : [4]

- 4 %  $b \times h$  en zone courante ( $A_{s \max} = 63 \text{ cm}^2$ ) .....condition vérifiée.

- 6 %  $b \times h$  en zone de recouvrement ( $A_{s \max} = 94.5 \text{ cm}^2$ ) .....condition vérifiée.

Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$A_{\min} < A_{\text{adopté}} \Rightarrow 1.77 < 8.01$  .....condition vérifiée.

### ❖ Armatures transversales :

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \varnothing_1) \text{ cm} \Rightarrow \varnothing_t = \text{Min} (45/35 ; 35/10 ; 1.6)$$

On prend :  $\varnothing_t = 8$  mm

✓ D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimale est de :  $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b$  [4]

#### • Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12 \varnothing_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (45/4 ; 12 \times 1.6) = 11.25 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de  $S_t = 10$  cm

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T8 = 1.51 cm<sup>2</sup>

#### • Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de  $S_t = 15$  cm

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

### ❖ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33\text{MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{86.31 \times 10^3}{350 \times 420} = 0.587\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.587 \text{ MPa} < 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### ❖ Le ferrailage à ELS :

#### a) En travée :

**Tableau V.7 :** Les Résultats de ferrailage en travée des poutres secondaires à ELS.

$M_t(\text{KN.m})$	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	Z (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
41.25	0.047	0.392	0.060	409.92	2.89	4.71

#### b) En Appui :

**Tableau V.8 :** Les Résultats du ferrailage en appui des poutres secondaires à ELS.

$M_a(\text{KN.m})$	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	Z (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
120.80	0.138	0.392	0.186	388.75	8.92	9.24

### V.2.3.1. Vérification à L'ELS :

#### ❖ Vérification des contraintes:

**Tableau V.9 :** Vérification des contraintes à ELS.

<b>Moment service</b>	$M_{\text{ser}}$	<b>41.25 KN.m</b>
<b>Position de l'axe neutre</b>	$1/2 by^2 - 15A_{\text{st}}(d-y) = 0$	$y = 13.89 \text{ cm}$
<b>Moment d'inertie</b>	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{\text{st}}(d-y)^2 = 0$	$I = 126203.82 \text{ cm}^4$
<b>Contrainte dans le béton</b>	$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 4.53 \text{ MPa}$
<b>Contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{\text{ser}}(d-y)}{I}$	$\sigma_{st} = 137.81 \text{ MPa}$
<b>Vérification de contrainte dans le béton</b>	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$	$4.53 \leq 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

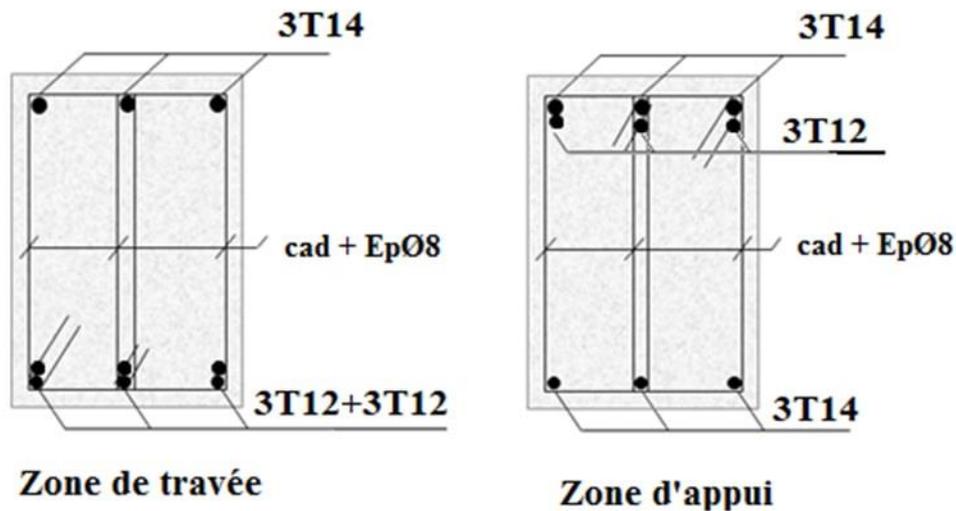
<b>vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier</b>	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta_s$	137.81 ≤ 348 MPa...vérifiée
---	---	-----------------------------

### ❖ La vérification de la flèche :

**Tableau V.10 :** La vérification de la flèche.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	0.081	0.0625	vérifiée
$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$	0.005	0.010	vérifiée
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$	0.081	0.025	vérifiée

### V.2.3.2. Schéma de ferrailage :



**Figure V.2 :** Schéma de ferrailage de La poutre Secondaire.

## V.3. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent et distribuent les charges vers les fondations, ils sont soumis à des efforts normaux de compression et à des moments fléchissant, donc ils sont sollicités à la flexion composée dans les deux sens. [5]

### V.3.1. Les Combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

- Selon BAEL 91 :

ELU : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$  ..... (1)

- Selon le R.P.A 99 :

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$G+Q\pm E$ .....(2)

$0.8G\pm E$ .....(3)

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

### V.3.2.Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique.

IIa est limité par :

- $A_{\max} = A_s/b \times h < 3\%$  en zone courante.
- $A_{\max} = A_s/b \times h < 6\%$  en zone recouvrement.
- $A_{\min} = A_s > 0.8 \% b \times h$  (zone IIa).
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi_L$ .
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

### V.3.3.Le ferrailage des poteaux (40×40) :

#### V.3.3.1.Les Sollicitations :

**Tableau V.11** : Les Sollicitations des poteaux (40×40) trouvées par le ROBOT.

Sollicitation		N ( KN )	M( N.m)
$N_{\max}$	$M_{\text{cor}}$	1385.30	20
$N_{\min}$	$M_{\text{cor}}$	21.58	34.01
$N_{\text{cor}}$	$M_{\max}$	366.10	92.94

### V.3.3.2. Le Ferrailage :

#### ❖ Armatures longitudinales :

$$b = 40 \text{ cm} \quad ; \quad h = 40 \text{ cm} \quad ; \quad d = 37 \text{ cm} \quad ; \quad d' = 3 \text{ cm}$$

#### ✓ Cas 01 :

$$N_{\max} = 1385.30 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corre}} = 20 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{20}{1385.30} = 0.014 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.4}{2} \Rightarrow 0.014 < 0.2 \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif ( $M_f$ ):

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 20 + 1385.30 \times \left( 0.37 - \frac{0.4}{2} \right)$$

$$M_f = 255.50 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.16 \times 10^3 = 708.45 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 1385.30 \times (0.4 - 0.03) - 255.50 = 257.06 \text{ KN.m}$$

On a :  $A \geq B \Rightarrow$  section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 1385.30 \text{ KN} \quad ; \quad M_f = 255.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{255.50 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 37^2} = 0.329 / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0.343 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

---

$$0.329 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_1$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.329 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.51 \\ Z = 294.52 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{calcul} = \frac{255.50 \times 10^6}{348 \times 294.52} = 2493.02 \text{ mm}^2$$

$$A_{calcul} = 24.93 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 2493.02 - \frac{1385.30 \times 10^3}{348} = -1487.72 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$ : il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

### ✓ Cas 02 :

$$N_{min} = 21.58 \text{ KN} \quad ; \quad M_{max} = 3.45 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.45}{21.58} = 0.159 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} \Rightarrow 0.159 < 0.20 \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif ( $M_f$ ):

