

N°  
Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2018

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA-**



Faculté Des Sciences Et Des Sciences Appliquées  
Département Génie Civil

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté par :

**AZGAG HAMNANE**

**SADI KAMEL**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structures**

**Thème :**

**ETUDE D'UN BATIMENT EN (R+8+2Sous/Sol +Soupente) EN BETON ARME  
A USAGE MULTIPLES IMPLANTE A LA WILAYA DE BEJAIA**

**Devant le jury composé de :**

KANNOUCHE SALIM	MCB	UAMOB	Président
AIT AHMED FATIHA	MAA	UAMOB	Encadreur
ABD MALEK ABD ELHAMID	MCB	UAMOB	Examinateur
MOHAMEDI SADIKA	MAA	UAMOB	Examinatrice

**Année Universitaire 2017/2018**



# REMERCIEMENTS

*Nous remercions ALLAH , le tout puissant de nous avoir illuminé et ouvert les portes de savoir et nous avoir donné la volonté et le courage d'élaborer ce travail.*

*Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.*

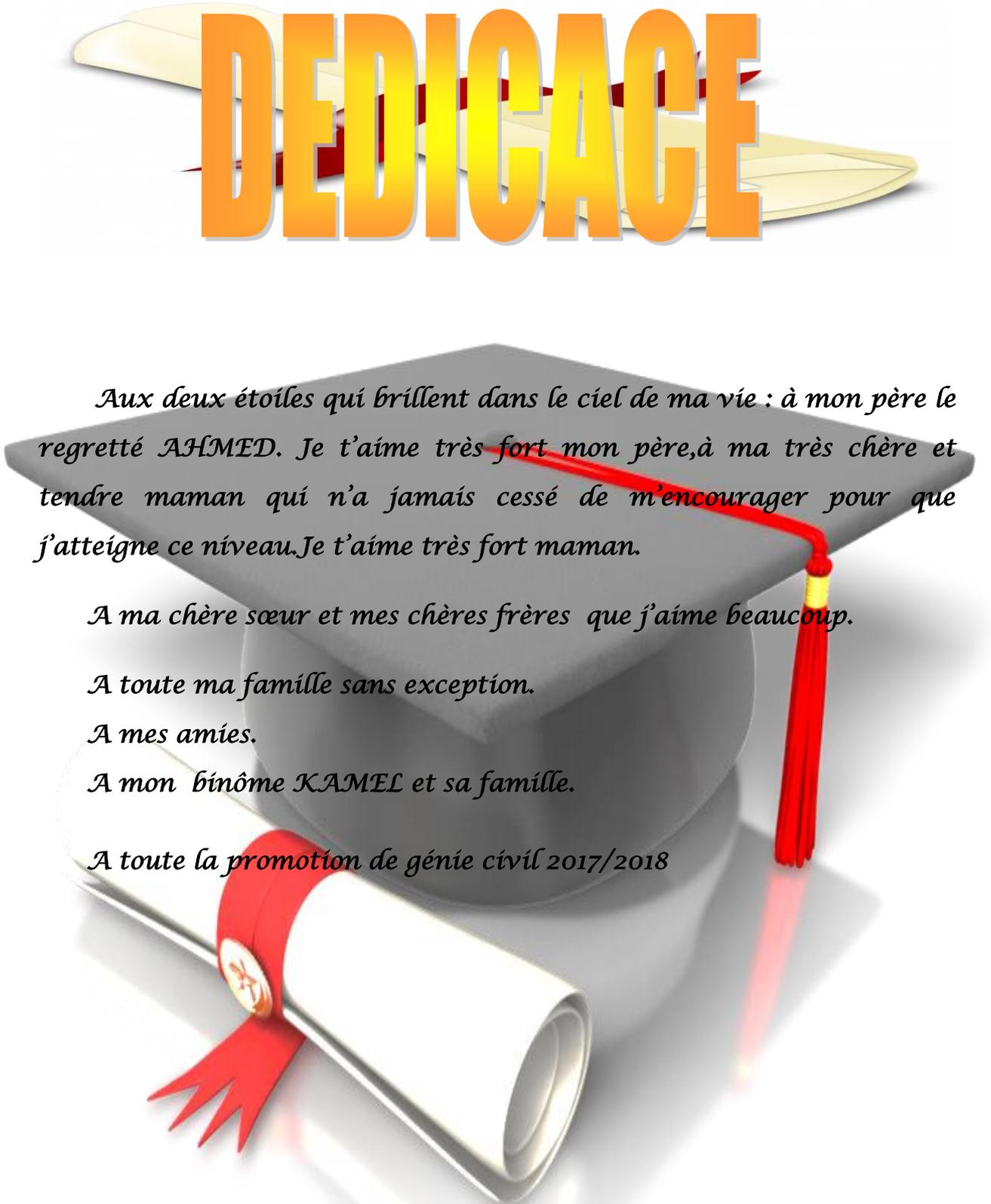
*Nous sommes également très reconnaissants à notre promotrice Mme AIT AHMED FATIHA de nous avoir suivi et orienté durant l'élaboration de ce mémoire.*

*Nous tenons également d'exprimer notre bienveillance au chef de notre département : Mr. ABD ELHAMID ABD ELMALAK, vice doyen KANNOUCHE SALIM et aux membres de jury qui nous ont fait l'honneur de faire part de cette soutenance .*

*Nous remercions aussi tous les enseignants du département génie civil, tous nos amis, nos collègues.*







# DEDICACE

*Aux deux étoiles qui brillent dans le ciel de ma vie : à mon père le regretté AHMED. Je t'aime très fort mon père, à ma très chère et tendre maman qui n'a jamais cessé de m'encourager pour que j'atteigne ce niveau. Je t'aime très fort maman.*

*A ma chère sœur et mes chères frères que j'aime beaucoup.*

*A toute ma famille sans exception.*

*A mes amies.*

*A mon binôme KAMEL et sa famille.*

*A toute la promotion de génie civil 2017/2018*

*HAMNANE*





# DEDICACE

*Mes chers parents qui m'ont donné leurs encouragements, conseils et renforcements.*

*Mes sœurs et mes frère.*

*Toute ma famille sans exception.*

*Mon binôme HAMNANE et sa famille.*

*Toutes mes amies.*

*Toute la promotion de génie civil 2017/2018.*



*KAMEL*

# Résumé

Le présent mémoire porte sur l'étude détaillée d'un bâtiment R+8+2sous/sol+ sou pente irrégulier en plan et élévation, à usage d'habitation et service, implanté dans la wilaya de Bejaia classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les règles parasismiques algériennes 99/version2003. Le pré- dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règles du **CBA93**, **RPA99/version2003** et **BAEL91/99**.

L'analyse sismique et dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel du calcul **ETABS 9.7.4**.Le contreventement de la structure est assuré par un système en voiles porteurs en béton armé, le système de fondation du bâtiment est composée de radier nervuré.

**Mots clés :** Béton armé, bâtiment, voile porteur et radier nervuré.



# ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية و خدماتية متكونة من طابقين تحت أرضي + طابق أرضي + ثمانية طوابق + دور علوي غير منتظم في المخطط و غير منتظم تصاعديا يقع في ولاية بجاية التي تصنف ضمن المنطقة الزلزالية IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

قياس مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها بعد زلزال 21 ماي 2003 (RPA99/version2003), CBA93 و BAEL91/99. التحليل الزلزالي و الديناميكي لهذه البناية تمت باستخدام البرنامج التحليلي ETABS 9.7.4

مقاومة البناية تكون بواسطة القص ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرارها.

نظام الاساس الذي تم استعماله عبارة عن لبشة.

**الكلمات المفتاحية:** الخرسانة المسلحة, عمارة, حامل و لبشة

# Abstract

This project presents a detailed study of a residential and service building that consists of 2 under ground floor + basement + 8 floors + under slope located in the town of Bejaia.

This region is classified as an average seismicity zone IIa according to the Algerian seismic rules RPA 99 /version2003.

The object is to determine the dimensions of the various components of the building, in order to determine their appropriate reinforcement, which must resist the different external actions; we have used the current regulations such as BAEL91 /99, CBA93 and RPA99 / 2003.

The dynamic analysis of the structure was realized by using ETABS software V9.7.4; the system foundations were composed of raft.

**Key words:** Reinforced concrete, building, shall wall and raft.

# SOMMAIRE

REMERCIEMENTS .....	I
DEDICACE.....	II
DEDICACE.....	III
RESUME.....	IV
ملخص .....	V
ABSTRACT.....	VI
SOMMAIRE.....	VII
LISTE DES FIGURES.....	XII
LISTE DES TABLEAUX.....	XVII
NOTATIONS.....	XXIII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
<b>Chapitre I : Présentation de l’ouvrage et caractéristiques des matériaux.</b>	
I.1.Présentation de l’ouvrage : .....	2
I.2.Conception structurelle : .....	2
I.2.1.Caractéristique géométriques : .....	2
I.3.Caractéristiques des matériaux : .....	3
I.3.1.Le béton : .....	3
I.3.2.L’ aciers : .....	4
I.4.Règles et normes utilisées : .....	5
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.</b>	
II.1.Les planchers : .....	6
II.1.1.Plancher en corps creux : .....	6
II.1.2.Plancher en dalle pleine : .....	8
II.2.Les balcons : .....	9

II.3.Les escaliers :.....	9
II.3.1.Définition :.....	9
II.3.2.Terminologie : .....	9
II.3.3.Pré dimensionnement: .....	11
II.3.4.Evaluation des charges et surcharges: .....	12
II.4.Les poutres :.....	13
II.4.1.Les poutres principales : (sens porteur).....	14
II.4.2.Les poutres secondaires : (sens non porteur).....	14
II.5.Les poutrelles :.....	15
II.6.Les voiles :.....	15
II.7.Les poteaux :.....	16
II.7.1.Descente des charges :.....	16
II.7.2.Coffrage des poteaux : .....	20

### **Chapitre III : Etude des éléments secondaires.**

III.1.Etude de l'acrotère : .....	26
III.1.1.Définition :.....	26
III.1.2.Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère : .....	26
III.1.3.Vérification au séisme : .....	27
III.1.4.Calcul des sollicitations : .....	28
III.1.5.Calcul des armatures longitudinales à L'ELU : .....	28
III.1.6.Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99 .....	30
III.1.7.Vérification de Contrainte d'adhérence :.....	30
III.1.8.Calcul des armatures de répartition : .....	31
III.1.9.Vérification des espacements des barres : .....	31
III.1.10.Vérification à l'ELS: .....	31
III.2.Etude de balcon: .....	33
III.2.1.Evaluation des charges: .....	34
III.2.2. Calcule des sollicitations : .....	34
III.2.3.Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :.....	35
III.2.4.Vérification à l'ELU :.....	37
III.2.5.Calcul des armatures de répartition : .....	38

III.2.6.Vérification des espacements des barres : .....	38
III.2.7.Vérifications à ELS : .....	38
III.2.8.Vérification de la flèche : .....	39
III.3.Etude des escaliers : .....	40
III.3.1.Calcul des sollicitations : .....	40
III.3.2.A.L'ELU : .....	41
III.3.3.A L'ELS : .....	42
III.3.4.Ferraillage : .....	44
III.5.Etude des planchers en corps creux: .....	57
III.6.Etude de plancher en dalle pleine : .....	80
III.7.Etude de la dalle machine : .....	88

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

IV.1. Objectifs de l'étude dynamique .....	98
IV.2.Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 .....	98
IV.3.Présentation des différentes méthodes de calcul : .....	98
IV.4.Choix de la méthode de calcul .....	99
IV.5.Modélisation de la structure .....	100
IV.6.Présentation de logiciel du calcul ETABS .....	100
IV.7.Méthode dynamique modale spectrale .....	101
IV.8.Caractéristiques géométriques des voiles .....	107
IV.9.Caractéristiques géométriques et massique de la structure .....	108
IV.10.Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires .....	109
IV.11.L'effort tranchant modal à la base .....	112
IV.12.Vérification des exigences de RPA99/version2003 .....	112
IV.13.Distribution des forces sismique selon la hauteur .....	115
IV.14.Vérification des déplacements inter-étage .....	117
IV.15.Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	119
IV.16. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble .....	122
IV.17. Vérification de l'effort normal réduit .....	127

## Chapitre V : Etude des éléments résistants.

V.1.Ferraillage des poteaux.....	129
V.1.1.Caractéristiques des matériaux.....	129
V.1.2.Actions et sollicitations.....	130
V.1.3.Les combinaisons d'actions.....	130
V.1.4.Etapes du calcul.....	130
V.1.5.Exemple du calcul du ferraillage.....	135
V.1.6.1.Vérification du poteau à l'effort tranchant.....	144
V.1.6.2.Vérification de la contrainte de cisaillement.....	144
V.1.7.Vérification des poteaux à l'ELS.....	145
V.1.8.Schémas de ferraillage des poteaux.....	147
V.2.Ferraillage des poutres.....	149
V.2.1.Recommandations du RPA 99/version2003.....	149
V.2.2.Exemple du calcul (poutres principales).....	150
V.2.2.1.Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/99 Art A 5-1.2).....	154
V.2.2.2.Vérification à L'ELS.....	154
V.2.2.3.Vérification de la flèche.....	155
V.2.3.Exemple du calcul (poutres secondaires).....	155
V.2.4.Schémas de ferraillage de la P.P et P.S.....	157
V.3.Ferraillage des voiles.....	158
V.3.1. Recommandations du RPA99/version2003.....	159
V.3.2. Combinaisons du calcul.....	161

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

### Partie I : Voile périphérique.

VI.1.1.Dimensionnement : .....	172
VI.1.2.Evaluation des Charges etSurcharges: .....	174
VI.1.3.Ferraillage : .....	175
VI.1.4.Condition de non fragilité : .....	177
VI.1.5.Vérification de l'effort tranchant : .....	178
VI.1.6.Vérification a l'ELS : .....	179
VI.1.7.Schéma de ferraillage : .....	180

### Partie II : Fondations..... 181

VI.2.1.Etude de sol .....	182
VI.2.2.Choix du type de fondation .....	182
VI.2.3.Etude du radier .....	183
VI.2.3.4.Condition de cisaillement.....	187
VI.2.3.5.Vérification de l'épaisseur du radier vis-à-vis du poinçonnement .....	188
VI.2.3.6. Caractéristique géométrique du radier .....	190
VI.2.3.7.Evaluation et vérification des contraintes sous le radier : .....	191
VI.2.3.8. Vérification de la stabilité au renversement du radier .....	192
VI.2.3.9. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique.....	193
VI.2.3.10. Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA.....	194

**CONCLUSION GENERALE.....208**

**BIBLIOGRAPHIE.....209**

**ANNEXE**

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

Figure II.1. Plancher en corps creux.....	7
Figure II.2. Dalle pleine.....	8
Figure II.3. Schéma d'un escalier.....	10
Figure II.4. en plan d'escalier à deux volées (EC). ....	11
Figure II.5. Dimension de la poutrelle .....	15
Figure II.6 Les dimensions du voile .....	15
Figure II.7. Détail de plancher corps creux.....	17
Figure II.8. Mur double cloison (gauche); Mur simple cloison (droite).....	19
Figure II.9. La section réduite de poteau. ....	20
Figure II.10. Poteau central .....	22

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Figure III.1. Schéma de l'acrotère.....	27
Figure III.2. Section du calcul de l'acrotère .....	28
Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère. ....	33
Figure III.4. Schéma statique de la dalle pleine à l'ELU du balcon.....	34
Figure III.5 Schéma statique de la dalle pleine à l'ELS du balcon. ....	35

Figure III.6.Section du calcul du balcon.....	35
Figure III.7.Schéma de ferrailage de balcon.....	40
Figure III.8.Schéma statique de l'escalier (ELU).....	41
Figure III.9.Diagramme de l'effort tranchant de l'escalier (ELU).....	42
Figure III.10.Diagramme de moment fléchissant de l'escalier (ELU).....	42
Figure III.11.Schéma statique de l'escalier (ELS).....	43
Figure III.12.Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELS.....	43
Figure III.13.La section du calcul de l'escalier .....	44
Figure III.14.Schéma de ferrailage de l'escalier.....	52
Figure III.15.Schéma statique de la poutre palière.....	53
Figure III.16.Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	56
Figure III.17.Poutrelle préfabriqué. ....	58
Figure III.18.Corps creux.....	58
Figure III.19.La section en T de la poutrelle.....	60
Figure III.20.Schéma statique de poutrelle. ....	63
Figure III.21.Schéma statique de la poutrelle type 2.....	66
Figure III.22.Schéma statique de poutrelle type 3.....	69
Figure III.23.Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 3 à L'ELU. ....	69
Figure III.24.Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 à L'ELU.....	70
Figure III.25.Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 3 à L'ELS.....	71
Figure III.26.L'ancrage des barres .....	76
Figure III.27.Schéma de ferrailage des poutrelles.....	79
Figure III.28.Schéma de ferrailage de la dalle de compression. ....	79

Figure III.29.Schéma montrant la géométrie des dalles.....	80
Figure III.30.Shéma de ferrailage de la dalle pleine.....	87
Figure III.31.Schéma d'un ascenseur mécanique.....	88
Figure III.32.Schéma de la dalle machine de l'ascenseur.....	89
Figure III.33.Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen.....	91
Figure III.34.Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.....	97

## **Chapitre IV : Etude sismique**

Figure IV.1.Vue en 3D.....	106
Figure IV.2.Disposition des voiles.....	107
Figure IV.3. 1 <sup>er</sup> Mode de translation suivant le sens X-X de periode T = 0.778 sec.....	110
Figure IV.4. 2 <sup>ème</sup> Mode de translation suivant le sens Y-Y de periode T = 0.752 sec.....	111
Figure IV.5.3 <sup>ème</sup> Mode de rotation autour de l'axe Z de periode T = 0.620 sec.....	111
Figure IV.6.Spectre de réponse.....	115
Figure IV.7.Présentation de l'effet P- Δ sur la structure.....	120
Figure IV.8.Moment de renversement.....	123

## Chapitre V : Etude des éléments résistants.

Figure V.1.Les sollicitations exercées sur les poteaux.....	129
Figure V.2.Zone nodale.....	132
Figure V.3.Section du poteau.....	135
Figure V.4.Disposition des armatures pour les poteaux .....	142
Figure V.5.Schémas de ferrailage des poteaux .....	146
Figure V.6.Schémas de ferrailage de la poutre P.P et P.S. ....	156
Figure V.7.Disposition des armatures verticales dans le voile.....	158
Figure V.8.Diagramme des contraintes d'une section partiellement comprimée.....	161

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

### Partie I : Voile périphérique :

Figure VI.1.Le voile périphérique.....	169
Figure VI.2.Schéma statique.....	170
Figure VI.3.Répartition des contraintes sur le voile.....	172
Figure VI.4.Ferrailage du voile périphérique.....	177
..	

## **Partie II : Les fondations :**

Figure VI.5.Type de fondations superficielles .....	181
Figure VI.6.Schéma d'un radier nervure.....	185
Figure VI.7.Schéma de radier .....	186
Figure VI.8.Schéma de transmission des charges .....	189
Figure VI.9. Figure VI.9.Schéma de transmission des charges .....	189
FigureVI.10.Le panneau le plus sollicité.....	195
Figure VI.11.Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	198
Figure VI.12.Plan de coffrage de radier nervurée.....	199
Figure VI.13. Schéma statique équivalente selon Y-Y.....	201
Figure VI.14. Schéma statique équivalente selon X-X.....	202
Figure VI.15.Section de la nervure.....	203
Figure VI.16.Schéma de ferrailage du radier en travée et sur appui sens X-X et Y-Y.....	205
Figure VI.17.Schéma statique de débord de radier.....	206
Figure VI.18. Schéma de ferrailage de débord du radier.....	207

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques de la structure .....	2
Tableau I.2. Caractéristiques de béton .....	3
Tableau I.3. Valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_e$ .....	4
Tableau I.4. Caractéristiques de l'acier.....	4

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

Tableau II.1. Charge permanente du palier.....	12
Tableau II.2. Charge permanente de volé .....	12
Tableau II.3. Charges du plancher corps creux terrasse accessible.....	16
Tableau II.4. Charges du plancher corps creux RDC et EC.....	17
Tableau II.5. Charges du plancher sous/sol (parking).....	18
Tableau II.6. Charges permanentes de mur extérieur.....	18
Tableau II.7. Charges permanentes de mur intérieur.....	19
Tableau II.8. Charges permanentes du balcon.....	19
Tableau II.9. Choix des sections des poteaux centraux.....	23
Tableau II.10. Section des poteaux adoptés.....	23
Tableau II.11. Vérification des sections du poteau selon l'RPA.....	24
Tableau II.12. Vérification au flambement.....	25

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Tableau III.1.Vérification de la contrainte de compression dans le béton de l'acrotère.....	32
Tableau III.2.Vérification de la contrainte de compression dans le béton du balcon.....	39
Tableau III.3. Combinaison des charges de l'escalier.....	41
Tableau III.4. Les données utilisées .....	44
Tableau III.5. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier .....	49
Tableau III.6. Les armatures de l'escalier obtenu .....	49
Tableau III.7. Vérification de la flèche de l'escalier .....	51
Tableau III.8. Récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière .....	53
Tableau III.9. Récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELU .....	54
Tableau III.10. Récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELS .....	55
Tableau III.11. Charges et surcharges de la poutrelle.....	57
Tableau III.12. Combinaison des charges de la poutrelle .....	58
Tableau III.13. Evaluation des charges de la poutrelle. ....	60
Tableau III.16. Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2 à l'ELU. ....	88
Tableau III.17. Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2 à l'ELS .....	88
Tableau III.18. Les armatures longitudinales choisies (en travée).....	73
Tableau III.19. Les armatures longitudinales choisies (aux appuis).....	74
Tableau III. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton .....	77

Tableau III.21. Vérification de la flèche de la poutrelle.....	78
Tableau III.22. Les résultats obtenus.....	82
Tableau III.23. Calcul du ferrailage de la dalle pleine .....	83
Tableau III.24. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton.....	86
Tableau III.25. Vérification de la flèche de la dalle pleine.....	87
Tableau III.26. Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine.....	90
Tableau III.27. Récapitulatif des moments de la dalle machine.....	93
Tableau III 28. Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine.....	94
Tableau III.29. Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine.....	96

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

Tableau IV.1. Pénalités en fonction de critère de qualité.....	106
Tableau IV.2. Les valeurs obtenues.....	107
Tableau IV.3. Centre de masse et inertie des niveaux.....	108
Tableau IV.4. Périodes, modes et facteurs de participation massique.....	110
Tableau IV.5. L'effort tranchant modal et les moments à la base (ETABS).....	112
Tableau IV.6. Vérification de la force sismique (statique et dynamique).....	113
Tableau IV.7. Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.....	114
Tableau IV.8. Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.....	114
Tableau IV.9. La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens X-X.....	116

Tableau IV.10.La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	117
Tableau IV.11.Le déplacement inter-étage dans le sens X-X.....	118
Tableau IV.12.Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y.....	119
Tableau IV.13.Vérification de l'effet P- $\Delta$ sens X-X.....	121
Tableau IV.14.Vérification de l'effet P- $\Delta$ sens Y-Y.....	122
Tableau IV.15.Calcul le moment de renversement sens X-X.....	124
Tableau IV.16.Calcul le moment de renversement sens Y-Y.....	125
Tableau IV.17.Centre de gravité et de torsion.....	126
Tableau IV.18.Vérification de renversement.....	126
Tableau IV.19.Vérification de l'effort normal réduit.....	127

### **Chapitre V : Étude des éléments résistants.**

Tableau V.1.Caractéristiques mécanique des matériaux.....	129
Tableau V.2.Armatures maximales et minimales pour chaque zone.....	133
Tableau V.3.Les sollicitations obtenues par ETABS.....	134
Tableau V.4.Choix des armatures.....	138
Tableau V.5.Les armatures adopté.....	139
Tableau V.6.Armature transversale (Zone courante).....	143
Tableau V.7.Armature transversale (Zone nodale).....	143
Tableau V.8.Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant.....	145
Tableau V.9.Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS.....	146
Tableau V.10.Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS.....	150

Tableau V.11.Vérifications de la contrainte à ELS.....	155
Tableau V.12.Ferraillage verticale du voile type 1.....	164
Tableau V.13.Choix des barres du voile type 1.....	164
Tableau V.14.Ferraillage verticale du voile type 2.....	165
Tableau V.15.Choix des barres du voile type 2.....	165
Tableau V.16.Ferraillage verticale du voile type 3.....	166
Tableau V.17.Choix des barres du voile type 3.....	166
Tableau V.18.Ferraillage verticale du voile type 4.....	167
Tableau V.19.Choix des barres du voile type 4.....	167
Tableau V.20.Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.....	168

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

### **Partie I : Voile périphérique :**

Tableau VI.1.Ferraillage du voile périphérique.....	174
Tableau VI.2.Vérifications des contraintes sens X-X.....	176
Tableau VI.3.Vérifications des contraintes sens Y-Y.....	177

## **Partie II : Les fondations :**

Tableau VI.4.Vérification des contraintes sous le radier .....	191
Tableau VI.5.Vérification des contraintes de sol sous le radier.....	192
Tableau VI.6.Vérification de la stabilité au renversement du radier. ....	194
Tableau VI.7. Récapitulatif des moments de la dalle de radier. ....	196
Tableau VI.8. Récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier(ELU). ....	196
Tableau VI.9. Récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier (ELS). ....	196
Tableau VI.10. Récapitulatif de vérification des panneaux de radier .....	197
Tableau VI.11.Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 1.....	201
Tableau VI.12.Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 2.....	202
Tableau VI.13.Récapitulatif de calcul des armatures de la nervure.....	203
Tableau VI.14.Récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELU.....	203
Tableau VI.15.Récapitulatif de vérification des nervures du radier à l'ELS.....	214
Tableau VI.16.Calcul des armatures de débord de radier a ELU.....	206
Tableau VI.17.Calcul des armatures de débord de radier a ELS.....	207

# NOTATIONS ET SYMBOLES

## 1. Majuscules Romaines :

**A (ou  $A_s$  ou  $A_l$ )** : Aire d'une section d'acier (longitudinal).

**A** : Section d'acier tendu.

**A'** : Section d'acier comprimé.

**A<sub>max</sub>, A<sub>min</sub>** : Section d'acier maximale et minimale

**B** : Aire du béton.

**B<sub>r</sub>** : Section réduite du béton d'un poteau.

**L<sub>t</sub>** : Largeur de la section tendue.

**M<sub>t</sub>** : Masse torsionnelle.

**ELS** : Etat Limite de Service.

**ELU** : Etat Limite Ultime.

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation longitudinale différée du béton.

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

**E<sub>s</sub>** : Module de déformation longitudinale de l'acier.

**I** : Moment d'inertie.

**M<sub>f</sub>** : Moment fléchissant.

**M<sub>t</sub>** : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

**M<sub>a</sub>** : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

**M<sub>u</sub>** : Moment fléchissant à l'ELU..

**M<sub>ser</sub>** : Moment fléchissant à l'ELS

**N** : Effort normal.

**N<sub>ser</sub>** : Effort normal de service.

**N<sub>u</sub>** : Effort normal ultime.

$T_u, V_u$	: Effort tranchant ultime.
$G$	: Charge permanente.
$Q$	: Charge d'exploitation.
$E$	: Charge sismique.

## 2. Minuscules Romaines :

$a$	: Largeur d'un poteau
$a_0$ (et $b_0$ )	: Dimension d'une fondation
$b$	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
$b_0$	: Largeur de l'âme d'une poutre
$d$ (et $d_0$ )	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
$c, c$	: Enrobage supérieur et inférieur.
$e$	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
$f_e$	: Limite d'élasticité de l'acier
$f_{cj}$	: Résistance caractéristique à la compression du béton âge de $j$ jours
$f_{tj}$	: Résistance caractéristique à la traction du béton âge de $j$ jours
$g$	: Charge permanente unitaire
$h$	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation
$h_0$	: Hauteur du talon d'une poutre
$h_1$	: Hauteur du hourdis d'une poutre
$i$	: Rayon de giration d'une section
$j$	: Nombre de jours de maturité du béton
$l$	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
$l_s$	: Longueur de scellement droite
$l_f$	: Longueur de flambement
$n$	: Coefficient d'équivalence acier-béton
$q$	: Charge permanente unitaire
$s_t$	: Espacement des armatures transversales
$u$	: Périmètre
$x$	: Abscisse
$y$	: Ordonnée
$z$ (ou $z_b$ )	: Bras de levier du couple de flexion



### 3. Majuscules Grecs :

$\Delta$  : Variation.

$\Sigma$  : Somme.

$\Phi$  : Diamètre nominal d'une barre d'acier.

**W** : Poids.

### 4. Minuscules Grecs :

$\alpha$  : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient sans dimension en général (très utilisé!) (*alpha*)

$a_u$  : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU

$\gamma$  : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*)

$\gamma_b$  : Coefficient partiel de sécurité sur le béton

$\epsilon_{bcmax}$  : Déformations maximale du béton comprimé (*epsilon*)

$\epsilon_{st}$  : Déformations des armatures tendues

$\epsilon_{sc}$  : Déformations des armatures comprimées

$\eta$  : Coefficient de fissuration relatif à une armature (*eta*)

$\lambda$  : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lamda*)

$\mu_{ser}$  : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*)

$\mu_u$  : Moment ultime réduit à l'ELU

$\nu$  : Coefficient de poisson (*nu*)

$\rho$  : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*)

$\sigma$  : Contrainte normale (*sigma*)

$\sigma_{bc max}$  : Contrainte maximale du béton comprimé

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

$\sigma_{sc}$  : Contrainte dans les aciers comprimés

$\tau$  : Contrainte tangente (*tau*)

$\tau_u$  : Contrainte tangente conventionnelle

$\tau_s$  : Contrainte d'adhérence

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence d'entraînement

$\varphi$  : Coefficient de fluage (*phi*)

$\Phi_l$  : Diamètre d'une armature longitudinale

$\Phi_t$  : Diamètre d'une armature transversale

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*)

## 5. Unités

Les unités utilisées en béton armé sont celles du système international (USI) et leurs multiples :

$m, cm, mm$  : Longueur, dimension, portée

$cm^2$  : Section d'acier

$m^2$  : Section

$KN, N, MN$  : Charge ponctuelle

$KNm^{-1}, Nm^{-1}, MNm^{-1}$  : Charge linéique

$KNm^{-2}, Nm^{-2}, MNm^{-2}$  : Charge surfacique

$KNm^{-3}, Nm^{-3}, MNm^{-3}$  : Charge volumique

$KNm, Nm, MNm$  : Moment

$MPa, Pa, KPa$  : Contrainte

Une conversion bien utile :  $1MPa = 1MNm^{-2} = 1Nmm^{-2} = 10^6 Pa$ .

On rencontre encore parfois le *bar* comme unité de contrainte :

$1 Bar = 1 Kg.cm^{-2}$  et  $10 Bar \approx 1MPa$ .

## 6. Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

# Introduction Générale

# Introduction Générale

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

En effet, on est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes études et règlement préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure 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, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques. Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment en (R+8+2sous/sol+soupe) contreventé par des voiles porteurs en béton armé

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- ✓ Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel ETABS 9.7.4
- ✓ Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS 9.7.4 est l'objet du cinquième chapitre.
- ✓ Le sixième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.

*Chapitre I :*

*PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES  
MATERIAUX.*



### I.1.Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier un bâtiment en R+8+2sous/sol+soupenite constitué de :

- ✓ Les deux sous/ sol sont destinés comme des parkings.
- ✓ Un rez-de-chaussée (RDC) est un étage multi services.
- ✓ Du 1<sup>er</sup> au 8<sup>ème</sup> étages sont à usages d'habitations, le 1<sup>er</sup> étage c'est une soupenite.

Le bâtiment est implanté à la wilaya de Béjaia classée par les règles parasismiques algériennes RPA99/version2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, d'après l'article 3.2 de RPA99/version2003.

D'après le rapport du sol, le site est considéré comme site ferme catégorie S2

La contrainte admissible du sol :  $\bar{\sigma}_s = 1.5$  bars à 4.8 m de profondeur.

### I.2.Conception structurelle :

#### I.2.1.Caractéristique géométriques :

Tableau I.1.Caractéristiques géométriques de la structure.

		Dimension (m)
Dimension en plan	Langueur total du batiment	17.18
	Largeur total du batiment	23.75
Dimension en élévation	Hauteur des deux sous/sol	2.85
	Hauteur de RDC	3.50
	Hauteur de la soupenite et les étages courants	2.80
	Hauteur total du batiment	34.4

**I.3.Caractéristiques des matériaux :**

**I.3.1.Le béton :**

Tableau I.2.Caractéristiques de béton.

<b>Résistance</b>	A la compression		$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	A la traction		$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
<b>Contrainte admissible</b>	ELU	Situation durable :	$f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$
		Situation accidentelle :	$f_{bu} = 21.74 \text{ MPa}$
	ELS		$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
<b>Contrainte de cisaillement</b>	Fissuration peu préjudiciable (peu nuisible)		$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \right\}$ $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ .
	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable		$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa} \right\}$ $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$
<b>Module de déformation instantanée</b>			$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$
<b>Module de déformation différée</b>			$E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

### I.3.2.L' aciers :

Tableau I.3.Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

Type	Nuance	$F_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	$F_eE22$	215	Epingle de levage des pièces préfabriquées.
	$F_eE24$	235	
Barres HA Type 1 et 2	$F_eE40$	400	Emploi courant.
	$F_eE50$	500	
Fils tréfiles HA Type 3	$F_eTE40$	400	emploi sous forme des barres droites ou des treillis.
	$F_eTE50$	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant.
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Tableau I.4.Caractéristiques de l'acier.

Module d'élasticité longitudinal de l'acier		$E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$	
Contrainte admissible	ELU	Situation durable : $\{\gamma_s = 1.15\}$	$\sigma_s = 348 \text{MPa}$
		Situation accidentelle : $\{\gamma_s = 1\}$	$\sigma_s = 400 \text{MPa}$
	ELS	Fissuration peu nuisible	$\sigma_s = 348 \text{MPa}$
		Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min}\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n f_{t28}}\right\} = 201.63 \text{MPa}$
		Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min}\left\{\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{n f_{t28}}\right\} = 165 \text{MPa}$

### **I.4.Règles et normes utilisées :**

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ✓ Les règlements parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003).
- ✓ Le béton armé aux états limites (BAEL 91).
- ✓ Le code de béton armé (CBA93).
- ✓ Le document technique réglementaire charge et surcharge (DTR-BC2.2).

### **Conclusion :**

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures à dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de béton de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

*Chapitre II :*

*PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.*



### 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 RPA99/ Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Le calcul de pré dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

### II.1. Les planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan, elles reposent sur deux, trois ou quatre appuis.

La détermination de l'épaisseur de la dalle dépend de plusieurs conditions.

Notre structure comporte deux types de planchers:

- **Plancher en corps creux.**
- **Plancher en dalle pleine.**

#### II.1.1. Plancher en corps creux :

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

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

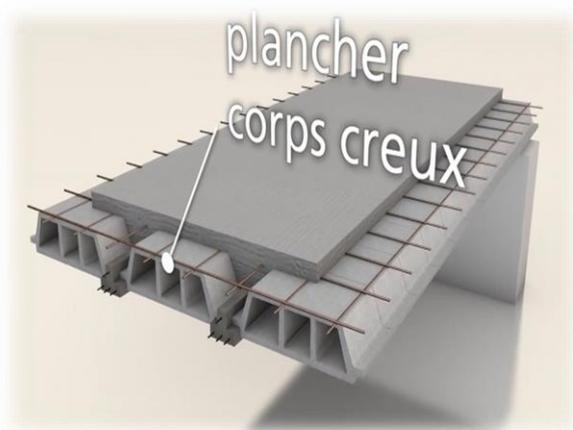


Figure II.1. Plancher corps creux.

**a) Résistance au feu :**

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

$e = 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.

$e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.  $\longrightarrow e = 11\text{cm}$

$e = 17.5\text{cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.

**b) Condition acoustique :**

Selon les règles du BAEL 91/99 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.  $\longrightarrow e = 15\text{cm}$

**c) Condition de résistance à la flexion :**

La résistance à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{\text{Min}(L_{x,\text{max}}, L_{y,\text{max}})}{22.5}$$

Avec :

**L** : Longueur max entre nus d'appuis.

$$L_{x,\text{max}} = 558 - 30 \longrightarrow L_{x,\text{max}} = 528 \text{ cm.}$$

$$L_{y,\text{max}} = 530 - 30 \longrightarrow L_{y,\text{max}} = 500 \text{ cm.}$$

$$\text{Min}(L_{x,\text{max}}, L_{y,\text{max}}) = \text{Min}(528, 500) \longrightarrow L=500\text{cm.}$$

$$\text{Donc : } e \geq \frac{500}{22.5} = 22.22\text{cm} \longrightarrow e = 24\text{cm}$$

$$e = \text{Max} \{11, 15, 24\} \text{ (cm)}$$

En tenant compte des conditions précédentes l'épaisseur du plancher corps creux est : **e=24cm** composés d'un hourdis de **20 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur.

### II.1.2. Plancher en dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Leur épaisseur est déterminée à partir des conditions ci-après:

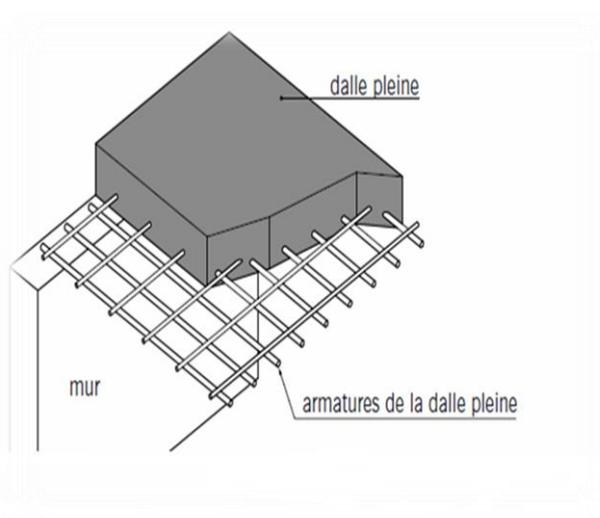


Figure II.2. Plancher dalle pleine.

#### a) Résistance au feu :

$$e \geq 11\text{cm.}$$

#### b) Condition acoustique :

Les planchers doivent limiter la transmission des bruits aériens, un bon isolement est obtenu en augmentant la masse surfacique ( $\text{Kg}/\text{m}^2$ ) des planchers suivant la loi de masse :

$$2500 \times e \geq 400 \text{ Kg}/\text{m}^2 \rightarrow e \geq 16\text{cm}$$

#### c) Condition de résistance à la flexion:

- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis:  $L/50 < e < L/40$
- Dalles reposant sur deux appuis:  $L/35 < e < L/30$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

---

**L** : La plus grande portée entre nus d'appuis dans les 2 sens.

Dans notre cas la dalle repose sur les quatre côtés et  $L = 510 \text{ cm}$

$$510/50 < e < 510/40 \quad \longrightarrow \quad 10.2 < e < 12.75$$

En tenant compte des conditions précédentes l'épaisseur du plancher dalle pleine est :

**$e = 16 \text{ cm}$ .**

### II.2. Les balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } \mathbf{L}: \text{ Largeur de balcon.}$$

$$e \geq \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

On adopte l'épaisseur du balcon :  **$e = 15 \text{ cm}$ .**

### II.3. Les escaliers :

#### II.3.1. Définition :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série des marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pieds d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence.

#### II.3.2. Terminologie :

Un escalier se compose de :

**-La volée** : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.

**-Le palier** : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

**-La paillasse** : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

---

- Le jour** : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- La marche** : c'est la surface délimitée par la foulée et l'embranchement.
- La contre marche** : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- L'embranchement** : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- Le collet** : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.
- La foulée** : c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.
- La ligne de foulée** : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'embranchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'embranchement.
- Le nez d'une marche** : Arrêt ou partie saillante de la marche

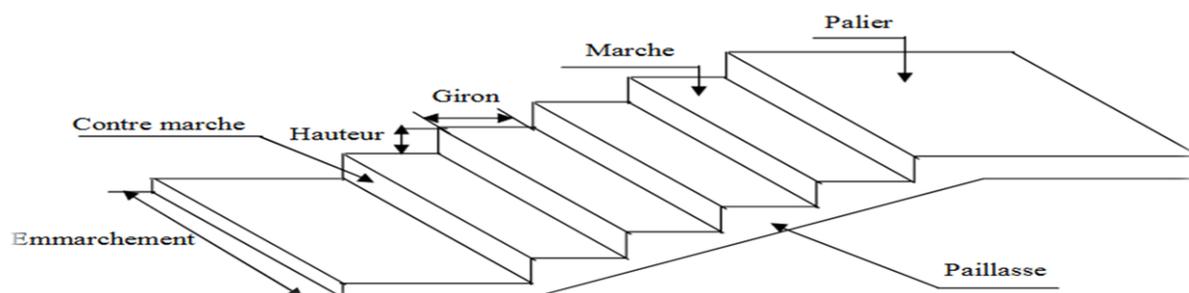


Figure II.3.Schéma d'un escalier.

### II.3.3.Pré dimensionnement :

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur, l'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée, de départ et éventuellement, des paliers intermédiaires.

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

---

Notre structure contient deux types d'escalier :

1<sup>er</sup> type : escalier balancé pour la soupente fabrique en bois.

2<sup>ème</sup> type : escalier a deux volées avec un palier intermédiaire.

**Pour les étages courants : H=2.80 m.**

**Caractéristiques géométriques :**

Hauteur :  $H = 2.80$  m.

