

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Mohamed Seddik Ben Yahia de Jijel



Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département Génie Civil et Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
MASTER ACDÉMIQUE EN GÉNIE CIVIL  
OPTION : STRUCTURES

Thème :

*Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+9. et Etude  
des dalles pleines sous charges concentrées et charge  
répartie par MEF et BAEL.*

Réalisé par :

**Boutadjine MOKHTAR**

**Aouka BADREDDINE**

Encadré par :

**Pr : bouzrira Chérif**

**Promotion: 2019**





بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



## Remerciements

*Tout d'abord, nous remercions DIEU le tout puissant qui nous a donné le maximum de volonté et de santé, et de patience pour accomplir ce travail.*

*Un grand remerciement à notre encadreur Dr. Chérif Bouzerira qui a supervisé ce travail de recherche.*

*Nous souhaitons remercies également les membres de jury, pour avoir accepté d'évaluer notre travail.*

*Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants du département génie civil, et tous enseignants depuis le primaire jusqu'à maintenant.*

*Enfin, nous tenons à remercier nos familles pour leurs encouragements et leur soutien inconditionnel. Nous remercions aussi toute personne ayant participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail. Merci à vous aussi !*

*Boutadjine MOKHTAR*

*Aouka BADREDDINE*

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À ma chère **mère** qui a été à mes côtés et ma soutenu durant ce long chemin que ALLAH la protège et la garde en bonne santé.*

*À mon cher **père** ,à **mon frère** et **mes sœurs** .*

*À tous mes amis et toute personne que je connais surtout mon binôme **badraddine**.*

*À toute la promotion de génie civil **2019***

***mokhtar***

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À ma chère **mère** qui a été à mes côtés et ma soutenu durant ce long chemin que ALLAH la protège et la garde en bonne santé.*

*À mon cher **père** ,à **mon frère** et **mes sœurs** .*

*À tous mes amis et toute personne que je connais surtout mon binôme  
**Mokhtar**.*

*À toute la promotion de génie civi l2019*

***badraddine***

# Listes des Figures

---

## Chapitre I :

Figure. I.1. Diagramme des déformations limites (ELU).....	6
Figure. I.2. Diagramme contraintes-déformation du béton. ....	10
Figure I.3 Diagramme de contrainte- déformation de l'acier.....	13

## Chapitre II :

Figure. II.1: section d'une poutre .....	16
Figure. II.2: section des poteaux.....	18
Figure. II.3: Dimension d'un panneau de dalle. ....	20
Figure.4: Dimensions du balcon.....	21
Figure.5: Coupe de voile . ....	23
Figure. II.6: Vu en plan de l'escalier.....	23

## Chapitre III:

Figure III.1 Dimension de l'acrotère .....	55
Figure III.2 Coupe transversale et longitudinale.....	56
Figure III.3 Ferrailage de l'acrotère.....	63
Figure. III.4. Représentation de volé de l'escalier type 1.....	64
Figure III.5. Schéma statique de l'escalier type 1.....	64
Figure III.6. La charge équivalente.....	65
Figure.III.7. La charge sur la poutre palière à ELU.....	72
Figure.III.8. Schéma de ferrailage de la poutre brisée de l'escalier type II.....	75
Figure III.9. schéma de ferrailage escalier.....	76
Figure. III.10. Représentation de volé de l'escalier type 02.....	76
Figure III.11. Schéma statique de l'escalier type 02.....	76
Figure III.12. La charge équivalente.....	76
Figure III.13. Représentation de volé de l'escalier type 3.....	83

## Listes des Figures

---

Figure III.14. Schéma statique de l'escalier.....	84
Figure III.15. La charge équivalente.....	84
Figure III.16. Ferrailage la poutre noyée.....	91
Figure III.17. Vue en élévation de la poutre brisée.....	91
Figure.III.18. La charge sur la poutre palière à ELU.....	92
Figure.III.19. Schéma de ferrailage de la poutre brisée de l'escalier type II.....	96
Figure III.20. schéma de ferrailage escalier.....	96
Figure.III.21. dimensions du dalle.....	97
Figure.III.22. Le panneau la plus sollicité.....	98
Figure.III.23. Distribution des moments sur les panneaux.....	99
Figure.III.24. Ferrailage de plancher.....	104
Figure.III.25. Le panneau la plus sollicité (le terrasse).....	104
Figure.III.26. Distribution des moments sur les panneaux.....	105
Figure.III.27. Ferrailage de plancher.....	110
Figure III.28. Dimensions du balcon.....	111
Figure III.29. Ferrailage du balcon.....	116