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 3.45 + 21.58 \left( 0.37 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 7.11 \text{ KN.m}$$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

---

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.40 \times 0.40 \times 14.16 \times 10^3 = 708.45 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 21.58 \times (0.37 - 0.03) - 7.11 = 0.227 \text{ KN.m}$$

On a :  $A \geq B \Rightarrow$  section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 21.58 \text{ KN} ; M_f = 7.11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [1] \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{7.11 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 370^2} = 0.009 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0.009 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$0.009 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_{lim}$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.009 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.011 \\ Z = 368.37 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{calcul} = \frac{7.11 \times 10^6}{348 \times 368.37} = 55.46 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{calcul} = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 55.46 - \frac{21.58 \times 10^3}{348} = -6.55 \text{ mm}^2$$

$$A = 0 \text{ cm}^2$$

Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

✓ **Cas 03 :**

$$N_{corre} = 366.10 \text{ KN} ; M_{max} = 92.94 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{92.94}{366.10} = 0.25 \text{ m}$$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

---

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} \Rightarrow 0.25 < 0.20 \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif ( $M_f$ ):

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 92.94 + 366.10 \left( 0.37 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 155.17 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.40 \times 0.40 \times 14.16 \times 10^3 = 708.45 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 366.10 \times (0.37 - 0.03) - 155.17 = -30.69 \text{ KN.m}$$

On a :  $A \geq B \Rightarrow$  section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 366.10 \text{ KN} ; M_f = 155.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{155.17 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 370^2} = 0.200 / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0.200 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$0.200 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_{lim}$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.200 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.281 \\ Z = 328.41 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

$$\Rightarrow A_{\text{calcul}} = \frac{155.17 \times 10^6}{348 \times 328.41} = 1357.72 \text{ mm}^2.$$

Donc :  $A_{\text{calcul}} = 13.72 \text{ cm}^2$

$$A = A_{\text{st}} - \frac{N}{\sigma_s} = 1357.72 - \frac{366.10 \times 10^3}{348} = -305.70 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$ :

Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira

$$A_{\text{min}} = 0.8 \% b \times h = 12.80 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.12 :** Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal des poteaux (40×40)

$A_{\text{calcul}} (\text{cm}^2)$		$A_{\text{min(RPA)}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	N° de barres
Cas 01	24.93	12.8	24.93	13.26	6T14+2T16
Cas 02	0.55				
Cas 03	13.72				

D'après nos calculs on va ferrailer les poteaux par la section minimale ( $A_{\text{min(RPA)}}$ ) parce que si on ferraille par la section obtenue, elle va faire une rupture.

Donc :  $A_{\text{adop}} = 13.26 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :** (BAEL 91)

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 400 \times 370 \times \frac{2.1}{400} = 178.71 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} \geq 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_{\text{adop}} \Rightarrow 1.78 \text{ cm}^2 < 13.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{cv})$$

Section maximale:

$$A_{\text{max}} = A_s / b \times h < 3\% \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$A_{\text{max}} = A_s / b \times h < 6\% \dots\dots\dots \text{cv}$$

❖ **Armatures transversales :**

Recommandation du R.P.A :

- section d'armature :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule: où  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{V_u \times S_t}{h l \times f_e}$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

---

$V_u$  : l'effort tranchant de calcul.

$h$  : hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur en fonction de l'élançement géométrique (  $\lambda_g$  )

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si l'élançement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si l'élançement géométrique } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \max \left[ \frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b} \right]$$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{2.16}{0.40} = 5.4$$

$$\Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h_l \times f_e}$$

➤ **L'espaceur  $S_t$ : (BAEL91)**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\varnothing_L ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \min (10 \times 2 ; 15 \text{ cm}) = (20 ; 15 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$$

On adopte :  $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq 15\varnothing_L = 30 \text{ cm}$$

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

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40. \varnothing_L \Rightarrow L_r = 40 \times 2$$

Donc:  $L_r = 80 \text{ cm}$

➤ **Tableau de ferrailage des armatures transversales :**

Le ferrailage minimum donné par le RPA :

$$A_{tmin} \geq 0.30\% S_t \times b$$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

**Tableau V.13 :** Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (40×40).

niveau	$\rho_a$	V	$S_t$ (cm)		$A_{t \text{ min}}$	$A_{t \text{ calcul}}$	$A_{\text{adopt}}$
			nodal	courante			
Zone I	2.5	39.73	10	15	1.8	1.16	6Ø8

### ❖ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}$  [1] tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable})$$

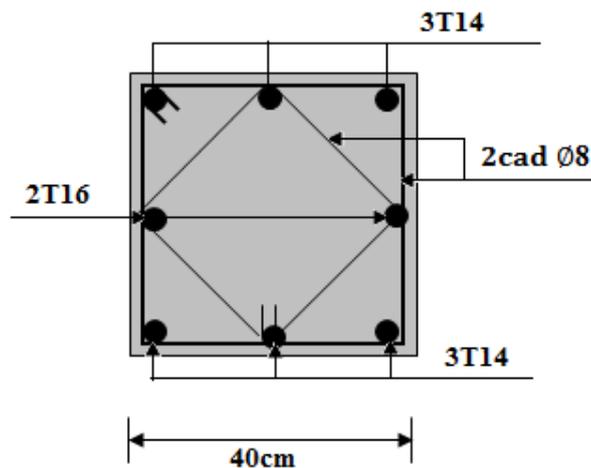
$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{39.73 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.268 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.268 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### V.3.3.3. Schéma de ferrailage :



**Figure V.3 :** Schéma de ferrailage des poteaux (40×40).

### V.3.4.Vérification à L'ELS :

#### V.3.4.1. Les poteaux de section (40×40)

$$N_s = 395.30 \text{ KN}$$

$$M_s = 28.62 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = M_s / N_s = 0.072 \text{ m}$$

#### Section homogène:

$$B = b \times h + 15(A_s + A'_s) \Rightarrow B = (40 \times 40) + 15(13.26 + 0)$$

$$B = 1798.9 \text{ cm}^2$$

$V_1$  et  $V_2$  seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la plus comprimés.

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_s \times c + A'_s \times d) \right] \Rightarrow V_1 = \frac{1}{1798.9} \left[ \frac{40 \times 40^2}{2} + 15(13.26 \times 3 + 0) \right]$$

$$V_1 = 18.12 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 18.12 = 21.88 \text{ cm}$$

#### Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 + V_2^3] + 15 [A_s (V_2 - c)^2 + A'_s (V_1 - c')^2]$$

$$I = \frac{40}{3} [18.12^3 + 21.88^3] + 15 [13.26(18.12 - 3)^2]$$

$$I = 264459.77 \text{ cm}^4$$

#### Condition limite 1:

$$C_1 = \frac{I}{B \times V_1} \Rightarrow C_1 = \frac{264459.77}{1798.9 \times 18.12} = 8.11 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - h/2) \Rightarrow e_1 = 7.2 + (18.12 - 40/2) = 5.32 \text{ cm}$$

$e_1 < C_1 \Rightarrow$  la section est entièrement comprimé.