Giron :  $g = 30$  cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a  $59 < 2h + g < 66$  donc :  $14.5 < h < 18$

On prend :  $h = 17$  cm.

Donc le nombre de contre marches égale :

$$NC.EC = 280/17=16$$

Soit 16 contre marches, on a deux volées, donc :

Volée 1 : 8 contre marches.

Volée 2 : 8 contre marches.

➤ **Détermination de l'épaisseur de la pailasse :**

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L'}$$

Hauteur réelle de pailasse  $h' = N_C \times h = 8 \times 17 = 1.36$  m

Ligne de foulée  $L' = (n - 1) \times g = (8 - 1) \times 30 = 2.10$  m

$$\tan \alpha = \frac{1.36}{2.10} = 33^\circ$$

La longueur de volée est :  $L_0 = \frac{h'}{\sin \alpha} = \frac{1.36}{\sin 33} = 2.50$  m

$$L = 1.60 + 2.50 + 1.25 = 5.35 \text{ m}$$

L'épaisseur de la pailasse:  $e \geq \text{Max} \left\{ \frac{L}{30} ; 10 \text{ cm} \right\}$

$$e \geq \text{Max} \left\{ \frac{535}{30} ; 10 \text{ cm} \right\} = 17.83 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur du l'escalier :  $e = 20$  cm

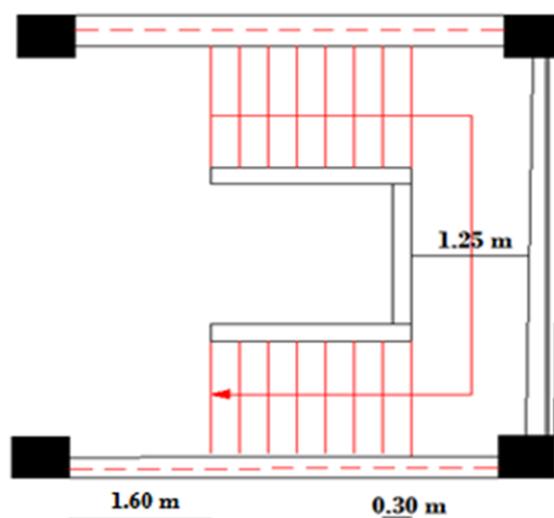


Figure II.4. Vue en plan d'escalier à deux volées (EC).

### II.3.4. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau II.1. Charge permanente du palier.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Carrelage</b>	0.02	22	0.44
<b>Lit de sable</b>	0.03	18	0.54
<b>Mortier de pose</b>	0.02	20	0.40
<b>Poids propre du palier</b>	0.20	25	5.00
<b>Enduit ciment</b>	0.02	18	0.36
<b>G</b>			<b>6.74</b>
<b>Q</b>			<b>2.5</b>

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

Tableau II.2.Charge permanente de volé.

Eléments constituant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage.	0.02	22	0.44
Lit de sable.	0.03	18	0.54
Chape de ciment.	0.02	20	0.4
Paillasse.	0.20	25	5.00
Marches.	0.17/2	22	1.87
Enduit en ciment.	0.02	18	0.36
Garde-corps.	/	/	1
		<b>G</b>	<b>9.61</b>
		<b>Q</b>	<b>2.5</b>

### II.4.Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, des sections rectangulaires ou en T. Le Pré-dimensionnement se fera selon le BAEL91/99 et les vérifications selon le RPA99/version2003.

Selon BAEL91/99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3h < b < 0.7h \end{array} \right.$$

Selon RPA99/version2003 : (Art 7.5.1 RPA99/version2003)

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

Avec:

**L** : La plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

**h**: La hauteur de la poutre.

**b**: La largeur de la poutre.

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. On a deux types des poutres :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

### II.4.1. Les poutres principales : (sens porteur)

On a :  $L_{\max} = 558 \text{ cm}$  ; donc :

$$\frac{558}{15} < h < \frac{558}{10} \longrightarrow 37.2 \text{ cm} < h < 55.8 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{h=45 \text{ cm.}}$$

$$0.3 \times 45 < b < 0.7 \times 45 \longrightarrow 13.5 < b < 31.5 \quad \text{On prend : } \mathbf{b=30 \text{ cm.}}$$

Vérification des conditions de résistance exigée par l'RPA99/version2003 :

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ .....Vérifiée.

$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ .....Vérifiée.

$$\frac{h}{b} = 1.5 < 4 \text{.....Vérifiée.}$$

Donc on opte des poutres principales de section : **(30 ; 45) cm.**

### II.4.2. Les poutres secondaires : (sens non porteur)

On a :  $L_{\max} = 530 \text{ cm}$  ; donc :

$$\frac{530}{15} < h < \frac{530}{10} \longrightarrow 35.33 < h < 53 \quad \text{On prend : } \mathbf{h=45 \text{ cm.}}$$

$$0.3 \times 45 < b < 0.7 \times 45 \longrightarrow 13.5 < b < 31.5 \quad \text{On prend : } \mathbf{b=30 \text{ cm.}}$$

Vérification des conditions de résistance exigée par l'RPA99/version2003 :

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ .....Vérifiée.

$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ .....Vérifiée.

$$\frac{h}{b} = 1.5 < 4 \text{.....Vérifiée.}$$

Donc on opte des poutres secondaires de section : **(30 ; 45) cm.**

### II.5. Les poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, selon les règles BAEL91 les poutrelles sont dimensionnée comme suite :

On prend  $L_n = 65 \text{ cm}$  la distance entre axes des poutrelles.

$$\text{Et } b_1 = \text{Min} \left( \frac{L_n}{2} ; \frac{L_{x.\text{max}}}{10} ; [6h_0, 8h_0] \right)$$

$h_0$  : la hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

$L_{x.\text{max}}$  : la portée maximale de la poutrelle = 5 m.

$$\text{D'où } b_1 = \text{Min} (32.5 ; 50 ; [24,32])$$

$$\text{Donc } 24 < b_1 < 32$$

$$\text{On prend } b_1 = 26.5 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } b_0 = L_n - 2b_1 = 12 \text{ cm.}$$

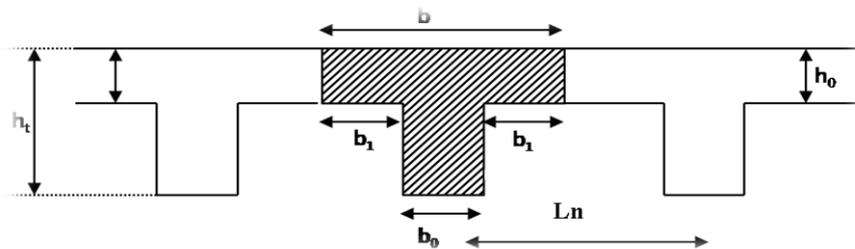


Figure II.5. Dimension de la poutrelle.

### II.6. Les voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, linéaires ou non, en béton armé.

Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/version 2003 :

- L'épaisseur minimale d'un voile 15cm.
- $e < L/4$
- $e \geq \text{Max} \left( \frac{he}{25} ; \frac{he}{22} ; \frac{he}{20} \right)$

Avec :

**L** : Longueur du voile.

**e** : L'épaisseur du voile.

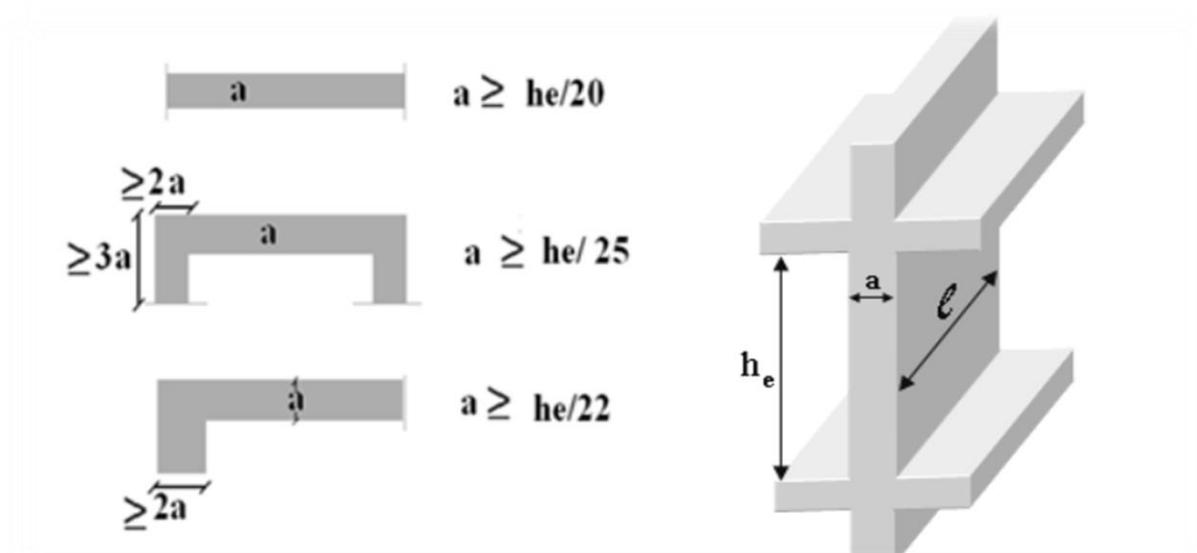


Figure II.6. Les dimensions du voile.

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type (cas le plus défavorable) avec :  
 $h_e = 3.10 \text{ m}$ .

$$e \geq \text{Max} \left( 15\text{cm}; \frac{310}{25}; \frac{310}{22}; \frac{310}{20} \right) \implies e \geq \text{Max} (15\text{cm}; 12.4; 14.09; 15.50).$$

$$e \geq 15.50 \text{ cm}.$$

On prend  $e = 20 \text{ cm}$  pour tous les niveaux.

### II.7. Les poteaux :

#### II.7.1. Descente des charges :

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément de la structure, les différents charges et surcharges existantes :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

### 1. Plancher terrasse accessible (corps creux) :

Tableau II.3.Charges du plancher corps creux terrasse accessible.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	20	0.4
Forme de pente en béton	10	22	2.2
Lit de sable	2	18	0.36
Mortier de pose	2	20	0.4
Plancher en corps creux	20+4	/	3.20
Enduit plâtre	2	10	0.2
<b>G<sub>TA</sub></b>			<b>6.76</b>
<b>Q<sub>TA</sub></b>			<b>1.5</b>

### 2. Plancher du RDC, la soupente et les étages courants (corps creux) :

Les planchers RDC et les étages courants sont en corps creux. La figureII.7 montre en détail les différents matériaux constituant ces planchers.

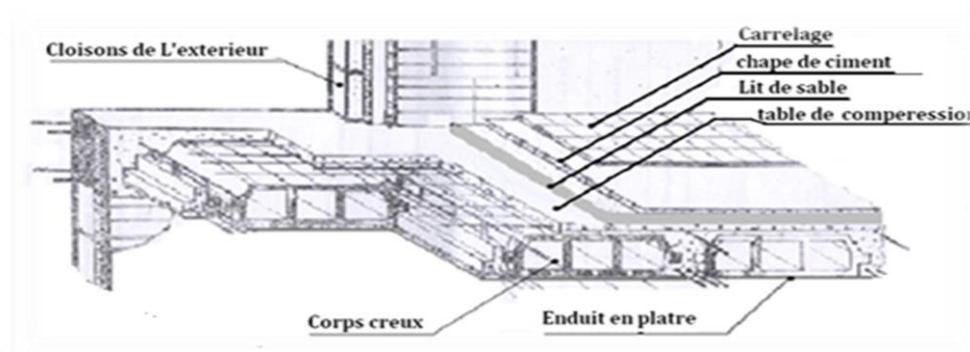


Figure II.7.Détail de plancher corps creux.

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

Tableau II.4.Charges du plancher corps creux RDC et EC.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle de compression + corps creux	20+4	/	3.20
Enduit plâtre	2	10	0.20
Cloison de séparation	/	/	1.00
			<b>G<sub>RDC et EC</sub></b>
			<b>5.56</b>
			<b>Q<sub>RDC</sub></b>
			<b>2.5</b>
			<b>Q<sub>E-C</sub></b>
			<b>1.5</b>

### 3. Plancher sous/sol : (parking)

Tableau II.5.Charges du plancher sous/sol (parking).

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	16	25	4.00
Enduit plâtre	2	10	0.20
Cloison de séparation	/	/	1.00
			<b>G<sub>S</sub></b>
			<b>6.36</b>
			<b>Q<sub>S</sub></b>
			<b>2.5</b>

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

### 4. Maçonnerie :

- Mur extérieur (double cloison).
- Mur intérieur.

Tableau II.6.Charges permanentes de mur extérieur.

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Mortier de ciment	2	22	0.44
Brique creuse	20	9	1.8
Enduit de plâtre	2	10	0.2
<b>G<sub>mur ext</sub></b>			<b>2.44</b>

Tableau II.7.Charges permanentes de mur intérieur.

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en ciment extérieur	2	20	0.4
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit en ciment intérieur	2	14	0.28
<b>G<sub>mur int</sub></b>			<b>1.58</b>



Figure II.8.Mur double cloison (gauche); Mur simple cloison (droite)

### 5. Balcon :

Tableau II.8.Charges permanentes du balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en BA	15	25	3.75
Enduit de ciment	3	10	0.30
<b>G balcon</b>			<b>5.21</b>
<b>Q balcon</b>			<b>3.5</b>

### II.7.2.Coffrage des poteaux :

On dimensionne le poteau le plus sollicité en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime de résistance

$$(N_u = 1.35G + 1.5Q).$$

D'après l'article B 8.4.1 du CBA93, l'effort normal ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

**A** : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

**B<sub>r</sub>** : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\gamma_b = 1.5.$$

$$\gamma_s = 1.15$$

**α** : Est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, la valeur de  $\alpha$  est divisée par 1.1

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 28 jours, la valeur de  $\alpha$  est divisée par 1.2 et  $f_{c28}$  est remplacée par  $f_{cj}$

Selon les règles du **BAEL91/99**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

$$B_r \geq (k \beta N_u) / ((\theta f_{bu}/0.9) + (A_s/B).f_{ed})$$

Où

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

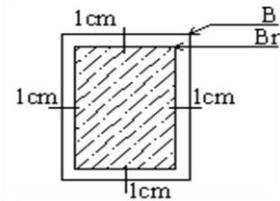


Figure II.9. La section réduite de poteau.

Avec :

Pourcentage **minimal** des armatures est de 0.8% en zone IIa :

$$\text{Zone IIa: } A_s = 0.8\% B \longrightarrow A_s/B = 0.8/100 \longrightarrow A_s/B = 0.008.$$

$B_r$  : La section réduite de poteau (en  $\text{cm}^2$ ) et  $B_r = (a - 2\text{cm}) \times (b - 2\text{cm})$ .

$N_u$  : L'effort normal ultime et  $N_u = 1.35G + 1.5Q$ .

$B$  : Aire total de la section du poteau.

$A_s$  : Section d'acier minimale

Le calcul se fait en compression centrée. On fixe l'élanement mécanique forfaitairement à  $\lambda = 35$  (pour que toutes les armatures participent à la résistance).

$$\longrightarrow \beta = 1 + 0.2 \times 1 = 1.2$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \theta \gamma_b ; f_{ed} = f_e / \gamma_s.$$

$f_{c28}$  : Résistance à la compression de béton  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

$$\text{Donc : } f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; f_{ed} = 348 \text{ MPa}$$

$\lambda$  : Est égale à 35 pour être toujours dans la compression centrée suivant le même article, d'où :  $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times 1) \longrightarrow \alpha = 0.708$ .

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

Donc :  $B_r \geq ((1 \times 1.2 \times N_u \cdot 10^{-3}) / (1 \times (14.2 / 0.9) + (0.80 / 100) \times 348)) \cdot 10^4$

$$\implies B_r \geq 0.64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Loi de dégression des charges d'exploitation est donnée par l'article 6 du DTR BC 2.2

- Pour la toiture.....  $Q_0$
- Pour le dernier étage .....  $Q_1$
- Pour l'étage immédiatement inférieur .....  $0.9Q_1$
- Pour l'étage immédiatement inférieur .....  $0.8Q_1$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5 Q_1$ , valeur conservée pour les autres étages inférieurs.

### Remarque:

Pour avoir une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, et pour faciliter la réalisation il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

#### 1. Poteau central :

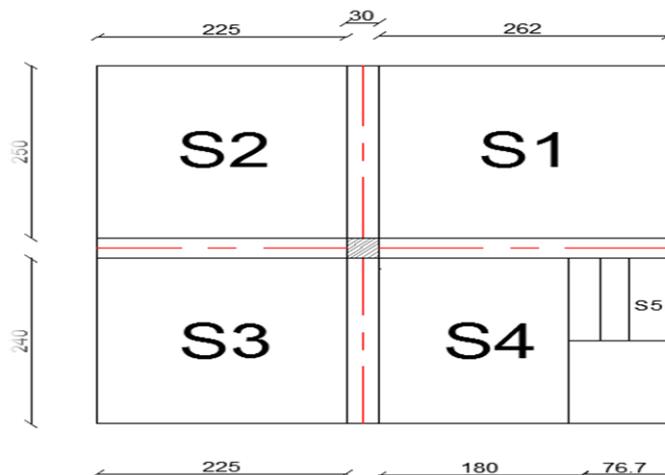


Figure II.10.Poteau central.

#### a. Calcul de la surface afférente de poteau central :

$$S_{\text{aff}} = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S1 = 2.50 \times (2.62 + 2.59) / 2 = 6.51 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.25 \times 2.50 = 5.63 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.25 \times 2.40 = 5.4 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2.40 \times 1.80 = 4.32 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = 21.86 \text{ cm}^2.$$

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

$$S5 = (0.767 / \cos(33.69) + 0.785 / \cos(33.69)) \times 1.35 / 2 = 1.26 \text{ m}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau II.9. Choix des sections des poteaux centraux.

Niveau	$G_{cum}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q_{cum}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$21.86N_u$ plancher (KN/m <sup>2</sup> )	$1.26N_u$ escalier (KN/m <sup>2</sup> )	$1.35Pot$	$1.1N_u$ (KN)	$B_r = 0.64N_u$	$\sqrt{B_r + 2}$ (cm)	axb (cm <sup>2</sup> )
8	6.76	1.50	11.38	16.72	0.00	296.721	189.902	15.780	40x40
7	12.32	3.00	21.13	33.45	15.12	571.134	365.526	21.119	40x40
6	17.88	4.35	30.66	50.17	15.12	823.490	527.034	24.957	40x40
5	23.44	5.55	39.97	66.89	15.12	1070.436	685.079	28.174	45x50
4	29.00	6.60	49.05	83.62	21.26	1318.740	843.993	31.052	45x50
3	34.56	7.50	57.91	100.34	21.26	1554.865	995.114	33.545	45x50
2	40.12	8.25	66.54	117.06	21.26	1785.580	1142.771	35.805	55x60
1	45.68	8.85	74.94	133.79	31.19	2021.821	1293.966	37.972	55x60
Soupenite	51.24	9.30	83.12	150.51	31.19	2241.716	1434.698	39.877	55x60
RDC	56.80	10.20	91.98	167.24	38.98	2486.424	1591.311	41.891	65x65
S/S 2	63.16	11.70	102.82	167.24	40.64	2748.812	1759.240	43.943	65x65
S/S 1	69.52	13.20	113.65	167.24	40.64	3009.375	1926	45.886	65x65

Tableau II.10. Section des poteaux adoptés.

Niveau	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
Les deux sous/sol + RDC	(65x65)
La soupenite, 1 <sup>er</sup> étage et 2 <sup>ème</sup> étage	(55x60)
3 <sup>ème</sup> étage, 4 <sup>ème</sup> étage et 5 <sup>ème</sup> étage	(45x50)
6 <sup>ème</sup> étage, 7 <sup>ème</sup> étage et 8 <sup>ème</sup> étage	(40x40)

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

### ➤ Vérification des sections selon l’RPA99/version2003 :

D’après l’article 7.4.1. du RPA99/version2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a,b)} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Cond1} \\ \text{Min (a,b)} \geq h_e/20 \dots\dots\dots \text{Cond2} \\ 1/4 < a/b < 4 \dots\dots\dots \text{Cond3} \end{array} \right. \quad (\text{en zone IIa})$$

a,b: Les dimensions de la section transversale du poteau.

Et  $h_e$ : La hauteur libre de l’étage.

Avec :

$$h_e = L_0 - e_p$$

$L_0$ : La hauteur totale de l’étage.

$e_p$  : L’épaisseur du plancher  $e_p = (20+4) \text{ cm} = 24 \text{ cm}$ .

Tableau II.11. Vérification des sections du poteau selon l’RPA.

Etages	B (cm <sup>2</sup> )	Min (a,b) (cm)	Cond1	$h_e$ (cm)	$\frac{h_e}{20}$	Cond2	$\frac{a}{b}$	Cond3
<b>Les deux sous/sol</b>	(65x65)	65	<b>CV</b>	261	13.05	<b>CV</b>	1	<b>CV</b>
<b>RDC</b>	(65x65)	65	<b>CV</b>	326	16.30	<b>CV</b>	1	<b>CV</b>
<b>La soupenne, 1<sup>er</sup> étage et 2<sup>ème</sup> étage</b>	(55x60)	55	<b>CV</b>	256	12.80	<b>CV</b>	1.09	<b>CV</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage, 4<sup>ème</sup> étage et 5<sup>ème</sup> étage</b>	(45x50)	45	<b>CV</b>	256	12.80	<b>CV</b>	1.11	<b>CV</b>
<b>6<sup>ème</sup> étage, 7<sup>ème</sup> étage et 8<sup>ème</sup> étage</b>	(40x40)	40	<b>CV</b>	256	12.80	<b>CV</b>	1	<b>CV</b>

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

### ➤ Vérification au flambement :

On doit vérifier que :  $\lambda \leq 35$ .

On a :  $\lambda = \frac{L_f}{i}$  (l'élancement).

Avec :

$L_f = 0.7 l_0$  ( $L_f$  longueur de flambement et  $l_0$  c'est la hauteur de l'étage).

$i = \sqrt{I/B}$  (rayon de giration de la section transversale).

$$I = \frac{a^4}{12} \text{ et } B = a^2 \longrightarrow i = \sqrt{\frac{\frac{a^4}{12}}{a^2}} \longrightarrow i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

On aura donc :

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{\frac{a}{\sqrt{12}}} \longrightarrow \lambda = \frac{0.7 l_0 \sqrt{12}}{a}$$

Tableau II.12. Vérification au flambement.

Étages	B= (axb) (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> = 0.7 l <sub>0</sub> (cm)	i = $\frac{a}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$	$\lambda \leq 35$
<b>Les deux sous/sol</b>	(65x65)	285	199.5	18.76	10.63	<b>CV</b>
<b>RDC</b>	(65x65)	350	245	18.76	18.66	<b>CV</b>
<b>La soupenite ,1<sup>er</sup> étage et 2<sup>ème</sup> étage</b>	(55x60)	280	196	17.32	11.32	<b>CV</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage, 4<sup>ème</sup> étage et 5<sup>ème</sup> étage</b>	(50x45)	280	196	14.43	13.58	<b>CV</b>
<b>6<sup>ème</sup> étage, 7<sup>ème</sup> étage et 8<sup>ème</sup> étage</b>	(40x40)	280	196	11.55	16.97	<b>CV</b>

*Chapitre III :*

*CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.*



### Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments, des éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement et des éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Pour les éléments secondaires leur étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

### III.1.Etude de l'acrotère :

#### III.1.1.Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 KN/ml (main courante), provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée.

#### III.1.2.Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère :

➤ Surface de l'acrotère :

$$S = \left( \frac{0.15 \times 0.05}{2} \right) + (0.09 \times 0.15) + (0.6 \times 0.15) = 0.1073 \text{ m}^2$$

➤ Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.1073 = 2.68 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation : Q = 1.00 KN/ml

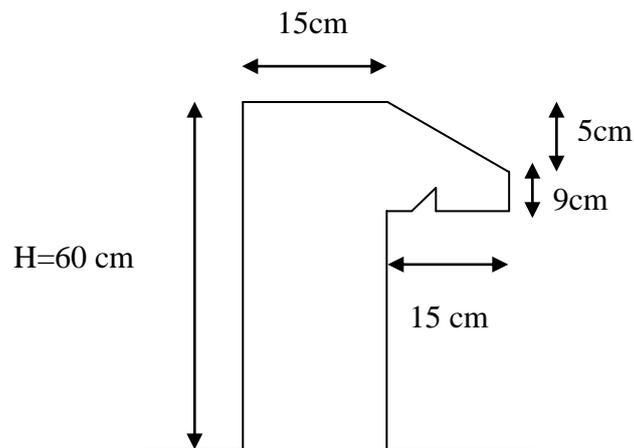


Figure III.1.Schéma de l'acrotère.

### III.1.3.Vérification au séisme :

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 6.2.3**) les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p. \quad (F_p \leq 1.5 Q).$$

Avec :

$F_p$  : Force horizontal pour les éléments secondaires des structures.

$A$ : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1 RPA99/version2003) suivant la zone sismique (**zone IIa**) et le groupe d'usage du bâtiment (**groupe2**).

$$\longrightarrow A = 0.15.$$

$C_p$ : Facteur de force horizontal variant entre 0.3 et 0.8 tableau (6.1 RPA99/version2003)

$$\longrightarrow C_p = 0.8 \text{ (élément en console).}$$

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère

$$\longrightarrow W_p = 2.68 \text{ KN/ml.}$$

D'où :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.68 = 1.29 \text{ KN/ml.}$

$$\longrightarrow F_p = 1.29 \text{ KN/ml.}$$

On a :  $F_p = 1.29 \text{ KN/ml} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{CV.}$

Donc :

- ✓ Charge permanente :  $G = 2.68 \text{ KN/ml.}$
- ✓ Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

**III.1.4. Calcul des sollicitations :**

$$N_u = 1.35 \times G = 3.62 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times H = 0.9 \text{ KN. m/ml}$$

$$N_{ser} = G = 2.68 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 0.6 \text{ KN. m/ml}$$

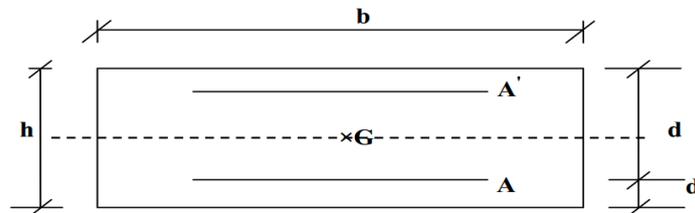


Figure III.2. Section de calcul d'acrotère

**III.1.5. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :**

Le calcul se fait à la flexion composée pour la section  $b = 100 \text{ cm}$  et  $d = 0.9h = 13.5 \text{ cm.}$

**a) Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.62} = 24.86 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c = 5.5 \text{ cm} < e_u$  , donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_1$ ) qui égale à :

$$M_1 = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 2.26 \text{ KN. m/ml}$$

**b) Moment réduit ( $\mu_u$ ) :**

$$\mu_u = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 0.009$$

✓ **Calcul de  $\mu_l$  :**

$$\text{On a : } f_e E 400$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\text{D'où : } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668$$

$$\text{donc : } \mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.392$$

$$\mu_u = 0.009 < \mu_l$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus)

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \mu_u = 0.009 \Rightarrow \beta_u = 0.011$$

$$\text{D'où } A_s = 0.61 \text{ cm}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.59 \text{ cm}^2$$

**c) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99**

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28}$  : la résistance caractéristique de béton à la traction.

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

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_s = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec espacement de 20 cm.

**III.1.6.Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$V_u$  : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{1.5 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.011 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  **condition vérifié**

Donc pas besoin d'armatures transversales.

**III.1.7.Vérification de Contrainte d'adhérence :**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : la somme des périmètres des armatures tendues .

Donc :

$$\sum U_i = 5 \times 8 \times 3.14 = 125.6 \text{ mm.}$$

D'ou :  $\tau_u = 0.098 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa}$  **condition vérifiée**

### III.1.8. Calcul des armatures de répartition :

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec espacement de 20 cm.

### III.1.9. Vérification des espacements des barres :

a) Armature principale :

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

avec h: hauteur de la section = 15 cm

b) Armature transversal :

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

### III.1.10. Vérification à l'ELS:

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  (Choisie en fonction de la fissuration).

#### A. Vérification des contraintes maximales dans le béton :

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

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

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ( $\sigma_{bc} = K \times Y$ )

Avec :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre :

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \sqrt{\left[ 1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2} - 1 \right]}$$

**Avec :** 
$$\left[ \begin{array}{l} \eta = 15 \text{ (c'est le coefficient d'équivalence acier - béton).} \\ A_s' = 0 \end{array} \right.$$

$$Y = 15 \frac{2.51}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 13.5 \times 2.51}{7.5 \times (2.51)^2}} - 1 \right] \longrightarrow Y = 2.83 \text{ cm.}$$

**Calcul de Moment d'inertie I :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2]$$

$$I = \frac{100}{3} (2.83)^3 + 15 [2.51 (13.5 - 2.83)^2] \longrightarrow I = 5041.92 \text{ cm}^4$$

D'ou:  $K = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{5041.92 \times 10^{-8}} = 11.90 \text{ MPa/m}$

$$\sigma_{bc} = 11.90 \times 0.0283 = 0.34 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} = 0.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée.}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.1. Vérification de la contrainte de compression dans le béton de l'acrotère.

<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>A<sub>s</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>K</b> <b>(MPa/m)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>Observation</b>
0.6	2.51	2.83	5041.92	11.90	0.34	15	<b>C.V</b>

**B. Vérifications des contraintes maximales dans l'acier:**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

Avec :

$$\eta = 1.6$$

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} [266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPa.}}$$

$$\sigma_s = nK(d - y)$$

Tel que :  $n = 15$ .

$$\sigma_s = 15 \times 11.90 \times (0.135 - 0.0283)$$

$$\sigma_s = \mathbf{19.05 \text{ MPa.}}$$

$\sigma_s = 19.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$

➤ Schéma de ferrailage de l'acrotère :

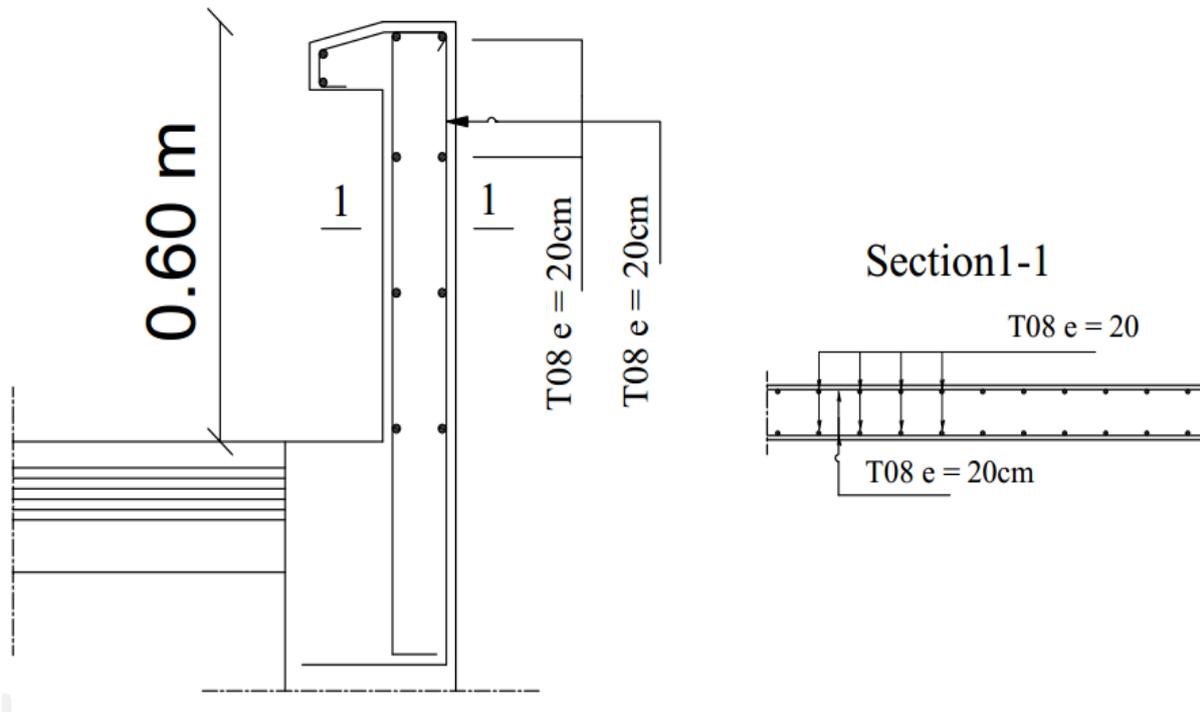


Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.2. Etude de balcon:

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée  $L=1.20\text{m}$  et d'épaisseur  $e=15\text{cm}$ , encastré à son extrémité.

#### III.2.1. Evaluation des charges:

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

Charge permanentes :  $G_1 = 5.21 \text{ KN/m}^2$ .

Surcharges sur le balcon :  $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

Charge de garde-corps :  $G_2 = 1 \text{ KN/ml}$ .

#### III.2.2. Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

##### Combinaison fondamentale :

a) L'ELU :

$$q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 3.5 = 12.28 \text{ KN/ml}$$

$$\longrightarrow q_u = 12.28 \text{ KN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 G_2 = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml.}$$

$$\longrightarrow P_u = 1.35 \text{ KN/ml.}$$

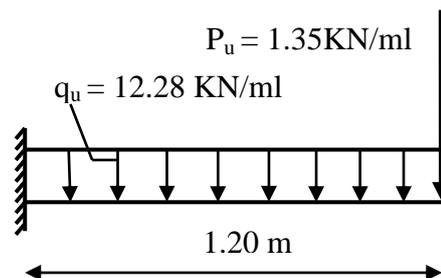


Figure III.4. Schéma statique de la dalle pleine à l'ELU du balcon.

**b) L'ELS :**

$$q_s = G + Q = 5.21 + 3.5 = 8.71 \text{ KN/ml.}$$

→  $q_s = 8.71 \text{ KN/ml.}$

$$P_s = G_2 = 1 \text{ KN/ml.}$$

→  $P_s = 1 \text{ KN/ml.}$

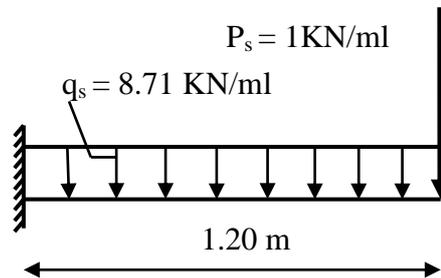


Figure III.5. Schéma statique de la dalle pleine à l'ELS du balcon.

➤ **Moment d'encastrement**

$$M_u = \frac{qu \times l^2}{2} + pu \cdot l = \frac{12.28 \times 1.2^2}{2} + 1.35 \times 1.2 = 10.46 \text{ KN. m}$$

$$M_{ser} = \frac{qs \times l^2}{2} + ps \cdot l = \frac{8.71 \times 1.2^2}{2} + 1 \times 1.20 = 7.47 \text{ KN. m}$$

### III.2.3. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

$$b = 100 \text{ cm ; } h = 15 \text{ cm ; } d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm ; } d' = C' = 2 \text{ cm}$$

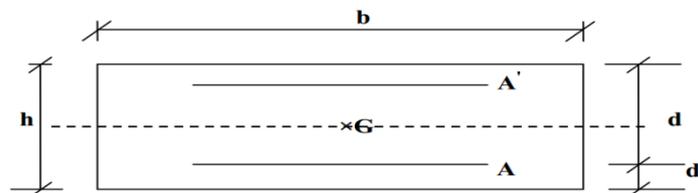


Figure III.6. Section du calcul du balcon.

**a) Moments ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{10.46*10^{-3}}{1*(0.135)^2*14.2} = 0.0404$$

$$\mu_l = 0.8*\alpha_l(1-0.4\alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \longrightarrow \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{\frac{400}{1.15}}{200000} * 1000 \longrightarrow \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8*0.668(1-0.4*0.668) = 0.392$$

$\mu_{bu} = 0.0404 < \mu_u = 0.392$ , donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

**b) Section d'armature :**

$$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0404)}) = 0.052$$

**Donc :**  $\beta = 0.98$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{10.46*10^6}{0.98*135*348} = 227.19 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.27 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ , avec espacement de 25 cm.

**c) Condition de non fragilité :**

La section minimale est :

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_s = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec espacement de 25 cm.

**III.2.4. Vérification à l'ELU :**

**a) Contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$V_u$ : L'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = q_u l + p_u = 16.09 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{16.09}{1 \times 135} = 0.12 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u = 0.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifié**

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

**b) Contrainte d'adhérence :**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a : } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$D'où : \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a : } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum u_i = n\pi\emptyset$  : Somme du périmètre utile des barres.

**n**: Nombre des barres.

**$\emptyset$** : Diamètre des barres.

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

D'où :  $\tau_u = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifié**

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### III.2.5. Calcul des armatures de répartition :

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **A = 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml**, avec espacement de 25 cm.

### III.2.6. Vérification des espacements des barres :

a) **Armature principale :**

$$S_p = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 **Condition vérifiée**

b) **Armature transversal :**

$$S_s = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 **Condition vérifiée**

### III.2.7. Vérifications à ELS :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  (Choisie en fonction de la fissuration)

**1. Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton du balcon.

<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>A<sub>s</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>K</b> <b>(MPa/m)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ̄<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>Observation</b>
7.47	3.14	3.13	6087.13	122.71	3.84	15	<b>C.V</b>

**2. Vérifications des contraintes maximales dans l'acier :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \longrightarrow \bar{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPa.}}$$

$$\sigma_s = nK(d - y)$$

Tel que :  $n = 15$ .

$$\sigma_s = 15 \times 122.71 \times (0.135 - 0.0313)$$

$$\sigma_s = \mathbf{190.88 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = 190.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \mathbf{\text{La Condition est vérifiée.}}$$

**III.2.8. Vérification de la flèche :**

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.125 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.125 > 0.10) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.00232 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 120 \text{ cm} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 7.47 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Donc : Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage de balcon :**

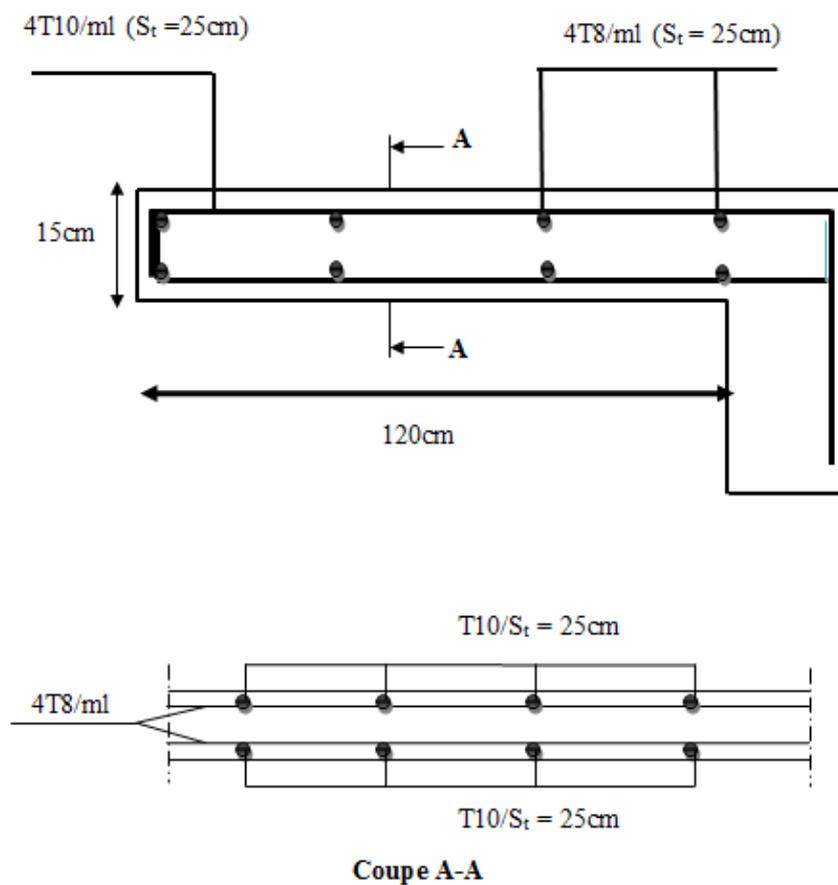


Figure III.7. Schéma de ferrailage de balcon.

### III.3. Etude des escaliers :

#### III.3.1. Calcul des sollicitations :

A l'E.L.U:  $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$

A l'E.L.S:  $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.3. Combinaison des charges de l'escalier.

	<b>G</b> (KN/m <sup>2</sup> )	<b>Q</b> (KN/m <sup>2</sup> )	<b>P<sub>u</sub></b> (KN/m <sup>2</sup> )	<b>P<sub>ser</sub></b> (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Palier</b>	6.74	2.5	12.85	9.24
<b>Volé</b>	9.61	2.5	16.72	12.11

NB : On prend le cas le plus défavorable (EC).