### Chapitre IV :

Figure.IV.1. la vue en 3D de la structure.....	124
Figure.IV.2. Spectre de réponse.....	125
Figure. IV.3. Distribution des forces sismiques selon la hauteur. ....	141
Figure.IV.4. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	143
Figure.IV.5 : Déplacements horizontaux selon les deux directions.....	144

# Listes des Figures

---

## Chapitre V :

Figur V.1 schéma de la poutre.....	149
Figure V.2 ferrailage des poutres .....	153
Figure V.3 Ferrailage des poteaux.....	162
Figure V.4 Section transversale de voile.....	163
Figure V.5 S P C .....	166
Figure V.6 S E C .....	166
Figure V.7 S E T.....	167
Figure V.8 vue en plan des voiles existants .....	168

## Chapitre VI :

Figure VI.1. Semelle isolée.....	176
Figure VI.2 Schéma Statique du radier.....	179
Figure VI.3. Schéma du débord.....	188
Figure VI.4. Schéma de ferrailage débordement.....	189
Figure.VI.5. Schéma des sollicitations (ELU) Sens XX.....	190
Figure.VI.6. Schéma des sollicitations (ELU) Sens YY.....	190
Figure.VI.7. Schéma des sollicitations (ELS) Sens XX.....	191
Figure.VI.8. Schéma des sollicitations (ELS) Sens YY.....	191
Figure VI.9. Ferrailage des nervures : sur appui.....	194
Figure VI.10. Ferrailage des nervures : en travée.....	195
Figure VI.11. Ferrailage des nervures : sur appui.....	195
Figure VI.12. Ferrailage des nervures : en travée.....	196
Figure. VI.13. Voile périphérique.....	196
Figure. VI.14. Diagramme des contraintes.....	197
Figure VI.15. Les schémas de ferrailage de voile périphérique.....	201

# Listes des Figures

---

## Chapitre VII :

Figure VII.1 Les modèles utilisés dans le SAP 2000.....	202
Figure VII.2 : Le panneau la plus sollicité.....	203
Figure.VII.3. Distribution des moments sur les panneaux.....	204
Figure.VII.4. les moment au milieu de dalle avec socotec.....	205
Figure. VII.5 Schéma de moment dans le programme SAP2000 dans le sens X.....	205
Figure. VII. 6 Schéma de moment dans le programme SAP2000 dans le sens Y.....	206
Figure. VII. 7. Comparaison entre méthode d'élément finie et BAEL.....	206
Figure. VII. 8. Comparaison entre méthode d'élément finie et socotec .....	207
Figure.VII. 9. Comparaison entre méthode d'élément finie et BAEL .....	207
Figure.VII.10 l'influence de l'épaisseur sur le moment au milieu de la plaque.....	208
Figure.VII.11 l'influence de longueur de la dalle sur le moment au milieu de la plaque. ....	209
Figure VII.12 : la plaque encaster 4 cotés.....	210
Figure.VII.13. la plaque encaster 3 cotés.....	210
Figure.VII.14. la plaque encaster 2 cotés.....	210
Figure. VII.15 la plaque encaster 1 cotés.....	211
Figure. VII. 16 L'influence d'encastrement sur le moment.....	211
Figure. VII. 17. Dimensions.....	213
Figure. VII. 18. point d'application des charges .....	214
Figure.VII. 19. schéma de moment dans le programme SAP2000 dans le sens X.....	214
Figure.VII.20 schéma de moment dans le programme SAP2000 dans le sens Y .....	215
Figure.VII.21 Comparaison entre méthode d'élément finie et RITZ. (Sens x) .....	215