#### Vérifications des contraintes :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad [1]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B} + N_s \times e_1 \left( \frac{V_1}{I} \right) \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{395.30}{1798.9} + 395.30 \times 5.32 \left( \frac{18.12}{264459.77} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 0.36 \text{ MPa}$$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

---

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 0.36 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{cv}$$

### Contrainte d'acier :

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$\sigma_{st} = 15 \left( \frac{N_s}{B} \right) - N_s \times e_1 \left( \frac{V_{1-c}}{I} \right) \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \left( \frac{395.30}{1798.9} \right) - 395.30 \times 5.32 \left( \frac{18.12-3}{264459.77} \right)$$

$$\sigma_{st} = 3.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow 3.17 \text{ MPa} \leq 266.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{cv}$$

## V.4. Les voiles :

### V.4.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

#### ❖ Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003:

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

---

- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm. [4]

### ❖ Aciers horizontaux :

- ✓ Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- ✓ Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .
- ✓ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. [4]

### ❖ Règles communes :

- a) L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:  
 $St \leq 1.5e$   
 $St \leq 30 \text{ cm}$   
Avec : (e: l'épaisseur de voile)
- c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au  $m^2$ , dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- d) Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- e) Les longueurs de recouvrement doivent être égale à:
  - $40\Phi$ : 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 l'action de toutes les combinaisons possible de charges. [4]

### V.4.2. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

- 1.35 G+1.5Q (ELU)
- G+Q (ELS)

Selon le RPA version 2003 :

- G+Q±E
- 0.8G±E

Nous utilisons les combinaisons du RPA99 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par «ROBOT».

### V.4.3. Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  : sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  : sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  : sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

### V.4.4. Le ferrailage des voiles de sens transversal:

(L= 2.65m ; H = 3.06 m ; e = 0.20 m)

On utilise ra la méthode des contraintes :

#### ✓ Remarque :

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

---

$$N = 1186.20 \text{ KN} \quad ; \quad M = 40.15 \text{ KN.m} \quad ; \quad T = 15.52 \text{ KN}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.20 \times 2.65^3}{12} \Rightarrow I = 0.310 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 2.65 \times 0.20 \quad S \Rightarrow = 0.53 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{2.65}{2} \Rightarrow y = 1.32 \text{ m}$$

### V.4.4.1. Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{1186.20}{0.53} + \frac{40.15 \times 1.32}{0.310}$$

$$\sigma_1 = 2409.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot y}{I} = \frac{1186.20}{0.53} - \frac{40.15 \times 1.32}{0.310}$$

$$\sigma_2 = 2067.15 \text{ KN/m}^2$$

### Calcul de L' :

$$L' = L = L_t = 2.65$$

$$d \leq \min ( h/2 ; (2/3) \times L' )$$

$$d \leq \min( 3.06/2, (2/3) \times 2.65 ) = 1.76 \text{ m}$$

### Calcul de $\sigma_2'$ :

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = 2067.15 / 2.65 = 780.06$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha \times (L_t - d) = 694,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{S'} + \frac{M_1 \cdot y'}{I'} = 694,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{S'} - \frac{M_1 \cdot y'}{I'} = 2067.15 \text{ KN/m}^2$$

Alors:

$$I' = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow I' = \frac{0.20 \times 2.65^3}{12} \Rightarrow I' = 0.310 \text{ m}^4$$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

$$S' = b \times h \Rightarrow S' = 2.65 \times 0.20 \Rightarrow S' = 0.53 \text{ m}^2$$

$$y' = \frac{L}{2} \Rightarrow y' = \frac{2.65}{2} \Rightarrow y' = 1.32 \text{ m}$$

Donc:

$$N_1 = (S'/2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = 731.77 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2y') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = -161.21 \text{ KN.m}$$

$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{-161.21}{731.77} = -0.220 \text{ m} < d/6$  et N est un effort de traction  $\Rightarrow$  S.E.T (section entièrement tendue).

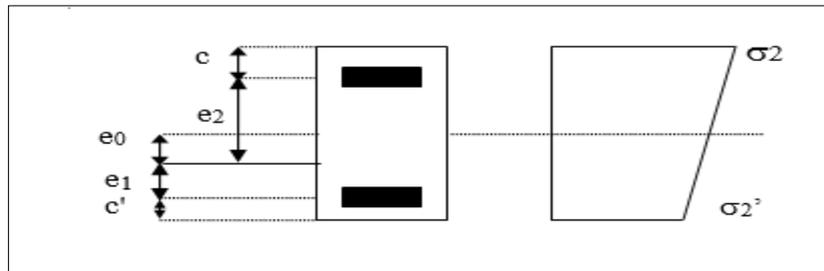


Figure V.4 : Schéma de disposition des excentricités.

Soit :  $c = 5 \text{ cm}$  ;  $c' = 10 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.41 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = 0.36 \text{ m}$$

$$A_s' = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{731.77 \times 10^3 \times 0.41}{(0.41 + 0.36) \times 400} = 974.10 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 9.74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{731.77 \times 10^3 \times 0.36}{(0.41 + 0.36) \times 400} = 855.31 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = \frac{N_1}{f_e} = 18.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s / (\text{ml} \times \text{face}) = 18.29 / (2 \times 2.65) = 3.45 \text{ cm}^2$$

### ❖ Armatures minimales de RPA 99:

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \times e \times L_t$$

e : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 20 \times 265 = 10.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} / (\text{ml} \times \text{face}) = 10.6 / (2 \times 2.65) = 2 \text{ cm}^2$$

### ❖ Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 20 \times 265 = 7.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} / (\text{ml} \times \text{face}) = 7.95 / (2 \times 2.65) = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 18.29 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 3.45 \times (2.65/2) = 9.14 \text{ cm}^2$$

Acier de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 15.52 = 21.72 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{21.72}{400} = 5.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 5.9 \times \frac{L_t}{L} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.14 + 2 = 11.14 \text{ cm}^2$$

### ➤ L'espacement :

En zone courante :  $S_t \leq \min (1.5e, 30)$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

---

Soit:  $S_t \leq 30$  cm

On adopte:  $S_t = 20$  cm

En zone d'about:  $S_{ta} = S_t/2 = 10$ cm

### **En zone d'about :**

La longueur de zone d'about :  $L/10 \Rightarrow 265/10 = 26.5$  cm

L'espacement entre les barres est 10 cm donc nombres des barres est  $26.5/10 = 2.65$

On adopte : 2 barres

$$2 \times 1.6 = 3.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow (26.5 - 3.2) / 2 = 11.65 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 6T16 ( $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$ )

### **En zone courante :**

La longueur de zone courant :  $(L/10)2 = 53 \text{ cm} \Rightarrow 265 - 53 = 212$ cm

L'espacement entre les barres est 20 cm donc nombres des barres est  $212/20 = 10.6$

On adopte : 10 barres

$$10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}^2 \Rightarrow (212 - 12) / 14 = 14.28 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 10T14 ( $A_s = 15.39 \text{ cm}^2$ )

### **❖ Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 3.84 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8Ø8 ( $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$ )

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : Ø8

### V.4.4.2.les ferrailage horizontal :

#### ❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \quad \text{Avec :}$$

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b: épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 15.52 \times 10^3}{200 \times 2754} = 0.039 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.039 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

#### ❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times k}{0.8f_e}$$

K = 0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K = 1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K = 1 + 3 $\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de compression.

K = 1 - 10 $\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de traction.

$\sigma_{tm}$ ,  $\sigma_{cm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

**Donc :** Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

Alors : on prend  $K=0$ .

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times k}{0.8f_e}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si :  $\tau_u \leq 0.025f_{c28}$ .