#### III.3.2.A.L'ELU :

##### III.3.2.1. Schéma statique :

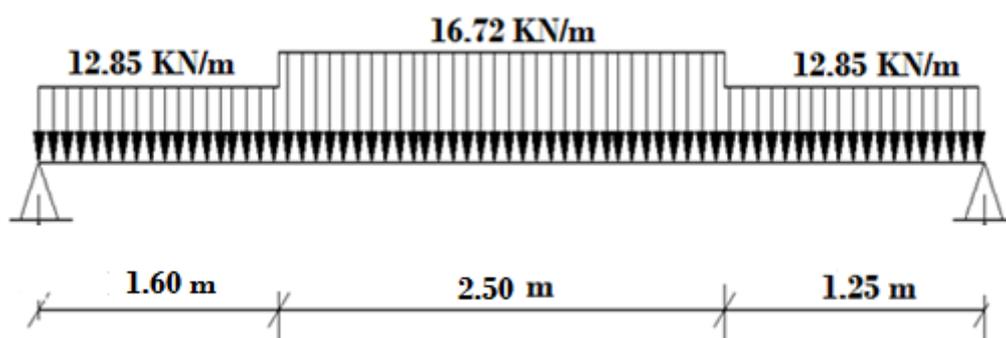


Figure III.8. Schéma statique de l'escalier (ELU).

### III.3.2.2.Calcul des efforts internes :

#### Diagramme des efforts internes :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

#### a. L'effort tranchant :

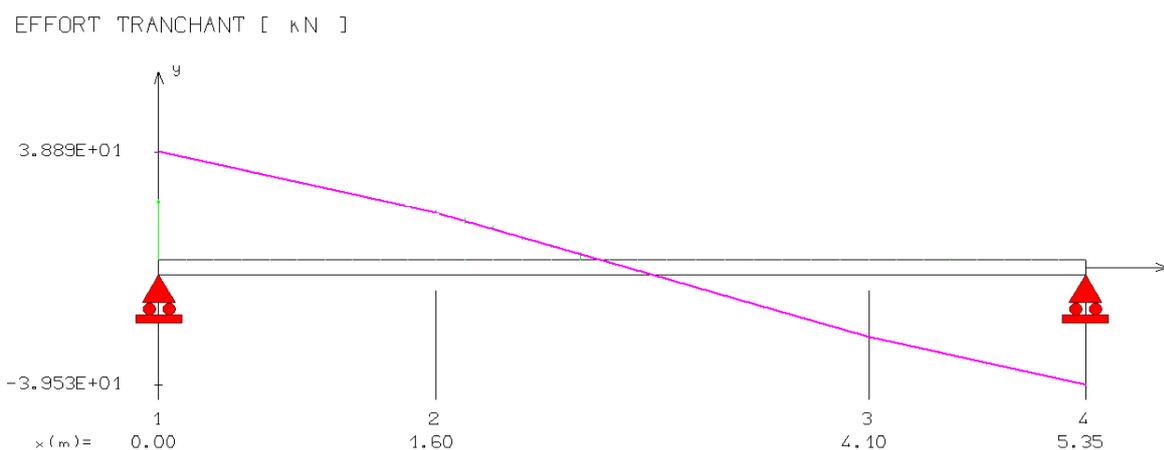


Figure III.9. Diagramme de L'effort tranchant de l'escalier (ELU).

#### b. Moment fléchissant :

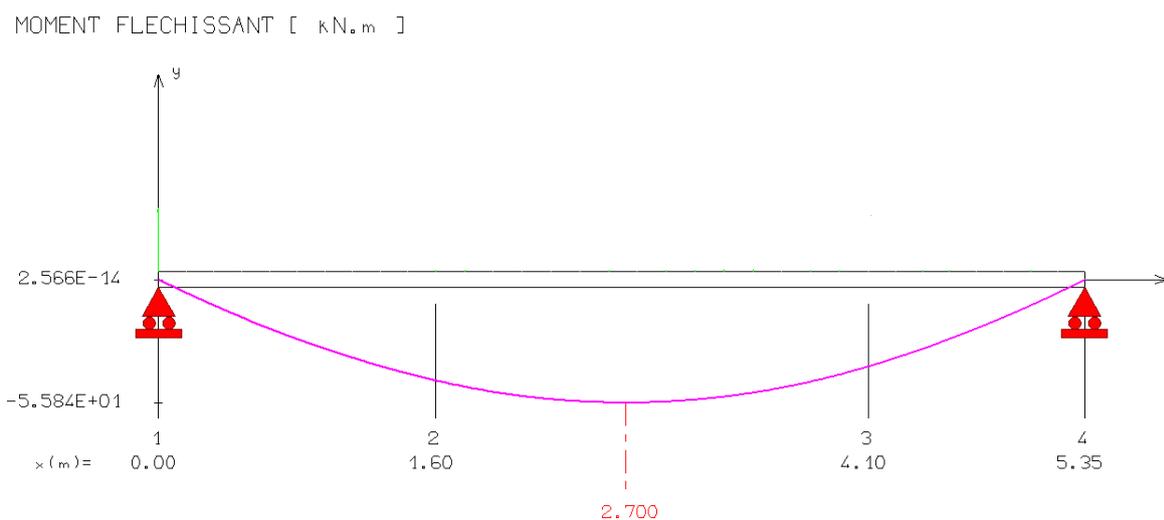


Figure III.10. Diagramme de moment fléchissant de l'escalier (ELU).

III.3.3.A L'ELS :

III.3.3.1.Schéma statique :

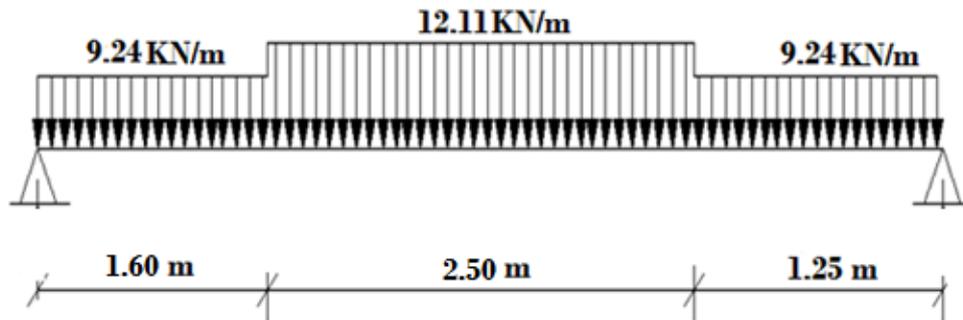


Figure III.11.Schéma statique de l'escalier (ELS)

III.3.3.2.Calcul des efforts internes :

Diagramme des efforts internes :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

a.Moment fléchissant :

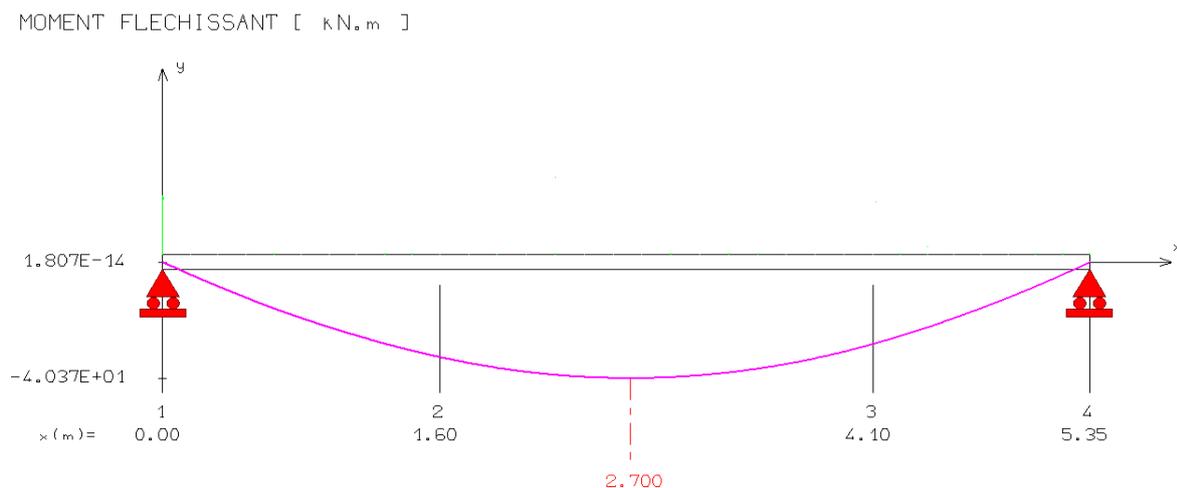


Figure III.12.Diagramme de moment fléchissant de l'escalier à ELS.

$$M_u = 55.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 40.37 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 39.53 \text{ KN.}$$

Afin de tenir compte des semi encastresments aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments  $M_{max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_{u,travée} = 0.75M_u = 41.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,appui} = 0.5M_u = 27.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 0.75M_{ser} = 30.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,appui} = 0.5M_{ser} = 20.19 \text{ KN.m}$$

### III.3.4.Ferrailage :

#### III.3.4.1.Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1ml**. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

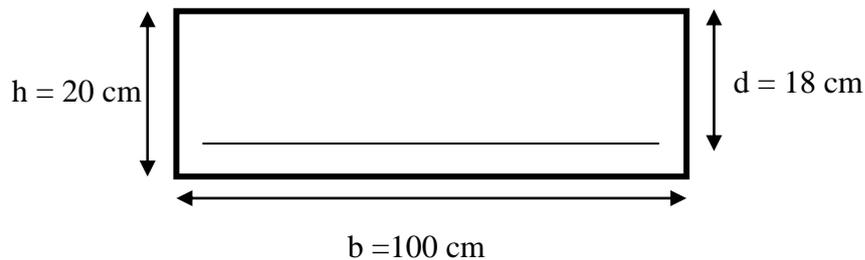


Figure III.13.La section du calcul de l'escalier

Tableau III.4.Les données a utilisé.

<b>Béton</b>	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$	$c = 2 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h = 20 \text{ cm}$	$d = 18 \text{ cm}$
<b>Acier</b>	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

### A. Calcul des armatures :

#### ➤ En travée :

##### 1) Armature longitudinale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41.88 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 14.20} = 0.091 \longrightarrow \mu_{bu} = 0.091$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \quad ; \quad \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{400}{200000} * 1000 \longrightarrow \xi_s = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.091 < \mu_u = 0.392 \longrightarrow A' = 0 \quad \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_{bu} = 0.091 < 0.392 \longrightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.091)}) = 0.119$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.95$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{41.88 * 10^6}{0.95 * 180 * 348} = 703.77 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = 7.03 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_1 = 8T12 = 9.05 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 15 cm.

### 2) Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 20cm.

#### ➤ Aux appuis :

### 1) Armature longitudinale

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27.92 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 14.20} = 0.061 \longrightarrow \mu_{bu} = 0.061$$

$$\mu_{bu} = 0.061 < \mu_u = 0.392 \longrightarrow A' = 0 \quad \text{section simplement armé.}$$

$\mu_{bu} = 0.061 < 0.392 \longrightarrow$  On utilise la méthode simplifiée.

$$A_l = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.061)}) = 0.079$$

Donc :  $\beta = 0.97$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_l = \frac{27.92 \times 10^6}{0.97 \times 180 \times 348} = 459.51 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 4.60 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_l = 8T12 = 9.05 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 15cm.

### 2) Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_t = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 20 cm.

**B. Vérification :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{array} \right.$$
$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot (18) \cdot (2.1)}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 9.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**2. Vérification des espacements des barres :**

**Armature principale :**

$$S_p = 15 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Armature transversal :**

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**3. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

**a. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

**Influence sur le béton :**

On doit avoir que :

$$V_{u \max} < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times a \quad (\text{Art A.5.1.3.21. BAEL91 /99})$$

$$a = 0.9 \times d = (0.9) \times (18) = \mathbf{16.20 \text{ cm}}$$
 (longueur de l'appui).

$$V_{u \max} = \mathbf{39.53 \text{ KN.}}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 1 \times 16.20 \times 10 = \mathbf{1080 \text{ KN.}}$$

$$V_u = 39.53 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1080 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ V_u + \frac{M_{uA}}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_s = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 39.53 \text{ KN}$$

$$M_{uA} = 27.92 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 9.05 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 10}{400} \left[ 39.53 + \frac{27.92}{0.9 \times 0.18} \right] = 6.09 \text{ cm}^2$$

$A_s = 8T12 = 9.05 \text{ cm}^2$ ..... **Condition vérifiée.**

La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**4. Vérification de l'adhérence d'appui :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$V_u^{\max} = 39.53 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 8 \times 3.14 \times 12 = 301.44 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{39.53 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 301.44} = 0.809 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.809 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  ..... **La condition est vérifiée**

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

### III.3.4.2. Vérifications à ELS :

**NB** : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

### Vérification des contraintes maximales dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

Position	$M_{ser}$ KN.m	$A_s$ ( $cm^2$ )	Y (cm)	I ( $cm^4$ )	K (MPa/m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	30.28	9.05	5.76	26708	113.375	6.53	C.V
Appui	20.19	9.05	5.76	26708	75.60	4.36	C.V

### Conclusion :

La section et le nombre d'armature choisie sont acceptables

Tableau III.6. Les armatures de l'escalier obtenu.

	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Choix	$A_{répartition}$ ( $cm^2$ )	Choix
Appuis	4.60	9.05	2.17	<b>8T12</b>	3.93	<b>5T10</b>
Travée	7.03	9.05	2.17	<b>8T12</b>	3.93	<b>5T10</b>

### III.3.5. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.037 < 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.037 < 0.075) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.00503 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 535 \text{ cm} ; A_s = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 30.28 \text{ KN.m} ; M_{0, \text{ser}} = 40.37 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Alors deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

#### III.3.5.1. Calcul de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$$

$$\bar{f} = \frac{535}{1000} + 0.5 = 1.04 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{\text{ser}} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{\text{ser}} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

Avec :

$f_i$  : La flèche sous charge de faible durée d'application.

$f_v$  : La flèche sous charge de longue durée d'application.

$E_i$  : Module de déformation instantanée du béton.

$E_v$  : Module de déformation différée du béton.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.

$I_{fi}, I_{fv}$  : Module d'élasticité fictif.

Le moment d'inertie fictif :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[ 2 + \frac{3b_0}{b} \right]} ; \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left[ 2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} ; u = \text{Max} \left( 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right) ; \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d}$$

Calcul du moment d'inertie  $I_0$  :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s' \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau III.7. Vérification de la flèche de l'escalier.

$I_0$	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_{fv}$	$I_{fi}$	$f_i$	$f_v$
75354.67	0.00503	4.17	1.67	0.482	75355.47	82892.15	0.433	1.42

$$\Delta F = f_v - f_i = 1.42 - 0.433 = 0.987$$

$$\Delta F = 0.987 < \bar{f} = 1.04 \Rightarrow \text{Donc la condition de la flèche est vérifiée.}$$

➤ Schéma de ferrailage de l'escalier :

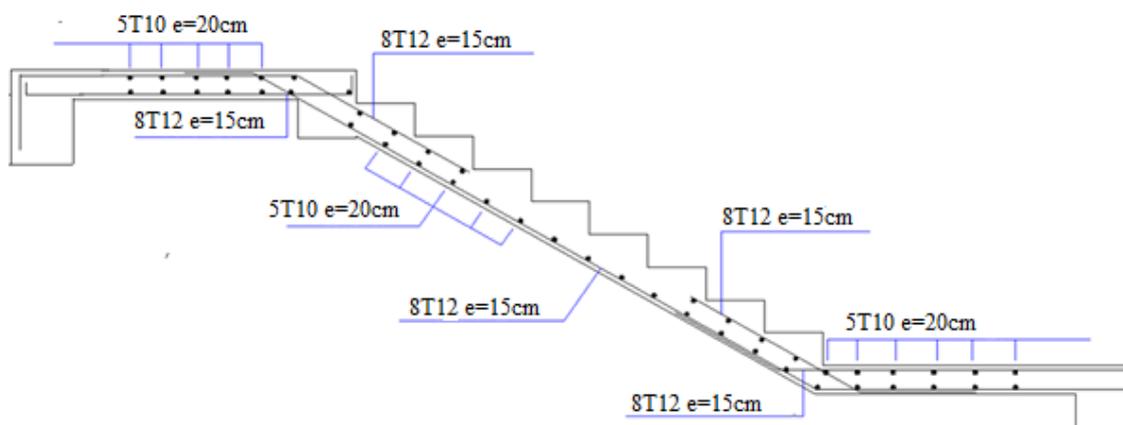


Figure III.14.Schéma de ferrailage de l'escalier.

### **III.4. Etude de la poutre palière :**

#### **a) Pré dimensionnement de la poutre palière :**

Selon le **BAEL 91**, le critère de rigidité est :

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

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$ .

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$ .

#### **✓ Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003 :**

- $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = 1.33 < 4 \Rightarrow$  Condition vérifiée

Donc la section de la poutre palière est de  $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

#### **b) Charge sollicitant la poutre :**

- Poids propre de la poutre:  $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$ .
- Poids du mur situé sur la poutre :  $G_{mur} = 2.44 \times \frac{2.80}{2} = 3.42 \text{ KN/ml}$ .
- Réaction du palier sur la poutre à l'ELU :  $R_a = 38.89 \text{ KN/ml}$ .
- Réaction du palier sur la poutre à l'ELS :  $R_{a,ser} = 28.07 \text{ KN/ml}$ .

#### **c) Combinaison d'action :**

$$q_u = 1.35(G_{pp} + G_{mur}) + R_a = 47.56 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G_{pp} + G_{mur} + R_{a,ser} = 34.49 \text{ KN/ml}$$

#### **d) Calcule des moments et des efforts tranchant :**

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

$$M_{u,appui} = 103 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,travée} = 51.54 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 121.2 \text{ KN}$$

$$M_{ser,appui} = 74.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 37.38 \text{ KN.m}$$

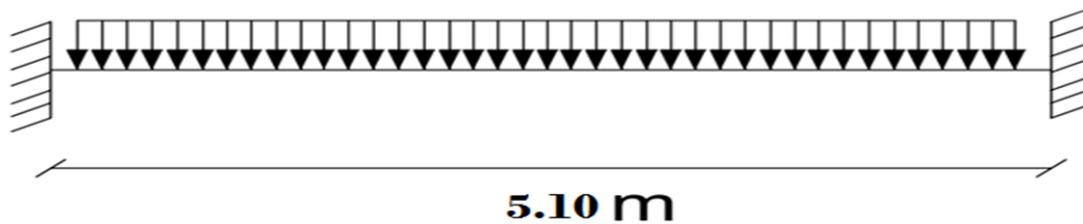


Figure III.15.Schéma statique de la poutre palière.

**e) Calcul du ferrailage longitudinale à l'ELU :**

On fait les calculs à la flexion simple avec :

$h = 40 \text{ cm}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad d = 0.9h = 36 \text{ cm}$

Tableau III.8.Récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière

	$M_u$	$\mu_u$	$\mu_l=0.392$	$\beta_u$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s$ adopté
Travée	51.54	0.093	$\mu_u < \mu_l$	0.95	4.33	1.30	3T14	4.62
Appui	103	0.187	$\mu_u < \mu_l$	0.9	9.14	1.30	6T14	9.24

**f) Vérification à l'ELU :**

Tableau III.9.Récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(\text{KN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	OBS	$\Sigma U_i(\text{mm})$	$\tau_{su}(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_{su}(\text{MPa})$	OBS
Travée	0	0	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	131.88	0	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Appui	121.2	1.12	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	263.76	1.42	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

**g) Armature de répartition :**

En flexion simple en utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}}{0.9d\sigma_s} \quad (\text{Art 5.1.2.3})\text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

➤ Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

$A_t$  : Section des armatures transversales

$S_t$  : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{4}; 14 \times 1.4 \right\} = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

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

Donc on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm en zone courante}$$

Et :

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \sigma_s} = \frac{30 \times 10 \times (1.18 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend } A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

### **h) Vérification à l'ELS :**

Tableau III.10. Récapitulatif de vérification de la poutre palière à l'ELS

	$M_{ser}$ (KN. m)	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	37.38	10.79	56605	7.13	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	74.76	14.19	94501	11.23	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

**NB :** Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

**i) Vérification de La flèche : (Art B.6.5, 1) BAEL91/99**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.078 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.078 > 0.033) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0043 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; L = 5.10 \text{ m} ; A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 37.38 \text{ KN.m} ; M_{0, ser} = 112.14 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage de la poutre palière :**

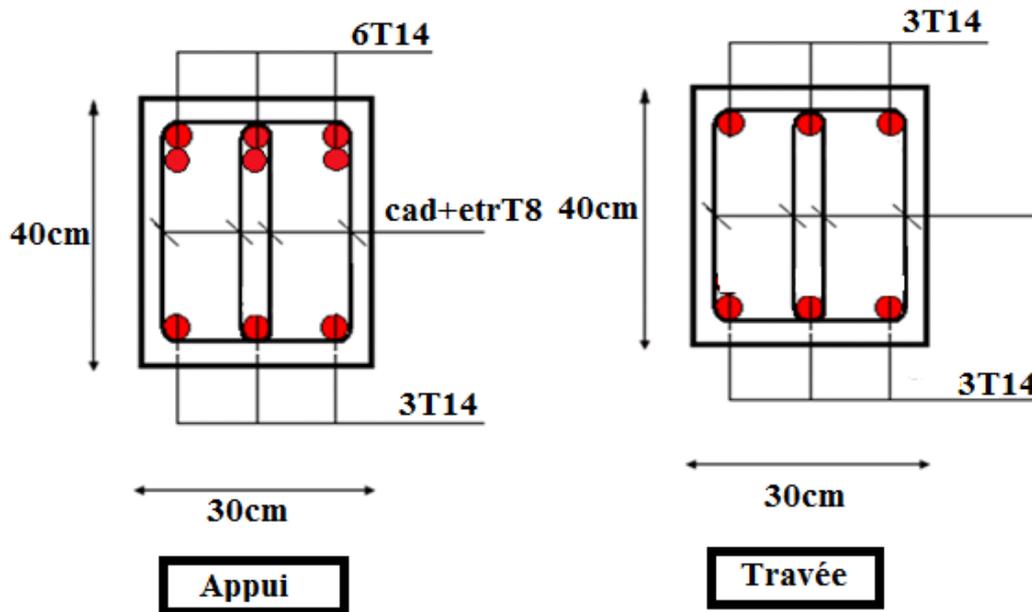


Figure III.16.Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III.5. Etude des planchers en corps creux:

#### III.5.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Elles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens ont des portées égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

#### A. Calcul des poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage.
- Le calcul après coulage.

##### 1. Avant coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis (simplement appuyée) ; elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge due à la main d'œuvre qui est prise égale à 1KN/ml (d'après DTR B.C.2.2).

Tableau III.11. Charges et surcharges de la poutrelle.

<b>Charge Permanente</b>	<b>Poids propre des poutrelles</b>	$25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/m}$
	<b>Poids propre du corps creux</b>	$0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/m}$
	<b>Total</b>	<b>0.74 KN/m</b>
<b>Charge d'exploitation</b>	<b>Main d'œuvre</b>	$1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}$

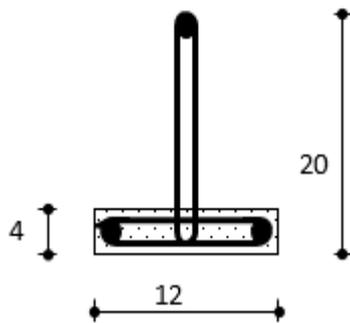


Figure III.17. Poutrelle préfabriquée.

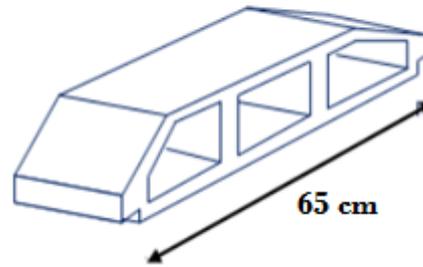


Figure III.18. Corps creux.

➤ Sollicitations combinées :

ELU : 1.35 G + 1.5Q

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 0.65$$

$$q_u = 1.974 \text{ KN/m}$$

ELS : G + Q

$$q_{ser} = 0.74 + 0.65$$

$$q_{ser} = 1.39 \text{ KN/m}$$

➤ Sollicitations de calcul :

$$L = 5.30 \text{ m.}$$

Tableau III.12. Combinaison des charges de la poutrelle.

	ELU	ELS
$M = ql^2/8$ (KN.m)	6.93	4.88
$T = ql/2$ (KN)	5.23	3.68

### Calcul de ferrailage:

La poutrelle travaille en flexion simple.

### A l'ELU :

$b = 12 \text{ cm}$  ;  $h = 4 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9 \times h = 3.6 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_u} = \frac{6.93 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14.2} = 3.14$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.93}{4.88} = 1.42$$

$$\mu_l = 0.8 * \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{\xi_s + 3.5} \xi_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{\frac{400}{1.15}}{200000} * 1000 \xi_s = 1.74$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1.74 + 3.5} = 0.668 \quad \mu_l = 0.8 * 0.668 (1 - 0.4 * 0.668) = 0.392$$

Donc :  $\mu_{bu} > \mu_l \Rightarrow A' \neq 0$ , La section est doublement armée.

### Remarque:

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment de la section d'armatures mais on est limité par la section du béton (12x4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étaitements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

### **2. Après coulage :**

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes :  $b=65 \text{ cm}$ ,  $h_0=4 \text{ cm}$ ,

$b_0=12 \text{ cm}$ ,  $h=24 \text{ cm}$ .

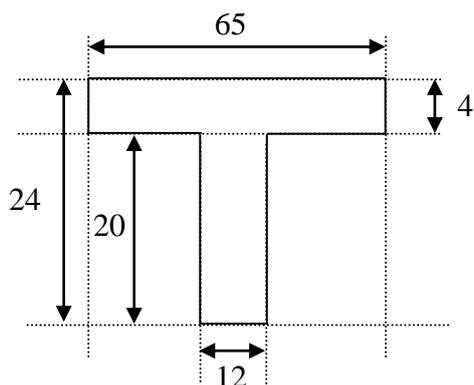


Figure III.19. La section en T de la poutrelle.

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

**A l'ELU :  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$**

**A l'ELS :  $q_{ser} = (G + Q) \times 0.65$**

Tableau III.13. Evaluation des charges de la poutrelle.

	<b>G</b> (KN/m <sup>2</sup> )	<b>Q</b> (KN/m <sup>2</sup> )	<b>g=0.65G</b>	<b>q=0.65Q</b>	<b><math>q_u</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>q_s</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Terrasse accessible</b>	6.76	1.5	4.39	0.98	7.40	5.37
<b>Etage courant</b>	5.56	1.5	3.61	0.98	6.34	4.59
<b>RDC</b>	5.56	2.5	3.61	1.63	7.32	5.24

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher terrasse accessible ayant la plus grande sollicitation, et on les généralise pour les autres planchers.

Donc on prend :  $G = 6.76 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

**$q_u = 7.40 \text{ KN/m}^2$**

**$q_s = 5.37 \text{ KN/m}^2$**

### III.5.2.Choix de la méthode de calcul :

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

#### ➤ Méthode forfaitaire:

##### ✓ Principe de la méthode forfaitaire :

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique  $M_0$  dans la travée.

##### ✓ Condition d'application :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1-  $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- 2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :  $0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$
- 4- Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

**1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

(Poutrelle type 1, terrasse accessible)

$$1) Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < \text{Max} \begin{cases} 5\text{KN/m}^2 \\ 2G = 13.52 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.} \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....**Condition vérifié.**

$$3) \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.05}{4.90} = 0.62 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition non vérifié.}$$

4) La fissuration est peu nuisible.....**Condition vérifié.**

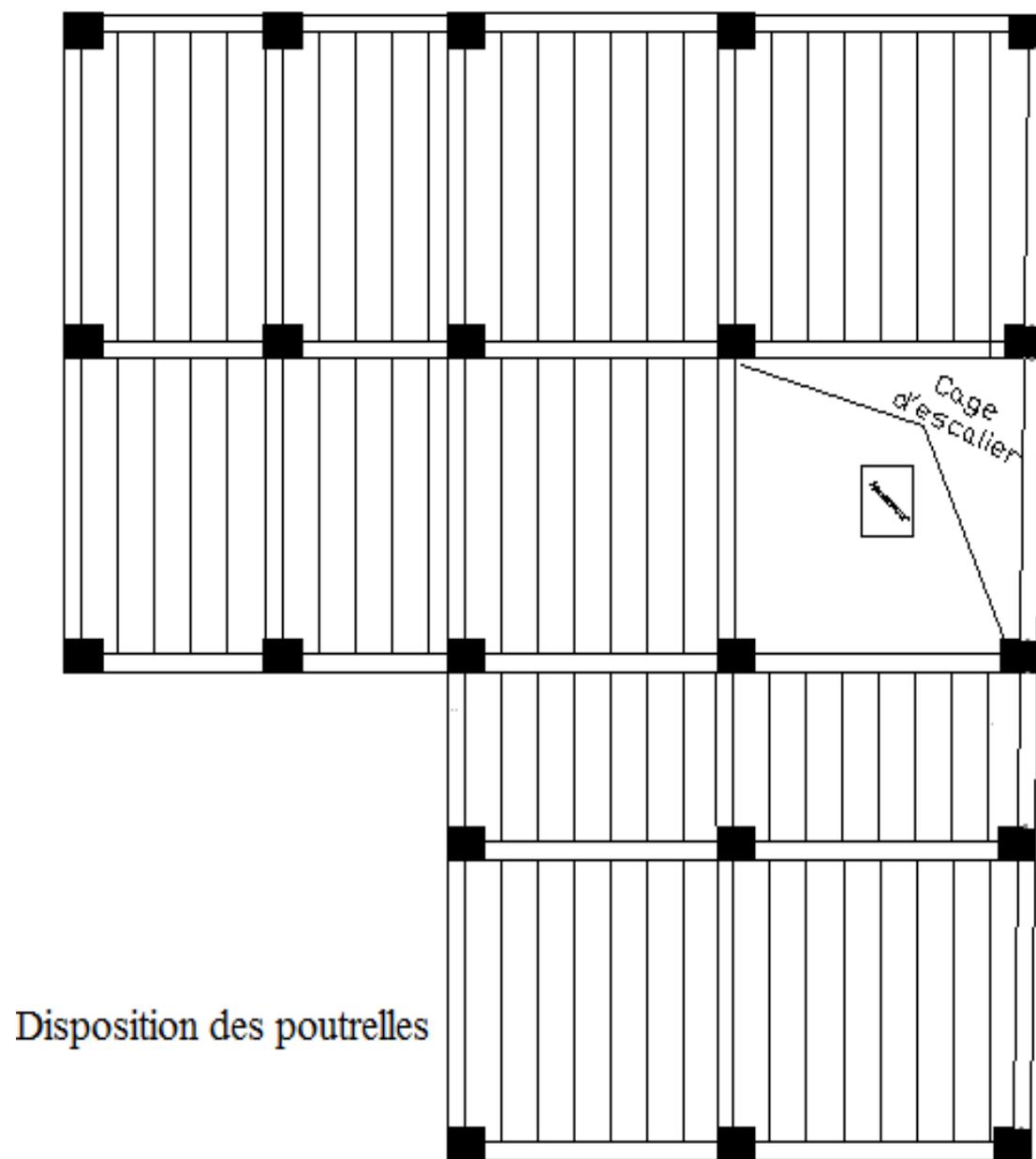
Les conditions ne sont pas vérifiées  $\Rightarrow$  Alors cette méthode n'est pas applicable, donc on appliqué la méthode de Caquot.

**Méthode de Caquot :**

✓ **Principe de calcul de la méthode de Caquot :**

- Pour les travées de rive sans porte à faux.  $\begin{cases} l'_w = l_w \\ l'_e = l_e \end{cases}$
- Pour les travées intermédiaires.  $\begin{cases} l'_w = 0.8l_w \\ l'_e = 0.8l_e \end{cases}$
- Moment en appuis.  $\Rightarrow M_A = -\frac{q_w \times l'_w{}^3 + q_e \times l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$
- Efforts tranchants sur travée.  $\Rightarrow \begin{cases} V_e = V_w + q \times l \\ V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times l}{2} \end{cases}$
- Position ou l'effort tranchant est nul.  $\Rightarrow x_0 = -\frac{V_w}{q}$
- Moment en travée  $\Rightarrow M_t = M_w - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}$

III.5.3. Calcul des poutrelles :



### Type 1 : Poutrelle à 2 travées :

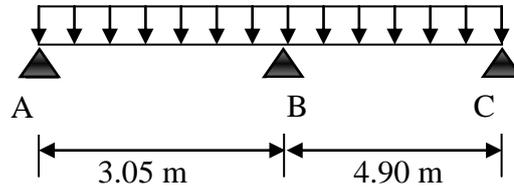


Figure III.21. Schéma statique de la poutrelle type 1.

#### ➤ Calcule le moment en appuie :

**Appuie A:**  $M_A = 0 \text{ KN.m}$

**Appuie B:**  $M_B = - \frac{7.40 \times 3.05^3 + 7.40 \times 4.90^3}{8.5(3.05 + 4.90)} \longrightarrow M_B = - 15.99 \text{ KN.m}$

**Appuie C:**  $M_C = 0 \text{ KN.m}$

#### ➤ Calcul le moment et l'effort tranchant à L'ELU :

##### Travée AB :

$$V_W = \frac{0 - (-15.99)}{3.05} - \frac{7.40 \times 3.05}{2} \longrightarrow V_W = - 6.04 \text{ KN}$$

$$V_E = -6.04 + (7.40 \times 3.05) \longrightarrow V_E = 16.53 \text{ KN}$$

##### Travée BC :

$$V_W = \frac{-15.99 - (-0)}{4.90} - \frac{7.40 \times 4.90}{2} \longrightarrow V_W = - 21.39 \text{ KN}$$

$$V_E = -21.39 + (7.40 \times 4.90) \longrightarrow V_E = 14.87 \text{ KN}$$

➤ **Calcule le moment en travée :**

**Travée AB :**

$$X_0 = \frac{6.04}{7.40} = 0.82 \longrightarrow X_0 = 0.82$$

$$M_T = 0 + 6.04 \times 0.82 - 7.40 \times \frac{0.82^2}{2} \longrightarrow M_T = 2.46 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$X_0 = \frac{21.39}{7.40} = 2.89 \longrightarrow X_0 = 2.89$$

$$M_T = -15.99 + 21.39 \times 2.89 - 7.40 \times \frac{2.89^2}{2} \longrightarrow M_T = 14.92 \text{ KN.m}$$

Tableau III.16. Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 1 à l'ELU.

<b>Travée</b>	<b>AB</b>		<b>BC</b>
<b>L(m)</b>	3.05		4.90
<b>L'(m)</b>	3.05		4.90
<b>V<sub>W</sub>(KN)</b>	-6.04		-21.39
<b>V<sub>E</sub>(KN)</b>	16.53		14.87
<b>X<sub>0</sub>(m)</b>	0.82		2.89
<b>M<sub>T</sub>(KN.m)</b>	2.46		14.92
<b>Appuis</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
<b>M(KN.m)</b>	0	-15.99	0

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

---

Tableau III.17. Caluls des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 1 à l'ELS.

Travée	AB		BC
L(m)	3.05		4.90
L'(m)	3.05		4.90
V <sub>W</sub> (KN)	-4.39		-15.52
V <sub>E</sub> (KN)	11.99		10.79
X <sub>0</sub> (m)	0.82		2.89
M <sub>T</sub> (KN.m)	1.79		10.83
Appuis	A	B	C
M(KN.m)	0	-11.60	0

### Type 02 : (Poutrelle à 1 travée)

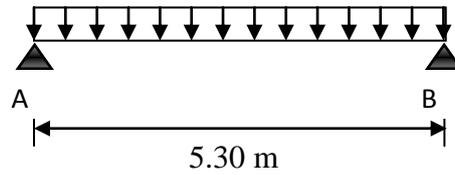


Figure III.22.Schéma statique de poutrelle type 2.

#### A L'ELU :

##### ➤ Le moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.40(5.30)^2}{8} = 25.98 \text{ KN.m}$$

##### ➤ L'effort tranchant :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{7.40 \times 5.30}{2} = 19.61 \text{ KN}$$

#### Diagramme des efforts internes :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

##### a. L'effort tranchant :

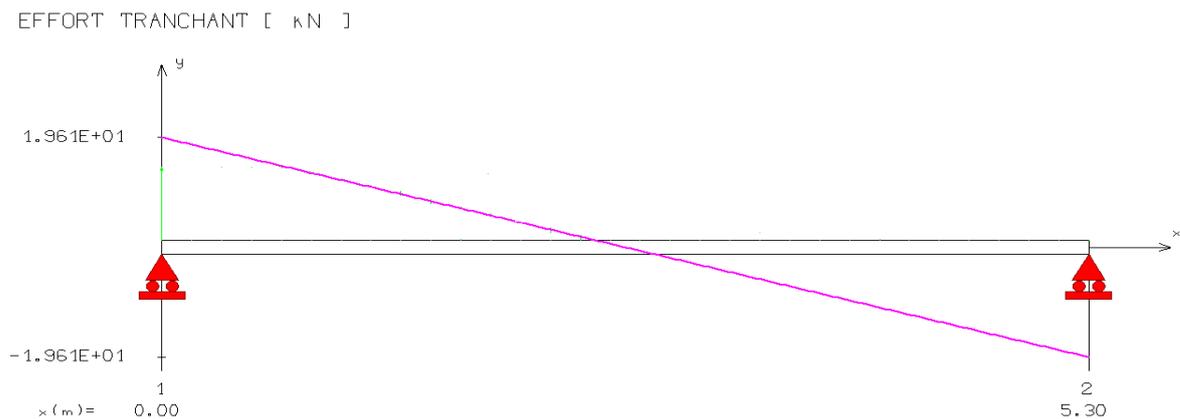


Figure III.23.Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle type 2 à L'ELU.

### b.Moment fléchissant :

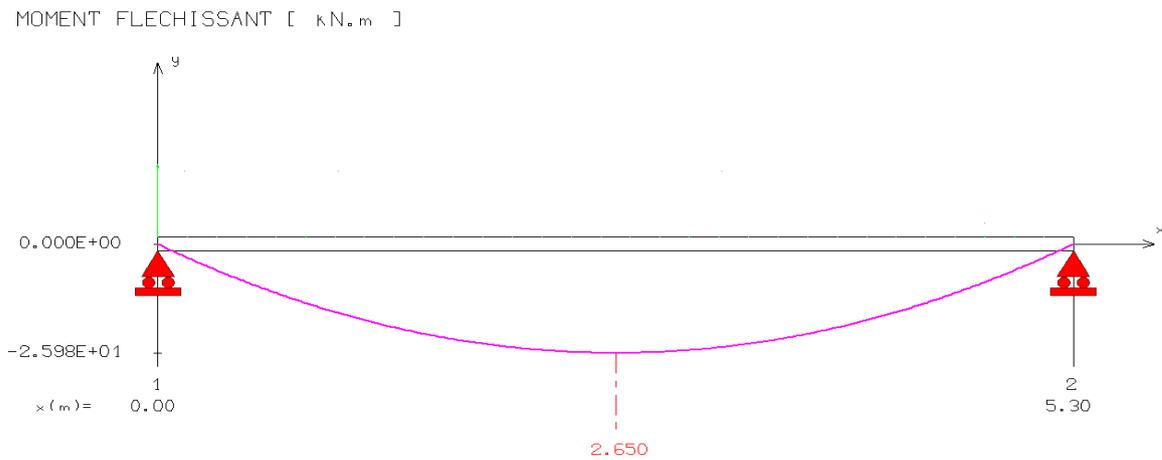


Figure III.24. Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle type 2 à L'ELU.

### A L'ELS :

➤ **Le moment en travée :**

$$M_u = \frac{qs \times l^2}{8} = \frac{5.37(5.30)^2}{8} = 18.86 \text{ KN.m}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$R_A = R_B = \frac{qs \times l}{2} = \frac{5.37 \times 5.30}{2} = 14.23 \text{ KN}$$

### Diagramme des efforts internes :

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

#### a.Moment fléchissant :

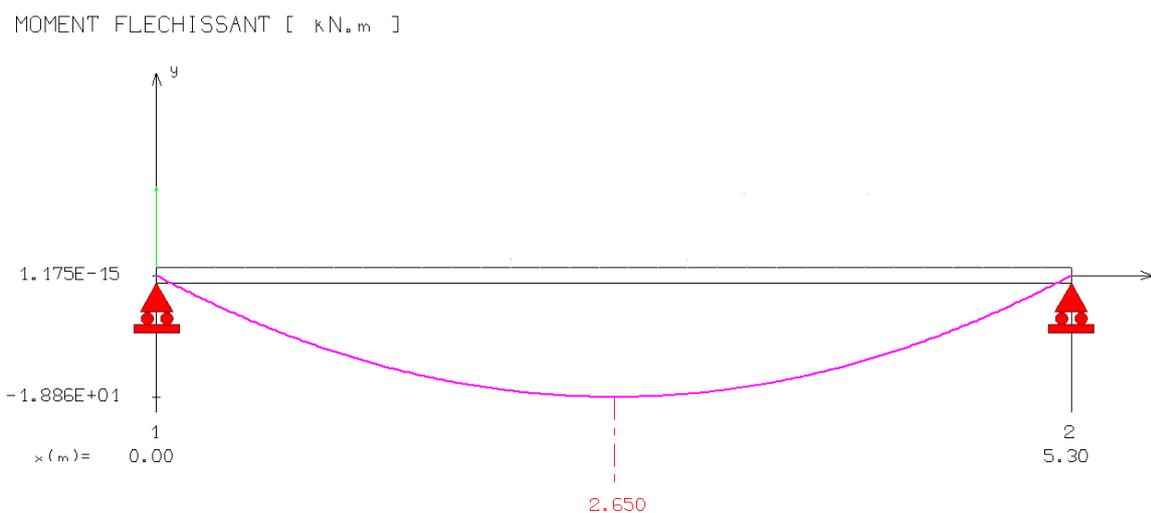


Figure III.25. Diagramme des moments fléchissants de la poutrelle type 2 à l'ELS

### III.5.4. Ferrailage :

#### a) Calcul de ferrailage à l'ELU:

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

➤ A l'ELU:

$$M_t = 22.08 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 7.79 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 19.61 \text{ KN}$$

➤ **A L'ELS :**

$$M_t = 16.03 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 5.66 \text{ KN.m}$$

**a.1) Calcul des armatures longitudinales :**

➤ **En travée :**

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée max :  $M_{t \max} = 22.08 \text{ KN.m}$

✓ **Moment de référence:**

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.20 = 0.37 \\ Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0.216 - \frac{0.04}{2} = 0.196 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b = 0.07252 \text{ N.m} = 72.52 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 72.52 \text{ KN.m} > 22.08 \text{ KN.m}$  L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b\*h), b = 65cm et h = 24cm

**Calcul du moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{22.08 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.049$$

$$\mu_{bu} = 0.049 < \mu_l = 0.392$$

**(Pas d'armatures comprimées A'=0)**

**Calcul de  $\beta_u$  :**

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.063$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.97$$

**Armatures longitudinales :**

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22.08 \times 10^5}{0.97 \times 22 \times 348 \times 10^2} = 2.97 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte **3T12= 3.39 cm<sup>2</sup>**

Tableau III.18. Les armatures longitudinales choisie(en travée)

Type	$M_u^t$ (max) (KN.m)	$\mu_{bu}$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
Résultats	22.08	0.049	0	2.97	<b>3T12</b>	3.39

➤ **Aux appuis:**

$$M_a = 7.79 \text{ KN.m}$$

Le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferrailage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b×h) = (12×24) cm<sup>2</sup>.