## Listes des Figures

---

Figure VII.22 : Comparaison entre méthode d'élément finie et RITZ. (Sens y).....	216
Figure.VII.23. l'influence de l'épaisseur sur le moment au milieu de la plaque. ....	217
Figure.VII.24. la plaque encastre4 cotés.....	218
Figure. VII.25 la plaque encastre 3 cotés.....	218
Figure. VII. 26 la plaque encastre 2 cotés.....	218
Figure. VII. 27. La plaque encastre 1 cotés .....	219
Figure. VII. 28. L'influence d'encastrement sur le moment .....	219



# Liste des tableaux

---

## Chapitre II :

Tableau. II.1 : Charge permanente due au plancher terrasse (dalles pleines).....	27
Tableau. II.2. Charge permanente du plancher étage (dalles pleines).....	28
Tableau. II.3. Charge permanente du balcon. ....	28
Tableau. II.4 : Charge permanente due aux murs extérieurs. ....	28
Tableau. II.5 : Charge permanente de la cloison. ....	29
Tableau. II.6 : Charge permanente due au Palier. ....	29
Tableau. II.7 : Charge permanente due au Paillasse à 33,42° .....	29
Tableau. II.8 : Charge permanente due au Paillasse à 42,30° .....	30
Tableau. II.9 : Charge permanente due au Paillasse à 34,99° .....	30
Tableau. II.10 : Charge permanente due au Paillasse à 34,60° .....	30
Tableau. II.11 : vérification de la compression.....	52
Tableau. II.12 : vérification au flambement. ....	53

## Chapitre III :

Tableau III.1. Evaluation des moments et efforts tranchants.....	57
Tableau III.2. Evaluation des sollicitations.....	58
Tableau III.3. Evaluation des sollicitations après majoration.....	59
Tableau III.4. Combinaison des charges.....	65
Tableau III.5. Les sollicitations de calcul.....	65
Tableau III.6. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	66
Tableau III.7. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.....	66
Tableau. III .8. Différents coefficients pour le calcul de la flèche.....	69
Tableau III.9. Résultats de calcul de ferrailage de la poutre palière.....	73
Tableau III.10. Combinaison des charges.....	77
Tableau III.11. Les sollicitations de calcul.....	77
Tableau III.12. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	78

## Liste des tableaux

---

Tableau III.13. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.....	78
Tableau. III .14. Différents coefficients pour le calcul de la flèche.....	81
Tableau. III.15. Combinaison des charges.....	84
Tableau III.16. Les sollicitations de calcul.....	85
Tableau III.17. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	85
Tableau III.18. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.....	85
Tableau. III .19. Différents coefficients pour le calcul de la flèche.....	87
Tableau.III.20. Ferrailage de la poutre noyée.....	90
Tableau .III.21. Vérification de ferrailage de la poutre noyée.....	91
Tableau III.22. Résultats de calcul de ferrailage de la poutre palière.....	93
Tableau.III.23. Résultats de calcul des armatures.....	101
Tableau III.24. Vérification des contraintes à l'ELS.....	103
Tableau .III.25. Résultats de calcul des armatures.....	107
Tableau III.26. Vérification des contraintes à l'ELS.....	110
Tableau. III.27. Résultats des efforts à l'ELU.....	112
Tableau. III.28. Résultats des efforts à l'ELS.....	112
Tableau. III.29. Résultat de ferrailage de balcon.....	113

### Chapitre IV :

Tableau .IV.1. : Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique (variant 1).....	127
Tableau. IV.2. Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique (variant 2).....	131
Tableau IV.3. Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle) .....	135
Tableau. IV.4. pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.....	136
Tableau. IV.5 l'effort tranchant par la méthode statique équivalente dans le sens x .....	138
Tableau. IV.6 . l'effort tranchant par la méthode statique équivalente dans le sens Y .....	138
Tableau IV.7 Valeur de $F_x$ et $F_y$ .....	139
Tableau .IV.8. Vérification des résultats .....	139
Tableau.IV.9. Distribution des forces suivant X .....	140
Tableau IV.10. Distribution des forces suivant Y .....	141