0.25% de la section du voile considérée si :  $\tau_u > 0.025f_{c28}$

➤ **L'espacement :**

$$S_t \leq \min(1.5e, 30)$$

$$\text{Soit : } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

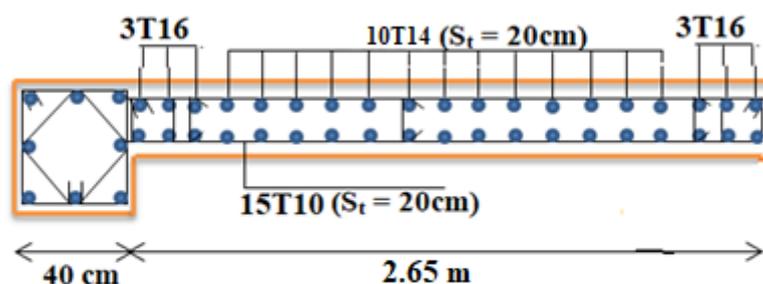
$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{200 \times 0.039 \times 200}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin}(\text{RPA}) = 0.15\% \times e \times 306 = 9.18 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $15T10 = 11.78 \text{ cm}^2$

**V.4.4.4. Schéma de Ferrailage :**



**Figure V.5 :** Schéma de ferrailage de Voile longitudinale.

### V.4.5. Le ferrailage des voiles de sens longitudinal :

(L=5.05 m; H = 3.06 m ; e = 0.20 m)

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

N = 3778.90 KN ; M = 11.10 KN.m ; T = 19.68 KN

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.20 \times 5.05^3}{12} \Rightarrow I = 2.14 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 5.05 \times 0.20 \Rightarrow S = 1.01 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{5.05}{2} \Rightarrow y = 2.52 \text{ m}$$

#### V.4.5.1. le ferrailage vertical:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{3778.90}{1.01} + \frac{11.10 \times 2.52}{2.14}$$

$$\sigma_1 = 3754.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot y}{I} = \frac{3778.90}{1.01} - \frac{11.10 \times 2.52}{2.14}$$

$$\sigma_2 = 3728.41 \text{ KN/m}^2$$

#### Calcul de L' :

$$L' = L = L_t = 5.05 \text{ m}$$

$$d \leq \min ( h_e/2 ; (2/3) \times L )$$

$$d \leq \min( 3.06/2, (2/3) \times 5.05 ) = 1.53 \text{ m}$$

$$d < L_t$$

#### Calcul de $\sigma_2'$ :

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = 3728.41 / 5.05 = 738.30$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha \times (L_t - d) = 2598.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{S'} + \frac{M_1 \cdot y'}{I'} = 2598.82 \text{ KN/m}^2$$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{S'} - \frac{M_1 \cdot y'}{I'} = 3728.41 \text{ KN/m}^2$$

Alors:

$$I' = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I' = \frac{0.20 \times 5.05^3}{12} \Rightarrow I' = 2.14 \text{ m}^4$$

$$S' = b \times h \Rightarrow S' = 5.05 \times 0.20 \Rightarrow S' = 1.01 \text{ m}^2$$

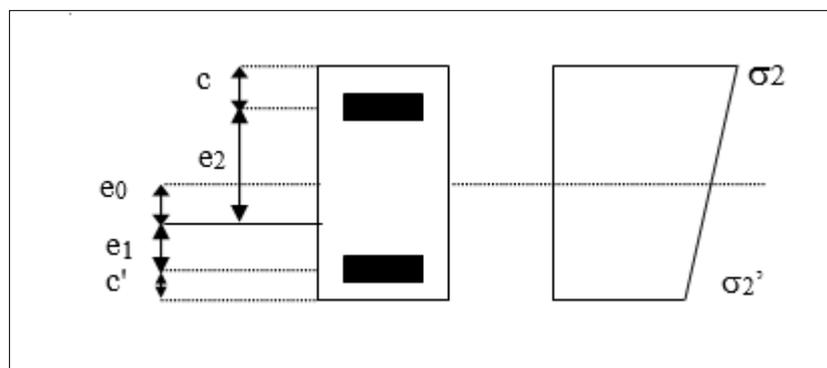
$$y' = \frac{L}{2} \Rightarrow y' = \frac{5.05}{2} \Rightarrow y' = 2.52 \text{ m}$$

Donc:

$$N_1 = (S'/2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = 3195.25 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2y') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = -479.63 \text{ KN.m}$$

$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{-479.63}{3195.25} = -0.15 \text{ m} < d/6$  et N est un effort de traction  $\Rightarrow$  S.E.T (section entièrement tendue).



**Figure V.6 :** Schéma de disposition des excentricités.

Soit :  $c = 5 \text{ cm}$  ;  $c' = 10 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.52 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = 0.47 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{3195.25 \times 10^3 \times 470}{(520 + 470) \times 400} = 3792.34 \text{ mm}^2$$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

---

$$A_s = 37.92 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{3195.25 \times 10^3 \times 520}{(520 + 470) \times 400} = 4195.78 \text{ mm}^2$$

$$A_s' = 41.95 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = \frac{N_1}{f_e} = 79.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml/face} = 79.87 / (2 \times 5.73) = 7.91 \text{ cm}^2$$

### ❖ Armatures minimales de RPA 99:

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times e \times L_t$$

e : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times 20 \times 505 = 20.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}}/\text{ml/face} = 20.2 / (2 \times 5.05) = 2 \text{ cm}^2$$

### ❖ Le pourcentage minimal :

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 20 \times 505 = 15.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}/\text{ml/face} = 15.15 / (2 \times 5.05) = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_s, A_{\text{min}}, A_{\text{RPA}}) = 15.15 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 15.15 \times (5.05/2) = 76.51 \text{ cm}^2$$

Acier de couture :

$$A_{\text{vj}} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 19.68 = 27.55 \text{ KN}$$

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

---

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{27.55}{400} = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 0.99 \times \frac{L_t}{L} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 76.51 + 1 = 77.51 \text{ cm}^2$$

### ➤ L'espacement :

En zone courante :  $S_t \leq \min(1.5e, 30)$

Soit :  $S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

En zone d'about :  $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

### En zone d'about :

La longueur de zone d'about :  $L/10 \Rightarrow 505/10 = 50.5 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 10 cm donc nombres des barres est  $50/10 = 5$

On adopte : 5 barres

$$5 \times 1.6 = 8 \text{ cm}^2 \Rightarrow (57 - 8)/2 = 24.5 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 10T18 ( $A_s = 25.45 \text{ cm}^2$ )

### En zone courante :

La longueur de zone courante :  $(L/10)2 = 101 \text{ cm} \Rightarrow 505 - 101 = 404 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 20 cm donc nombres des barres est  $404/20 = 20.2$

On adopte : 20 barres

$$20 \times 1.4 = 28 \text{ cm}^2 \Rightarrow (404 - 28) / 14 = 26.86 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 20T14 ( $A_s = 30.79 \text{ cm}^2$ )

### ❖ Les armateurs de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 7.70 \text{ cm}^2$$

On adopte : 16Ø8 ( $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$ )

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : Ø8

### V.4.5.2. le ferrailage horizontal :

#### ❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \times d} \quad \text{Avec :}$$

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 19.68 \times 10^3}{200 \times 2754} = 0.049 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.049 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

#### ❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 f_e}$$

K=0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3 $\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de compression.

K=1-10 $\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de traction.