**Calcul le moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.79 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.094$$

**Calcul de  $\beta_u$  :**

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.124$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.95$$

#### Armatures longitudinales :

$$A_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.79 \times 10^5}{0.95 \times 22 \times 348 \times 10^2} = 1.07 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte **2T12= 2.26 cm<sup>2</sup>**

Tableau III.19.Les armatures longitudinales choisie (aux appuis)

Type	M <sup>a</sup> <sub>u (max)</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )
Résultats	7.79	0.094	0	1.07	<b>2T12</b>	2.26

#### **III.5.5.Calcul des armatures transversales :**

##### **a)Le diamètre minimal des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91/99 Art. A.7.2.12)

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_l \right\} = 6.90 \text{ mm}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

##### **b)La section d'armatures transversales :**

On choisira un cadre de Ø8, donc  $A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$

##### **c)L'espacement entre les cadres (BAEL91/99.Art. A.5.1.22)**

$$S_{t1} \leq \text{Min} \{0.9.d; 40 \text{ cm}\} = 19.8 \text{ cm}$$

On prend : **S<sub>t</sub>=20 cm**

### III.5.6.Vérification à l'ELU :

#### 1.Vérification de la condition de non fragilité :

- Aux appuis :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 22 \times 2.1}{400} = 0.31 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.31 \text{cm}^2 < A_s = 2.26 \text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

- En travée :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 22 \times 2.1}{400} = 1.73 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.73 \text{cm}^2 < A_s = 3.39 \text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

#### 2.Vérification au cisaillement (BAEL91/99 .Art .A.5.1.1) :

$$V_{u \max} = 19.61 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{19.61 \times 10^3}{120 \times 220} = 0.74 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa} \right] = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.74 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots CV$$

### 3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{0.9d\Sigma U_i}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{0.9d\Sigma U_i} = \frac{19.61 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 113.04} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

#### ❖ La longueur de scellement

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée.

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{fe}{\tau_{su}}\right)$$

Avec:

$\tau_{su}$ : Contrainte limite d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}$$

$\psi_s^2$  : Coefficient de scellement des barres égale à 1,5 en général pour les aciers H. A.

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \left(\frac{\phi}{4}\right) \times \left(\frac{fe}{\tau_{su}}\right) = \left(\frac{1}{4}\right) \times \left(\frac{400}{2.83}\right) = 35.33 \text{ cm}$$

$L_s = 35.33 \text{ cm} > L_a = 30 \text{ cm}$  (la largeur de la poutre).

On utilisera donc un ancrage courbe (crochet à 45°).

Les règles de **BAEL91/99 (Art. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à  $0.4L_s$  pour les aciers HA.

$L_c = 0.4 \times L_s = 14.33 \text{ cm} \Rightarrow$  On peut utiliser l'ancrage courbe (crochet à 45°).

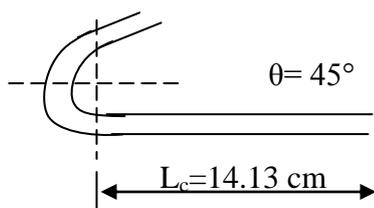


Figure III.26.L'ancrage des barres.

### III.5.7.Vérification à l'ELS :

**NB** : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

#### Vérification des contraintes maximales dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ( $\sigma_{bc} = KxY$ )

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.20.Vérifications de la contrainte de compression dans le béton.

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	16.03	3.39	5.08	16718	4.87	<b>C.V</b>
<b>Appui</b>	5.66	2.26	4.25	11868	2.03	<b>C.V</b>

**III.5.8.Vérification de la flèche :**

D'après les règles BAEL91/99, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.045 < 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.045 < 0.283) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.00237 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 24 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 22 \text{ cm} ; L = 530 \text{ cm} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 16.03 \text{ KN.m} ; M_{0, ser} = 5.66 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

**III.5.8.1.Calcul de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$$

$$\bar{f} = \frac{555}{1000} + 0.5 = 1.06 \text{ cm}$$

Tableau III.21.Vérification de la flèche de la poutrelle

$I_0$	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_{f_v}$	$I_{f_i}$	$f_i$	$f_v$
81810	0.00237	12.85	5.14	0.497	23015.38	12383.25	0.325	0.512

$$\Delta F = f_v - f_i = 0.512 - 0.325 = 0.187$$

$$\Delta F = 0.187 < \bar{f} = 1.06 \Rightarrow \text{Donc la condition de la flèche est vérifiée.}$$

### III.5.9. Étude de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4 cm doit être armée de quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent dépasser :

- 20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles,
- 30cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_T = \frac{4L_X}{f_e} = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Soit  $6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec  $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_T}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit  $6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

➤ Schéma de ferrailage des poutrelles et la dalle de compression :

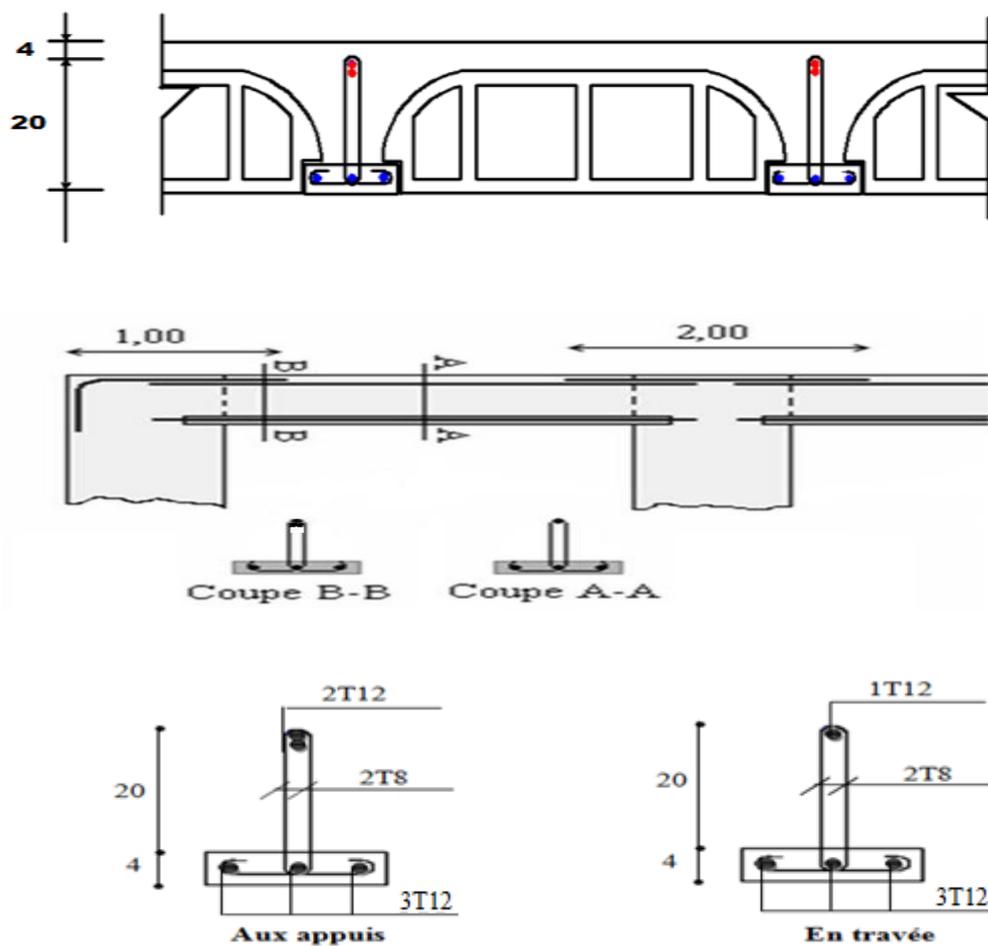


Figure III.27.Schéma de ferrailage des poutrelles.

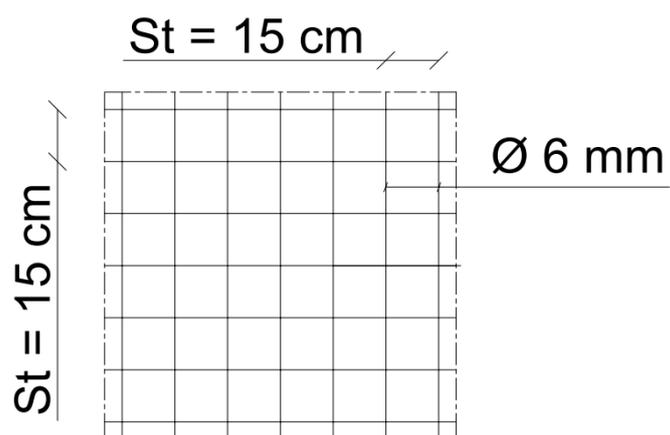


Figure III.28.Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.6. Etude de plancher en dalle pleine :

#### III.6.1. Définition :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

La dalle est considérée comme totalement ou simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul de la dalle rectangulaire est fait selon la méthode exposée au **BAEL (A.5.2, 1)**.

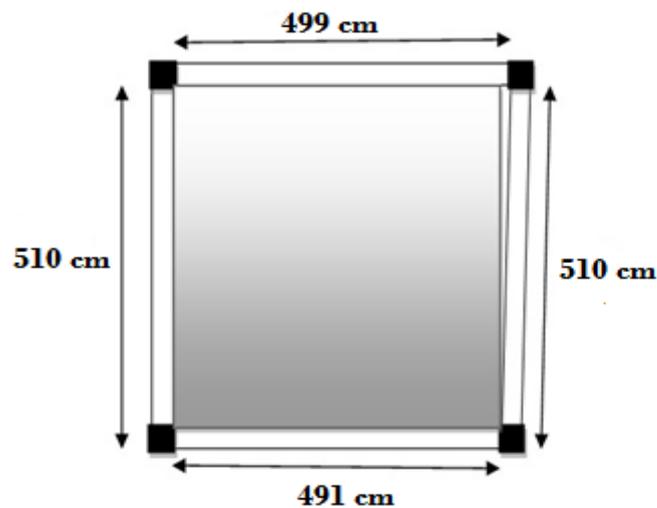


Figure III.29. Schéma montrant la géométrie des dalles.

#### III.6.2. Evaluation des charges :

$$G_s = 6.36 \text{ KN/m}^2, Q_s = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

**ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.34 \text{ KN/m}^2$$

**ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 8.86 \text{ KN/m}^2$$

### III.6.3. Evaluation des moments :

Le ferrailage sera déterminé à partir des moments isostatiques au centre de la dalle  $M_x$  et  $M_y$ , correspondant respectivement aux sens  $L_x$  et  $L_y$  et évalué pour des bandes de 1 m de largeur.

Les portées  $L_x$  et  $L_y$  d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

- ✓ Si  $0.40 \leq \rho \leq 1$  : la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- ✓ Si  $\rho < 0.40$  : la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{499}{510} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Au centre de la dalle et pour une bande de 1 m de largeur on aura :

$$M_{ox} = \mu_x q_u l^2 \text{ (bande parallèle } L_x).$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} \text{ (bande parallèle } L_y).$$

- ✓  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires (**BAEL91/99**)

### III.6.4. Valeurs approches du coefficient:

- Dans le sens de la petite portée (X-X) :

$$\text{Au centre : } M_{tx} = 0.85 M_{ox}$$

$$\text{Sur le bord extrême : } M_{ax} = - 0.3 M_{ox}$$

- Dans le sens de grande portée (Y-Y) :

$$\text{Au centre : } M_{ty} = 0.85 M_{oy}$$

$$\text{Sur le bord extrême : } M_{ay} = - 0.3 M_{ox}$$

### III.6.5. Evaluation de l'effort tranchant:

La valeur de l'effort tranchant, par unité de longueur sur le contour de la dalle, est évaluée pour :

Les charges sont uniformément réparties.

$$\text{Pour : } \rho \geq 0.4 \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{q \times L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\ell}{2}} \\ V_y = \frac{q \times L_x}{3} \leq V_x \end{array} \right.$$

Tableau III.22. Les résultats obtenus

	$\rho$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{ox}$	$M_{oy}$
<b>ELU</b>	0.98	0.0384	0.9545	11.80	11.26
<b>ELS</b>	0.98	0.0457	0.9694	10.08	9.77

<b>Sens X-X</b>			<b>Sens Y-Y</b>		
$M_{tx}$	$M_{ax}$	$V_x$	$M_{ty}$	$M_{ay}$	$V_y$
10.03	- 3.54	20.63	9.57	-3.54	20.52
8.57	- 3.02	14.81	8.30	- 3.02	14.73

### **III.6.6. Ferrailage de la dalle :**

Cas où  $\rho \geq 0.4$  : le calcul des armatures de la dalle se fait en flexion simple dans les deux sens.

Tableau III.23.Calcul du ferrailage de la dalle pleine.

	Position	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>bu</sub>	μ <sub>l</sub>	β	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
<b>SENS X – X</b>	<b>Travée</b>	10.03	0.034	0.392	0.98	2.04	1.74	<b>4T10</b>	3.14	25
	<b>Appuis</b>	3.54	0.012	0.392	0.99	0.71	1.74	<b>4T10</b>	3.14	25
<b>SENS Y – Y</b>	<b>Travée</b>	9.57	0.033	0.392	0.98	1.95	1.74	<b>4T10</b>	3.14	25
	<b>Appuis</b>	3.54	0.012	0.392	0.99	0.71	1.74	<b>4T10</b>	3.14	25

**III.6.7.Vérification à l'ELU :**

**a. Condition de non fragilité :**

D'après l'article B.7.4 BAEL91/99

➤ **Sens X-X :**

$$A_x = b * h * \omega_0 * \frac{3 - \rho}{2}$$

$$\omega_0 = 0.08 \% (FeE400) \longrightarrow \omega_0 = 0.0008$$

$$A_x = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_x = 1.29 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens Y-Y:**

$$A_y = b * h * \omega_0$$

$$A_y = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_y = 1.28 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

➤ Sens X-X:

$$V_x = \frac{qL_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 20.63 \text{ KN}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_x}{bd} = 0.014 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens Y-Y:

$$V_y = \frac{qL_x}{3} = 20.52 \text{ KN}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_y}{bd} = 0.014$$

$$\tau_u = 0.014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

**c. Ecartement des barres :**

**Armature principale :**

$$S_p = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Armature transversal :**

$$S_s = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\bar{\tau}_u = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset$$

Avec :

$\sum U_i$  Somme des périmètres utiles des barres.

➤ **Sens X-X :**

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 10 = 125.6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.63 \times 10^3}{0.9 \times 144 \times 125.6} = 1.27 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.52 \times 10^3}{0.9 \times 144 \times 125.6} = 1.26 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**e. Encrage des barres :**

D'après l'article A.6.1.23 de BAEL91/99 :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ cm.}$$

Les règles de **BAEL 91/99 (Art.6.1.253)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0.4L_s$  pour les aciers H.A.

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 35.33 = 14.13 \text{ cm.}$$

### **III.6.8. Vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

**NB :** Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

**Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K * Y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Tableau III.24. Vérifications de la contrainte de compression dans le béton.

	<b>Position</b>	<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>A<sub>s</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>K</b> <b>(MPa/m)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>Observation</b>
<b>Sens X – X</b>	<b>Travée</b>	8.57	3.14	3.24	6999.84	122.43	3.97	<b>C.V</b>
	<b>Appui</b>	3.02	3.14	3.24	6999.84	43.14	1.40	<b>C.V</b>
<b>Sens Y – Y</b>	<b>Travée</b>	8.30	3.14	3.24	6999.84	118.57	3.84	<b>C.V</b>
	<b>Appui</b>	3.02	3.14	3.24	6999.84	43.14	1.40	<b>C.V</b>

### III.6.9. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.032 < 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.032 < 0.097) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0021 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 16 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 14.4 \text{ cm} ; L = 499 \text{ cm} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$M_{0, ser} = 10.08 \text{ KN.m} ; M_{ser, travée} = 9.77 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

#### III.6.9.1. Calcul de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Les résultats sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau III.25.Vérification de la flèche de la dalle pleine.

$I_0$	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_{fv}$	$I_{fi}$	$f_i$	$f_v$
36062.55	0.00218	9.63	3.85	0.091	26706.08	21141.70	0.369	0.869

$$\Delta F = f_v - f_i = 0.869 - 0.369 = 0.50.$$

$$\Delta F = 0.50 < \bar{f} = 0.998 \Rightarrow \text{Donc la condition de la flèche est vérifiée.}$$

➤ **Schéma de ferrailage de la dalle pleine :**

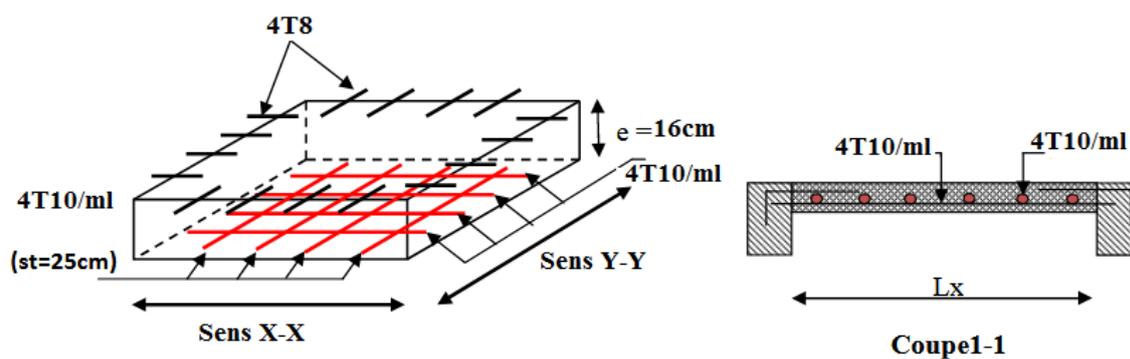


Figure III.30.Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

### III.7. Etude de la dalle machine :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

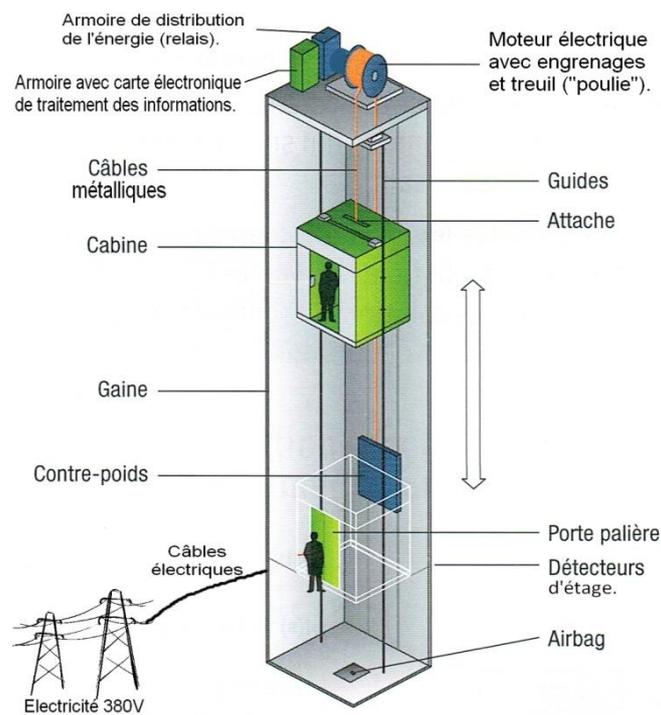


Figure III.31. Schéma d'un ascenseur mécanique.

### III.7.1. Etude de la dalle machine d'ascenseur :

L'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes. D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale qui transmet le système de levage avec la cabine chargée au moyenne de 9 personnes est 60 KN.

#### III.7.1.1. Pré dimensionnement de la dalle :

Nous avons deux conditions à vérifier :

##### a) Résistance à la flexion :

Pour une dalle pleine repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{190}{50} \leq e \leq \frac{190}{40} \Rightarrow 3.80 \text{ cm} \leq e \leq 4.75 \text{ cm}$$

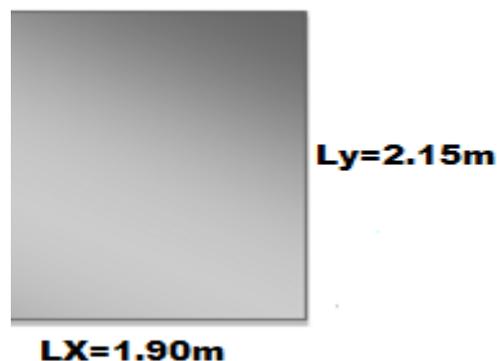


Figure III.32. Schéma de la dalle machine de l'ascenseur.

##### b) Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine doit être  $\geq 25 \text{ cm}$ .

Donc on opte pour une dalle machine d'épaisseur  $e = 25 \text{ cm}$ .

#### III.7.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

##### a) Charges permanentes :

Le poids de la machine = 60 KN

Le poids de la dalle + Revêtement =  $0.25 \times 25 + 0.05 \times 22 = 7.35 \text{ KN/m}^2$

**b) Surcharges permanentes :**

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine:  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

**c) Combinaison de charge :**

Tableau III.26. Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine

Combinaison	Charge surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Charge ponctuelle (KN)
ELU	11.42	81
ELS	8.35	60

### III.7.1.3. Calcul des sollicitations :

**a) Calcul des moments sous charge uniformément répartie :**

Calcul de  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.90}{2.15} = 0.88 \quad \Rightarrow \quad 0.4 < \alpha < 1 \quad \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

On a :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Tel qu'à l'ELU :

$$\mu_{x,u} = 0.0476 \quad \Rightarrow \quad M_{x,1} = 0.0476 \times 11.42 \times 1.90^2 = 1.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{y,u} = 0.7438 \quad \Rightarrow \quad M_{y,1} = 0.7438 \times 1.96 = 1.46 \text{ KN.m}$$

Et à l'ELS :

$$\mu_{x,ser} = 0.0546 \quad \Rightarrow \quad M_{x,1} = 0.0546 \times 8.35 \times 1.90^2 = 1.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{y,ser} = 0.8216 \quad \Rightarrow \quad M_{y,1} = 0.8216 \times 1.65 = 1.36 \text{ KN.m}$$

**b) Calcul des moments sous charge localisée :**

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exerçant sur une surface réduite  $U \times V$  est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre.

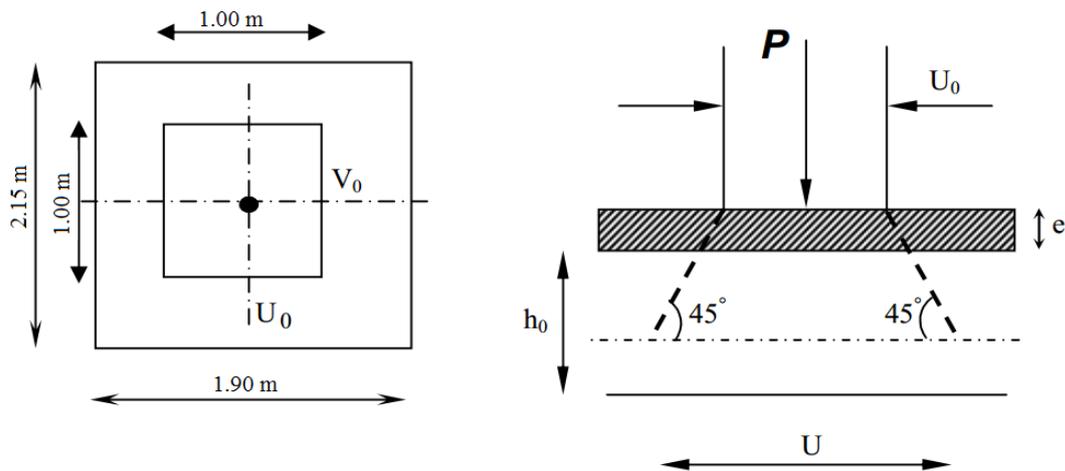


Figure III.33. Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen.

Avec:

$e$  : épaisseur du revêtement (5cm)

$h_0$  : épaisseur de la dalle (25cm)

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\nu = 0$  à l'ELU

$\nu = 0.2$  à l'ELS

Et :

$(M_1; M_2)$  sont des coefficients déterminés à partir des rapports  $\left(\frac{U}{L_x}\right)$  et  $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

Tel que :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

A partir des abaques on a :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.35}{1.90} = 0.71$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.35}{2.15} = 0.63$$

On prend le tableau pour  $\alpha = 0.9$  et par itération on trouve : **(CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME M BELAZOUGUI) :**

$$M_1 = 0.0755$$

$$M_2 = 0.0605$$

Donc à l'ELU :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 81 \times 0.0755 = 6.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 81 \times 0.0605 = 4.90 \text{ KN.m}$$

Et à l'ELS :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 60 \times (0.0755 + 0.2 \times 0.0605) = 5.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 60 \times (0.0605 + 0.2 \times 0.0755) = 4.54 \text{ KN.m}$$

**c) Superposition des moments :**

✓ **A l'ELU :**

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 8.08 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 6.36 \text{ KN.m}$$

✓ **A l'ELS :**

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 5.90 \text{ KN.m}^2$$

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85M_x$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ax} = -0.5M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.85M_y$$

En appuis de rive :  $M_{ay} = - 0.5M_x$

Tableau III.27.Récapitulatif des moments de la dalle machine

	petite portée			grande portée		
	$M_x$ (KN.m)	$M_{tx}$ (KN.m)	$M_{ax}$ (KN.m)	$M_y$ (KN.m)	$M_{ty}$ (KN.m)	$M_{ay}$ (KN.m)
<b>ELU</b>	8.08	6.87	- 4.04	6.36	5.41	- 4.04
<b>ELS</b>	6.91	5.87	- 3.46	5.90	5.02	- 3.46

### III.7.1.4.Etude de la dalle :

#### a) Calcul de ferrailage à l'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

$b = 1.00$  m ;  $h = 0.25$  m ;  $d = 0.9h = 0.225$  m ;  $d' = C' = 2.5$  cm.

#### ✓ Moments ultime réduit :

$$\mu_U = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

#### ✓ Section d'armature :

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

#### ✓ Condition de non fragilité :

D'après l'article B.7.4 BAEL91/99, la section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens Y-Y est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh$$

Avec  $\rho_0 = 0.0008$  pour  $f_e E400$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Tableau III.28. Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine.

Position		$M_u$	$\mu_U$	$\mu_l = 0.392$	$B_u$	$A_s$	$A_{min}$	Choix	$A_{s\text{adopté}}$
<b>Sens XX</b>	<b>Travée</b>	6.87	0.007	SSA	0.007	0.72	1.59	5T10	3.93
	<b>Appuis</b>	-4.04	0.004	SSA	0.004	0.41	1.59	5T10	3.93
<b>Sens YY</b>	<b>Travée</b>	5.41	0.005	SSA	0.005	0.51	1.50	5T10	3.93
	<b>Appuis</b>	-4.04	0.004	SSA	0.004	0.41	1.50	5T10	3.93

### b) Vérification à l'ELU :

#### ✓ Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a  $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{81}{2 \times 1.35 + 1.35} = 20 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{81}{3 \times 1.35} = 20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{20 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.088 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

#### ✓ Vérification au poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$  : Charge de calcul à l'ELU

$\mu_c$  : Périmètre du contour

$h$  : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(135 + 135) = 5.40 \text{ m}$$

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 5.40 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1012.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1012.5 \text{ KN} < 1417.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### c) Vérification de l'écartement minimal des barres :

D'après l'article A-8.2.42 BAEL91/99, l'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée :  $St \leq \min(2h; 25\text{cm})$

Direction perpendiculaire :  $St \leq \min(3h; 33\text{cm})$

Armatures supérieures :  $St = 20 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ .

Armatures inférieures :  $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .

### d) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left( 20 + \frac{4.04}{0.9 \times 0.225} \right) \times 10 = 1.15 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 20 \text{ KN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 22.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 1350 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**e) Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.29.Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine.

Position		$M_{ser}$ (KN)	Y (cm)	$I$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
<b>Sens X-X</b>	<b>Travée</b>	5.87	4.59	22132.70	1.22	21	C.V
	<b>Appuis</b>	- 3.46	4.59	22132.70	0.72	21	C.V
<b>Sens Y-Y</b>	<b>Travée</b>	5.02	4.59	22132.70	1.04	21	C.V
	<b>Appuis</b>	-3.46	4.59	22132.70	0.72	21	C.V

**f) Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :(Art B.6.5.1 BAEL91/99)

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.13 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Rightarrow (0.13 > 0.085) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0017 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 25\text{cm} ; b = 100\text{ cm} ; d = 22.5\text{ cm} ; L = 1.90\text{m} ; A_s = 3.93\text{ cm}^2$$

$M_{ser} = 5.87 \text{ KN.m}$  ;  $M_{ser0} = 6.91 \text{ KN.m}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**NB** : On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espacement entre les nappes, soit  $1 \text{ T10/m}^2$ .

➤ **Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur :**

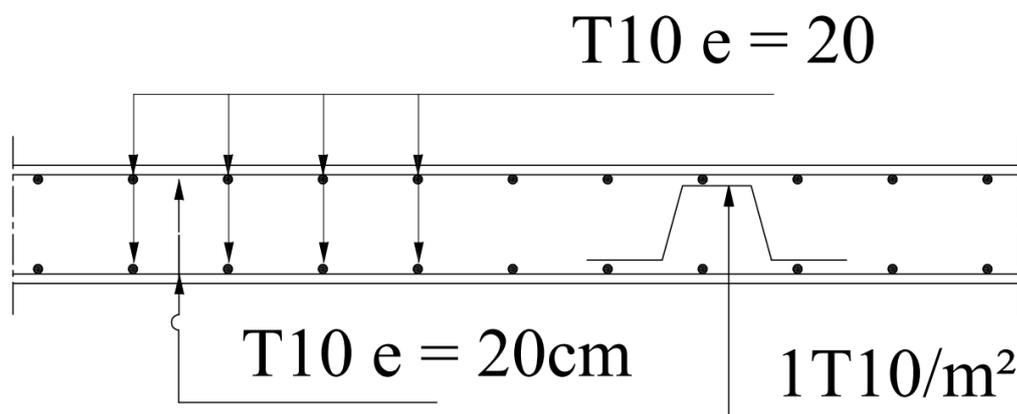
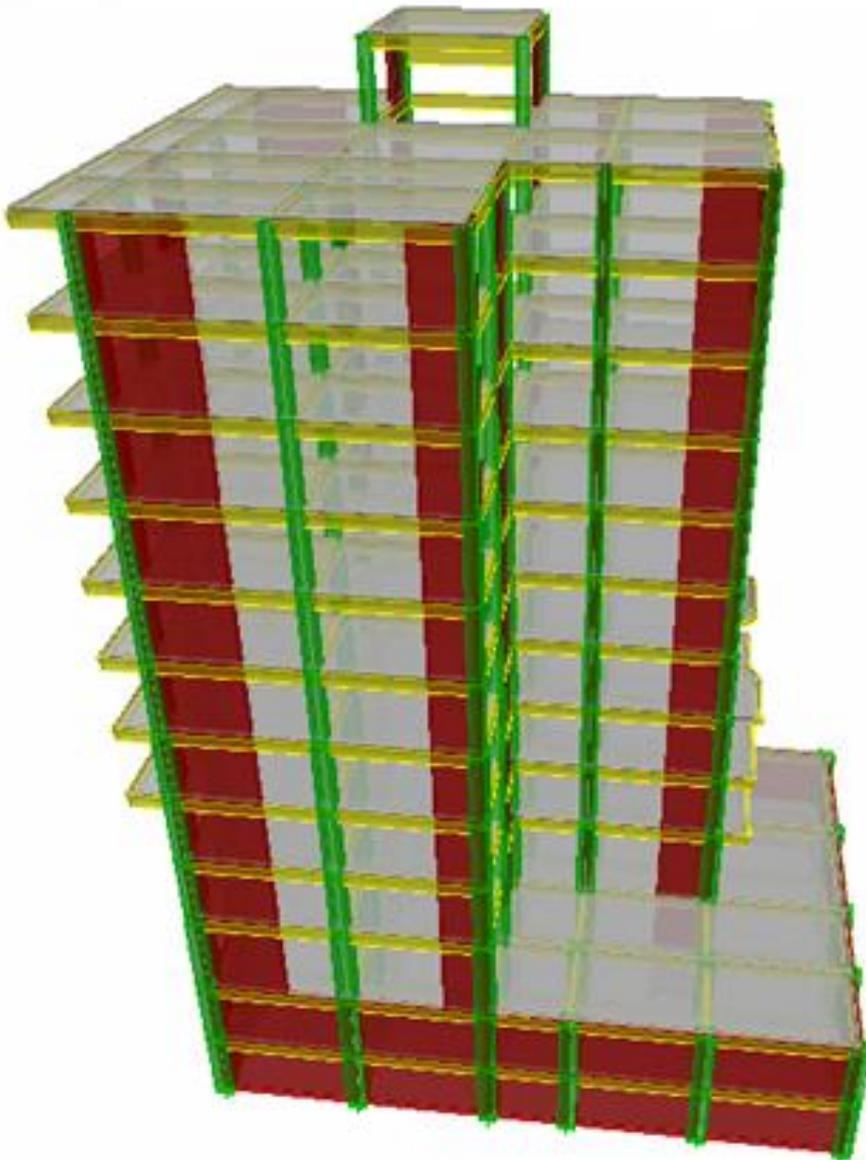


Figure III.34. Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.

*Chapitre IV :*

*ETUDE SISMIQUE.*



### **Introduction :**

La structure en question est sujette à l'action du séisme. Les secousses telluriques engendrent dans les constructions des accélérations qui peuvent être d'un ordre de grandeur de telle sorte à influencer négativement sur la stabilité de celle-ci. Il en résulte des efforts importants pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Notre structure se trouvant dans une zone sismique, une étude dynamique s'impose dans le but de limiter dans la mesure du possible, les dégâts sur éléments structuraux et éviter l'effondrement de la structure.

### **IV.1. Objectifs de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### **IV.2. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 :**

#### **IV.2.1. Zone sismique :**

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante. Notre structure est implantée dans la wilaya de Bejaia qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

#### **IV.2.2. Importance de l'ouvrage (catégorie) :**

Le niveau de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance. Notre structure est un bâtiment est classée dans le groupe d'usage 2.

### **IV.3. Présentation des différentes méthodes de calcul :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### IV.3.1. La méthode statique équivalente :

#### a) Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### b) Conditions d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les structures qui satisfont aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone IIa.

### IV.3.2. La méthode modale spectrale :

#### a) 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.

#### b) Conditions d'application :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### IV.3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires).

### IV.4. Choix de la méthode de calcul :

Dans notre structure la méthode statique équivalente est applicable mais pour des raisons de simplicité des calculs et comme nous avons besoin de l'effort tranchant à la base de la méthode modale spectral donc on fait les calculs par la méthode d'analyse modale spectrale.

### IV.5. Modélisation de la structure :

Une structure est composée des membranes flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastree à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui travaille en trois (3) **DDL** deux translations suivant ( $x,y$ ) et une rotation autour de ( $z$ ).

- La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :
  - Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœud.
  - Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
  - Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
  - Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  (RPA99/version 2003), [dans notre cas  $\beta = 0.2$ ] correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2.5t/m^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

### IV.6. Présentation de logiciel du calcul ETABS :

Pour la modélisation de notre bâtiment en utilise logiciel **ETABS** (Extended Analysis of Building Systems, version 9.7.4) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation.
- Les déplacements du plancher.

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types des bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre des nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI, etc.). De plus de par ça spécificité pour le calcul des bâtiments. ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE)

### IV.7.Méthode dynamique modale spectrale :

#### IV.7.1. Spectre de réponse du calcul :

Selon le RPA99/version2003 l'action sismique est représentée par le spectre du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ seconde} \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T > 3.0 \text{ seconde} \end{cases}$$

### IV.7.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

#### 1. Classification du site :

Selon le rapport du sol, l'ouvrage classé sur le site ferme catégorie S2.

Et on a  $T_1=0.15s$  et  $T_2=0.40s$  (D'après tableau 4.7 RPA99/2003)

#### 2. Facteur de correction d'amortissement $\eta$ :

Le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas d'après le tableau (4.2)

RPA99/version2003 donc :  $\xi(\%) = 8.5 \%$ .

$$\text{Alors : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.816$$

#### 3. Estimation de la période fondamentale :

D'après l'article 4.2.4 du RPA99/version2003, la formule empirique égale :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 du RPA99/version2003).

$$\Rightarrow C_T = 0.05.$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$\Rightarrow h_N = 34.4 \text{ m.}$$

$$\text{D'où : } T = 0.05(34.4)^{3/4} = 0.710 \text{ sec.}$$

$$\Rightarrow T = 0.710 \text{ sec.}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut

également utiliser la formule suivante:  $T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$

$D$  : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul.

a) Sens longitudinale :  $D_x = 17.18 \text{ m.}$

b) Sens transversale :  $D_y = 23.75 \text{ m.}$

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/ version2003, Donc :

$$T = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

**Pour le sens longitudinal :**

$$T_x = \text{Min} (0.710 \text{ sec} , 0.747 \text{ sec}).$$

$$\text{Donc : } T_x = \mathbf{0.710 \text{ sec.}}$$

**Pour le sens transversal :**

$$T_y = \text{Min} (0.710 \text{ sec} , 0.635 \text{ sec}).$$

$$\text{Donc : } T_y = \mathbf{0.635 \text{ sec.}}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.40 \text{ sec.}$$

**4. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen : D**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Seconde} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3.0 \text{ Seconde} \end{cases}$$

**T<sub>2</sub> :** Période caractéristique dépendant du site(S2).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.40 \text{ sec} \dots\dots\dots (\text{Tableau 4.7 du RPA99/ version2003}). \end{cases}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ sec} < T_x < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ sec} < T_y < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc: } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

D'où:

$$D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.40}{0.710}\right)^{2/3} \Rightarrow D_x = \mathbf{1.392}$$

$$D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.40}{0.635}\right)^{2/3} \Rightarrow D_y = \mathbf{1.499}$$

### 5. Coefficient d'accélération de zone « A » :

Il est donné par le tableau (4.1 du RPA99/version2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour la **zone IIa** et groupe d'usage **2**  $\Rightarrow A = 0.15$ .

### 6. Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/version2003 en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles,

Donc  $R = 3.5$ .

### 7. Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Conditions minimal sur les files de contreventement.
- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle et l'exécution de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

#### **a. Conditions minimal sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99/version2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est  $< 1.5$

Sens longitudinal : (4 travées)

$$\left. \begin{array}{l} 3.55/3.25 = 1.09 < 1.5 \\ 3.25/4.80 = 0.68 < 1.5 \\ 4.80/5.58 = 0.86 < 1.5 \end{array} \right\} \text{ Critère observé } p_q = 0$$

Sens transversal : (4 travées)

$$\left. \begin{array}{l} 5.30/5.10 = 1.04 < 1.5 \\ 5.10/3.05 = 1.67 > 1.5 \\ 3.05/4.90 = 0.62 < 1.5 \end{array} \right\} \text{ Critère non observé } p_q = 0.05$$

### **b. Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

Sens longitudinal : (5files)

$$L_{\max}/L_{\min} = 5.58/3.25 = 1.72 > 1.5 \longrightarrow \text{Critère non/observé } p_q = 0.05$$

Sens transversal : (5 files)

$$L_{\max}/L_{\min} = 5.40/3.05 = 1.77 > 1.5 \longrightarrow \text{Critère non/observé } p_q = 0.05$$

### **c. La régularité en plan et en élévation :**

#### **c.1.Régularité en plan :**

D'après l'article 3.5.a du RPA99/version2003 :

On calcul :

$$l_x/L_x = 7.45 / 17.45 = 0.43 \longrightarrow l_x/L_x = 0.43 > 0.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$l_y/L_y = 8.50/24.04 = 0.35 \longrightarrow l_y/L_y = 0.35 > 0.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$0.25 < L_x/L_y = 0.73 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : on a irrégularité en plan.

#### **c.2.Régularité en élévation :**

D'après l'article 3.5.b du RPA99/version2003, la structure est classée irrégulièrement en élévation, donc :  $p_q = 0.05$

### **d. Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$p_q = 0.05.$$

### **e. Contrôle de la qualité d'exécution :**

On considère que ce critère est observé :  $p_q = 0$ .

## Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.1.Pénalités en fonction de critère de qualité.