## Liste des tableaux

---

Tableau.IV.11 : Distribution de l'effort tranchant suivant X.....	142
Tableau. IV.12. Distribution de l'effort tranchant suivant Y .....	142
Tableau. IV.13. Vérification des déplacements. ....	144
Tableau. IV.14 : Vérification vis à vis de l'effet $P - \Delta$ .....	146
Tableau.IV.15: Vérification de stabilité au renversement a la base.....	147

### Chapitre V :

Tableau V.1 Calcul du ferrailage des poutres .....	150
Tableau V.2 vérification de l'effort normal réduit. ....	156
Tableau V.3 Les sollicitations dans les différents poteaux. ....	156
Tableau V.4 Résultats de ferrailage des poteaux .....	157
Tableau V.5 Résultats de vérification de ferrailage des poteaux .....	157
Tableau V.6 vérification selon BAEL.....	158
Tableau V.7 Vérification selon RPA.....	159
Tableau V.8 Les armatures transversales des poteaux. ....	160
Tableau V.9 Longueur de recouvrement.....	160
Tableau V.10 Vérification des contraintes à l'ELS. ....	161
Tableau V.11 Résumé des résultats de ferrailage vertical des voiles .....	170
Tableau V.12 Vérification de la contrainte de cisaillement.....	171
Tableau V.13 ferrailage horizontal des voiles. ....	172

### Chapitre VI :

Tableau VI.1. Surfaces revenantes aux semelles isolées.....	178
Tableau VI.2. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$ .....	184
Tableau VI.3. Calcul des contraintes.....	184
Tableau VI.4. Vérification de la compression sous $G+Q \pm E$ .....	185
Tableau VI.5. Les sollicitations à l'ELU.....	185
Tableau VI.6. Les sollicitations à l'ELS.....	185

## Liste des tableaux

---

Tableau VI.7. Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.....	186
Tableau VI.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....	187
Tableau VI.9. Ferrailage à l'ELS.....	188
Tableau VI.10. Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU.....	191
Tableau VI.11. Vérification à l'ELS.....	192
Tableau VI.12. Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS.....	192
Tableau VI.13. Les sollicitations à l'ELU.....	198
Tableau VI.14. Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU.....	199

### Chapitre VII :

Tableau VII. 1 : Moment des plaques avec une charge répartie (MEF).....	218
Tableau VII. 2 : moment des plaques. ....	219
Tableau VII. 3 : Moment des plaques.....	224
Tableau VII. 4 : L'influence des encastremets sur les moments .....	224
Tableau VII. 5 : Moment des plaques avec une charge concentrée (MEF).....	225
Tableau. VII. 6 Moment des plaques.....	226
Tableau. VII. 7 L'influence des encastremets sur les moments.. ....	226
Tableau. VII. 8. Ferrailage à l'ELU.....	227
Tableau. VII. 9. Ferrailage à l'ELS. ....	228
Tableau.VI.10. Ferrailage de débord de radier à l'ELU. ....	230
Tableau.VI.11. Vérification de débord de radier à l'ELS.....	231
Tableau. VII. 12. Ferrailage de nervure à l'ELU.....	233
Tableau.VII. 13. Ferrailage de nervure à l'ELS. ....	234
Tableau.VI.14. Calcul les armatures a l'ELS. ....	235
Tableau. VII.15 les sections des armatures verticales à l'ELU. ....	240
Tableau.VII.16 Vérification des contraintes à l'ELS.....	241

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

## Livre :

- Pratique du **BAEL93**.....**JEAN PERCHAT et JEAN DROUX**.
- CBA.....**Règles de conception et de calcul des structures en béton armé**.
- Structure en Béton Armé.....**PATRICK PAULTRE**
- Calcul des ouvrages en béton armé- M. BELAZOUGUI

## Cours :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction.

## Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.

## Logiciels :

- ETABS 9.7.4.
- SAP 2000.
- AUTOCAD 2014.
- SOCOTEC.
- WORD 2007.
- EXCEL 2007.

## SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

### CHAPITRE I: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX

I.1	Introduction : .....	1
I.2	Définition du projet : .....	1
I.3	Les caractéristique géométrique de la structure : .....	1
I.4	Les données du site : .....	1
I.5	Conception de la structure : .....	2
I.6	Règlements et normes utilisés : .....	4
I.7	Indication générale sur les règles de BAEL : .....	4
I.8	Actions et sollicitations : .....	7
I.8.1.	Les combinaisons d'action : RPA99/2003 (Article V.5.2).....	7
I.9	Les matériaux de construction utilisés: .....	8
I.9.1	Béton .....	8
I.9.1.1.	Dosage du béton .....	8
I.9.1.2.	Caractéristiques mécaniques du béton.....	9
I.9.2	L'Acier : .....	12
I.9.2.1	Différents types d'aciers : .....	13
I.9.2.2	La contrainte limite de calcul : .....	13

### CHAPITRE II: PRÉ-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II.1	Introduction : .....	15
II.2	Pré-dimensionnement des poutres: .....	15
II.3	Pré-dimensionnement des poteaux : .....	17
II.4	Pré-dimensionnement des planchers : .....	19
II.5	Pré-dimensionnement des balcons : .....	20
II.6	Pré-dimensionnement des voiles : .....	21
II.7	Pré-dimensionnement des escaliers : .....	22
II.8	Evaluation des charges et surcharges : .....	27
II.8.1	Plancher terrasse dalles pleines: .....	27

II.8.2	Plancher étages courant dalles pleines: .....	28
II.8.3	Les balcons : .....	28
II.8.4	Murs extérieurs (épaisseur $e = 30\text{cm}$ ) : .....	28
II.8.5	Cloison intérieure (épaisseur $e = 10\text{cm}$ ) : .....	29
II.8.6	Les escaliers : .....	29
II.9	Descente des charges : .....	31
II.9.1	Définition : .....	31
II.9.2	Les charges réglementaires : .....	31
II.9.3.	Dégression des charges: .....	32
II.9.4	Poteau d'angle (A-6): .....	33
II.9.5	Poteau central (F-5): .....	38
II.9.6	Poteau de rive (G-5) : .....	45
II.10	Conclusion : .....	54
<b>CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES</b>		
III.1	Introduction : .....	55
III.2	Acrotère : .....	55
III.2.1	Introduction : .....	55
III.2.2	Détermination de l'effort due au séisme : .....	56
III.3.	Étude de l'escalier : .....	64
III.3.1.	Introduction : .....	64
III.3.2.	Escalier de type 01 : .....	64
III.3.2.1.	Calcul des sollicitations : .....	64
III.3.2.2.	Calcul des armatures : .....	65
III.3.2.3.	Vérification à l'ELU : .....	66
III.3.2.4.	Vérification à ELS : .....	67
III.3.2.5.	Calcul de la flèche : .....	68
III.3.2.6.	Etude de la poutre palière : .....	71
III.3.3.	Escalier de type 02 : .....	76

III.3.3.1. Calcul des sollicitations :	76
III.3.3.2. Calcul des armatures :	78
III.3.3.3. Vérification à l'ELU :	79
III.3.3.4. Vérification à ELS :	79
III.3.3.5. Calcul de la flèche :	80
III.3.3.6. Etude de la poutre noyée :	89
III.3.3.7. Etude de la poutre brisée:	91
III.4. Les Planchers :	97
III.4.1. Introduction :	97
III.4.2 Dalle pleine :	97
III.5. Les balcons :	111

## CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1 Introduction :	116
IV.2 L'objectif de l'étude dynamique :	116
IV.3 Présentation des différentes Méthodes de calcul :	117
IV.3.1 Présentation de la Méthode statique équivalente :	117
IV.3.2 Présentation de la Méthode d'analyse modale spectrale :	118
IV.3.3 Présentation de la Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes...	120
IV.4 Choix de la méthode de calcul :	120
IV.5 Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique:	120
IV.6 La modélisation de la structure:	121
IV.7 L'analyse :	124
IV.7.1 Analyse dynamique :	124
IV.7.2 Analyse modale :	125
IV.8 Détermination de centre des masses par étages :	134
IV.9 Détermination de centre de rigidité par étages :	134
IV.10 Justification de l'interaction portiques voiles :	135
IV.11 Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA:	136
IV.12 Vérification de la résultante des forces sismiques :	137
IV.13 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	139