$\sigma_{tm}$ ,  $\sigma_{cm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

**Donc :** Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

## Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

Alors : on prend  $K=0$ .

$$\frac{A_f}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si :  $\tau_u \leq 0.025f_{c28}$ .

0.25% de la section du voile considérée si :  $\tau_u > 0.025f_{c28}$

### ➤ L'espacement :

En zone courante :  $S_t \leq \min(1.5e, 30) = 30\text{cm}$

On adopte :  $S_t = 20\text{ cm}$

$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{200 \times 0.049 \times 200}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 6.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\min}(\text{RPA}) = 0.15\% \times e \times 306 = 9.18 \text{ cm}^2$$

On adopte : 15T10 = 11.78 cm<sup>2</sup>

### V.4.5.4. Schéma de Ferrailage :

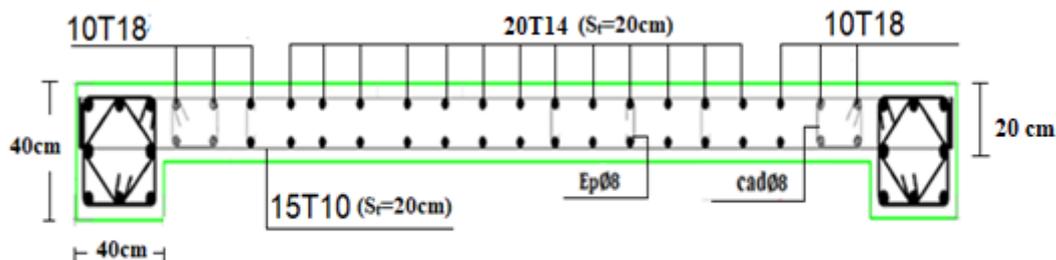


Figure V.7 : Schéma de ferrailage de Voile transversale.

### V.5. Conclusion :

Dans la détermination des ferrillages des différents éléments Principaux ; il a été tenu compte des ferrillages obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferrillage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

# **CHAPITRE VI :**

## **Etude de l'infrastructure**

### VI.1 Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00 ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres éléments (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

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

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultante par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exerce dans des plans différents.

### VI.2 Facteur de choix du type de fondation

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

### VI.3 Choix de type de fondation

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2.2bars), sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution primaire.

D'après RPA 2003 (A.10.1.4.1), les fondations sont dimensionnées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$

#### ❖ Calcul de la contrainte

$$\sigma_{adm}(ELU) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$
$$\sigma_{adm}(ELS) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

Avec :

$\gamma_q$  : coefficient de sécurité sous les différents états limites

$\gamma_q = 2 \dots$ (ELU)

$\gamma_q = 3 \dots$ (ELS)

Donc :

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} \Rightarrow q_u^{reel} = 3 \times \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{q_u^{reel}}{2} \Rightarrow q_u^{reel} = 2 \times \sigma_{ELU}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 2.2 = 3.3 \text{ bar}$$

**VI.3.1 Vérification de la semelle isolée**

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol. ( $\sigma_s = 2.2 \text{ bar}$ )

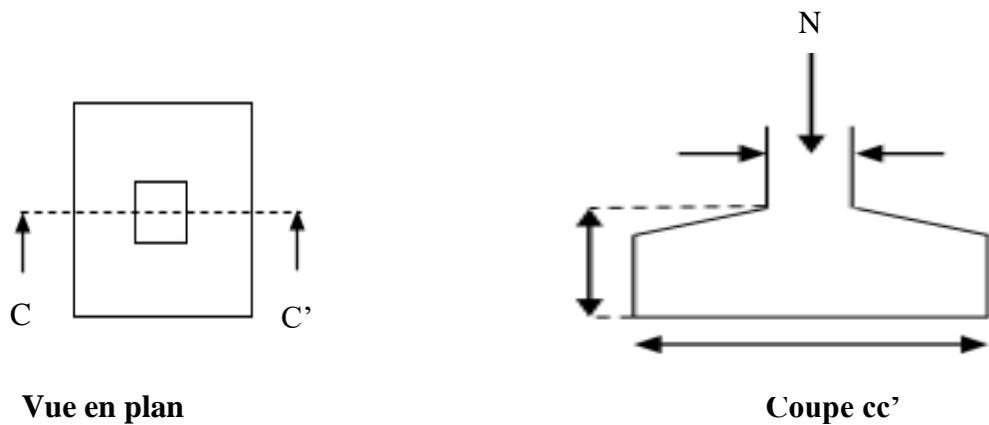
Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section (A\*B) d'où les semelles sont carrées (A\*B)

Soit:

$N_s$  : Effort normal de poteau le plus sollicité transmis à la base obtenue par le logiciel

$S$  : Surface de la fondation (A× B )

On adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B dans le même rapport que a et b:



**Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée**

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \dots\dots\dots 2$$

a et b : dimensions de poteau à la base

on remplace 2 dans 1

$$\frac{a}{b} \times B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s \times b}{\sigma_{sol} \times a}}$$

$$ELU : B \geq \sqrt{\frac{1385.28 \times 0.4}{330 \times 0.4}} = 2.04 \text{ m}$$

$$ELA : B \geq \sqrt{\frac{1193.29 \times 0.4}{330 \times 0.4}} = 1.90 \text{ m}$$

$$ELS : B \geq \sqrt{\frac{1007.89 \times 0.4}{220 \times 0.4}} = 2.14 \text{ m}$$

D'après le résultat :

Le cas le plus défavorable est à l'ELS. Nous remarquons que pour une largeur de la semelle  $B=2.14 \text{ m}$  la semelle isolée ne passe pas.

D'après les résultats, On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

### VI.3.2 Vérification de la semelle sous poteau

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$S_s / S_b < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \geq \frac{N_t}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N_{ser} = 15407.46 \text{ KN.}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{15407.46}{220} = 70.03 \text{ m}^2$$

#### Surface totale du bâtiment :

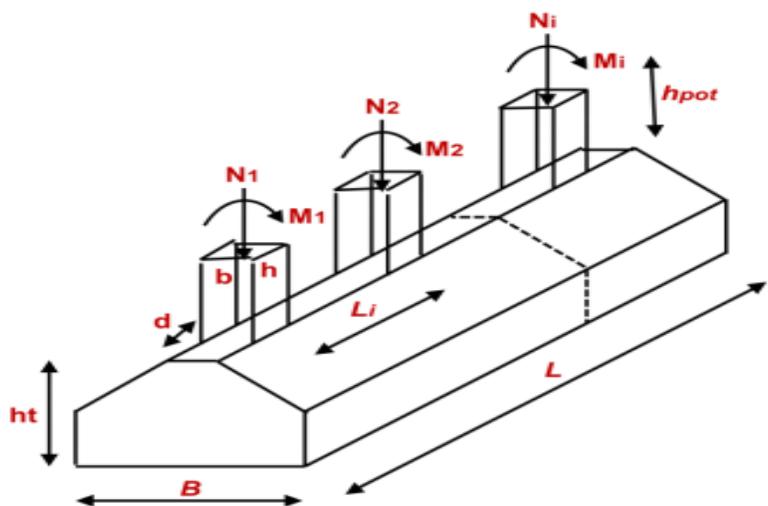
$$S_{bâtiment} = 435.4 \text{ m}^2$$

$$S_s / S_b < 50\%$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 16.08\% \leq 50\%$$

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles

- Semelles isolées sous poteaux.
- Semelles filantes sous voile.
- Semelles filantes sous poteaux.