Critère	P <sub>q</sub> (S. long)	
	Observé	N/Observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	/	0.05
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	/	0.05
4. Régularité en élévation	/	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0	/
<b>Q (totale)</b>	<b>1.25</b>	

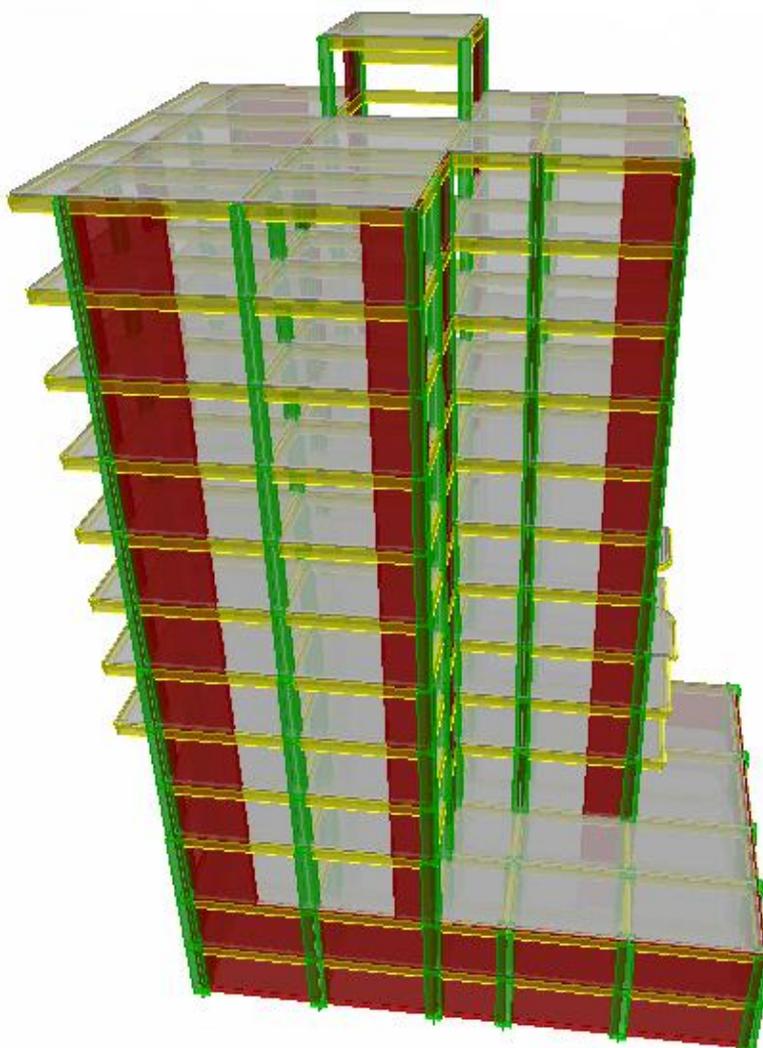


Figure IV.1.Vue en 3D de la structure.

### 8. Poids total de la structure W :

Pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi}$

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99/version2003 ( $\beta = 0.20$ )

$W_{gi}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitations.

Tableau IV.2.Les valeurs obtenues.

A	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	Q	R	T (S)	W (KN)
0.15	1.392	1.499	1.25	3.5	0.710	36187.76

### IV.8.Caractéristiques géométriques des voiles :

Les voiles doivent respecter un certain nombre des dispositions constructives imposées par RPA99/version 2003.

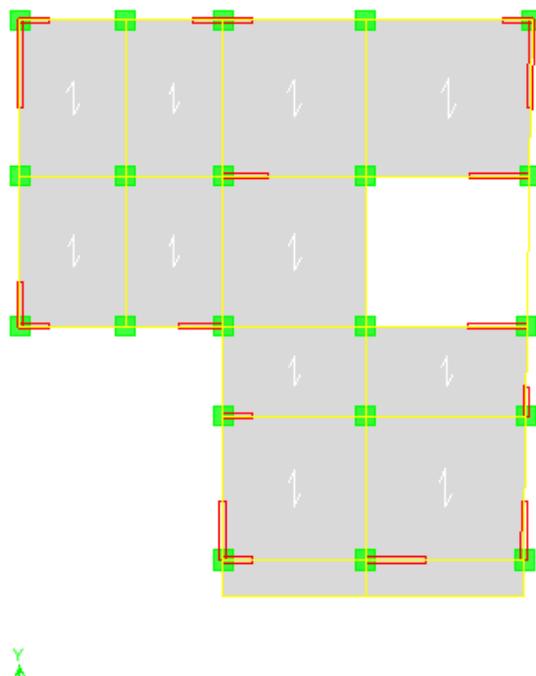


Figure IV.2.Disposition des voiles.

## IV.9. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

### A. Détermination des masses et centre de masse par étages :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : La masse de l'élément i.

$X_i, Y_i$  : Coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

#### ➤ Caractéristiques massiques :

Tableau IV.3. Centre de masse et inertie des niveaux.

Plancher	Position de centre de masse			Position de centre de torsion		excentricité	
	Masse(t)	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$X_{CR}$ (m)	$Y_{CR}$ (m)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
Sous/Sol 1	555.08	8.248	11.79	8.381	12.05	-0.133	-0.26
Sous/Sol 2	503.78	8.331	12.228	8.43	12.052	-0.099	0.176
RDC	315.55	9.246	15.205	9.347	15.658	-0.101	-0.453
SOUP	300.38	9.359	15.198	9.3	15.601	0.059	-0.403
E1	315.17	9.26	16.015	9.32	15.657	-0.06	0.358
E2	303.12	9.23	16.185	9.352	15.763	-0.122	0.422
E3	296.30	9.236	16.205	9.4	15.853	-0.164	0.352
E4	296.30	9.236	16.205	9.457	15.925	-0.221	0.28
E5	291.43	9.241	16.217	9.517	15.983	-0.276	0.234
E6	287.33	9.245	16.229	9.586	16.019	-0.341	0.21
E7	287.33	9.245	16.229	9.657	16.035	-0.412	0.194
E8	287.94	9.139	16.405	9.72	16.03	-0.581	0.375

$(X_{CR}, Y_{CR})$  : Coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité).

$e_x$ : excentricité théorique suivant x.

$e_y$ : excentricité théorique suivant y.

➤ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante :  $e_{acc} = 0.05L$

$L$  : La plus grande dimension de bâtiment

Sens X-X :  $e_{acc\ x} = 0.05 \times 17.18 = 0.86 \text{ m}$ .

Sens Y-Y :  $e_{acc\ y} = 0.05 \times 23.75 = 1.19 \text{ m}$ .

Donc :  $e_x = \text{Max}(e_{acc\ x}; e_{acc\ y}) = \text{Max}(0.86; 1.19) = 1.19 \text{ m}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x = 1.19 \text{ m.} \\ W_t = 36187.76 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

➤ **Nombre des modes à considérer :**

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

### IV.10. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires :

➤ **Mode des vibrations et taux de participation des masses :**

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7.4, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

## Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.4.Périodes, modes et facteurs de participation massique.

Modes	Période (Sec)	UX	UY	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$	Nature
1	0.778	71.296	1.694	71.296	1.694	Translation X-X
2	0.752	1.703	70.025	72.999	71.720	Translation Y-Y
3	0.620	0.663	0.063	73.662	71.783	Torsion
4	0.230	13.184	0.007	86.846	71.790	
5	0.208	0.006	15.269	86.852	87.059	
6	0.173	0.237	0.041	87.089	87.100	
7	0.108	5.579	0.001	92.668	87.101	
8	0.093	0.000	6.095	92.668	93.197	

### ➤ Modes des vibrations obtenus :

#### 1. Premier mode de vibration : « Translation suivant X »

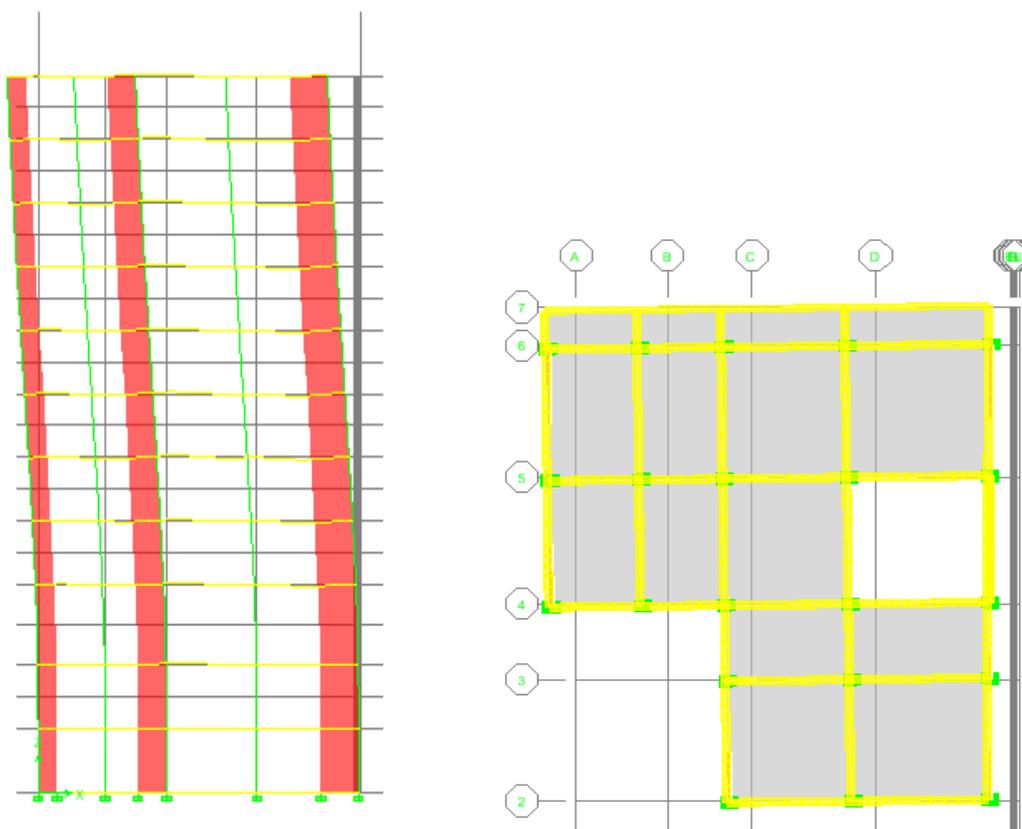


Figure IV.3. 1<sup>er</sup> Mode de translation suivant le sens X-X de periode  $T = 0.778$  sec.

### 2. Deuxième mode de vibration : « Translation suivant Y ».

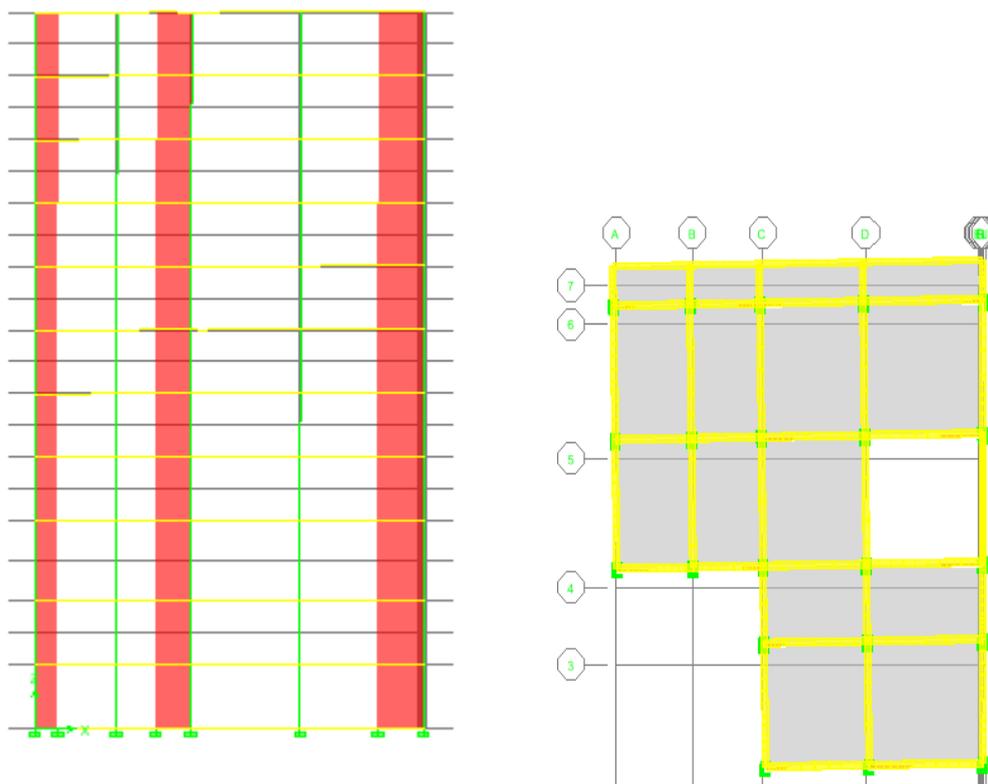


Figure IV.4. 2<sup>ème</sup> Mode de translation suivant le sens Y-Y de periode  $T = 0.752$  sec.

### 3. Troisième mode de vibration : « Rotation suivant Z »

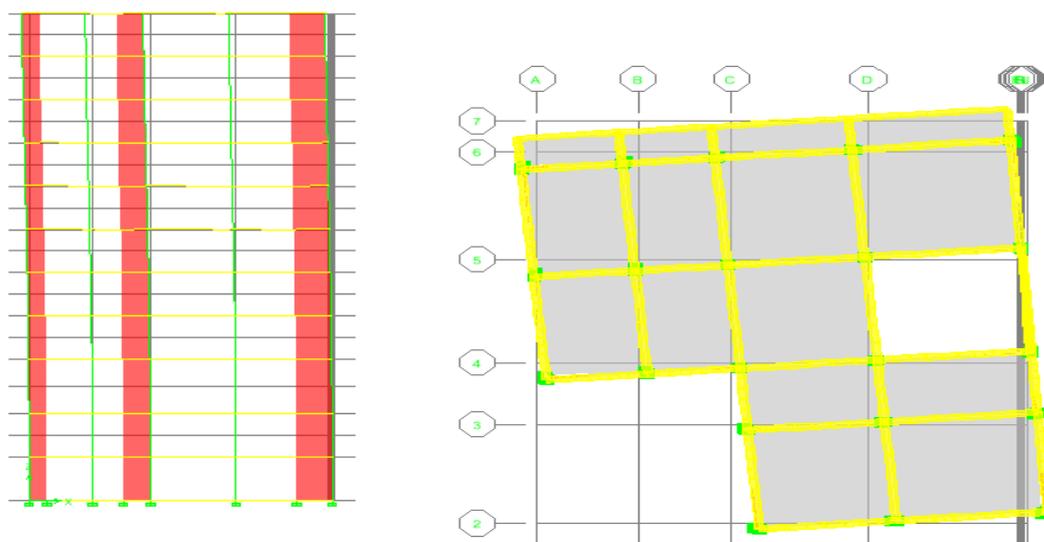


Figure IV.5.3<sup>ème</sup> Mode de rotation autour de l'axe Z de periode  $T = 0.620$  sec.

### Commentaire :

D'après les résultats du tableau, on constate que :

$T_{dyn}$  : La période obtenue par ETABS ( $T_{dyn} = 0.778$  sec)

$T$  : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ( $T_{RPA} = 0.710$  sec)

- La période fondamentale  $T_{dyn} = 0.778$  sec
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%,  $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$

$T_{dyn} = 0.778$  sec  $< 1.3 (0.710) = 0.923$  sec.....Condition vérifiée.

- Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (X-X) et (Y-Y) successivement.
- Le troisième mode c'est un mode de torsion de faible participation massique (mode parasite) par ce que la participation massique est inférieure à 5%.
- La somme des masses modales effectives atteindre 90% de la masse totale de la structure dans le huitième mode donc le nombre de mode à considérer est 8 modes.

### IV.11.L'effort tranchant modal à la base :

- Les forces en (KN).
- Les moments en (KN. m).

Tableau IV.5.L'effort tranchant modal et les moments à la base (ETABS).

Spectre	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	2366.29	177.15	0	3899.693	54246.963	37779.241
EY	177.15	2346.33	0	54176.479	3879.515	20350.669

$V_{x, dy} = 2372.91$  KN et  $V_{y, dy} = 2353$  KN

### IV.12.Vérification des exigences de RPA99/version2003 :

#### 1. Vérification de la force sismique :

D'après l'article 4.3.6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'analyse modale  $F$  ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0.8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $r = 0.8V/V_t$

**2. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/version2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Donc :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.392 \times 1.25}{3.5} \times 36187.76 \Rightarrow V_{x,stat} = 2698.57 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.499 \times 1.25}{3.5} \times 36187.76 \Rightarrow V_{y,stat} = 2906 \text{ KN.}$$

Tableau IV.6. Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	<b>V<sub>statique</sub> (KN)</b>	<b>V<sub>dynamique</sub> (KN)</b>	<b>0.8 V<sub>statique</sub></b>	<b>0.8V<sub>stat</sub> &lt; V<sub>dyn</sub></b>
<b>Sens X-X</b>	2698.57	2372.91	2158.86	<b>CV</b>
<b>Sens Y-Y</b>	2906	2353	2324.8	<b>CV</b>

**Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$$\Rightarrow V_{dyn} > 0.8 V_{stat} \dots\dots\dots C.V$$

**3. Justification du système de contreventement :**

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 /version 2003. On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

## Chapitre IV : Etude sismique

---

### Sous charges horizontales :

Tableau IV.7.Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

NIVEAU	VOILE		PORTIQUE		VOILE(%)		PORTIQUE(%)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Base	1718.83	1267.72	1926.88	1591.37	57.55	42.45	54.77	45.23

### Sous charges verticales :

Tableau IV.8.Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

NIVEAU	VOILE	PORTIQUE	VOILE(%)	PORTIQUE(%)
	F3	F3	F3	F3
Base	15761.9	37267.44	29.72	70.28

Avec :

**F3** : La charge verticale reprise par l'élément.

**F1** : La charge horizontale suivant X.

**F2** : La charge horizontale suivant Y.

### **Conclusion :**

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé selon le RPA99/version 2003. Donc un coefficient de comportement de **R=3.5**

### Spectre de réponse :

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel Spectre 99Version 2003.

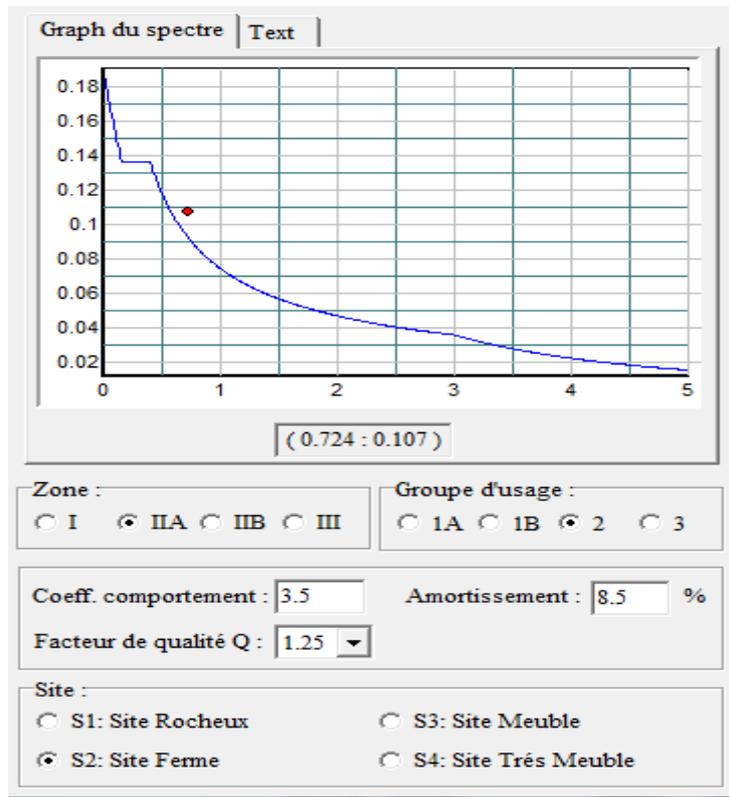


Figure IV.6.Spectre de réponse.

### **IV.13.Distribution des forces sismique selon la hauteur :**

D'après l'article 4.2.5 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0.07 * T * V$  où  $T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0.25 V$  et sera prise égale à 0 quand  $T$  est plus petit ou égale à 0.7 secondes.

La partie restante de  $V$  soit  $(V - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

## Chapitre IV : Etude sismique

### ➤ Sens X-X :

$$V_x = 2372.91 \text{ KN.}$$

$$F_t = 129.23.$$

Tableau IV.9. La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens X-X

Niveau	W (KN)	h <sub>i</sub> (m)	W*h <sub>i</sub>	∑ W*h <sub>i</sub>	(V - F <sub>t</sub> )	F <sub>i</sub> (KN)
Sous/sol 1	5439.78	2.85	15503.38	673419.74	2243.68	51.654
Sous /sol 2	4937.04	5.7	28141.15	673419.74	2243.68	93.760
RDC	3092.39	9.2	28449.99	673419.74	2243.68	94.789
SOUP	2943.72	12	35324.69	673419.74	2243.68	117.694
E1	3088.67	14.8	45712.26	673419.74	2243.68	152.303
E2	2970.58	17.6	52282.14	673419.74	2243.68	174.192
E3	2903.74	20.4	59236.30	673419.74	2243.68	197.362
E4	2903.74	23.2	67366.77	673419.74	2243.68	224.451
E5	2856.01	26	74256.36	673419.74	2243.68	247.405
E6	2815.83	28.8	81096.02	673419.74	2243.68	270.193
E7	2815.83	31.6	88980.35	673419.74	2243.68	296.462
E8	2821.81	34.4	97070.33	673419.74	2243.68	323.416

$$V = F_t + \sum F_i = 129.23 + 2243.68 = 2372.91 \text{ KN.}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$V_y = 2353 \text{ KN.}$$

$$F_t = 123.86.$$

Tableau IV.10. La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens Y-Y.

Niveau	W (KN)	h <sub>i</sub> (m)	W*h <sub>i</sub>	∑ W*h <sub>i</sub>	(V - F <sub>t</sub> )	F <sub>i</sub> (KN)
Sous/Sol 1	5439.78	2.85	15503.38	673419.74	2229.14	51.319
Sous/Sol 2	4937.04	5.7	28141.15	673419.74	2229.14	93.152
RDC	3092.39	9.2	28449.99	673419.74	2229.14	94.175
SOUP	2943.72	12	35324.69	673419.74	2229.14	116.931
E1	3088.67	14.8	45712.26	673419.74	2229.14	151.316
E2	2970.58	17.6	52282.14	673419.74	2229.14	173.063
E3	2903.74	20.4	59236.30	673419.74	2229.14	196.083
E4	2903.74	23.2	67366.77	673419.74	2229.14	222.996
E5	2856.01	26	74256.36	673419.74	2229.14	245.802
E6	2815.83	28.8	81096.02	673419.74	2229.14	268.442
E7	2815.83	31.6	88980.35	673419.74	2229.14	294.541
E8	2821.81	34.4	97070.33	673419.74	2229.14	321.320

$$V = F_t + \sum F_i = 123.86 + 2229.14 = 2353 \text{ KN.}$$

#### IV.14. Vérification des déplacements inter-étage :

L'une des vérifications préconise par l'RPA99/version2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (5.10) du l'RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < \Delta_{k adm} = 1\% h_{étage}$$

Avec :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Et :

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

### Sens longitudinal :

Tableau IV.11. Le déplacement inter-étage dans le sens X-X

SENS X-X								
Niv	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k$ (x)	$h_0$ (m)	$\Delta_k$ adm	Observation
<b>E8</b>	0.0207	3.5	0.072	0.067	0.005	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>E7</b>	0.0191	3.5	0.067	0.061	0.006	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>E6</b>	0.0174	3.5	0.061	0.054	0.007	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>E5</b>	0.0155	3.5	0.054	0.047	0.007	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>E4</b>	0.0133	3.5	0.047	0.038	0.009	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>E3</b>	0.0109	3.5	0.038	0.029	0.009	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>E2</b>	0.0084	3.5	0.029	0.021	0.008	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>E1</b>	0.006	3.5	0.021	0.013	0.008	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>SOUP</b>	0.0036	3.5	0.013	0.006	0.007	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	0.0017	3.5	0.006	0.001	0.005	3.50	0.0350	<b>C.V</b>
<b>Sous/Sol 2</b>	0.0002	3.5	0.001	0.0004	0.0003	2.85	0.0285	<b>C.V</b>
<b>Sous/Sol 1</b>	0.0001	3.5	0.0004	0	0.0004	2.85	0.0285	<b>C.V</b>

### Sens transversal :

Tableau IV.12. Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y

SENS Y-Y								
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k (x)$	$h_0$ (m)	$\Delta_{k adm}$	Observation
<b>E8</b>	0.0203	3.5	0.071	0.065	0.006	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>E7</b>	0.0185	3.5	0.065	0.058	0.007	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>E6</b>	0.0165	3.5	0.058	0.050	0.008	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>E5</b>	0.0144	3.5	0.050	0.042	0.008	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>E4</b>	0.0121	3.5	0.042	0.034	0.008	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>E3</b>	0.0098	3.5	0.034	0.026	0.008	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>E2</b>	0.0074	3.5	0.026	0.018	0.008	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>E1</b>	0.0051	3.5	0.018	0.011	0.007	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>SOUP</b>	0.003	3.5	0.011	0.005	0.006	2.8	0.028	<b>C.V</b>
<b>RDC</b>	0.0013	3.5	0.005	0.0004	0.004	3.50	0.0350	<b>C.V</b>
<b>Sous/Sol 2</b>	0.0001	3.5	0.0004	0.0004	0.000	2.85	0.0285	<b>C.V</b>
<b>Sous/Sol 1</b>	0.0001	3.5	0.0004	0	0.0004	2.85	0.0285	<b>C.V</b>

### **Conclusion :**

Les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition de l'art 5.10 du l'RPA99/version2003 est vérifiée.

### **IV.15.Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :**

Selon l'article 5.9 du RPA99/version2003, les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

**P<sub>K</sub>** : Le poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K).

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

Tel que :

$V_K$  : L'effort tranchant d'étage au niveau K.

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

$h_K$  : Hauteur d'étage K.

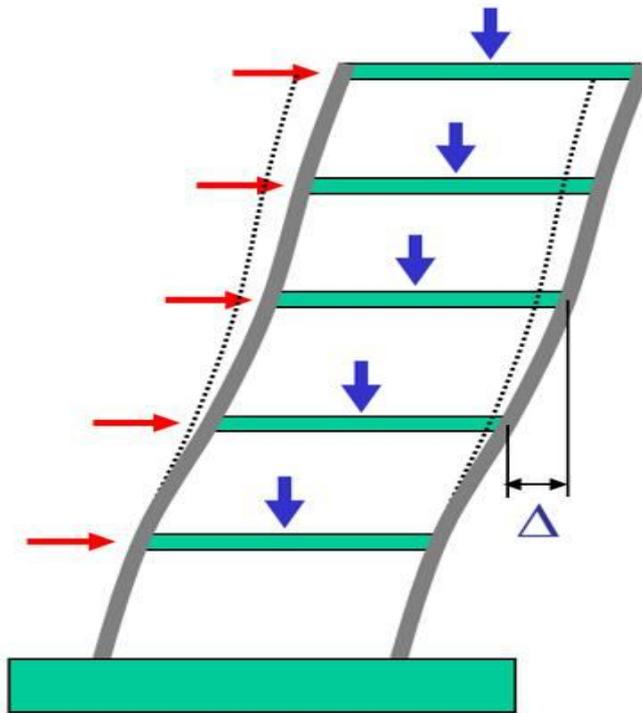


Figure IV.7. Présentation de l'effet P-  $\Delta$  sur la structure

Si  $0.10 < \theta \leq 0.20$  les effets P- $\Delta$  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  $1/(1 - \theta)$ .

Si  $\theta > 0.20$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

## Chapitre IV : Etude sismique

### Sens longitudinal :

Tableau IV.13.Vérification de l'effet P-  $\Delta$  sens X-X

Niv	$P_k$ (KN)	$V_x$ (KN)	$h_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\theta_{Kx}$	< 0.1
Sous/Sol 1	5439.78	2372.91	2.85	0.0004	0.0003	Vérifier
Sous /Sol 2	4937.04	2271.72	2.85	0.0003	0.0002	Vérifier
RDC	3092.39	2193.26	3.50	0.005	0.002	Vérifier
SOUP	2943.72	2126.25	2.8	0.007	0.003	Vérifier
E1	3088.67	2030.29	2.8	0.008	0.004	Vérifier
E2	2970.58	1895.82	2.8	0.008	0.004	Vérifier
E3	2903.74	1736.81	2.8	0.009	0.005	Vérifier
E4	2903.74	1559.83	2.8	0.009	0.006	Vérifier
E5	2856.01	1350.05	2.8	0.007	0.005	Vérifier
E6	2815.83	1121.08	2.8	0.007	0.006	Vérifier
E7	2815.83	834.60	2.8	0.006	0.007	Vérifier
E8	2821.81	522.27	2.8	0.005	0.010	Vérifier

### Sens transversal

Tableau IV.14.Vérification de l'effet P-  $\Delta$  sens Y-Y

Niv	$P_k$	$V_y$	$h_k$ (m)	$\Delta_k$	$\theta_{KY}$	< 0.1
Sous/Sol 1	5439.78	2353	2.85	0.0004	0.0003	Vérifier
Sous /Sol 2	4937.04	2268.51	2.85	0.00	0.000	Vérifier
RDC	3092.39	2194.63	3.50	0.004	0.002	Vérifier
SOUP	2943.72	2123.13	2.8	0.006	0.003	Vérifier
E1	3088.67	2028.76	2.8	0.007	0.004	Vérifier
E2	2970.58	1892.92	2.8	0.008	0.004	Vérifier
E3	2903.74	1741.89	2.8	0.008	0.005	Vérifier
E4	2903.74	1567.67	2.8	0.008	0.005	Vérifier
E5	2856.01	1366.99	2.8	0.008	0.006	Vérifier
E6	2815.83	1143.70	2.8	0.008	0.007	Vérifier
E7	2815.83	860.04	2.8	0.007	0.008	Vérifier
E8	2821.81	542.75	2.8	0.006	0.011	Vérifier

#### Conclusion :

On constate que  $\theta_{KX}$  et  $\theta_{KY}$  sont inférieure à 0.1, donc l'effet P- $\Delta$  est négligeable.

### IV.16. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:

#### 1. Vérification au renversement :

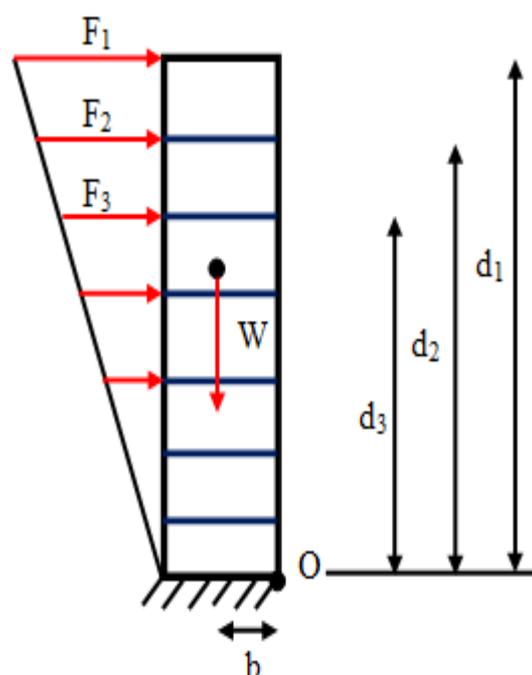
D'après l'article 5.5 du RPA99/version2003, le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ( $M_s > M_r$ ) 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.



$$M_{Re} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{stab} = M_{W/O} = W \times b$$

Figure IV.8. Moment de renversement.

Il faut vérifier que :  $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

➤ Sens X-X :

Tableau IV.15. Calcul le moment de renversement sens X-X

<b>Niveau</b>	<b>d<sub>i</sub></b> <b>(m)</b>	<b>F<sub>xi</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>F<sub>xi</sub>*d<sub>i</sub></b> <b>(KN.m)</b>
<b>Sous/Sol 1</b>	2.85	51.654	147.213
<b>Sous/Sol 2</b>	5.7	93.760	534.431
<b>RDC</b>	9.2	94.789	872.057
<b>SOUP</b>	12	117.694	1412.325
<b>E1</b>	14.8	152.303	2254.081
<b>E2</b>	17.6	174.192	3065.781
<b>E3</b>	20.4	197.362	4026.180
<b>E4</b>	23.2	224.451	5207.254
<b>E5</b>	26	247.405	6432.534
<b>E6</b>	28.8	270.193	7781.568
<b>E7</b>	31.6	296.462	9368.203
<b>E8</b>	34.4	323.416	11125.513
			<b>Σ = 52227.14</b>

➤ Sens Y-Y :

Tableau IV.16.Calcul le moment de renversement sens Y-Y

Niveau	$d_i$ (m)	$F_{yi}$ (KN)	$F_{yi} * d_i$ (KN.m)
Sous/Sol 1	2.85	51.319	146.259
Sous/Sol 2	5.7	93.152	530.968
RDC	9.2	94.175	866.406
SOUP	12	116.931	1403.173
E1	14.8	151.316	2239.473
E2	17.6	173.063	3045.913
E3	20.4	196.083	4000.088
E4	23.2	222.996	5173.509
E5	26	245.802	6390.849
E6	28.8	268.442	7731.140
E7	31.6	294.541	9307.493
E8	34.4	321.320	11053.415
			$\Sigma = 51888.69$

## Chapitre IV : Etude sismique

### Calcul de centre de gravité de la structure :

Tableau IV.17.Centre de gravité et de torsion.

Niveau	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)
Sous/Sol 1	8.248	11.79		
Sous/sol 2	8.331	12.228		
RDC	9.246	15.205		
SOUP	9.359	15.198		
E1	9.26	16.015		
E2	9.23	16.185		
E3	9.236	16.205		
E4	9.236	16.205		
E5	9.241	16.217		
E6	9.245	16.229		
E7	9.245	16.229		
E8	9.139	16.405		
Σ	109.016	184.111	<b>9.08</b>	<b>15.34</b>

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G \quad ; \quad b_x = 17.18 - 9.08 = 8.1 \text{ m.} \\ b_y = L_y - Y_G \quad ; \quad b_y = 23.75 - 15.34 = 8.41 \text{ m.} \end{array} \right.$$

**b :** Les point les plus éloigner par apport au centre de gravite pour les deux direction.

Tableau IV.18.Vérification de renversement.

	W (KN)	b (m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>r</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> / M <sub>r</sub>	$\frac{M_{Sta}}{M_{Ren}} \geq 1.5$
<b>Sens longitudinal</b>	36187.76	8.1	293120.86	52227.14	5.61	<b>CV</b>
<b>Sens transversal</b>	36187.76	8.41	304339.06	51888.69	5.87	<b>CV</b>

### Conclusion :

L'ouvrage est donc stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

### IV.17. Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7.4.3.1) du RPA99/version 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Où : **N** : L'effort normal maximal.

**B** : Section du poteau.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

### Remarque :

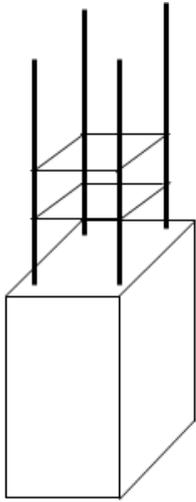
Les conditions ne sont pas vérifiées pour les poteaux (55x55) ;(50x50) et (45x45). donc on augmente les sections on prend des poteaux des sections (65x65) ;(55x60) et (45x50) au lieu des poteaux (55x55) ;(50x50) et (45x45).

Tableau IV.19.Vérification de l'effort normal réduit.

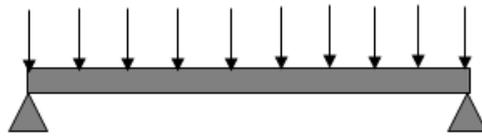
Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	N <sub>rd</sub> (KN)	Observation
2 Sous/Sol et RDC	(65x65)	2718.52	0.25	Condition vérifiée
SOUP, E1 et E2	(55x60)	2418.35	0.29	Condition vérifiée
E3, E4 et E5	(45x50)	1615.39	0.28	Condition vérifiée
E6, E7 et E8	(40x40)	794.35	0.19	Condition vérifiée



*Chapitre V :*  
*CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS.*



**POTEAU**



**POUTRE**



**VOILE**



### Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL91/99 et RPA99/ version2003).

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA99/version2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ETABS**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les armatures seront calculées dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

### V.1.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

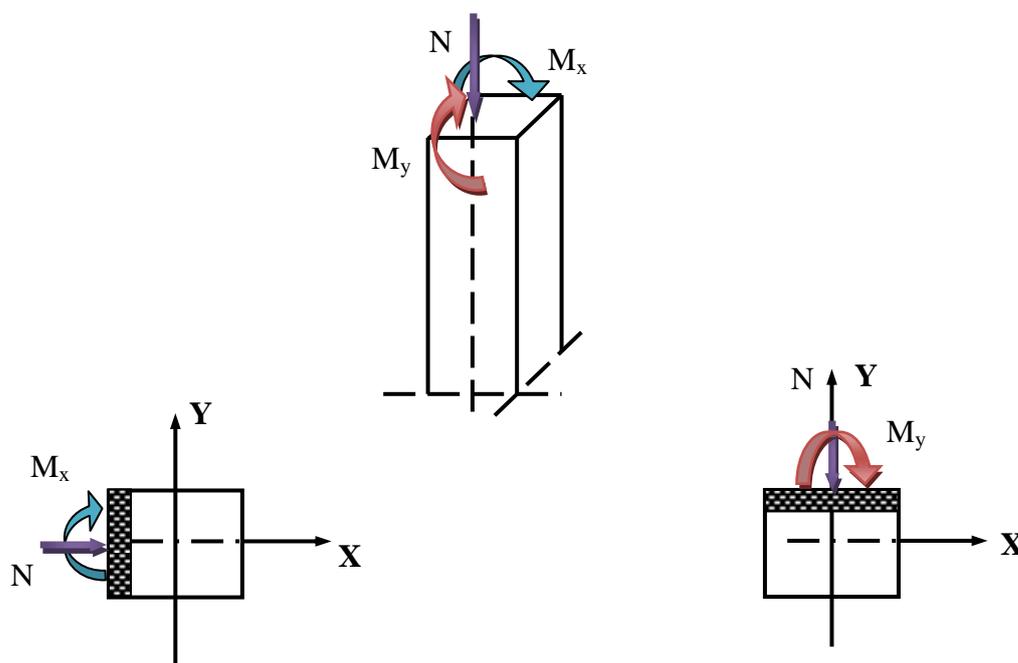


Figure V.1.Les sollicitations exercées sur les poteaux.

#### V.1.1.Caractéristiques des matériaux :

Tableau V.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1.5	25	1	14.20	1.15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1.15	25	0.85	21.74	1	400	400

### V.1.2. Actions et sollicitations :

#### a) Les actions :

Les actions ce sont des forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc....) ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, etc. ...).

#### b) Les sollicitations :

Les sollicitations ce sont des efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

### V.1.3. Les combinaisons d'actions:

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons d'actions à considérer :

#### ➤ Combinaison de RPA99/version2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

#### ➤ Combinaison du BAEL91/99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Effort sismique.

### V.1.4. Etapes du calcul :

#### a. Selon le BAEL91/99 :

Calcule en flexion composée avec un effort normal  $N_u$  et un moment  $M_u$  tel que :

$$M_u = e \cdot N_u \quad \text{Avec : } e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} ; e_a = \text{Max} \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\} ; e_2 = \frac{3 * L_f^2}{10000 * h} * (2 + \alpha * \phi)$$

Avec :

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

$$\alpha = 10 * \left( 1 - \frac{M_u}{1.5 * M_{ser}} \right)$$

$\emptyset$  : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

### **b. Recommandation du RPA 99/version 2003 :**

#### **✓ Les armatures longitudinales :**

D'après l'article 7.4.2. du RPA99/version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par:

- Le pourcentage minimal est de 0.8% en zone IIa.
- Le pourcentage maximal est de :
  - 3% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$ .
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales (zones critiques)  $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$

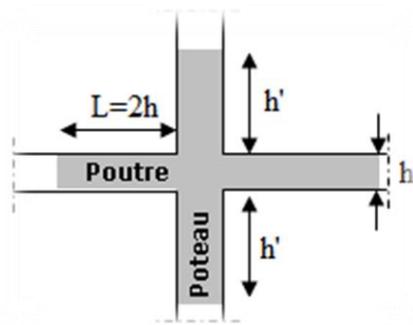


Figure V.2.Zone nodale

### c. Recommandations du BAEL91/99 :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

Avec :

**B** : Section du béton =  $b \times h$ . ( $b = h =$  côtes du poteau,  $d = 0.9h$ )

### d. Ferraillage minimum d'après le CBA93 :

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

#### ✓ Les armatures transversales :

D'après l'article 7.4.2.2 du RPA99/version2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

**$V_u$**  : L'effort tranchant du calcul.

**$h_t$**  : Hauteur totale de la section brute.

**$f_e$**  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

## Chapitre V : Etude des éléments résistants

$\rho_a$ : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de  $\rho_a$  est pris égale à 2.50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

**t** : L'espacement des armatures transversales.

### Remarque :

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

- ✓ **Zone 01 : 2 Sous/Sol et RDC (65x65)**
- ✓ **Zone 02 : Soup ; 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> étages (55x60)**
- ✓ **Zone 03 : 3<sup>ème</sup> ; 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages (45x50)**
- ✓ **Zone 04 : 6<sup>ème</sup> ; 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étages (40x40)**

Tableau V.2.Armatures maximales et minimales pour chaque zone.