IV.14 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur: .....	142
IV.15 Vérification des déplacements latéraux inters étage .....	143
IV.16 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ : .....	145
IV.17 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble : .....	146
IV.18 Conclusion.....	147

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

V.1 Introduction : .....	148
<b>V.2 ferrailage des poutres</b> : .....	148
V.2.1 Combinaisons des charges : .....	148
V.2.2 Calcul de ferrailage : .....	149
V.2.3. vérification du ferrailage : .....	150
V.2.4. La vérification à l'état limite ultime:.....	150
V.2.5. Calcul de la section des armatures transversales : .....	151
V.2.6. La vérification à l'état limite de service (E.L.S) .....	152
<b>V.3 Ferrailage des poteaux</b> : .....	154
V.3.1 Introduction : .....	154
V.3.2 Recommandation du RPA 99/version 2003 : .....	154
V.3.3 Calcule de Ferrailage : .....	155
V.3.4 Ferrailage des Poteaux : .....	156
V.3.4.1 Vérification de ferrailage des poteaux : .....	157
V.3.4.2 Vérification à l'E.L. U : .....	158
V.3.4.3 Calcul des armatures transversales : .....	159
V.3.4.4 Vérification de la contrainte à l'E.L.S : .....	160
<b>V.4 Voiles pleins</b> : .....	163
V.4.1 Calcul du ferrailage vertical : .....	164
V.4.2 Etude des sections : .....	165
V.4.3 Ferrailage des voiles : .....	167
V.4.3.1 Calcul de ferrailage vertical : .....	167
V.4.3.2 Espacement des armatures verticales : .....	167
V.4.3.3 Vérification de la résistance au cisaillement : .....	170

V.4.3.4 Calcul de ferrailage horizontal : .....	171
---	-----

## **CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VI.1 Introduction : .....	176
VI.2 Choix du type de fondations : .....	176
VI.3 Pré dimensionnement du radier : .....	179
VI.3.1 L'épaisseur du radier : .....	180
VI.3.2 Nervure : .....	180
VI.3.3 Vérification du poinçonnement : .....	182
VI.4 Caractéristiques géométriques du radier : .....	183
VI.4.1 Vérification de la stabilité du radier : .....	183
VI.4.1.1 Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales : .....	183
VI.4.1.2 Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$ : .....	184
VI.4.1.3 Vérification de la compression sous $G + Q \pm E$ : .....	185
VI.5 Ferrailage du radier : .....	185
VI.5.1 Etude de débord du radier : .....	188
VI.6 Calcul des nervures : .....	189
VI.7 Etude du voile périphérique .....	196
VI.7.1 Définition : .....	196
VI.7.2 Dimensionnement du voile : .....	196
VI.7.3 Caractéristiques du sol: .....	197
VI.7.4 Evaluation des charges et surcharges: .....	197
VI.7.5 Ferrailage du voile périphérique : .....	197

## **CHAPITRE VII: ETUDE DES DALLES PLEINE SOUS LA CHARGE CONCENTRÉE ET CHARGE REPARTIE PAR MEF ET BAEL.**

VII.1 Introduction au logiciel de calcul SAP 2000 : .....	202
VII.1.1 Présentation du logiciel SAP2000 : .....	202
VII.1.2 Modélisation: .....	202
VII.1.3 Éléments de plaque pour SAP2000 .....	203
VII.2 Etude des dalles pleine sous la charge répartie : .....	203
VII.2.1 Calcul des moments théoriques (BAEL) à l'ELU : .....	203

VII.2.2	Les résultats des moments avec SOCOTEC à l ELU :	205
VII.2.3	Les résultats des moments de Sap2000:	205
VII.2.4	l'effet de l'épaisseur de la plaque sur le moment:	208
VII.2.5	l'effet de longueur de la dalle sur le moment au milieu de la plaque:	208
VII.2.6	L'influence des encastremets sur les moments (e=15):	209
VII.3	Etude des dalles pleine sous la charge concentrée :	211
VII.3.1	Dalle encastree quater fois sous une charge concentrée :	211
VII.3.2	Les résultant de la méthode des éliment fini éliment fini	214
VII.3.3	l'effet de l'épaisseur de la plaque sur le moment:	216
VII.3.4	L'influence des encastremets sur les moments (e=15):	217
Conclusion général.....		220

## Introduction

Le développement économique dans les pays en privilégie, la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

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

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

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

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

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance

de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

Cette étude se compose de six chapitres :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel **ETABS 9.7.4** et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien. En fin nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.



## Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

### I.1.Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

### I.2.Définition du projet :

Le projet que nous traitons concerne l'étude d'un bâtiment type Tà usage d'habitation (bloc logements), composé d'un rez-de-chaussée, et de huit étages.

Notre bâtiment est implanté dans la nouvelle ville **Ali Mendjeli**, qui située dans la banlieue sud de **Constantine**, Les planchers sont constitués par des dalles pleins, Dont le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

### I.3. Les caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques de la structure sont :

- o Largeur en plan .....31,00m
- o Longueur en plan.....26,55m
- o Hauteur du RDC.....3,57m
- o Hauteur 1ere étage .....3,06 m
- o Hauteur d'étage courant.....3,06 m
- o Hauteur totale.....31,11 m

### I.4. Les données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA99/version 2003 comme :

- o Une zone de sismicité moyen (zone IIa).
- o L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- o Le site est considéré comme rocheux (S1).
- o Contrainte admissible du sol  $\sigma = 3$  bars.



## I.5. Conception de la structure :

### A- Ossature de l'ouvrage :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003.

D'après les conditions de l'article (3.4.A) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement de la structure est mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ❖ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

### B- Planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre structure comporte un seul type de planchers :

#### ✓ Plancher dalle pleine :

Plancher en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre variant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte

### C- Maçonnerie :

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

#### ➤ Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées :

-Briques creuses de 10 cm d'épaisseur

-L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur



- Briques creuses de 15 cm d'épaisseur

- **Murs intérieurs** : ils sont constitués par une Cloison de séparation de 10 cm d'épaisseur.

#### **D- Revêtement :**

Le revêtement de la structure est constitué par :

- carrelage de 2 cm d'épaisseur pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment

#### **E- L'acrotère :**

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

#### **F- L'infrastructure :**

Sera réalisée en béton armé en assurant :

- Transmission des charges verticales au sol d' assise de la structure.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans la sol.

#### **G- Escaliers :**

La cage d'escalier permet l'accès aux différents niveaux jusqu'au dernier étage, elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire, qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

#### **H-Cage d'ascenseur :**

Vu la hauteur importante de bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les étages, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.





## **I- La terrasse :**

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

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

Pour assurer la sécurité des habitants, les balcons sont entourés par des garde-corps en béton armée de 100 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

## **I.6. Règlements et normes utilisés :**

Les règlements utilisés sont :

- o RPA99 /version 2003.
- o BAEL91/modifiées 99.
- o CBA93 (Code du béton armée)
- o DTR B.C.2.2(Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

## **I.7.Indication générale sur les règles de BAEL :**

### **➤ Définition de l'état limite :**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

Les états limites sont classés en deux catégories :

### **✓ Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

Il y'a03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.



✓ **Etat limite de service ELS :**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

➤ **Hypothèses de calcul à l'ELU :**

Ces hypothèses sont au nombre de six :

1. Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
2. Il n'y a pas de glissement relatif entre l'armature et béton en raison de l'adhérence.
3. La résistance de traction de béton est négligée.
4. Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En flexion} \quad \rightarrow \epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \\ \text{En compression simple} \quad \rightarrow \epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

5. L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en centre de gravité, est limité à **10‰**.
6. Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots **A, B, C** (la règle des trois pivots).

➤ **Règle des trois pivots :**

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots **A, B** ou **C**, définis par la **figure (1)** tel que :



**A** : correspond à un allongement de **10‰** de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.

**B** : correspond à un raccourcissement de **3,5‰** du béton de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

**C** : correspond à un raccourcissement de **2‰** du béton de la fibre située à  $\frac{3}{7}h$  de la fibre la plus comprimée : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la compression simple.