**Figure VI.2 : Schéma de la semelle filante**

## Chapitre VI :Etude de l'infrastructure

---

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles :

- Semelles isolées sous poteaux.
- Semelles filantes sous voile.

### Dimensionnement de la semelle

$$N_{ser} = 5172.03 \text{ KN. } A = 19.65 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{A \times \sigma_s} = 1.2$$

$$B = 1.8 \text{ m}$$

On prend :  $B = 1.8 \text{ m}$

$$d = \frac{(B - b)}{4}$$

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

$$h = 35 + 5 = 40 \text{ cm.}$$

### b/-Ferrailage principale :

$$N_u = 7096.87 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N(B - b)}{8h\sigma_s} = \frac{7096.87(1.8 - 0.4)}{8 \times 0.35 \times 348} = 101.97 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{L} = 5.18 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7HA10 A= 5.50**

### c/- Calcul de l'espacement

$$S_t \leq S_{tmax} = \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 31.5 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 31.5 \text{ cm}$

### d/-Ferrailage de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.37 \text{ cm}^2 \text{ Soit } (A_r = 5.50 \text{ 7HA10}).$$

### Vérification de contrainte :

$$\sigma \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} = 200.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma = 200.64 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 330.00 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifie}$$

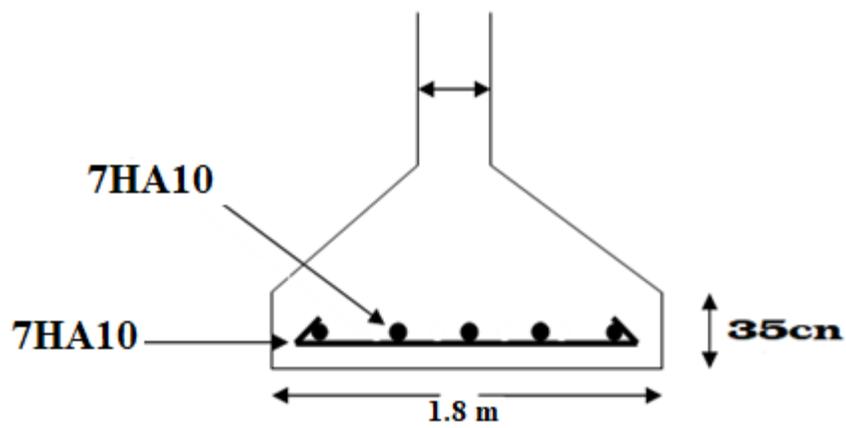


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage Semelle filantes.

VI.3.3. Semelle filantes sous voile

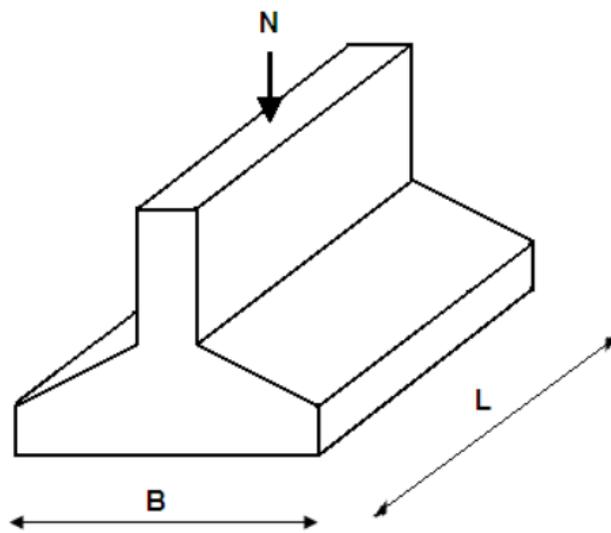


Figure VI.4 : Dimension de la semelle filante sous voile.

Voile 1 L=2.70m

a/- Dimensionnement :

$$G + Q \begin{cases} N = 1105.06 \text{ KN} \\ M = 43.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{43.63}{1105.06} = 0.039 \text{ m}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = 2.55 \text{ m}^2 \rightarrow B = 3 \text{ m}$$

On choisit : B = 3 m

Calcul la hauteur h :

$$d \geq \left(\frac{B - b}{4}\right) = 0.65 \Rightarrow d = 70 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 70 + 5 \Rightarrow h = 75 \text{ cm}, \quad h \geq L/6 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b/- Ferrailage principale :

$$1.35 G + 1.5 Q \begin{cases} N = 1511.91 \text{ KN} \\ M = 59.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.039 \text{ m} \quad e_0 < \frac{B}{24} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{Nu(1+3\frac{e_0}{B})(B-b)}{8d\sigma_s} = \frac{1511.91 \times 10^{-3} (1+3\frac{0.039}{3})(3-0.4)}{8 \times 0.75 \times 348} = 19.56 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{L} = 7.24 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7HA12 = 21.99 cm<sup>2</sup>**

**c/- L'espacement:**

$$S_t \leq S_{tmax} = \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 31.5\text{cm}$$

On prend :  $S_t = 31.5\text{cm}$

**d/-Ferrailage de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 5.4 \text{ cm}^2 \text{ Soit } (A_r=5.65\text{cm}^2 \text{ 5HA12}).$$

voile 2 L=1.55

**a/-Dimensionnement :**

$$G + Q \begin{cases} N = 854.58 \text{ KN} \\ M = 31.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{31.61}{854.58} = 0.037 \text{ m}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1+3\frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = 2.23 \text{ m}^2 \rightarrow B = 3 \text{ m}$$

On choisit :  $B = 3 \text{ m}$

**Calcul la hauteur h :**

$$d \geq \left(\frac{B-b}{4}\right) = 0.65 \Rightarrow d = 70\text{cm}$$

$$h = d + c = 70 + 5 \Rightarrow h = 75 \text{ cm} , h \geq L/6 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b/-Ferrailage principale :**

$$1.35 G + 1.5 Q \begin{cases} N = 1167.05 \text{ KN} \\ M = 43.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.037\text{m} \quad e_0 < \frac{B}{24} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{Nu(1+3\frac{e_0}{B})(B-b)}{8d\sigma_s} = \frac{1167.05 \times 10^{-3} (1+3\frac{0.037}{3})(3-0.4)}{8 \times 0.75 \times 348} = 15.07 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{L} = 9.72\text{cm}^2$$