Zone	Section (cm <sup>2</sup> )	BAEL 91/99		CBA93	RPA99/version2003		
		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) Zone de recouvrement
<b>1</b>	65x65	8.45	211.25	4.59	33.8	126.75	253.5
<b>2</b>	55x60	6.6	165	3.59	26.4	99	198
<b>3</b>	45x50	4.5	112.5	2.45	18	67.5	135
<b>4</b>	40x40	4	80	1.74	12.8	48	96

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$N_{max}$  ;  $M_{correspondant}$

$N_{min}$  ;  $M_{correspondant}$

$M_{max}$  ;  $N_{correspondant}$

## Chapitre V : Etude des éléments résistants

Tableau V.3.Les sollicitations obtenues par ETABS.

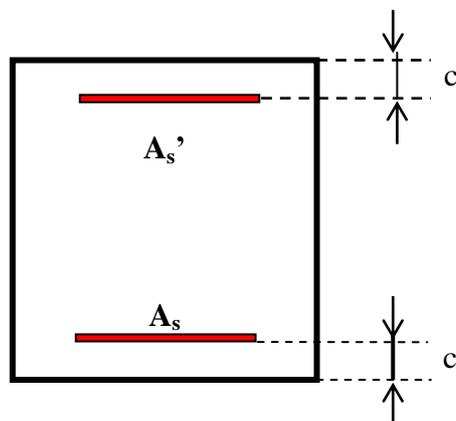
		$N_{max}$	$N_{min}$	$M_{max}$
<b>Zone</b>	<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>0.8G + E</b>	<b>G+Q+E</b>
<b>1</b>	N (KN)	2718.52	-792.25	1397.85
	$M_{corr}$ (KN.m)	1.649	33.19	315.091
<b>2</b>	<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>0.8G + E</b>	<b>G+Q+E</b>
	N (KN)	2418.35	- 469.09	912.73
	$M_{corr}$ (KN.m)	68.444	6.98	189.024
<b>3</b>	<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>0.8G + E</b>	<b>G+Q+E</b>
	N (KN)	1615.39	-35.39	594.55
	$M_{corr}$ (KN.m)	15.998	4.118	143.924
<b>4</b>	<b>Combinaison</b>	<b>ELU</b>	<b>0.8G + E</b>	<b>G+Q+E</b>
	N(KN)	794.35	-73.69	54.83
	$M_{corr}$ (KN.m)	14.834	5.438	100.242

### V.1.5.Exemple du calcul du ferrailage :

- Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7.4** et à partir de la combinaison la plus défavorable.

Soit un poteau de la zone 1, dimensions (65x65) cm<sup>2</sup>

$$\left\{ \begin{array}{l} C = C' = 3\text{cm.} \\ S = (65 \times 65) \text{ cm}^2; \text{ Acier Fe E400 et } f_{c28} = 25\text{MPa} \\ L = 2.85 \text{ m.} \\ d = 0.9h = 0.585\text{m.} \end{array} \right.$$



FigureV.3.Section du poteau

#### a. Ferrailage longitudinal :

La combinaison ELU : **1.35 G + 1.5 Q**

$$N_{\max} = 2718.52 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 1.649 \text{ KN.m.}$$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91/99), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_0 + e_a.$$

**e<sub>1</sub>** : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

**e<sub>2</sub>** : excentricité dus aux effets du second ordre.

**e<sub>a</sub>**: excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{1.649}{2718.52} \Rightarrow e_0 = 0.0006\text{m.}$$

$$e_a = \text{Max}\left\{2\text{cm}; \frac{L}{250}\right\} = \text{Max}\left\{2\text{cm}; \frac{285}{250}\right\} = \text{Max}\{2\text{cm}; 1.14\} \Rightarrow e_a = 2\text{cm.}$$

$$e_1 = 0.0006 + 0.02 = 0.0206\text{m.}$$

**L** : Hauteur totale du Poteau.

**L<sub>f</sub>**: Longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 2.85 = 1.995 \text{ m.}$$

Si :  $L_f / h < \text{Max} (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$   $\longrightarrow$  pas de risque de flambement.

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$3.07 < \text{Max} (15 ; 0.63) \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.}$$

**Donc** : On peut utiliser la méthode forfaitaire.

Le calcul se fera en **flexion composée**.

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10000 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \phi)$$

$$\alpha = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 1.995^2}{10000 \cdot 0.65} \cdot (2 + 0.83 \cdot 2) = 0.007 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.0206 + 0.007 = 0.027 \text{ m} = 2.7 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$$M_{u \text{ corrigé}} = N_u \cdot e = 2718.52 \times 0.027 = 73.400 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{max}} = 2718.52 \text{ KN.} \\ M_{u \text{ corrigé}} = 73.400 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$A = (0.337h - 0.81C') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.03) \cdot 0.65 \times 0.65 \times 14.20 \times 10^3$$

$$A = 1168.40 \text{ KN.m.}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + \alpha \times N_u$$

$$a = (d - h/2) = (0.585 - 0.65/2) = 0.26 \text{ m.}$$

$$M_{ua} = 73.400 + 0.26 \times 2718.52$$

$$M_{ua} = 780.22 \text{ KN.m.}$$

$$B = 2718.52 \times (0.585 - 0.03) - 780.22$$

$$B = 728.56 \text{ KN.m.}$$

$A = 1168.40 \text{ KN.m} > B = 728.56 \text{ KN.m}$   $\rightarrow$  Donc la section est **entièrement comprimée**.

L'effort normal étant un effort de compression ; le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ( $e < h/6$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 * f_{bc}} = \frac{780.22 * 10^{-3}}{0.65 * 0.585^2 * 14.2} = 0.247$$

$$\mu_{bu} = 0.247 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Pas d'armatures comprimé } A_1 = 0.$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left( 1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.49$$

$$\mu_{bu} = 0.247 \leq 0.49 \dots\dots\dots \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bc}] = 0.413 \text{ m}$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} ; A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s * Z} = \frac{780.22 * 10}{348 * 0.413} = 54.29 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 54.29 - \frac{2718.52 * 10}{348} = -23.83 \text{ cm}^2 < 0 \text{ (flexion composée).}$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section  $A_s$  la section minimale  $A_{\min}$ .

➤ **La section d'acier minimale :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.585 \times 2.1}{400} = 4.59 \text{ cm}^2.$$

**2. Selon RPA99/version2003 :**

$$A_{\min} = 0.8\% \cdot b \cdot h = 0.008 * 65 * 65 \Rightarrow A_{\min} = 33.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adopté}} = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{min(RPA)}}) = \text{Max} (0 ; 4.59 ; 33.8) = 33.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 12\text{T}20 \rightarrow A_{\text{adopté}} = 37.70 \text{ cm}^2$$

## Chapitre V : Etude des éléments résistants

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL91/99** (section rectangulaire).

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4.Choix des armatures.

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
<b>2 Sous/Sol et RDC</b>	N <sub>max</sub> = 2718.52	M <sub>cor</sub> = 1.649	(65x65)	0	4.59	33.8	<b>12T20</b>
	N <sub>min</sub> = -792.25	M <sub>cor</sub> = 33.19		11.31			
	N <sub>cor</sub> = 1397.85	M <sub>max</sub> = 315.091		0			
<b>Soup ; 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> étages</b>	N <sub>max</sub> = 2418.35	M <sub>cor</sub> = 68.444	(55x60)	0	3.59	26.4	<b>4T20+8T16</b>
	N <sub>min</sub> = -469.09	M <sub>cor</sub> = 6.98		6.19			
	N <sub>cor</sub> = 912.73	M <sub>max</sub> = 189.024		0			
<b>3<sup>ème</sup> ; 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages</b>	N <sub>max</sub> = 1615.39	M <sub>cor</sub> = 15.998	(45x50)	0	2.45	18	<b>4T16+8T14</b>
	N <sub>min</sub> = -35.39	M <sub>cor</sub> = 4.118		0.68			
	N <sub>cor</sub> = 594.55	M <sub>max</sub> = 143.924		0.85			
<b>6<sup>ème</sup>;7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étages</b>	N <sub>max</sub> = 794.35	M <sub>cor</sub> = 14.834	(40x40)	0	1.74	12.8	<b>4T16+4T14</b>
	N <sub>min</sub> = -73.69	M <sub>cor</sub> = 5.438		1.32			
	N <sub>cor</sub> = 54.83	M <sub>max</sub> = 100.242		6.42			

## Chapitre V : Etude des éléments résistants

Tableau V.5. Les armatures adopté.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> ZC (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> ZR (cm <sup>2</sup> )	Choix des armateurs	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
2 Sous/Sol et RDC	(65x65)	4.59	<b>33.8</b>	126.75	253.5	<b>12T20</b>	<b>37.70</b>
Soup ; 1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	(55x60)	3.59	<b>26.4</b>	99	198	<b>4T20+8T16</b>	<b>28.65</b>
3 <sup>ème</sup> ; 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages	(45x50)	2.45	<b>18</b>	67.5	135	<b>4T16+8T14</b>	<b>20.36</b>
6 <sup>ème</sup> ; 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étages	(40x40)	1.74	<b>12.8</b>	48	96	<b>4T16+4T14</b>	<b>14.20</b>

### Longueur de recouvrement :

D'après l'article 7.4.2.1. du RPA 99/version2003, Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par  $L_r = 40\phi$  en zone IIa.

Pour :

{	T20..... $L_r = 80\text{cm}$ .
	T16..... $L_r = 64\text{cm}$ .
	T14..... $L_r = 56\text{cm}$ .

### b. Ferrailage transversal :

#### **1. Espacement des armatures transversales :**

D'après l'article 7.4.2.2. du RPA99/version2003, la valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $S_t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(14 ; 15\text{cm})$ .....en zone IIa.
- Dans la zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l = 21 \text{ cm}$ .....en zone IIa.

Où  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- **10 cm** en zone nodale.
- **15 cm** en zone courante.

### 2. Vérification du ferrailage transversal selon l'RPA99/version2003:

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$ : L'effort tranchant du calcul.

$h_t$ : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$t$  : L'espacement des armatures transversales.

$\rho_a$ : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = \mathbf{2.5} \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = \mathbf{3.75} \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{u \max} = 17.52 \text{ KN.} \\ h_t = 0.65 - C - C' = 0.59 \text{ m.} \\ f_e = 400 \text{ MPa.} \\ \lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{1.995}{0.65} = 3.07 < 5 \longrightarrow \rho_a = 3.75 \end{array} \right.$$

#### a. Vérification dans la zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{3.75 * 17.52 * 10^{-3} * 0.15}{0.59 * 400} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\text{T}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

### b. Vérification dans la zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{3.75 * 17.52 * 10^{-3} * 0.10}{0.59 * 400} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\text{T10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

### 3. Vérification des cadres des armatures minimales :

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{S_t \cdot b}$  (%) est donnée comme

suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \geq 3 \quad 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : Est l'élanement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec "a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L<sub>f</sub>" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10  $\phi_t$

#### a. Dans la zone courante : S<sub>t</sub> = 15 cm

$$\frac{3.14}{15 \times 65} = 0.32\%$$

#### b. Dans la zone nodale : S<sub>t</sub> = 10 cm

$$\frac{3.14}{10 \times 65} = 0.48\%$$

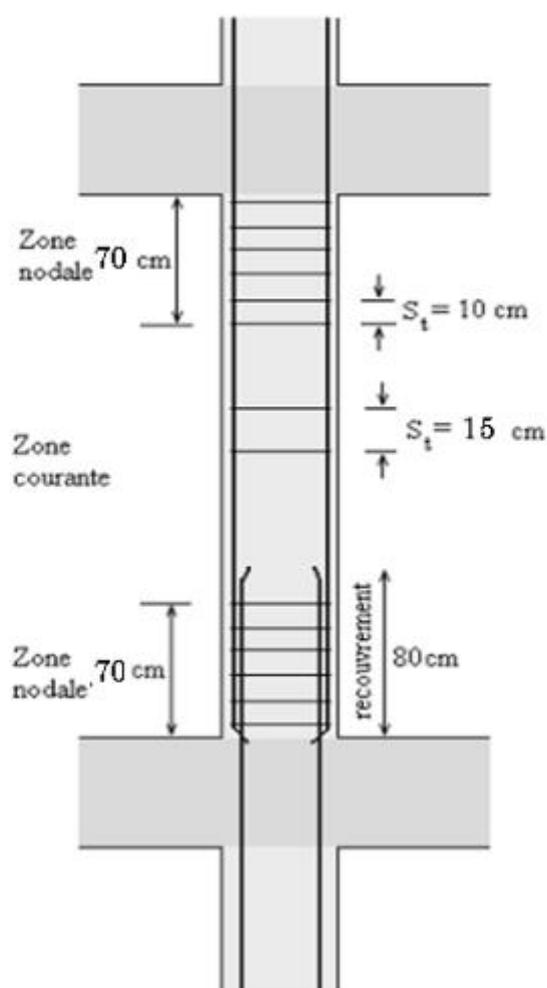


Figure V.4. Disposition des armatures pour les poteaux.

## Chapitre V : Etude des éléments résistants

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

### a.Zone courante :

Tableau V.6.Armature transversale (Zone courante).

Poteaux	V (KN)	S <sub>t</sub> (cm)	$\lambda_g$	$\rho_a$	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	% Cal
2 Sous/Sol	17.52	15	3.07	3.75	0.42	<b>4T10</b>	3.14	0.32
RDC	26.2	15	3.77	3.75	0.62	<b>4T10</b>	3.14	0.32
Soup ;1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	49.88	15	3.26	3.75	1.30	<b>4T10</b>	3.14	0.38
3 <sup>ème</sup> ;4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages	43.64	15	3.92	3.75	1.39	<b>4T10</b>	3.14	0.47
6 <sup>ème</sup> ;7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étages	54.73	15	4.90	3.75	2.26	<b>4T10</b>	3.14	0.52

### b.Zone nodale :

Tableau V.7.Armature transversale (Zone nodale).

Poteaux	V (KN)	S <sub>t</sub> (cm)	$\lambda_g$	$\rho_a$	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )	% Cal
2 Sous/Sol	17.52	10	3.07	3.75	0.28	<b>4T10</b>	3.14	0.48
RDC	26.2	10	3.77	3.75	0.42	<b>4T0</b>	3.14	0.48
Soup ;1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	49.88	10	3.26	3.75	0.87	<b>4T10</b>	3.14	0.57
3 <sup>ème</sup> ;4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages	43.64	10	3.92	3.75	0.93	<b>4T10</b>	3.14	0.70
6 <sup>ème</sup> ;7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étages	54.73	10	4.90	3.75	1.51	<b>4T10</b>	3.14	0.79

**V.1.6.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa}$$

On a :  $V_{u \max} = 17.52 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.52 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.585} = 0.046 \text{ MPa}.$$

Donc :  $\tau_u = 0.046 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ .....**Condition Vérifiée.**

**V.1.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c25}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \text{Min} \left( \frac{L_f}{a} ; \frac{L_f}{b} \right) = \left( \frac{1.995}{0.65} ; \frac{1.995}{0.65} \right) = 3.07$$

$$\lambda_g = 3.07 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c25} = 0.04 \times 25 = 1 \text{MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 0.046 \text{ MPa} < \tau_{bu} = 1 \text{MPa}$  .....**CV**

## Chapitre V : Etude des éléments résistants

Les autres résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant.

Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> < τ̄ <sub>u</sub>	τ <sub>u</sub> < τ <sub>bu</sub>
65x65	17.52	0.046	3.07	0.04	1	3.33	CV	CV
65x65	26.2	0.069	3.77	0.04	1	3.33	CV	CV
60x55	49.88	0.17	3.27	0.04	1	3.33	CV	CV
50x45	43.64	0.22	3.92	0.04	1	3.33	CV	CV
40x40	54.73	0.38	4.9	0.04	1	3.33	CV	CV

### V.1.7. Vérification des poteaux à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

σ<sub>bc</sub> : Contrainte maximale dans le béton comprimé. (σ<sub>bc</sub> = KxY)

**Avec :**

**Y** : Position de l'axe neutre.

$$\text{Et : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

## Chapitre V : Etude des éléments résistants

---

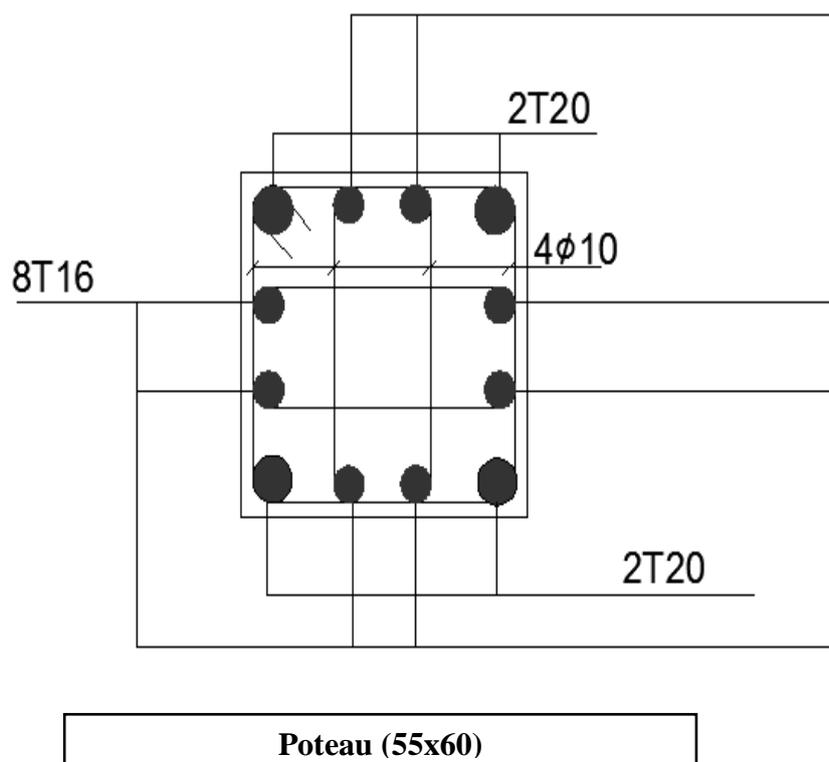
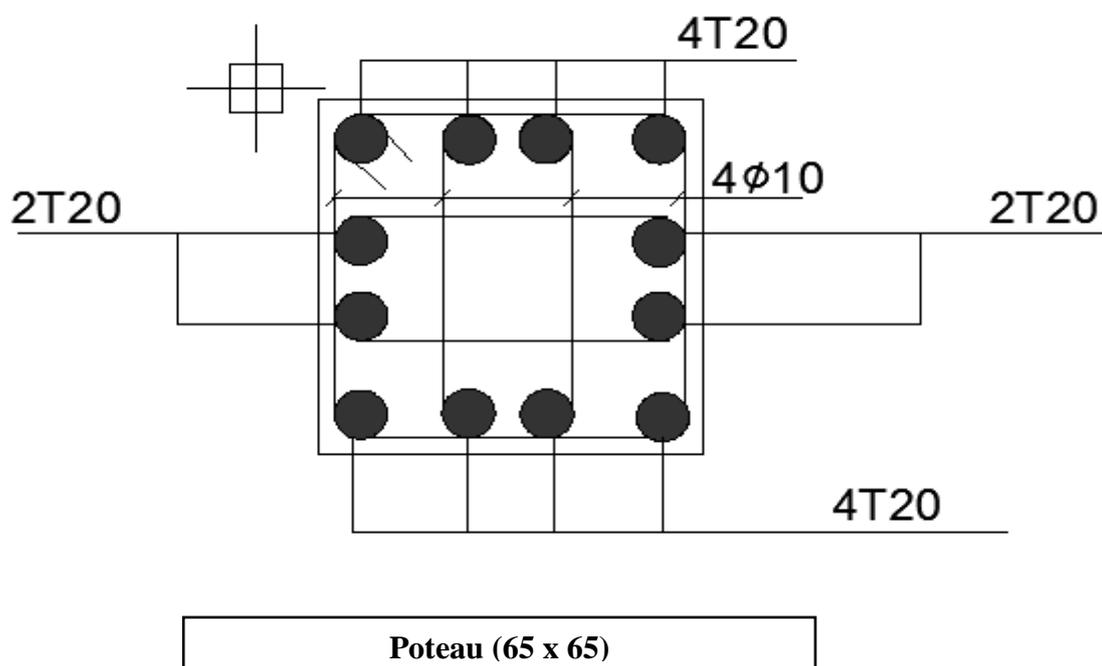
Tableau V.9.Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS.

Zone	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
1	44.029	37.70	24.37	972314	1.10	15	Vérifier
2	49.601	28.65	22.27	635159	1.74	15	Vérifier
3	41.703	20.36	18.84	309307	2.54	15	Vérifier
4	50.515	14.20	14.97	138932	5.44	15	Vérifier

### Conclusion :

Le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications.

V.1.8.Schémas de ferrailage des poteaux :



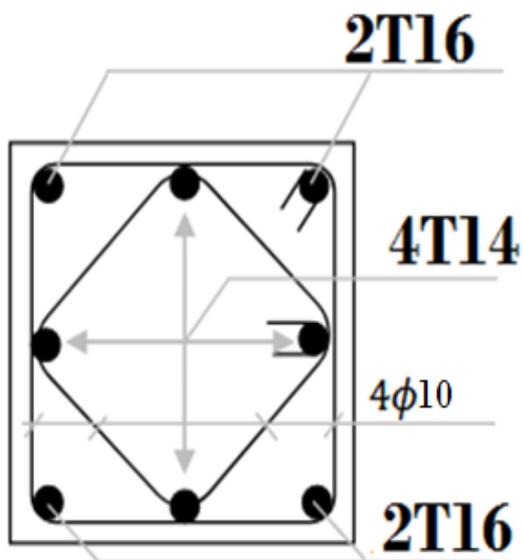
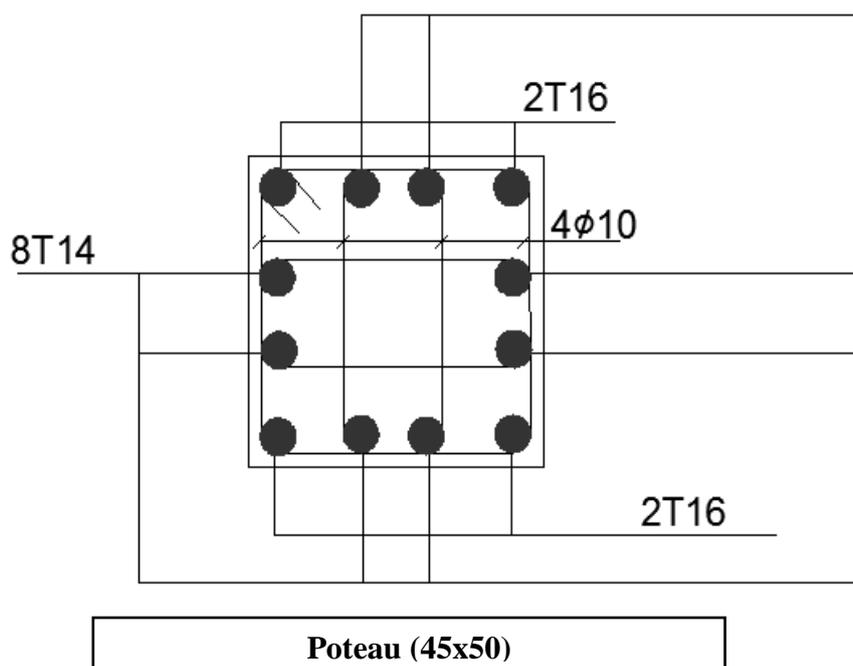


Figure V.5.Schémas de ferrailage des poteaux .

### V.2.Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferraillage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA99/version 2003.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS 9.7.4 qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA99/version2003 et le BAEL91/99 :

#### V.2.1.Recommandations du RPA 99/version2003:

##### a) Armatures longitudinales:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4%** en zone courante.
  - **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
  - **40 $\phi$**  : en zone I et IIa.
  - **50 $\phi$**  : en zone IIb et III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

##### b) Armatures transversales:

- La quantité des armatures transversales minimales est de :  **$A_t = 0.003.S_t.b$**
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de (h/4, 12 $\phi$ , 30 cm).
  - En dehors de la zone nodale :  **$S \leq h/2$** .

## Chapitre V : Etude des éléments résistants.

La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

Tableau V.10.1. Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS.

Combinaisons	Situation durable	Situation accidentelle		ELS		Effort tranchant
	1.35G+1.5Q (KN.m)	G+Q+E (KN.m)	0.8G+E (KN.m)	G+Q (KN.m)		V max (KN)
Position	Travée	Appui		Travée	Appui	V max
		M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>			
<b>P.P</b> <b>(30x40)</b>	115.841	179.244	175.484	53.891	84.074	133.3

### Remarque :

Les poutres principales et les poutres secondaires sont des mêmes dimensions (30x45) cm<sup>2</sup>

### V.2.2.Exemple du calcul (poutres principales) :

#### 1. Calcul des armatures longitudinales :

##### Les donné

$h = 0.45 \text{ m}$  ;  $b = 0.30 \text{ m}$  ;  $d = 40.5 \text{ m}$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$  ;  $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  ;

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

**1.1. ELU :** ( $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ )

**En travée :** ( $M_{max}^T = 115.841 \text{ KN.m}$ )

$$\mu = \frac{M_{max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{115.841 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.2} = 0.166 \rightarrow u_{bu} = 0.166 < u_1 = 0.392 \text{ pas d'armatures}$$

comprimé  $\dot{A}_s = 0$

$u_{bu} = 0.166 < 0.275 \rightarrow$  méthode simplifier

$$A^t = \frac{M_{max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.332}) = 0.228$$

$$Z_b = 40.5(1 - 0.4 \cdot 0.228) = 37 \text{ cm}$$

$$A^t = \frac{115.841 \times 10^{-3}}{0.37 \times 348} = 9 \text{ cm}^2$$

☞ **Condition de non fragilité BAEL91/99 :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0.23 \times 0.3 \times 0.405 \times \frac{2.1}{400}\right) \rightarrow A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$A^t = 9 \text{ cm}^2 > 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**1.2. ACC :** ( $f_{bc} = 21.74 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ )

**Aux appuis :** ( $M_{max}^A = 179.244 \text{ KN.m}$ )

$$\mu = \frac{M_{max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{179.244 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 21.74} = 0.168 \rightarrow u_{bu} = 0.168 < u_1 = 0.392 \rightarrow \text{pas d'armature}$$

comprimé  $\dot{A}_s = 0$

$u_{bu} = 0.168 < 0.275$  méthode simplifié.

$$A^a = \frac{M_{max}^a}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Avec :

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.336}) = 0.231$$

$$Z_b = 40.5(1 - 0.4 * 0.231) = 37 \text{ cm}$$

$$A^a = \frac{179.244 \times 10^{-3}}{0.37 \times 400} = 12.11 \text{ cm}^2$$

☞ **Condition de non fragilité BAEL91/99 :**

$$A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A^a = 12.11 \text{ cm}^2 > 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

☞ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 :**

$$A_{s \text{ RPA}_{\min}} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPA}_{\max}} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA}_{\max}} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

### **1.3. Armatures finales :**

**Travée :**

$$A^t = 9 \text{ cm}^2, \text{ on adopte : } (3\text{T16} + 3\text{T14}) \rightarrow A_t = 10.65 \text{ cm}^2$$

**Appuis :**

$$A^a = 12.11 \text{ cm}^2, \text{ on adopte : } (3\text{T20} + 3\text{T16}) \rightarrow A_a = 15.46 \text{ cm}^2$$

☞ **Vérification de RPA99/version 2003 :**

$$\text{En Travée : } A_s = 3\text{T16} + 3\text{T14} = 10.65 > A_{\text{RPA}} = 6.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{Aux Appuis : } A_s = 3\text{T20} + 3\text{T16} = 15.46 > A_{\text{RPA}} = 6.75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

### **2. Calcul des armatures transversales :**

#### **2.1. Selon BAEL91/99 :**

$$\text{La section minimale } A_t \text{ doit vérifier : } A_t \geq \frac{0.4bxSt}{f_e}$$

Avec :

b : Largeur de la poutre.

S<sub>t</sub> : L'espace des armatures transversales.

## Chapitre V : Etude des éléments résistants.

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40 \text{ cm})$$

On adopte les espacements suivants : .....  **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

Donc :  $A_t \geq 0.4 \times 0.3 \times 0.15 / 400 \Rightarrow A_t \geq \mathbf{0.45 \text{ cm}^2}$

Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_{l_{min}}; \frac{b}{10} \right) = \text{Min} \left( \frac{45}{35}; 1.4; \frac{30}{10} \right) = \text{Min}(1.29; 1.4; 3) = 1.29 \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 1.29 \text{ cm}$  , On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

### 2.2. Selon l'RPA99/version 2003 :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espacement maximal :

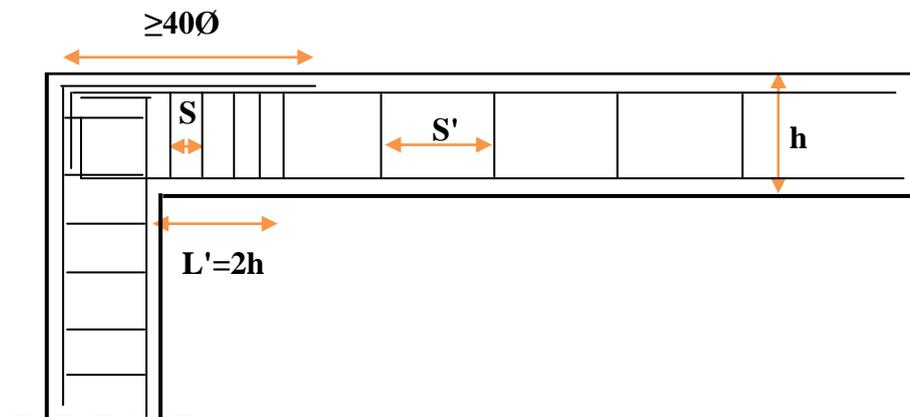
- En zone nodale :  $S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12 \phi_L) = 11.25 \text{ cm}$

- En zone courante :  $S_t \leq h/2 ; S_t = 22.5 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : .....  **$S_t = 8 \text{ cm}$**

- En zone courante : .....  **$S_t = 15 \text{ cm}$**



On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4T8** : .....  **$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$**

$$S_t \text{ (adopté)} = \text{Min} \{ S_{iB.A.E.L} \cdot S_{iR.P.A} \} \dots \dots \dots S_t = 15 \text{ cm}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «T8 ».

**2.3.Recouvrement des barres longitudinales :**

Selon l’RPA99/version2003, la longueur de recouvrement dans la zone IIa est :

$$L_r = 40\phi_l \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 \rightarrow L_r = 56 \text{ cm} ; \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

☞ **Longueur de la zone nodale :**

$$h' = 2 \times h = 90 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA99/version 2003.}$$

**V.2.2.1.Vérification de l’effort tranchant (BAEL 91/99 Art A 5-1.2) :**

Pour l’effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = T_{max} = 133.3 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{133.3 \times 10^3}{30 \times 40.5 \times 100} = 1.10 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = 1.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{CV}$$

**V.2.2.2.Vérification à L’ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = Y \cdot K$ )

$$\text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Tableau V.10.2.Vérifications de la contrainte à ELS.

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	53.891	10.65	16.12	136841	6.35	<b>C.V</b>
<b>Appui</b>	84.074	15.46	18.46	175555	8.84	<b>C.V</b>

**V.2.2.3. Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.084 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.084 > 0.064) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.00877 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**V.2.3.Exemple du calcul (poutres secondaires) :**

Tableau V.11.1.Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS.

	Situation durable	Situation accidentelle		ELS		Effort tranchant
Combinaisons	1.35G+1.5Q (KN.m)	G+Q+E (KN.m)	0.8G+E (KN.m)	G+Q (KN.m)		V max (KN)
Position	Travée	Appui		Travée	Appui	V max
		M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>			
<b>P.S (30x40)</b>	103.191	218.807	212.949	32.815	74.966	120.81

Les mêmes étapes pour les calculs sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau V.11.2.Choix des barres.

Position	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>	Choix des barres	A <sub>adop</sub>
Travée	<b>8.01</b>	<b>1.47</b>	<b>3T16+3T14</b>	<b>10.65</b>
Appui	<b>15.19</b>	<b>1.47</b>	<b>3T20+3T16</b>	<b>15.46</b>

## Chapitre V : Etude des éléments résistants.

Tableau V.11.3.Vérification de l'effort tranchant.

	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
$V_u = T_{\max} = 120.81\text{KN}$	<b>0.99</b>	<b>3.33</b>	Condition vérifié

Tableau V.11.4.Vérification à ELS.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	32.815	10.65	16.12	136841	3.86	<b>C.V</b>
<b>Appui</b>	74.966	15.46	18.46	175555	7.88	<b>C.V</b>

Tableau V.11.5. Vérification de la flèche.

Les calculs	La vérification
$\left(\frac{h_t}{L}\right) = 0.085 > \left(\frac{1}{16}\right) = 0.0625$	Condition vérifié
$\left(\frac{h_t}{L}\right) = 0.085 > \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) = 0.044$	Condition vérifié
$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) = 0.00877 < \left(\frac{4.2}{f_e}\right) = 0.0105$	Condition vérifié

**V.2.4.Schémas de ferrailage de la P.P et P.S :**

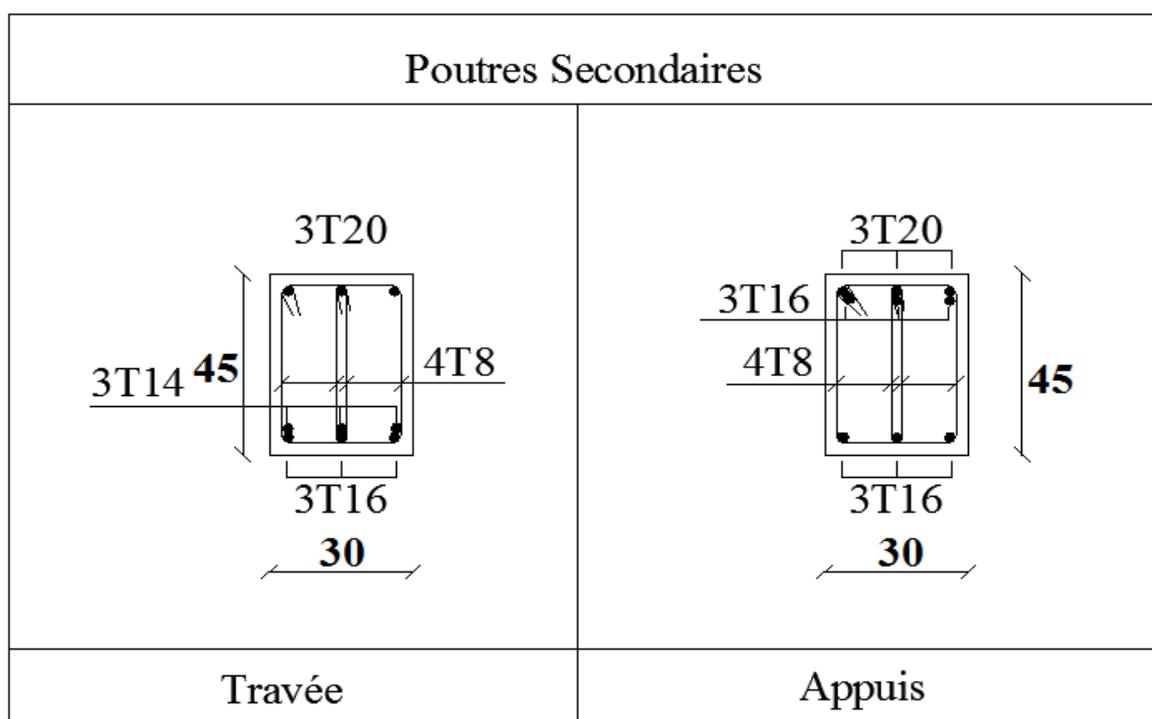
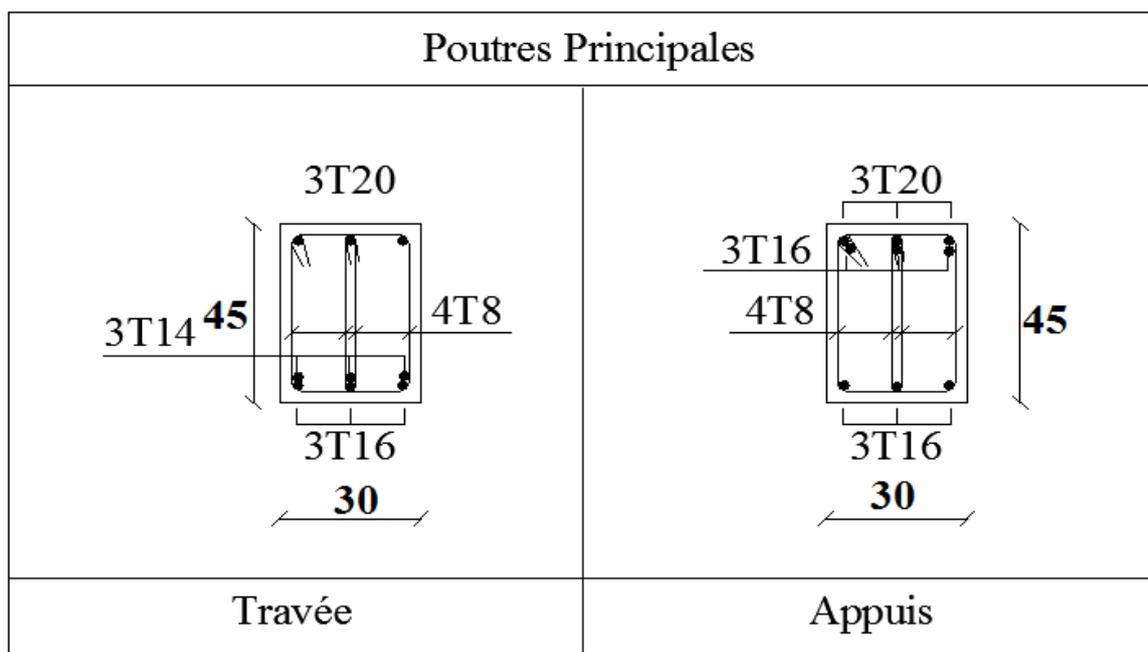


Figure V.6.Schémas de ferrailage des P.P et P.S.

### V.3.Ferraillage des voiles :

#### Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91/99 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

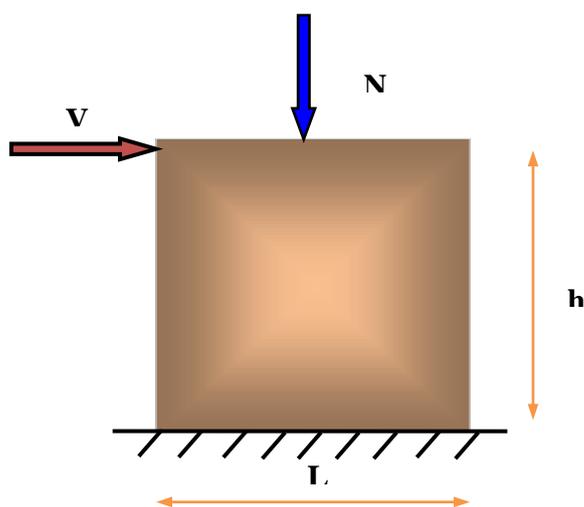


Figure V.7.Sollicitations des voiles.

Notre ouvrage comprend quatre (4) types des voiles : type 1 :  $L = 3\text{m}$ , type 2 :  $L = 2\text{m}$ , type 3 :  $L = 1.5\text{m}$  et type 4 :  $L = 1\text{m}$ , que nous allons ferrailler par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau.

**Zone I :** 2sous/sol et RDC

**Zone II :** Soup, 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> étages.

**Zone III :** 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages.

**Zone IV :** 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étages.

### V.3.1. Recommandations du RPA99/version2003 :

#### a. Armatures verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la 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.
- ✓ 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 ( $1/10$ ) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

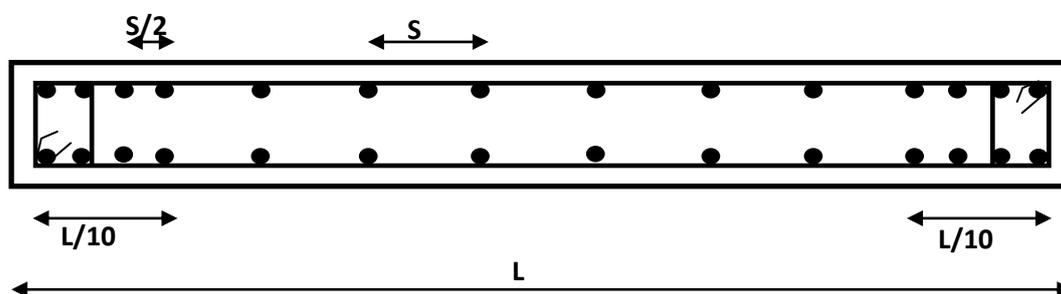


Figure V.8. Disposition des armatures verticales dans le voile.