On adopte : **7HA14 = 10.78 cm<sup>2</sup>**

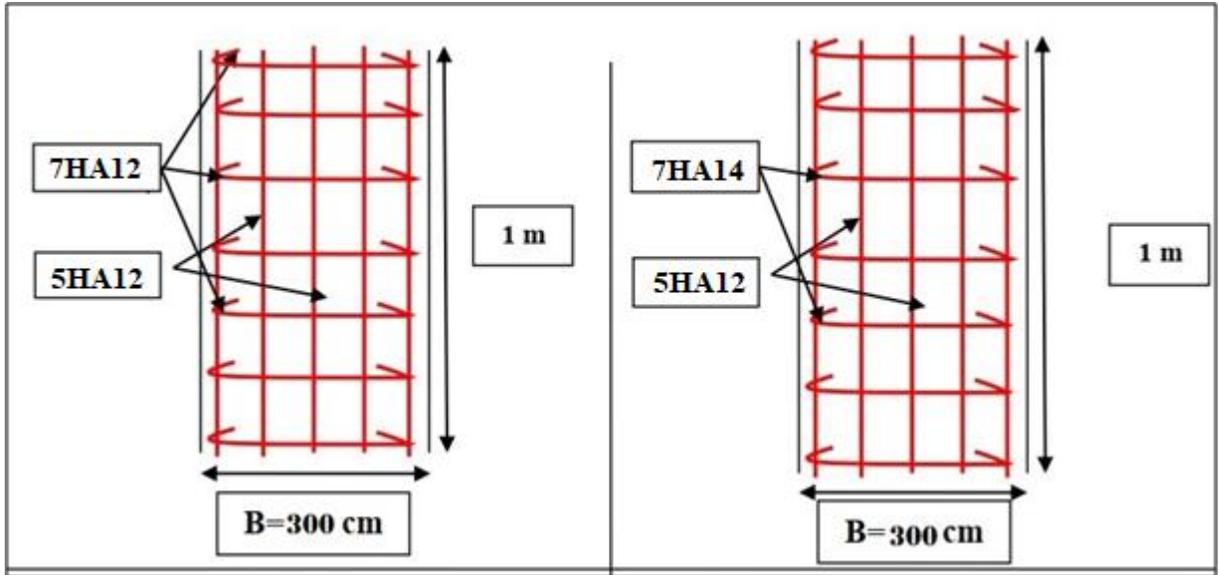
**c/- L'espacement:**

$$S_t \leq S_{tmax} = \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 31.5\text{cm}$$

On prend :  $S_t = 31.5\text{cm}$

**d/-Ferrailage de répartition :**

$$Ar = \frac{As}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.70 \text{ cm}^2 \text{ Soit } (Ar=5.65\text{cm}^2 \text{ 5HA12}).$$



Voile 1 L=2.70m

voile 2 L=1.55

**Figure VI.5 :** Schéma de ferrailage Semelle filantes sous voile.

**VI.3.4. L'étude des longrines :**

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

❖ **Pré-dimensionnement :**

D'après le règlement RPA 2003 (art 10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales :

- (25×30) cm<sup>2</sup>.....sites de catégorie S<sub>2</sub>, S<sub>3</sub>
- (30×30) cm<sup>2</sup>.....site de catégorie S<sub>4</sub>

Nous adapterons une section de dimensions suivantes : (30×30) cm<sup>2</sup>.

❖ **Ferrailage de la longrine :**

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 (A<sub>s</sub>=6.79 cm<sup>2</sup>)

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 270 \times \frac{2.1}{400} = 97.80 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0.978 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 0.97 < 6.79 \text{ .....(cv).}$$

➤ **L'espaceur « e »**

$$S_t \leq \min(0.9 \times h ; 40\text{cm}) \quad [1] \Rightarrow S_t \leq \min(27 ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 27 \text{ cm}$$

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

❖ **Armatures transversales :**

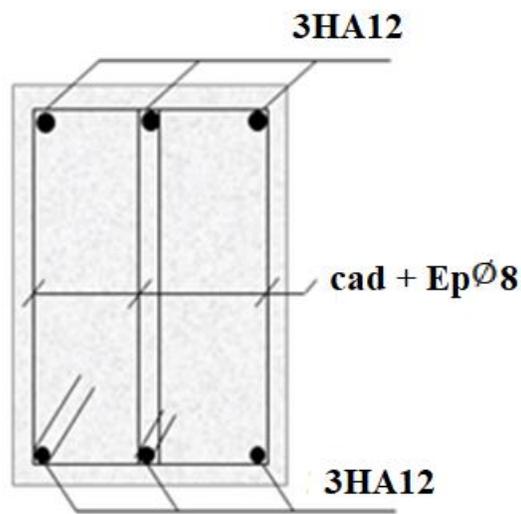
Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \leq 0.4 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$A_t \leq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \leq 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T8 ( $A = 1.01\text{cm}^2$ )

**VI.3.5.Schéma de ferrailage :**



**Figure VI.7 :** Schéma de ferrailage de La longrine.

### VI.4.Le voile périphérique :

#### VI.4.1.Dimensionnement :

Selon le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- ✓ Epaisseur  $\geq 15\text{cm}$ .
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ✓ Un recouvrement de  $40\varnothing$  pour le renforcement des angles.

On adopte une épaisseur  $e = 16\text{ cm}$ .

La hauteur du voile périphérique  $h = 1.5\text{ m}$ .

Longueur du panneau max  $L = 5.73\text{ m}$ .

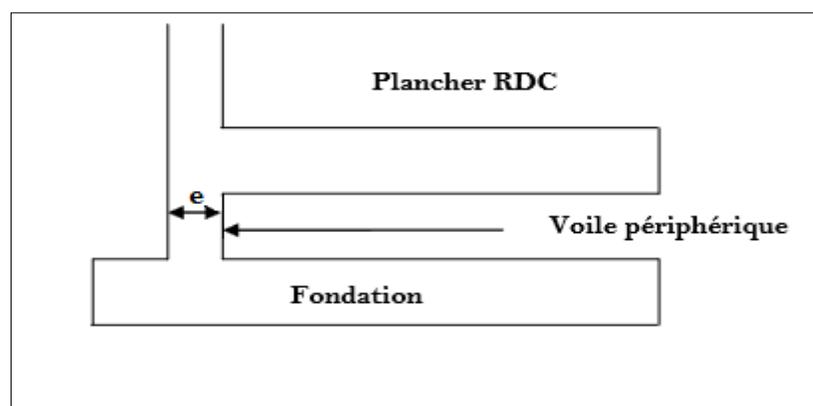


Figure VI.6 : Le voile périphérique.

#### VI.4.2.Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté

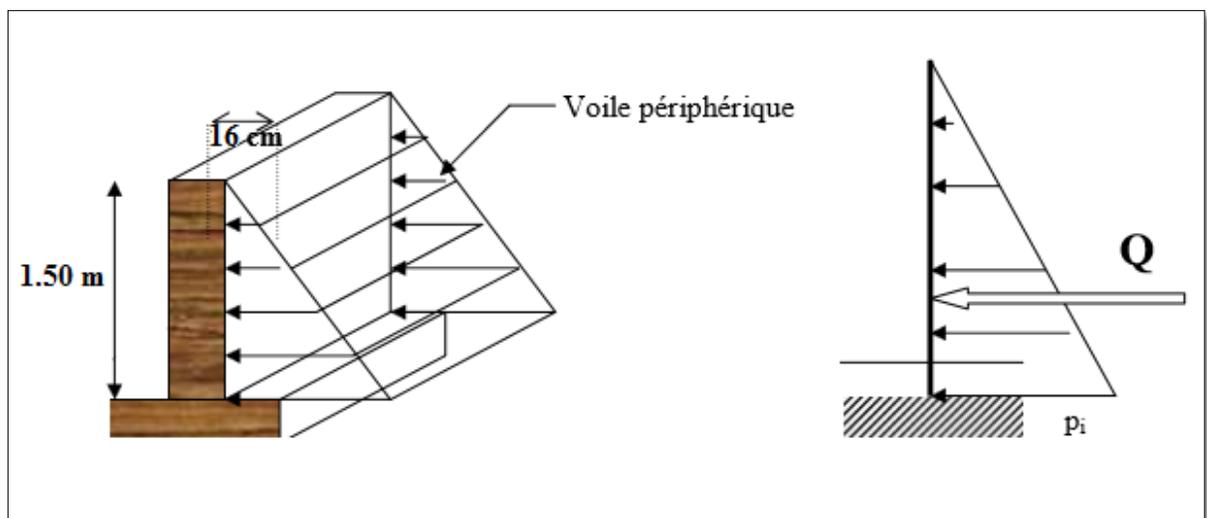


Figure VI.7 : la poussée des terres sur le voile périphérique.

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2 P_1 h}{9\sqrt{3}}$$

$$Q = \frac{P_1 h}{2}$$

Avec :

$$P_1 = \gamma_d \times h \times k_0 \quad ; \quad k_0 = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$K_0$  : coefficient de poussée.

$\gamma_d$  : poids spécifique du remblai ( $\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^2$ )

$\varphi$  : angle de frottement interne du remblai ( $\varphi = 30^\circ$ )

$$k_0 = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0.33$$

$$P_1 = 18 \times 1.5 \times 0.33 = 8.91 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$Q = \frac{8.91 \times 1.5}{2} = 6.68 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{2 \times 6.68 \times 1.5}{9\sqrt{3}} = 1.28 \text{ KN.m}$$

### VI.4.3. Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (le calcul se fera à l'ELS).  $M_{\text{ser}} = 1.28 \text{ KN.m}$ .

Le ferrailage sera fait pour une bande de section  $(100 \times 16) \text{ cm}^2$ .

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} \quad [1] \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre :

$$\bar{Z} = d - \frac{\bar{Y}_1}{3} \quad \text{avec} : \quad \bar{Y}_1 = \frac{n \times d \times \overline{\sigma}_{bc}}{n \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

$$n = 15$$

$$\bar{Y}_1 = \frac{15 \times (0.81 \times 160) \times 15}{(15 \times 15) + 266.66} = 59.3 \text{ mm}$$

$$\bar{Z}_1 = 135 - \frac{59.3}{3} = 115.23$$

Moment de service limite :

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times \overline{\sigma}_{bc} \times b \times y \times \bar{Z}_1$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times 15 \times 1000 \times 59.3 \times 115.23 \Rightarrow \overline{M}_1 = 51.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} < \overline{M}_1 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

⇒  $A' = 0$  (La section est sans aciers comprimés)

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{1.28 \times 10^6}{115.23 \times 266.66}$$

$$A_s = 0.41 \text{ cm}^2$$

### ❖ Condition exigée par le RPA99/version 2003 :

Le RPA99/version 2003 préconise un pourcentage minimum de 0.1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes. [4]

$$A_l = 0.1\% \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens longitudinal}).$$

$$A_t = 0.1\% \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens transversal}).$$

Choix des barres: 4T10 ⇒  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

### ➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 163.01 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.63 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

### VI.4.4. Calcul du ferrailage horizontal :

On prendra la portée maximum, soit  $L = 5.73 \text{ m}$ .

$$P_{\text{moy}} = (P_{\text{max}} + P_{\text{min}}) / 2$$

$$P_{\text{moy}} = (8.91 + 0) / 2 \Rightarrow P_{\text{moy}} = 4.45 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = P_{\text{moy}} \times L^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 4.45 \times 1.5^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 1.25 \text{ KN.m}$$

Moment en travée «  $M_t$  » :

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 1.25$$

$$M_t = 0.94 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis «  $M_a$  » :

$$M_g = M_d = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 1.25$$

$$M_a = 0.63 \text{ KN.m}$$

### ✓ Vérification : [4]

$$M_t + (M_g + M_d) / 2 \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow$$

$$0.94 + (0.63 + 0.63) / 2 \geq 1.25 \times 1.25$$

$1.57 \geq 1.56 \dots\dots\dots$  La condition est vérifiée.

### a) En travée :

## Chapitre VI :Etude de l'infrastructure

$M_t = 0.94 \text{ KN.m}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 16 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$  ;  $Z = 11.5 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{0.94 \times 10^6}{266.66 \times 115.23} = 30.59 \text{ mm}^2$$

$A_s = 0.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  on adopte: 4T8 = **2.01 cm<sup>2</sup>**

➤ **Condition de non fragilité :**

$A_{\min} < A_s \Rightarrow 1.63 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{cv}).$

**b) sur appuis :**

$M_a = 0.63 \text{ KN.m}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 16 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$  ;  $Z = 11.5 \text{ cm}$

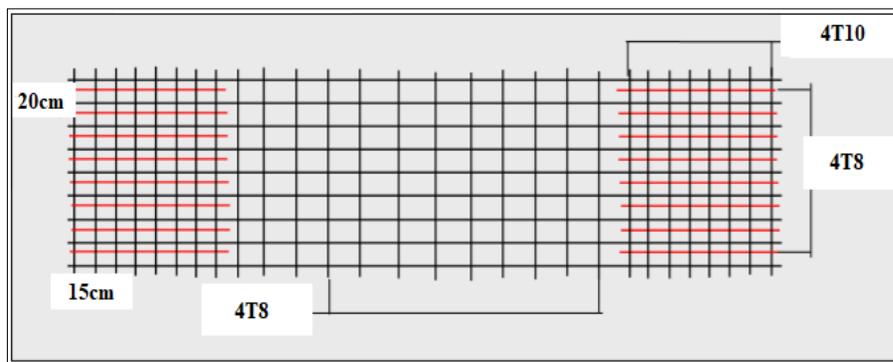
$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{0.63 \times 10^6}{266.66 \times 115.23} = 20.5 \text{ mm}^2$$

$A_s = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  on adopte: 4T8 = **2.01 cm<sup>2</sup>**

➤ **Condition de non fragilité :**

$A_{\min} < A_s [1] \Rightarrow 1.63 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{cv}).$

**VI.4.5.Schéma de Ferrailage :**



**Figure VI.8 :** Ferrailage du voile périphérique.

## VI.5 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure le type de fondation choisie est les semelles filantes.

• Annexe

Section en  $cm^2$  de 1 à 20 armatures de diamètre  $\emptyset$  en mm

$\emptyset$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en  $cm^2$  de 1 à 20 armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

Ce projet nous a aidé à mieux approfondir dans notre domaine, à concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout à apprendre les différents techniques de calculs, les concepts et les règles régissant le domaine étudié. Notons que toute utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et effort.

Après cette étude on peut conclure que :

- La bonne stabilité des bâtiments dépend de leurs fondations
- La bonne disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures
- L'estimation des quantités du béton et d'acier est obligatoire comme il est nécessaire de garantir une meilleure qualité des matériaux
- Il est important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes, et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle et qu'il apporte de l'aide aux prochaines promotions.

- [1] BAEL91, Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites, règlement, 1991.
- [2] BAEL99, Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites, règlement, 1999.
- [3] CBA93, Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé, règlement, 1993.
- [4] RPA99/version2003, Règles Parasismiques Algériennes, règlement, 2003.
- [5] DTRB.C 2.2, Document technique réglementaire, règlement, 1988.
- [6] KHELILI , CHETIOUI étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation , master, centre universitaire MILA 2019/2020 .
- [7] ABDICHE , LEGUENE étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation , master, centre universitaire MILA 2020/2021 .
- BELKACEM CHAIBEDRA chaine Youtube (modélisation et analyse de la structure).
- Cours de structure en béton armé 2 (Master 1 GC) Dr. Taleb Hosni. A.
- Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) Dr. Abdelkader Brahim.
- Cours de modelisation de structure (Master 2 GC) Dr. Boukour Salima.