#### b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à ( $135^\circ$ ) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

### c. Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :  
 $S \leq 1.5 e$   
 $S \leq 30 \text{ cm}$   
**e** : épaisseur du voile
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
  - **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

### d. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### e. Armatures de potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4T10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

### V.3.2. Combinaisons du calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon BAEL91/99} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon RPA99/2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

### V.3.3. Calcul du ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/vesrion2003 sous les sollicitations suivantes :

1.  $N_{compression}^{max}, M_{corr}$
2.  $N_{traction}^{max}, M_{corr}$
3.  $M_{max}, N_{corr}$

#### V.3.3.1. Présentation de la méthode du calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : Effort normal appliqué,

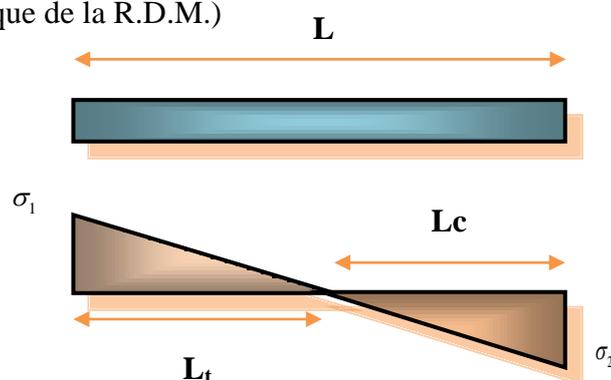
M : Moment fléchissant appliqué.

B : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

**NB :** L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.



**On distingue 3 cas :**

**1<sup>er</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

$L_c$  : Longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : Volume de contrainte.

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

$L_T$  : Longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

**3<sup>ème</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si  $A_v < A_{\min}$ , on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

### V.3.3.2. Exemple du calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1; Zone1) de ( $L = 3 \text{ m}$ ;  $e = 0.2 \text{ m}$ )

➤ **Détermination des sollicitations :**

$$N = - 621.69 \text{ KN}$$

$$M = 772.444 \text{ KN.m}$$

$$V = 135.79 \text{ KN}$$

$$B = L \times e = 0.6 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0.45 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 1.5 \text{ m}$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{-621.69}{0.6} + \frac{772.444 \times 1.5}{0.45} = 1538.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{-621.69}{0.6} - \frac{772.444 \times 1.5}{0.45} = -3610.96 \text{ KN/m}^2$$

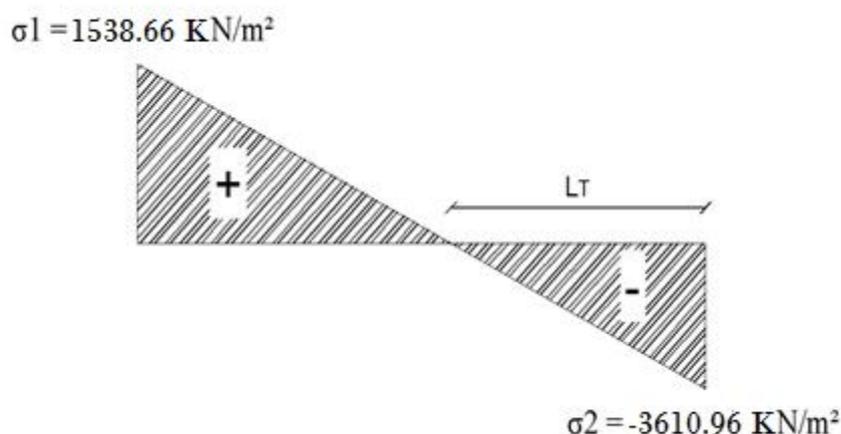


Figure V.9. Diagramme des contraintes d'une section partiellement comprimée.

⇒ La section est partiellement comprimée

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{3610.96}{1538.66 + 3610.96} \times 3 = 2.10 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{3610.96}{2} \times 0.20 \times 2.10 = 759.61 \text{ KN}$$

➤ **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{759.61 \times 10}{400} = 18.99 \text{ cm}^2$$

$$(A_v / \text{ml}) / \text{Face} = (18.99 / 2.10) / 2 = 4.52 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armature minimale :**

$$A_{\min} = \text{Max}\left(0.2\% e L_T, \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right)$$

e : Epaisseur du voile.

$L_T$  : Longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \text{Max}(8.4; 31.5) = 31.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 135.79 \times 10}{400} = 5.23 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc } A_{sV} = \text{Max}(A_{vj}; A_{\min}) = 31.5 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté /nappe :

En zone d'about : **Soit 6T14** ( $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$ )

En zone courante : **Soit 12T12** ( $A_s = 13.57 \text{ cm}^2$ )

Donc  $A_s$  adopté :  $A_s = 22.81 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement**

En zone courante :  $S_t \leq \text{Min}(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

En zone d'about :  $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{22.81}{4} = 5.70 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA :  $A_H = 0.15 \% B = 0.0015 \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2$

$$A_H = \text{Max}\left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B\right) = 9 \text{ cm}^2$$

Soit 13T10 = 10.21 cm<sup>2</sup> avec  $S_h = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit :  $4\phi 8$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

**Selon le RPA99/version2003 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 135.79 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 3} = 0.35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$  **condition vérifiée**

**Selon le BAEL :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{135.79 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.9 \times 3} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  **condition vérifiée**

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1208.04 \times 10^{-3}}{0.20 \times 3 + (15 \times 22.81 \times 10^{-4})} = 2.05 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  **condition vérifiée**

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

## Chapitre V : Etude des éléments résistants

Tableau V.12.Ferraillage verticale du voile type 1.

Zone	Solli	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (KN)	Av (cm <sup>2</sup> )
Zone 1	N <sup>min</sup>	-621.69	772.444	1538.66	-3610.96	SPC	0.9	2.10	759.61	18.99
	N <sup>max</sup>	2398.96	2274.226	11579.02	-3582.49	SPC	2.29	0.71	253.95	6.35
	M <sup>max</sup>	-271.12	2461.842	7754.27	-8658.01	SPC	1.42	1.58	1370.21	34.26
Zone 2	N <sup>min</sup>	-88.95	413.21	1229.12	-1525.62	SPC	1.34	1.66	253.67	6.34
	N <sup>max</sup>	1792.58	1987.553	9612.81	-3637.54	SPC	2.18	0.82	299.58	7.49
	M <sup>max</sup>	240.63	2089.633	7366.49	-6564.39	SPC	1.59	1.41	927.97	23.20
Zone 3	N <sup>min</sup>	-37.96	585.922	1889.81	-2016.34	SPC	1.45	1.55	312.25	7.81
	N <sup>max</sup>	1204.61	177.491	2599.32	1416.05	SEC	3	/	-1204.611	0.00
	M <sup>max</sup>	518.48	893.467	3842.36	-2114.09	SPC	1.94	1.06	225.10	5.63
Zone 4	N <sup>min</sup>	-153.35	448.91	1240.78	-1751.95	SPC	1.24	1.76	307.68	7.69
	N <sup>max</sup>	875.44	305.261	2476.60	441.53	SEC	3	/	-875.439	0.00
	M <sup>max</sup>	19.14	603.611	2043.94	-1980.14	SPC	1.52	1.48	292.31	7.31

**NB :** Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N<sup>max</sup> ; N<sup>min</sup> ; M<sup>max</sup>

Tableau V.13.Choix des barres du voile type 1.

Zone	Av (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	ZC	S <sub>t</sub> (cm)	Choix des barres/nappe					
							Zone D'about	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	S <sub>t</sub> (cm)
1	34.26	31.5	17.13	22.81	12T12	20	6T14	10	9	10.21	13T10	20
2	23.20	31.5	15.75	22.81	12T12	20	6T14	10	9	10.21	13T10	20
3	7.81	31.5	15.75	22.81	12T12	20	6T14	10	9	10.21	13T10	20
4	7.69	31.5	15.75	22.81	12T12	20	6T14	10	9	10.21	13T10	20

## Chapitre V : Etude des éléments résistants

Tableau V.14.Ferraillage verticale du voile type 2

Zone	Solli	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (KN)	Av (cm <sup>2</sup> )
Zone 1	N <sup>min</sup>	-172.94	225.597	1259.63	-2124.33	SPC	0.74	1.26	266.72	6.67
	N <sup>max</sup>	1701.34	826.14	10449.40	-1942.70	SPC	1.69	0.31	60.91	1.52
	M <sup>max</sup>	1142.01	1318.372	12742.82	-7032.77	SPC	1.29	0.71	500.21	12.51
Zone 2	N <sup>min</sup>	80.32	125.086	1138.95	-737.35	SPC	1.21	0.79	57.95	1.45
	N <sup>max</sup>	1317.73	699.514	8540.68	-1952.03	SPC	1.63	0.37	72.63	1.82
	M <sup>max</sup>	487.06	743.5	6793.90	-4358.60	SPC	1.22	0.78	340.68	8.52
Zone 3	N <sup>min</sup>	-25.96	228.611	1649.68	-1779.48	SPC	0.96	1.04	184.68	4.62
	N <sup>max</sup>	895.71	25.966	2434.02	2044.53	SEC	2	/	-895.71	0.00
	M <sup>max</sup>	523.04	306.341	3605.16	-989.96	SPC	1.57	0.43	42.65	1.07
Zone 4	N <sup>min</sup>	-81.38	183.803	1175.07	-1581.97	SPC	0.85	1.15	181.54	4.54
	N <sup>max</sup>	546.49	74.621	1925.88	806.57	SEC	2	/	-546.49	0.00
	M <sup>max</sup>	486.57	308.229	3528.14	-1095.29	SPC	1.53	0.47	51.89	1.30

Tableau V.15.Choix des barres du voile type 2.

Zone	Av (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres/nappe							
					ZC	S <sub>t</sub> (cm)	Zone D'about	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	S <sub>t</sub> (cm)
1	12.51	21	10.5	14.07	7T12	20	4T14	10	6	10.21	13T10	20
2	8.52	21	10.5	14.07	7T12	20	4T14	10	6	10.21	13T10	20
3	4.62	21	10.5	14.07	7T12	20	4T14	10	6	10.21	13T10	20
4	4.54	21	10.5	14.07	7T12	20	4T14	10	6	10.21	13T10	20

**NB :** Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

## Chapitre V : Etude des éléments résistants

Tableau V.16.Ferraillage verticale du voile type 3.

Zone	Solli	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (KN)	Av (cm <sup>2</sup> )
Zone 1	N <sup>min</sup>	-293.08	249.33	2347.47	-4301.33	SPC	0.53	0.97	417.40	10.44
	N <sup>max</sup>	1677.01	14.107	5778.13	5401.94	SEC	1.5	/	-1677.01	0.00
	M <sup>max</sup>	1094.47	814..23	14504.63	-7208.17	SPC	1	0.50	358.94	8.97
Zone 2	N <sup>min</sup>	-1.34	47.298	626.17	-635.11	SPC	0.74	0.76	47.97	1.20
	N <sup>max</sup>	1403.56	0.476	4684.88	4672.19	SEC	1.5	/	-1403.561	0.00
	M <sup>max</sup>	725.59	407.579	7853.02	-3015.75	SPC	1.08	0.42	125.52	3.14
Zone 3	N <sup>min</sup>	4.91	163.148	2191.67	-2158.94	SPC	0.76	0.74	160.70	4.02
	N <sup>max</sup>	1116.13	4.075	3774.77	3666.10	SEC	1.5	/	-1116.131	0.00
	M <sup>max</sup>	355.64	269.323	4776.44	-2405.51	SPC	1	0.5	120.85	3.02
Zone 4	N <sup>min</sup>	-57.55	141.152	1690.19	-2073.86	SPC	0.67	0.83	171.39	4.28
	N <sup>max</sup>	653.78	28.264	2556.12	1802.41	SEC	1.5	/	-803.780	0.00
	M <sup>max</sup>	240.83	222.834	3773.89	-2168.35	SPC	0.95	0.55	118.69	2.97

Tableau V.17.Choix des barres du voile type 3

Zone	Av (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres/nappe							
					ZC	S <sub>t</sub> (cm)	Zone D'about	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	S <sub>t</sub> (cm)
1	10.44	15.75	7.88	10.18	5T12	20	4T12	10	4.50	10.21	13T10	20
2	3.14	15.75	7.88	10.18	5T12	20	4T12	10	4.50	10.21	13T10	20
3	4.02	15.75	7.88	10.18	5T12	20	4T12	10	4.50	10.21	13T10	20
4	4.28	15.75	7.88	10.18	5T12	20	4T12	10	4.50	10.21	13T10	20

## Chapitre V : Etude des éléments résistants

Tableau V.18.Ferraillage verticale du voile type 4.

Zone	Solli	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Nature	$L_c$ (m)	$L_T$ (m)	F (KN)	Av (cm <sup>2</sup> )
Zone 1	N <sup>rmin</sup>	-513.8	111.194	766.82	-5904.82	SPC	0.11	0.89	522.6	13.07
	N <sup>rmax</sup>	1332.11	440.191	19866.28	-6545.18	SPC	0.75	0.25	162.20	4.05
	M <sup>rmax</sup>	1060.14	468.257	19348.41	-8747.01	SPC	0.69	0.31	272.3	6.81
Zone 2	N <sup>rmin</sup>	-311.87	69.398	522.59	-3641.29	SPC	0.13	0.87	318.4	7.96
	N <sup>rmax</sup>	989.24	122.534	8622.22	1270.18	SEC	1	/	-989.240	0.00
	M <sup>rmax</sup>	366.43	215.885	8308.7	-4644.40	SPC	0.64	0.36	166.5	4.16
Zone 3	N <sup>rmin</sup>	-25.84	152.979	4454.2	-4712.60	SPC	0.49	0.51	242.3	6.06
	N <sup>rmax</sup>	699.56	13.958	3916.54	3079.06	SEC	1	/	-699.560	0.00
	M <sup>rmax</sup>	341.47	189.815	7401.80	-3987.10	SPC	0.65	0.35	139.6	3.49
Zone 4	N <sup>rmin</sup>	-75.36	61.327	1463.01	-2216.61	SPC	0.4	0.6	133.5	3.34
	N <sup>rmax</sup>	432.2	93.575	4968.25	-646.25	SPC	0.88	0.12	7.4	0.19
	M <sup>rmax</sup>	97.87	195.242	6346.61	-5367.91	SPC	0.54	0.46	246	6.15

Tableau V.19.Choix des barres du voile type 4.

Zone	Av (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres/nappe								
				A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	ZC	S <sub>t</sub> (cm)	Zone D'about	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	S <sub>t</sub> (cm)
1	13.07	10.5	6.54	9.05	4T12	20	4T12	7	3	10.21	13T10	20
2	7.96	10.5	5.25	9.05	4T12	20	4T12	7	3	10.21	13T10	20
3	6.06	10.5	5.25	9.05	4T12	20	4T12	7	3	10.21	13T10	20
4	6.15	10.5	5.25	9.05	4T12	20	4T12	7	3	10.21	13T10	20

## Chapitre V : Etude des éléments résistants

Tableau V.20. Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.

Voile	Zone	V (KN)	Vérification des contraintes de cisaillement				Vérification à l'ELS		
			$\tau_b$ (MPa)	OBS	$\tau_u$ (MPa)	OBS	Ns	$\sigma_{bc}$ (MPa)	OBS
<b>Type 1</b>	<b>1</b>	135.79	0.35	<b>CV</b>	0.25	<b>CV</b>	1208.04	2.05	<b>CV</b>
	<b>2</b>	62.34	0.16	<b>CV</b>	0.12	<b>CV</b>	1181.13	2.00	<b>CV</b>
	<b>3</b>	56.09	0.15	<b>CV</b>	0.10	<b>CV</b>	879.18	1.50	<b>CV</b>
	<b>4</b>	46.93	0.12	<b>CV</b>	0.09	<b>CV</b>	483.73	0.84	<b>CV</b>
<b>Type 2</b>	<b>1</b>	104.1	0.40	<b>CV</b>	0.29	<b>CV</b>	1232.56	3.10	<b>CV</b>
	<b>2</b>	63.13	0.25	<b>CV</b>	0.18	<b>CV</b>	926.39	2.34	<b>CV</b>
	<b>3</b>	60.05	0.23	<b>CV</b>	0.17	<b>CV</b>	655.13	1.66	<b>CV</b>
	<b>4</b>	64.09	0.25	<b>CV</b>	0.18	<b>CV</b>	369.25	0.94	<b>CV</b>
<b>Type 3</b>	<b>1</b>	42.81	0.22	<b>CV</b>	0.16	<b>CV</b>	1221.28	4.09	<b>CV</b>
	<b>2</b>	45.57	0.24	<b>CV</b>	0.17	<b>CV</b>	1022.92	3.43	<b>CV</b>
	<b>3</b>	41.3	0.21	<b>CV</b>	0.15	<b>CV</b>	813.3	2.73	<b>CV</b>
	<b>4</b>	63.3	0.33	<b>CV</b>	0.23	<b>CV</b>	476.44	1.60	<b>CV</b>
<b>Type 4</b>	<b>1</b>	37.41	0.29	<b>CV</b>	0.21	<b>CV</b>	600.61	3.02	<b>CV</b>
	<b>2</b>	57.99	0.45	<b>CV</b>	0.32	<b>CV</b>	632.39	3.18	<b>CV</b>
	<b>3</b>	58.64	0.46	<b>CV</b>	0.33	<b>CV</b>	508.21	2.55	<b>CV</b>
	<b>4</b>	93.98	0.73	<b>CV</b>	0.52	<b>CV</b>	289.48	1.46	<b>CV</b>

Le ferrailage obtenu est représenté dans la figure suivante (un exemple de ferrailage)

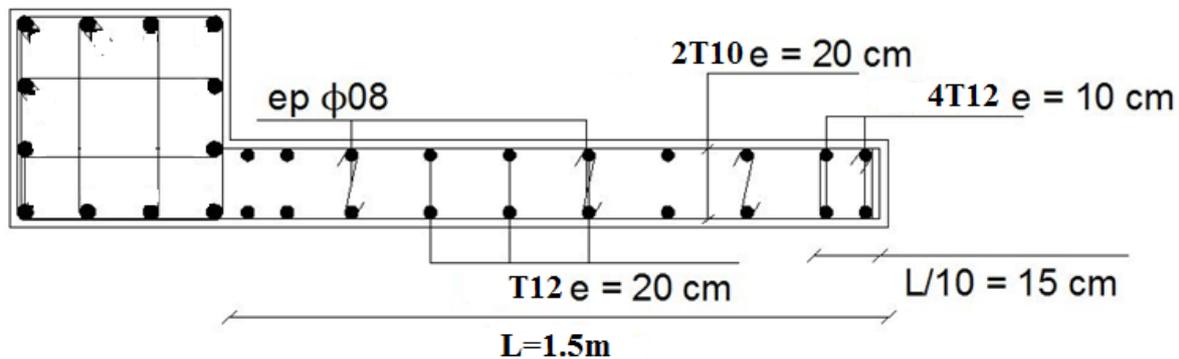
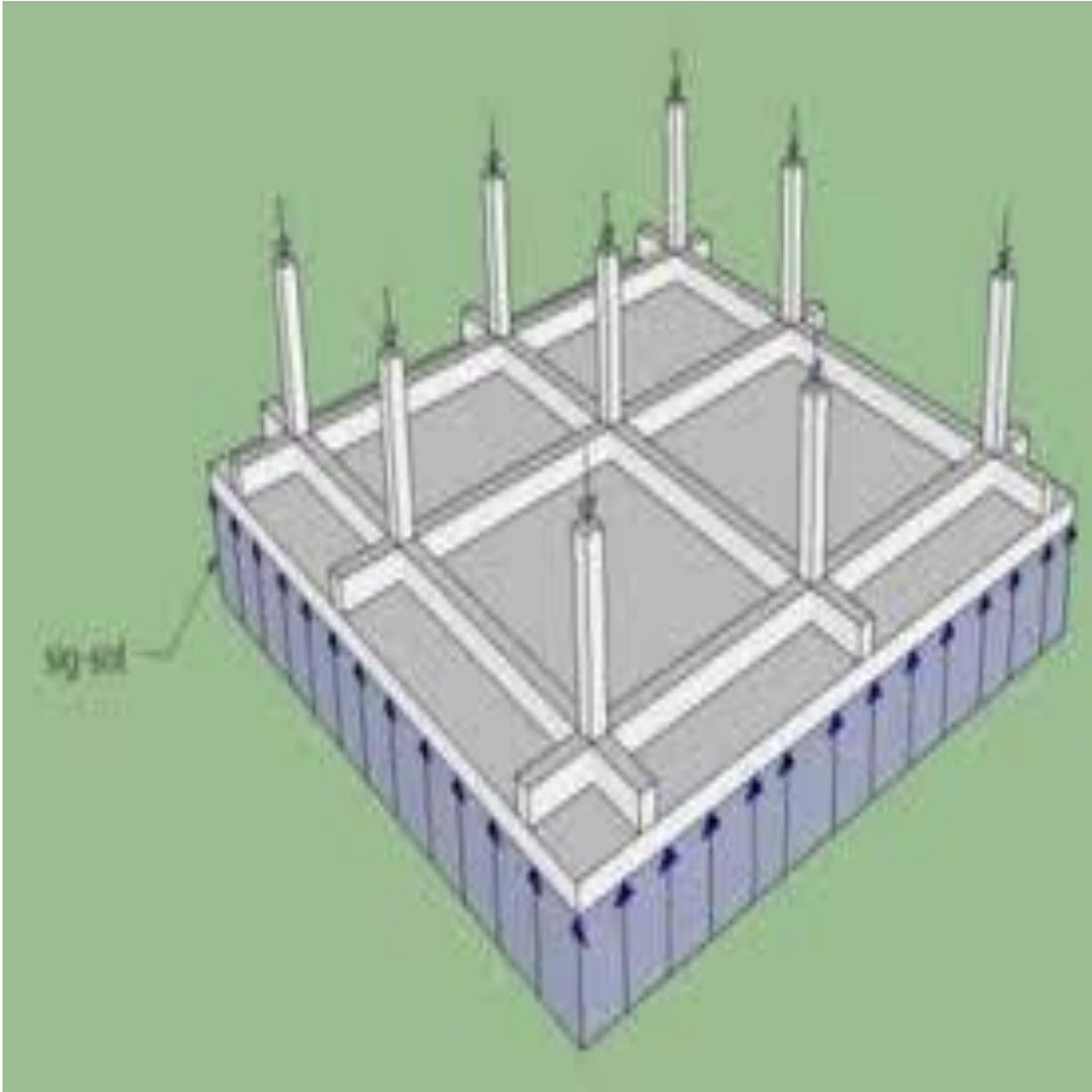


Figure V.10. Schéma de ferrailage de voile type 3 zone 2.





*Chapitre VI :*  
*ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.*



### Partie I : Voile périphérique.

#### Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limiter les tassements différentiels a une valeur acceptable.

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher de sous/sol, d'après l'article 10.1.2 du RPA99/version2003, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armatures sont constitués deux nappes, le pourcentage minimale est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

#### VI.1.1.Dimensionnement :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 20 cm.
- Hauteur de 5.7 m.
- Longueur de 5.56 m.

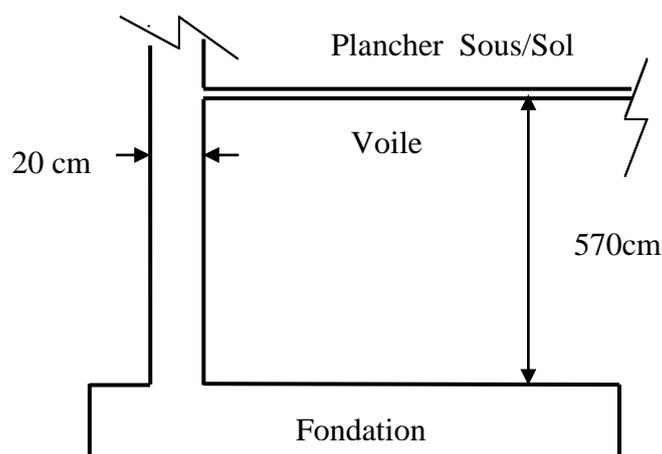


Figure VI.1.Le voile périphérique

### ➤ Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales ont une section  $A_1 \geq 0.1\%$  (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de  $40\varphi$  pour le renforcement des angles.

- Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

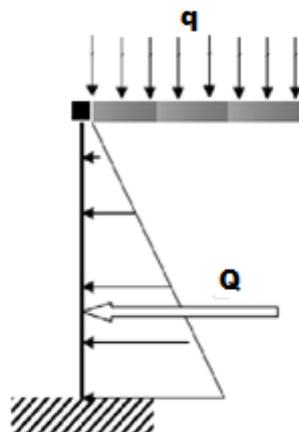
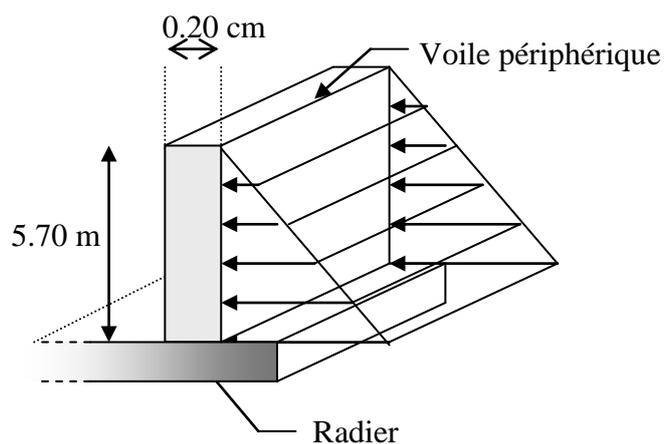


Figure VI.2.Schéma statique

On a :

$$h = 5.70\text{m}$$

$$\gamma_d = 15.5 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi = 40^\circ$$

Avec :

h : Hauteur du voile

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

$\gamma_d$  : Poids spécifique du remblai.

$$\text{Et : } K_0 = \text{tg}^2 \left[ 45 - \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.217$$

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres.

### VI.1.2.Evaluation des Charges et Surcharges:

Le voile périphérique est soumis à:

**a) La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma_d \times K_0$$

$$G = 5.70 \times 15.5 \times 0.217$$

$$G = 19.17 \text{ KN/m}^2$$

**b) Surcharge accidentelle :  $q = 5 \text{ KN/m}^2$**

$$Q = K_0 \times q$$

$$Q = 1.085 \text{ KN/m}^2$$

**c) Contrainte totale**

$$\text{➤ ELU : } \sigma_{\min} = 1.35 G_{h(0)} + 1.5 Q = 1.6275 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35 G_{h(5.70)} + 1.5 Q = 27.51 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 27.51 + 1.6275}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 21.04 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml}$$

$$q_u = 21.04 \text{ KN/ml}$$

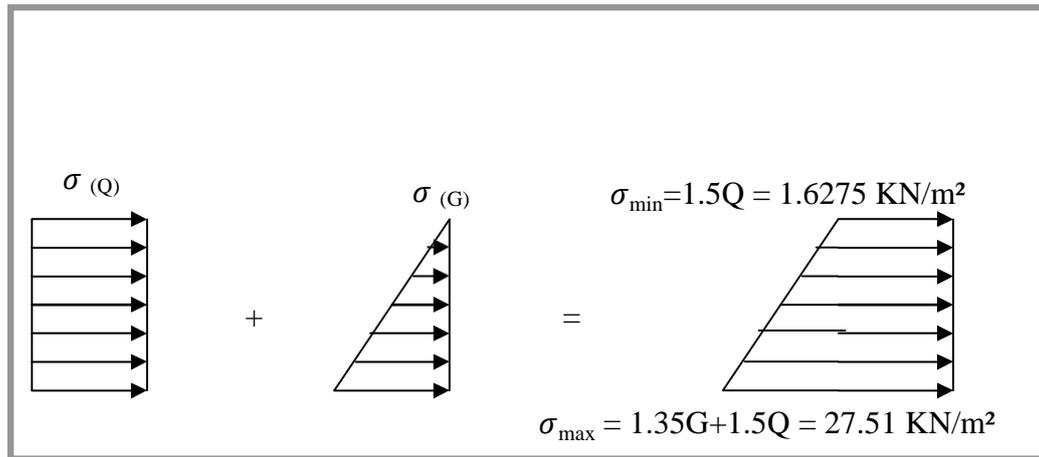


Figure VI.3. Répartition des contraintes sur le voile.

➤ **ELS** :  $\sigma_{\min} = G_{(0)} + Q = 1.085 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{\max} = G_{(5.70)} + Q = 20.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \cdot 20.26 + 1.085}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 15.47 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml}$$

$$q_s = 15.47 \text{ KN/ml}$$

### VI.1.3. Ferrailage :

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle encadrée sur quatre cotés.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Le ferrailage étant pour le panneau de dalle le plus sollicité et pour une bonde de 1m de largeur.

$$L_x = 5.56 \text{ m} ; \quad L_y = 5.70 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.56}{5.7} = 0.98$$

Alors la dalle porte dans les deux sens et  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont donnée en fonction de  $\alpha$ .

### a. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera par l'utilisation de la méthode des contraintes.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de l'extrême du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment en appui: 0.3

#### ➤ A l'ELU :

$$\alpha = 0.98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0.0384 \times 21.04 \times 5.56^2 = 24.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.9545 \times 24.98 = 23.84 \text{ KN.m}$$

#### ➤ A l'ELS :

$$\alpha = 0.98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q s l_x^2 = 0.0457 \times 15.47 \times 5.56^2 = 21.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.9694 \times 21.86 = 21.19 \text{ KN.m}$$

### b. Sollicitations du calcul :

#### ➤ A'ELU :

##### ❖ Sens X-X :

Aux appuis :  $M_a = -0.3M_{0X} = -0.3 \times 24.98 = -7.49 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.85 M_{0X} = 0.85 \times 24.98 = 21.23 \text{ KN.m}$

##### ❖ Sens Y-Y :

Aux appuis :  $M_a = -0.3M_{0Y} = -0.3 \times 24.98 = -7.49 \text{ KN.m}$

En travées :  $M_t = 0.85 M_{0Y} = 0.85 \times 23.84 = 20.26 \text{ KN.m}$

#### ➤ A'ELS :

##### ❖ Sens X-X :

Aux appuis :  $M_a = -0.3M_{0X} = -0.3 \times 21.86 = -6.56 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.85 M_{0X} = 0.85 \times 21.86 = 18.58 \text{ KN.m}$

##### ❖ Sens Y-Y :

Aux appuis :  $M_a = -0.3M_{0X} = -0.3 \times 21.86 = -6.56 \text{ KN.m}$

En travées :  $M_t = 0.85 M_{0Y} = 0.85 \times 21.19 = 18.01 \text{ KN.m}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\mu_1$	$\beta$	$A_s \text{ cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{min RPA}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s \text{ adop}$ ( $\text{cm}^2$ )	$S_t$ (cm)
Travée	X-X	21.23	0.046	0.392	0.98	3.47	2	<b>5T12</b>	5.65	25
	Y-Y	20.26	0.044	0.392	0.98	3.30	2	<b>5T12</b>	5.65	25
Appuis	X-X	7.49	0.016	0.392	0.99	1.21	2	<b>4T10</b>	3.14	25
	Y-Y	7.49	0.016	0.392	0.99	1.21	2	<b>4T10</b>	3.14	25

### VI.1.4. Condition de non fragilité :

$$b = 1 \text{ m} \quad ; \quad h = 0.20 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.18 \text{ m}$$

#### ❖ Sens X-X :

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow \frac{A_{x \min}}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

Avec :  $\delta_0 = 0.0008$  pour HAFee400

$$A_x = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{3 - \frac{556}{570}}{2} = 1.62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### ❖ Sens Y-Y :

$$\rho_y \geq \rho_0 \Rightarrow \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les conditions est vérifié.

### VI.1.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b^* d}$$

#### ❖ Selon X :

$$V_x = qu \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 21.04 \times \frac{5.56}{2} \times \frac{1}{1 + 0.49} = 39.26 \text{ KN} / \text{m}$$

❖ **Selon Y :**

$$V_Y = qu \frac{L_x}{3} = 21.04 \times \frac{5.56}{3} = 38.99 \text{ KN/m}$$

Et :

$$\tau_u = 0.007 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{39.26 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.218 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau = \frac{38.99 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.217 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**VI.1.6. Vérification a l'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier :  $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$  (Choisie en fonction de la fissuration).

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \text{ (Choisie en fonction de la fissuration)} \longrightarrow \overline{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

Les résultats résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes sens X-X

	<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>A<sub>s</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y</b> <b>(cm)</b>	<b>I</b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>σ<sub>s</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>OBS</b>	<b>OBS</b>
<b>Travée</b>	18.58	5.65	4.74	18451	4.77	200.277	<b>CV</b>	<b>CV</b>
<b>Appui</b>	6.56	3.14	3.67	11320	2.13	124.537	<b>CV</b>	<b>CV</b>

## Chapitre VI : Etude de L'infrastructure

Tableau VI.3.Vérifications des contraintes sens Y-Y

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	OBS	OBS
<b>Travée</b>	18.01	5.65	4.74	18451	4.63	194.133	<b>CV</b>	<b>CV</b>
<b>Appui</b>	6.56	3.14	3.67	11320	2.13	124.537	<b>CV</b>	<b>CV</b>

### VI.1.7.Schéma de ferrailage :

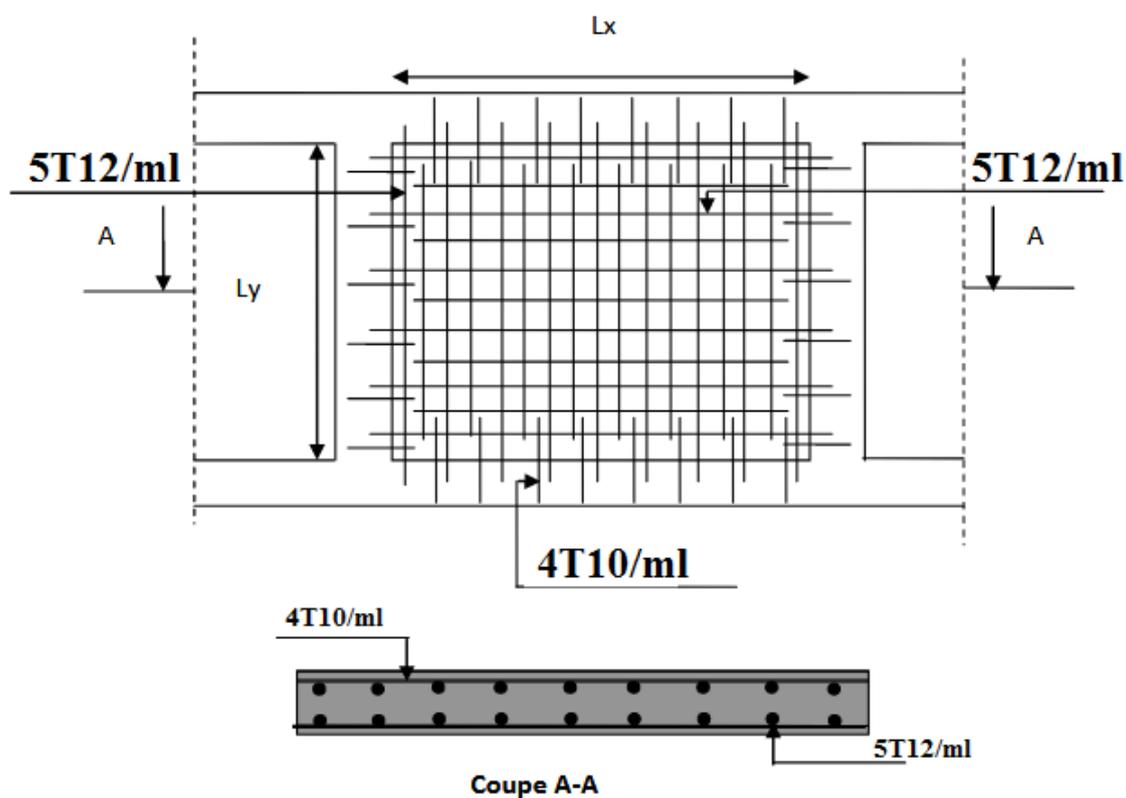


Figure VI.4.Ferrailage du voile périphérique.

### Partie II : Fondations.

#### Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue deux types des fondations :

**Fondation superficielles** : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.

**Fondations profondes** : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

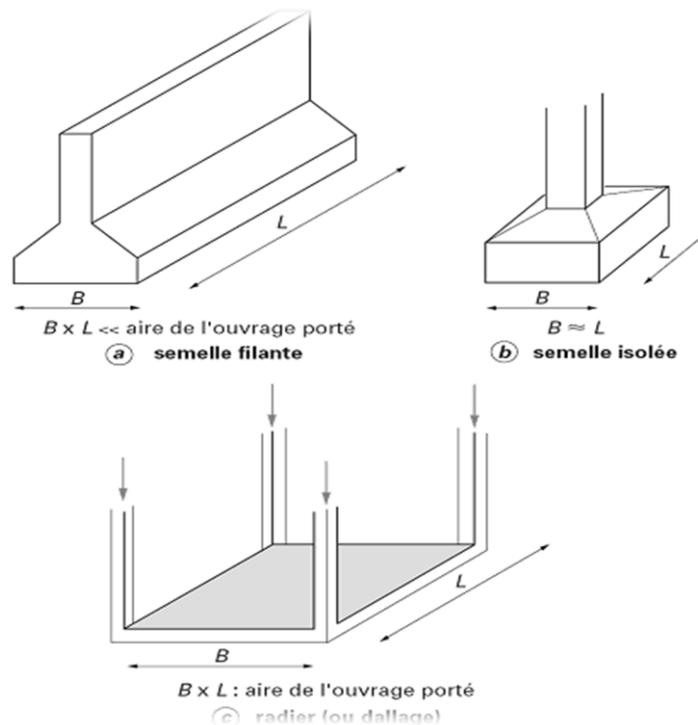


Figure VI.5. Type de fondations superficielles.

### VI.2.1. Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.15 \text{ MPa}$ .

### VI.2.2. Choix du type de fondation :

Pour le choix du type de fondation à prévoir ; on est amenée à prendre en considération :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment habitation, bâtiment industriel et soutènement.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, campagne, bord de mer.
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles isolé ou filantes.
- Radier.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes ou isolées.

La surface des semelles doit être inférieure à 50 % de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{\text{tot}}}{S_b} < 50 \%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$N_s = 1977.06 \text{ KN} ; \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow S_1 \geq \frac{1977.06}{150} = 13.18 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{tot}} = S_1 \times n_{\text{pot}} = 13.18 \times 30 = 395.4 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{tot}} = 395.4 \text{ m}^2$$

La surface d'emprise du bâtiment est  $S_{\text{bat}} = 408.025 \text{ m}^2$ .

➤ **Verification:**

$$\frac{S_{tot}}{S_b} = \frac{395.4}{408.025} = 0.96 = 96\% > 50\%$$

⇒ La surface des semelles calculée dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **radier nervuré**.

### VI.2.3. Etude du radier :

La solution est en principe adoptée quand la construction peut être fondée à une profondeur généralement faible et quand la répartition de l'ensemble des charges sur la totalité de la surface occupée en plan par la construction, conduit à une pression voisine de celle qui est admissible sur la couche de terrain considérée.

Bien entendu, il faut que cette solution corresponde à des tassements d'amplitude acceptable et qu'elle soit moins onéreuse qu'une solution de fondation profonde par puits ou pieux.

La solution du radier général peut également s'imposer si le terrain est inondable. Le radier doit alors résister à la pression de l'eau.

Il est recommandé de ne réaliser ce type de fondation que sur un sol homogène, la rigidité des radiers n'étant en général pas suffisante pour résister aux tassements différentiels.

On distingue dans la pratique :

- Les radiers nervurés avec poutres de raidissement.
- Les radiers plats sous forme d'une simple dalle armée, de réalisation facile et économique.
- Les radiers épingle, dans le cas de fortes sous pressions avec de charges verticales faibles.

**VI.2.3.1. Pré dimensionnement du radier :**

La surface de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$N_{\text{ser}}$  : L'effort normal total à l'ELS

$$N_{\text{ser}} = 40744.37 \text{ KN}$$

$\sigma_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} \geq \frac{40744.37}{150} = 271.63 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } S_{\text{bloc}} = 408.025 \text{ m}^2$$

La surface de radier est inférieure à la surface de bloc donc on adopte un radier nervuré sur toute la surface de bloc plus un débord de 1.2 m.

**1. L'épaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} < h_r < \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$L_{\text{max}} = 5.58 \text{ m}$  : C'est la plus grande distance parallèle aux nervures.

$$\text{D'où : } 69.75 \text{ cm} < h_r < 111.6 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

➤ **Condition de la raideur :** Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion

de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

$E = 32164.20 \text{ MPa}$  (module de young du béton).

K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne =  $40000 \text{ KN/m}^3$ .

b : Largeur de la semelle, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre.

I : Inertie de la section transversale du radier.

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Donc on aura :

$$h_{\text{nervure}} \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\text{max}}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_{\text{nervure}} \geq 84.12 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Finalement : d'après (1) et (2) on opte :  **$h_r = 90 \text{ cm}$**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = 90 \text{ cm} .$$

Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

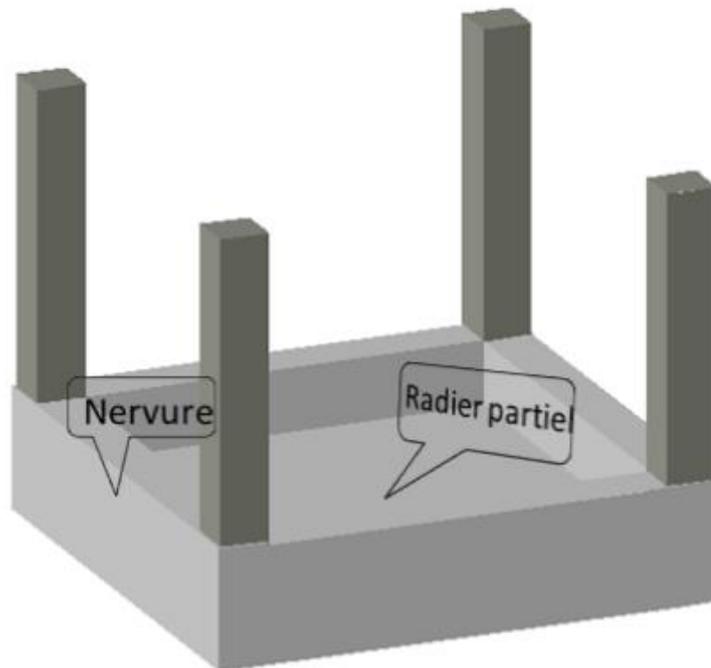


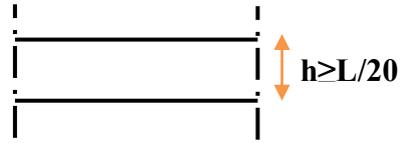
Figure VI.6.Schéma d'un radier nervuré.

**2.Epaisseur de la dalle du radier :**

$$h_{dalle} \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{540}{20}$$

$$h_{dalle} \geq 27 \text{ cm}$$

$$h_{dalle} = 40 \text{ cm}$$



$L_{max}$ : C'est la plus grande distance perpendiculaire aux nervures.

➤ **Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \text{Max} \left\{ \frac{h}{2}; 30\text{cm} \right\} = \text{Max} \{45; 30\text{cm}\}$$

On prend : **D = 120 cm.**

On a :  $P_{(\text{périmètre})} = 91.46 \text{ m}$

Donc :  $S_{\text{débor}} = 103.992 \text{ m}^2$

➤ **Calcul de la surface du radier :**

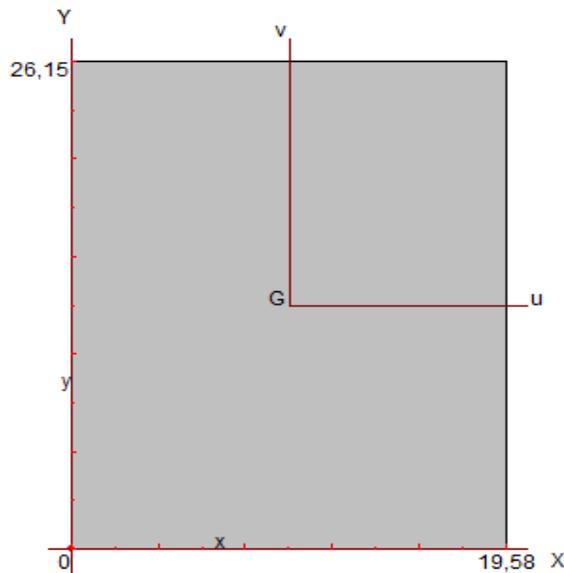
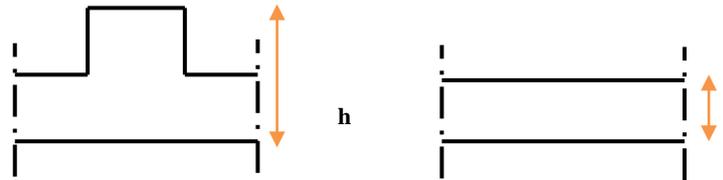


Figure VI.7.Schéma de radier.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{débor}} + S_{\text{bloc}}$$

$$S_{\text{radier}} = 103.992 + 408.025$$

$$S_{\text{radier}} = 512 \text{ m}^2$$

**VI.2.3.2. Calcul des sollicitations :**

$$G_{\text{Superstructure}} = 35048.61 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 5695.77 \text{ KN}$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0.4 \times 512 + (0.5 \times 0.65 \times 25 \times 221.83) = 6922.37 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{bloc}} = 2.5 \times 17.18 \times 23.75 = 1020.06 \text{ KN}$$

**Les combinaisons de calcul :**

$$G_{\text{tot}} = 41970.98 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = 6715.83 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 66734.568 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = 48686.81 \text{ KN}$$

**VI.2.3.3. Vérification de la surface de radier :**

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} = 512 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 334.51 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} = 512 \text{ m}^2 > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 324.58 \text{ m}^2$$

**VI.2.3.4. Condition de cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.06f_{cj} / \gamma_b \dots\dots\dots (\text{CBA93 Art 5.1.1 page 38})$$

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU.

$b$  : Désigne la largeur.

$$G_{\text{totale}} = 41970.98 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{\text{totale}} = 6715.83 \text{ KN}$$

$$L_x = 5.58 \text{ m.}$$

$$L_y = 5.40 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bd} \\ V_{ux} = \frac{P}{2L_y + L_x} ; \quad V_{uy} = \frac{P}{3L_y} \end{array} \right.$$

$$G = \frac{Gt}{S_{\text{rad}}} = \frac{41970.98}{512} = 81.97 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \frac{Qt}{S_{\text{rad}}} = \frac{6715.83}{512} = 13.12 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 (81.97) + 1.5 (13.12)$$

$$N_u = 130.34 \text{ KN/m}^2$$

$$P = N_u \times l_x \times l_y$$

$$P = 130.34 \times 5.58 \times 5.40$$

$$P = 3927.40 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{3927.40}{16.38} = 239.77 \text{ KN/m} ; \quad V_{uy} = \frac{3927.40}{16.2} = 242.43 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h_1 \geq \frac{V_{ux} \times \gamma_b}{0.06 f_{cj} \times b \times 0.9}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq \frac{239.77 \times 1.5}{0.06 \times 25 \times 10^3 \times 1 \times 0.9} \Rightarrow h_1 \geq 26.64 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{uy}}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h_2 \geq \frac{V_{uy} \times \gamma_b}{0.06 f_{cj} \times b \times 0.9}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq \frac{242.43 \times 1.5}{0.06 \times 25 \times 10^3 \times 1 \times 0.9} \Rightarrow h_2 \geq 26.94 \text{ cm}$$

### **VI.2.3.5. Vérification de l'épaisseur du radier vis-à-vis du poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (\text{Art A5.2.4. du CBA93})$$

$\mu_c$  : Périmètre du contour

**Sous voiles:**

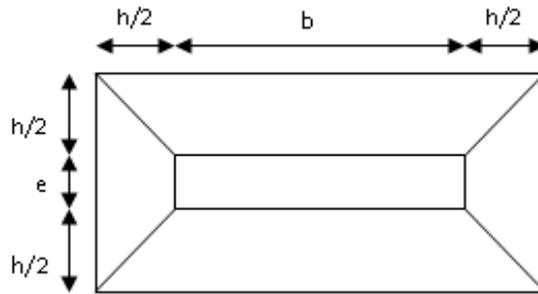


Figure VI.8.Schéma de transmission des charges.

$N_{u,voil} = 1690.71 \text{ KN}$  : Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + L + 2h) = 2(0.2 + 2 + 2h) = (4.4 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times (4.4 + 4h) \times h \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 0.75(4.4 + 4h)h$$

$$\text{On obtient : } 3h^2 + 3.3h - 1690.71 = 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 24.30 \text{ cm.}$$

**Sous Poteaux:**

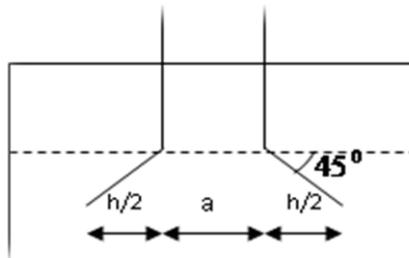


Figure VI.9.Schéma de transmission des charges.

$N_{u,pot} = 2718.52 \text{ KN}$  : Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.65 + h) = (2.6 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times (2.6 + 4h) \times h \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 0.75(2.6 + 4h)h$$

On obtient :  $3h^2 + 1.95h - 2718.52 = 0$

D'où :  $h \geq 24.60 \text{ cm}$

➤ **Conclusion :**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier : **h=90cm**

### **VI.2.3.6. Caractéristique géométrique du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

$S_i$  : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$  : Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 8.59 \text{ m}$$

$$Y_G = 11.88 \text{ m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultants des charges de la superstructure sont :

$$X_{sup} = 8.248 \text{ m}$$

$$Y_{sup} = 11.79 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |8.59 - 8.248| = 0.34 \text{ m}$$

$$e_y = |11.88 - 11.79| = 0.09 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I_{xx} = 19179.3 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 10035.8 \text{ m}^4$$

**VI.2.3.7. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :**

1. Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

N : Effort normal appliqué à la surface de radier,

M : Moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : Surface total du radier,

V : Distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : Moment d'inertie du radier.

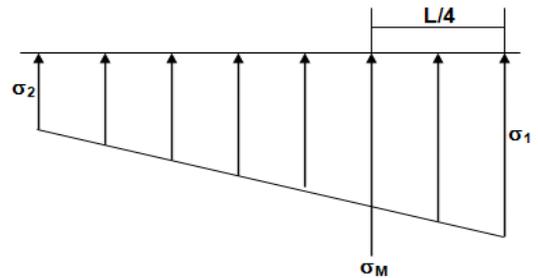
A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison  $0.8G \pm E$ .
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison  $G + Q + E$ .

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Vérification des contraintes sous le radier

	<b>0.8G + E</b>		<b>0.8G - E</b>		<b>G + Q + E</b>	
	<b>Sens XX</b>	<b>Sens YY</b>	<b>Sens XX</b>	<b>Sens YY</b>	<b>Sens XX</b>	<b>Sens YY</b>
<b>N (KN)</b>	29733.33	29733.33	29733.33	29733.33	42438.82	42438.82
<b>M (KN. m)</b>	94821.932	135681.789	86221.586	45361.729	138004.303	178864.161
<b>V (m)</b>	8.59	11.88	8.59	11.88	8.59	11.88
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	19179.3	10035.8	19179.3	10035.8	19179.3	10035.8
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	512	512	512	512	512	512
<b>σ<sub>1</sub> (MPa)</b>	0.101	0.219	0.097	0.112	0.145	0.295
<b>σ<sub>2</sub> (MPa)</b>	0.016	-0.103	0.019	0.004	0.021	-0.129
<b>σ<sub>moy</sub> (MPa)</b>	0.079	0.138	0.077	0.085	0.114	0.189
<b>σ<sub>adm</sub> (MPa)</b>	0.225	0.225	0.225	0.225	0.225	0.225
<b>La condition</b>	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié



2. Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales ( $M=Nxe$ )

Tableau VI.5.Vérification des contraintes sous le radier.

	ELU		ELS	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
<b>N (KN)</b>	66734.568	66734.568	48686.81	48686.81
<b>M (KN. m)</b>	22689.753	6006.111	16553.515	4381.813
<b>V (m)</b>	8.59	11.88	8.59	11.88
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	19179.3	10035.8	19179.3	10035.8
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	512	512	512	512
<b><math>\sigma_1</math> (MPa)</b>	0.141	0.137	0.103	0.100
<b><math>\sigma_2</math> (MPa)</b>	0.120	0.123	0.088	0.090
<b><math>\sigma_{moy}</math> (MPa)</b>	0.135	0.134	0.099	0.098
<b><math>\sigma_{adm}</math> (MPa)</b>	0.1995	0.1995	0.15	0.15
<b>La condition</b>	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

### VI.2.3.8. Vérification de la stabilité au renversement du radier :

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport  $\frac{M_s}{M_r}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

$M_s$  : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

$M_r$  : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre IV

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : Epaisseur du radier  $h_{\text{nervuré}} = 90 \text{ cm}$

$$M_{\text{Sta},x} = W \times b_x = 46552.52 \times 8.1 = 377075.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Sta},y} = W \times b_y = 46552.52 \times 8.41 = 391506.69 \text{ KN.m}$$

Et :

$$M_{\text{Ren},x} = 52227.14 + 2372.91 \times 0.9 = 54362.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Ren},y} = 51888.69 + 2353 \times 0.9 = 54006.39 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{\text{Sta},x}}{M_{\text{Ren},x}} = 6.94 > 1.5$$

$$\frac{M_{\text{Sta},y}}{M_{\text{Ren},y}} = 7.25 > 1.5$$

**Conclusion** : le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

### VI.2.3.9. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{radier}} = 46552.52 \text{ KN}$$

$F_s$  : Coefficient de sécurité vis – à – vis du Soulèvement ( $F_s = 1.5$ )

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure ( $h = -4.8 \text{ m}$ )

S : Surface de radier ( $S_{\text{radier}} = 512 \text{ m}^2$ )

D'où :  $W = 46552.52 > 1.5 \times 10 \times 4.8 \times 512 = 36864 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée

### VI.2.3.10. Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :

D'après le RPA le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{L}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Tableau VI.6. Vérification de la stabilité au renversement du radier.

	0.8G+E		0.8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
<b>N (KN)</b>	29733.33	29733.33	29733.33	29733.33	42438.82	42438.82
<b>M (KN. m)</b>	94821.932	135681.789	86221.586	45361.729	138004.303	178864.161
<b>e (m)</b>	3.19	4.56	2.90	1.53	3.25	4.21
<b>L/4 (m)</b>	4.30	5.94	4.30	5.94	4.30	5.94
<b>La condition</b>	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

### VI.2.4. Ferrailage du radier nervurée :

Le radier c'est un élément plaque sur sol élastique donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferrailage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

#### VI.2.4.1. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables,

##### ➤ Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si  $\alpha < 0.4$  le panneau porte dans un seul sens

Si  $0.4 < \alpha < 1$  le panneau porte dans les deux sens

$L_x$  : Le petite portée de panneau

$L_y$  : La grande portée de panneau

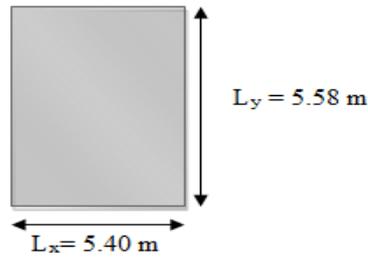


Figure VI.10. Le panneau le plus sollicité.

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 5.40 \text{ m}$$

$$L_y = 5.58 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.40}{5.58} = 0.97 \quad \text{donc le panneau porte dans les deux sens}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est de rive donc il est encastré aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85 M_x$$

$$\text{En appuis : } M_{ax} = -0.3 M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.85 M_y$$

$$\text{En appuis : } M_{ay} = -0.3 M_x$$

✓ **Evaluation des Charges et Surcharges :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{66734.568}{512} = 130.34 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{48686.81}{512} = 95.1 \text{ KN/m}^2$$

**Donc à l'ELU :**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0392 \times 130.34 \times 5.40^2 = 148.99 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.9322 \times 148.99 = 138.89 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0465 \times 95.1 \times 5.40^2 = 128.95 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.9543 \times 128.95 = 123.05 \text{ KN.m}$$

Donc les moments en travée et en appuis sont :

### A l'ELU :

✓ Dans le sens de la petite portée :

En travée :  $M_{tx} = 0.85 M_x = 126.64 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_{ax} = -0.3 M_x = -44.70 \text{ KN.m}$

✓ Dans le sens de la grande portée :

En travée :  $M_{ty} = 0.85 M_y = 118.05 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_{ay} = -0.3 M_x = -44.70 \text{ KN.m}$

### A l'ELS :

✓ Dans le sens de la petite portée :

En travée :  $M_{tx} = 0.85 M_x = 109.61 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_{ax} = -0.3 M_x = -38.69 \text{ KN.m}$

✓ Dans le sens de la grande portée :

En travée :  $M_{ty} = 0.85 M_y = 104.59 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_{ay} = -0.3 M_x = -38.69 \text{ KN.m}$

Tableau VI.7. Récapitulatif des moments de la dalle de radier.

	Petite portée		Grande portée	
	$M_{tx}$ (KN.m)	$M_{ax}$ (KN.m)	$M_{ty}$ (KN.m)	$M_{ay}$ (KN.m)
ELU	126.64	44.70	118.05	44.70
ELS	109.61	38.69	104.59	38.69

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 40 \text{ cm}$ ,  $d = 0.9h = 36 \text{ cm}$ .

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier (ELU).

Position		$M_u$	$\mu_u$	$B_u$	$A_s$	$A_{min}$	Choix	$A_s$ adopté	$E_p$ (cm)
Sens XX	Travée	126.64	0.069	0.96	10.53	4.35	6T20	18.85	20
	Appuis	44.70	0.024	0.99	3.60	4.35	6T20	18.85	20
Sens YY	Travée	118.05	0.064	0.97	9.71	4.35	6T20	18.85	20
	Appuis	44.70	0.024	0.99	3.60	4.35	6T20	18.85	20

Tableau VI.9. Récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier (ELS).

Position		$M_s$	$a_s$	$y_s$	$z_s$	$M_{rb}$	$A_s$	Choix	$A_s$ adopté
<b>XX</b>	<b>T</b>	109.61	0.527	0.19	0.297	423.225	18.30	6T20	18.85
	<b>A</b>	38.69	0.527	0.19	0.297	423.225	6.46	6T20	18.85
<b>YY</b>	<b>T</b>	104.59	0.527	0.19	0.297	423.225	17.47	6T20	18.85
	<b>A</b>	38.69	0.527	0.19	0.297	423.225	6.46	6T20	18.85

**NB :**

La section minimale pour les dalles dans le sens X-X est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 b h \left( 3 \frac{L_x}{L_y} \right) \longrightarrow A_{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 40 \times \left( 3 \frac{540}{558} \right) \longrightarrow A_{\min} \geq 3.25 \text{ cm}^2$$

Et dans le sens Y-Y est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 b h \longrightarrow A_{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 40 \longrightarrow A_{\min} \geq 3.2 \text{ cm}^2$$

Avec  $\rho_0 = 0.0008$  pour  $f_e E400$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

Tableau VI.10. Récapitulatif de vérification des panneaux de radier

	Sens	$M_{ser}(\text{KN. m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{st}$	Observation
<b>Appuis</b>	<b>X-X</b>	38.69	11.72	220348	2.06	63.953	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	<b>Y-Y</b>	38.69	11.72	220348	2.06	63.953	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
<b>Travée</b>	<b>X-X</b>	109.61	11.72	220348	5.83	181.182	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	<b>Y-Y</b>	104.59	11.72	220348	5.56	172.884	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

VI.2.4.1.1. Schéma de ferrailage de la dalle du radier :

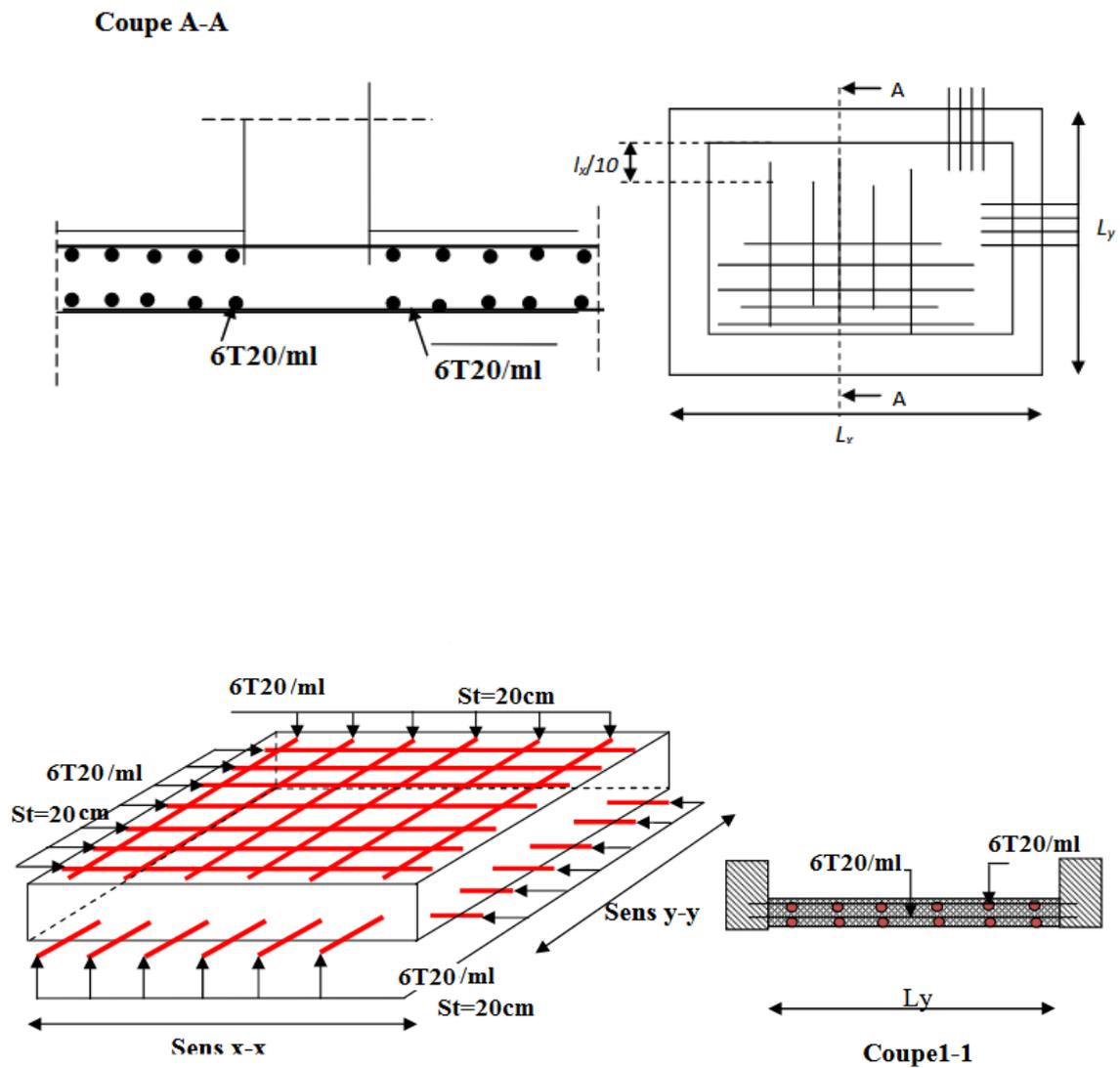


Figure VI.11.Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

**VI.2.4.2. Ferrailage des nervures :**

Les nervures sont calculées comme une poutre continue repose sur plusieurs appuis, pour faire les calculs on prend les nervures les plus sollicitant donc on a deux types (nervure 1-1) et (nervure 2-2).

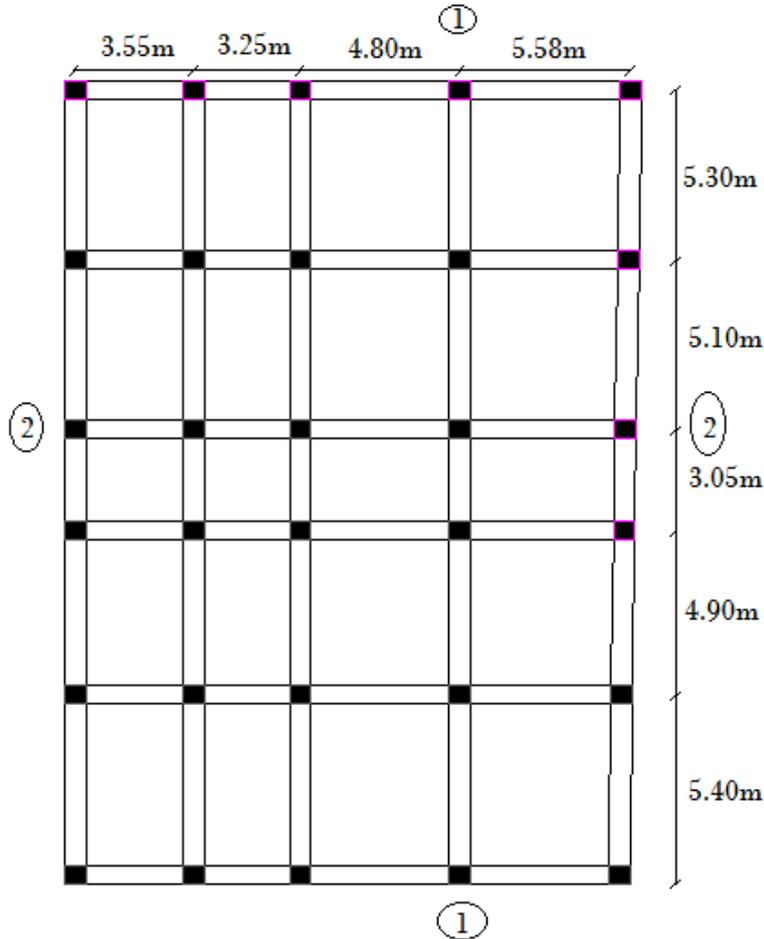


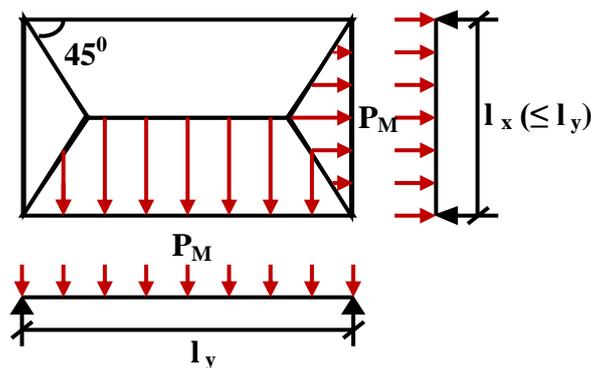
Figure VI.12. Plan de coffrage de radier nervuré

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

à l'ELU :  $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 130.34 \text{ KN/m}^2$

à l'ELS :  $Q_{ser} = G + Q = 95.1 \text{ KN/m}^2$

**Calcul des sollicitations de la nervure type 1 :**



On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

$P_M$  : Produisant le même moment fléchissant à mi- travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de  $P_M$  sont les suivants :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

Elément	Trapèze	Triangle
$P_M$	$P = \frac{L_x Q}{2} \left( 1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$	$P = \frac{L_x Q}{4}$

Avec :

Q : La charge surfacique de la dalle

$L_y$  : La grande portée de panneau

$L_x$  : La petite portée de panneau

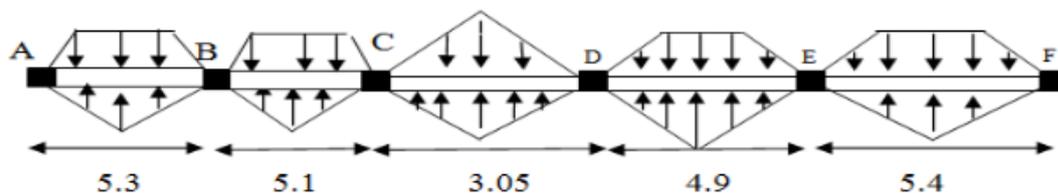


Figure VI.13. Schéma statique équivalente selon Y-Y

Tableau VI.11. Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 1

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
ELU (KN/ml)	351.011	344.494	198.769	337.977	354.269
ELS (KN/ml)	256.105	251.350	145.028	246.595	258.482

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

$$M_{a,u} = 1087 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,u} = 804.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,ser} = 793.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,ser} = 587 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1158 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des sollicitations de la nervure type 2 :**

On a la charge uniformément répartie équivalent à la charge trapézoïdale égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{2} \left( 1 - \frac{L_x}{2L_y} \right)$$

Et la charge uniformément répartie équivalent à la charge triangulaire égale à :

$$P = \frac{L_x Q}{4}$$

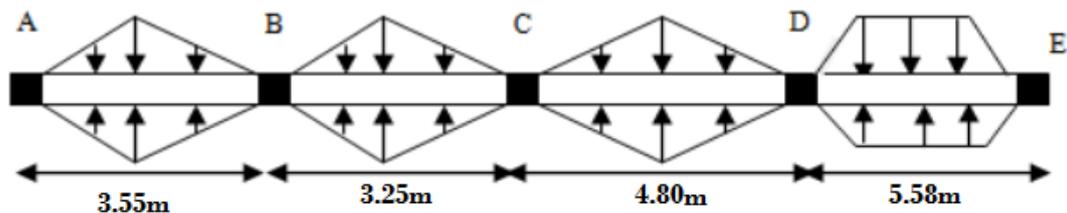


Figure VI.14. Schéma statique équivalente selon X-X

Tableau VI.12. Charge uniformément répartie équivalente de la nervure type 2

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
<b>ELU (KN/ml)</b>	231.354	211.803	312.816	360.074
<b>ELS (KN/ml)</b>	168.803	154.538	228.240	263.18

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

$$M_{a,u} = 1108 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,u} = 902.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,ser} = 809.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,ser} = 659.5 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1203 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de ferrailage des nervures :**

La section de la nervures est considérée comme une section en T avec :

$$b_1 \leq \left( \frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2} \right) \rightarrow b_1 \leq \left( \frac{5.58}{10}; \frac{5.40}{2} \right) \rightarrow b_1 = 0.50 \text{ m} \rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 1.65 \text{ m}$$

$$h = 90 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} ; b_0 = 65 \text{ cm} ; C = 2 \text{ cm} ; d = 0.9h = 81 \text{ cm}$$

Les dimensions de ces poutres sont :

$$h_t = 90 ; b = 165 \text{ cm}$$

Tel que la largeur du poteau le plus large est de 65cm

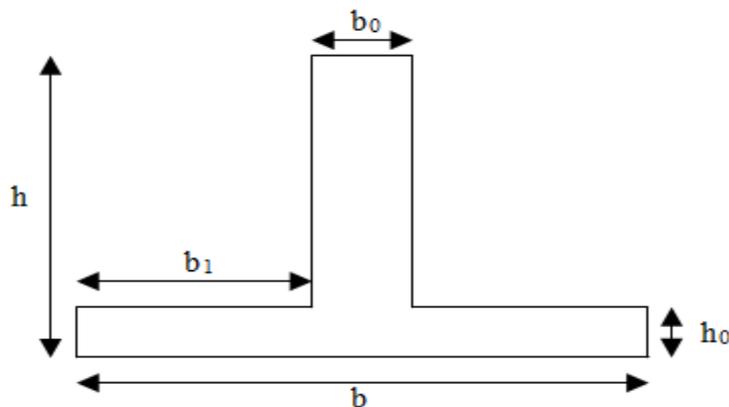


Figure VI.15. Section de la nervure.

Tableau VI.13. Récapitulatif de calcul des armatures de la nervure.

		$M_u$	$\mu_u$	$\mu_1=0.392$	$\beta_u$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{s,adp}$
Type 1	Appuis	1087	0.071	$\mu_u < \mu_1$	0.96	40.17	16.14	5T25+10T20	55.96
	Travée	804.9	0.052	$\mu_u < \mu_1$	0.97	29.44	16.14	10T25	49.09
Type 2	Appuis	1108	0.072	$\mu_u < \mu_1$	0.96	40.95	16.14	5T25+10T20	55.96
	Travée	902.1	0.059	$\mu_u < \mu_1$	0.97	32.99	16.14	10T25	49.09

**NB :** 5T25 en appuis en chapeau de longueur  $\frac{L}{4} = \frac{5.58}{4} = 1.40\text{m}$ .

Vue la grand importance de la hauteur des nervure on prévoit des armatures de peau :

$$A_p = 3\text{cm}^2 \times \text{périmètre de la retombée en mètre} = 3 \times (0.5 + 0.65 + 0.5) = 4.95 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_p = 4\text{T14}$

➤ **Vérification à l'ELU :**

Tableau VI.14.Récapitulatif de vérification de la nervure à l'ELU

		Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
		V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	OBS	ΣU <sub>i</sub> (mm)	τ <sub>su</sub> (MPa)	τ̄ <sub>su</sub> (MPa)	OBS
<b>Type 1</b>	<b>Travée</b>	0	0	3.33	τ <sub>u</sub> < τ̄ <sub>u</sub>	785	0	3.15	τ <sub>su</sub> < τ̄ <sub>su</sub>
	<b>Appui</b>	1158	0.87	3.33	τ <sub>u</sub> < τ̄ <sub>u</sub>	1020.5	1.56	3.15	τ <sub>su</sub> < τ̄ <sub>su</sub>
<b>Type 2</b>	<b>Travée</b>	0	0	3.33	τ <sub>u</sub> < τ̄ <sub>u</sub>	785	0	3.15	τ <sub>su</sub> < τ̄ <sub>su</sub>
	<b>Appui</b>	1203	0.90	3.33	τ <sub>u</sub> < τ̄ <sub>u</sub>	1020.5	1.62	3.15	τ <sub>su</sub> < τ̄ <sub>su</sub>

➤ **Vérification à l'ELS :**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

Tableau VI.15.Récapitulatif de vérification des nervures du radier à l'ELS

		M <sub>ser</sub> (KN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub>	Observation
<b>1</b>	Appuis	793.8	24.07	348751	5.48	194.377	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
	Travée	587	22.79	314607	4.25	162.905	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
<b>2</b>	Appuis	809.6	24.07	348751	5.59	198.246	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>
	Travée	659.5	22.79	314607	4.78	183.026	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> et σ <sub>st</sub> < σ̄ <sub>st</sub>

➤ **Calcul des armatures transversales dans les nervures :**

✓ **Selon le BAEL 91/99 :**

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}^*}{0.9d\sigma_s} \quad (\text{Art 5.1.2.3})\text{BAEL91/99}$$

$$f_{t28}^* = \text{Min}\{f_{t28}; 3.3 \text{ MPa}\}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \quad (\text{Art 5.1.2.2})\text{BAEL91/99}$$

✓ **Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

$A_t$  : Section des armatures transversales

$S_t$  : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min}\{72.9 \text{ cm}, 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{90}{4}; 12 \times 2 \right\} = 22.5 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \quad \text{en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

$$A_t \geq 0.003b_0S_t = 2.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend } A_t = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification La flèche :** (Art B.6.5, 1) BAEL91/99

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

On fait la vérification pour la travée la plus défavorable.

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.16 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0\text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.16 > 0.053) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.00367 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 90 \text{ cm} ; b = 165 \text{ cm} ; d = 81 \text{ cm} ; L = 5.58 \text{ m} ; A_s = 49.09 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser, travée}} = 659.5 \text{ KN.m} ; M_{0\text{ser}} = 1246.5 \text{ KN.m} ; f_e = 400\text{MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

#### VI.2.4.2.1. Schéma de ferrailage de la nervure :

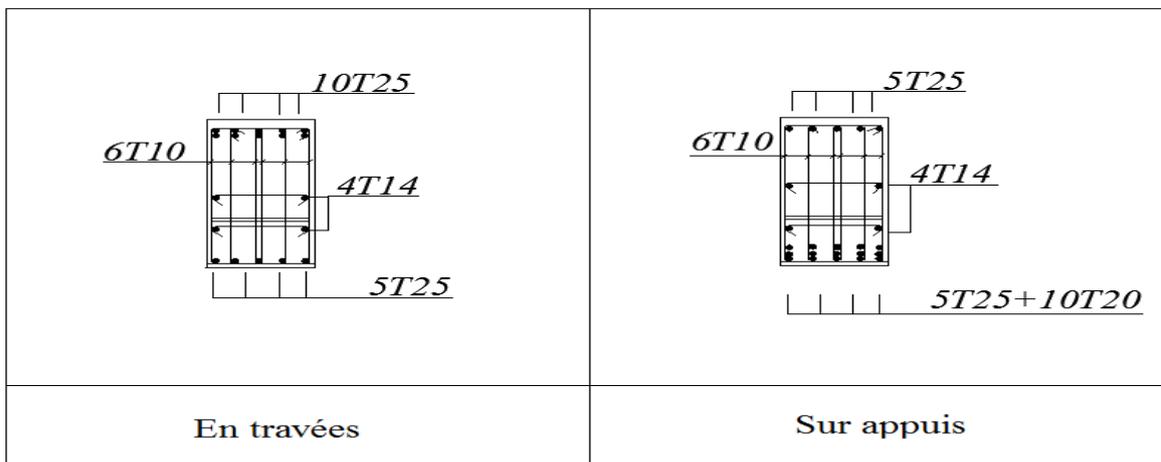


Figure VI.16. Schéma de ferrailage du radier en travée et sur appui sens X-X et Y-Y

**VI.2.5. Ferrailage des débords :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur  $L = 1.20$  m, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$h_r = 0.40$  m,  $b = 1$  m,  $d = 0.9h = 0.36$  m

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable.

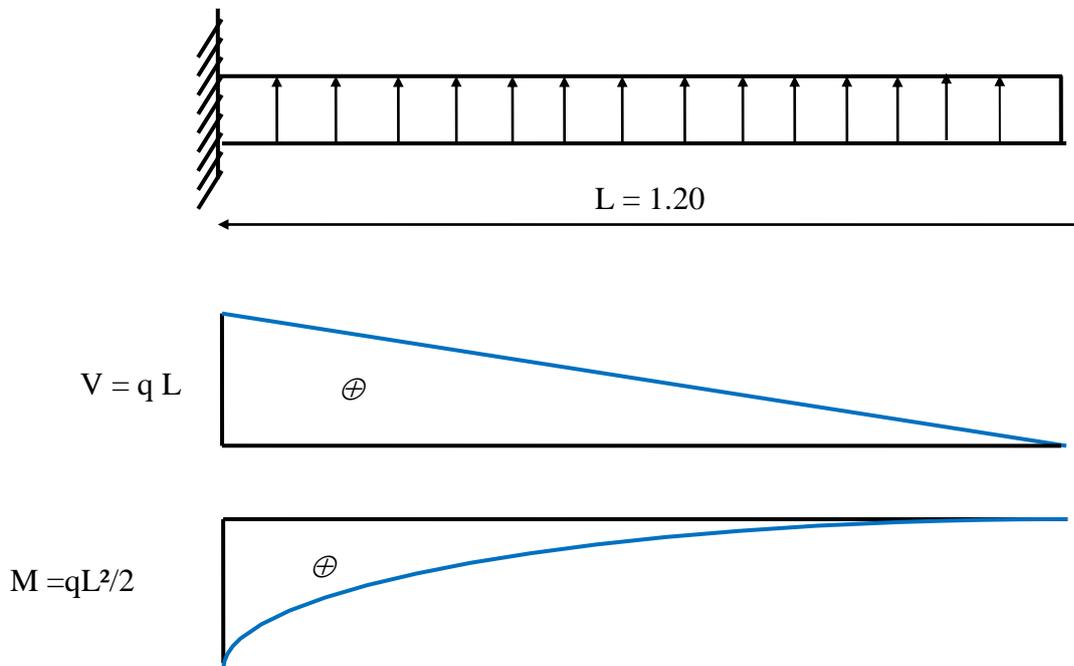


Figure VI.17. Schéma statique de débord de radier.

➤ **L'ELU :**

$$M_{\max} = \frac{q_u}{2} L^2 = \frac{130.34 \times 1.2^2}{2} = 93.84 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.16. Calcul des armatures de débord de radier a ELU

$M_u$ (KN.m)	$d$ (m)	$\mu_{bc}$	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )
93.84	0.36	0.051	0.97	7.72

➤ **L'ELS :**

$$M_{\max} = \frac{q_s}{2} L^2 = 68.47 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.17. Calcul des armatures de débord de radier a ELS

$M_{ser}$ (KN.m)	$d$ (m)	$\mu_{bc}$	$\beta$	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )
68.47	0.36	0.037	0.98	5.58

D'où :  $A_s = \text{Max} (A_{\text{min}} ; A_u ; A_{\text{ser}}) = 7.72 \text{ cm}^2$

Donc on choisit : **5T16= 10.05 cm<sup>2</sup>**.

**NB** : Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$V_u = q_u l = 156.4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

# Conclusion Générale

# Conclusion Générale

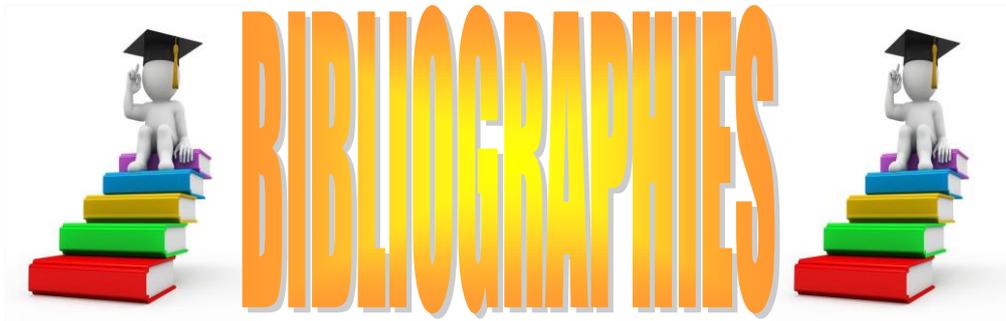
Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires

# BIBLIOGRAPHIES



### **Les Règlements :**

📖 **RPA99/2003:** Règlement parasismique algérienne.

📖 **CBA93:** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

📖 **BAEL91/99:** Béton armé aux états limites.

📖 Béton armé (BAEL91/modifier99).

📖 **DTR B.C.2.2:** Document technique réglementaire (charges et surcharges).

### **Les livres :**

📖 Belazougui. M, Calcul Des Ouvrages En Béton Armé, office des publications universitaires, Alger 2004.

📖 Henry.Thonier,Conception Et Calcul Des Structures De Batiment (Tome 1 ),Editions Press De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées,PARIS 1992.

📖 ALAIN CAPRA, Calcul Dynamique Des Structures En Zones Sismiques.

### **Les mémoires de fin d'étude :**

📖 Etude d'un bâtiment R+16+Sous/Sol à usage d'habitation et commercial, Boumerdes 2005.

📖 Conception et étude d'un bâtiment R+8+Sous/Sol contreventé par des voiles porteurs,Media 2009

📖 Les mémoires de l'année passée,Bouira 2016 et 2017.

**Annex**

# *PLANS DE GENIE CIVIL*



# *PLANS D'ARCHITECTURES*