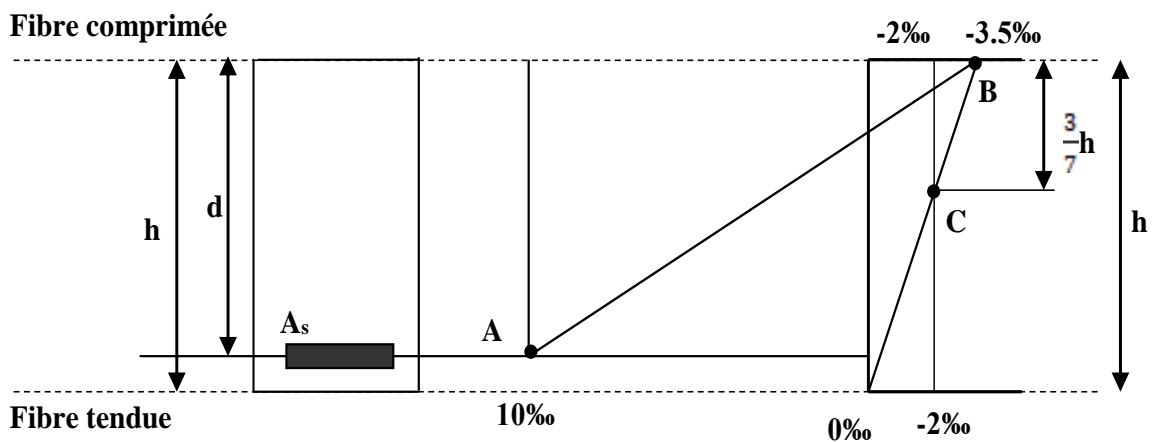


Fig.1 Diagramme des déformations limites (ELU)

➤ **Hypothèses de calcul à l'ELS :**

1. Les sections planes restent planes après déformation.
2. Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
3. Le béton tendu est négligé dans le calcul.
4. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
5. Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad (\eta : \text{Coefficient d'équivalence})$$

**I.7.1. Principe d'application des règles BAEL :**

Le principe consiste à vérifier pour une section donnée, l'inégalité d'état limite :  $S \leq S_{res}$

Avec :

- $S$  : Sollicitations de calcul.



- $S_{res}$  : Sollicitations résistantes de calcul, la justification font intervenir :
  - Les résistances caractéristiques des matériaux, acier et béton ( $f_e, f_{c28}$ )
  - Les valeurs respectives des actions.
  - Les combinaisons spécifiques aux états limités considérés.
  - Les coefficients de sécurité ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

## I.8. Actions et sollicitations :

### a. Définition des actions :

Les actions sont constituées par les forces et les couples résultant des charges appliquées ou les déformations imposées à la structure. On distingue trois types d'actions sont :

- **Actions permanentes (G)** : dues au poids propre de la structure et au poids total des équipements fixes. Les poussées de terre ou la pression d'un liquide (pour les murs de soutènement, les réservoirs...) sont également prises en compte comme actions permanentes.
- **Actions Variables (Q)** : dues aux charges d'exploitation, aux charges climatiques, aux charges appliquées en cours d'exécution, aux déformations provoquées par les variations de température.
- **Actions accidentelles (FA)** : dues aux séismes, aux explosions, aux incendies, chocs...etc.

### b. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

- **G** : ensemble des actions permanentes.
- **Q** : actions variables.
- **E** : Valeur de l'action accidentelle.

### I.8.1. Les combinaisons d'action : RPA99/2003 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :



➤ **Situation accidentelle :**

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1,2 * E \rightarrow$  Uniquement pour les poteaux.
- $0,8 * G \pm E$

➤ **Situation durable :**

**ELU :**

- $1,35 * G + 1,5 * Q$

**ELS :**

- $G + Q$

### **I.9. Les matériaux de construction utilisés :**

#### **I.9.1. Béton :**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (**BAEL**),

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Une bonne résistance aux feux.

#### **I.9.1.1. Dosage du béton :**

Dans un mètre cube du béton, et à titre indicatif, on a les proportions suivantes :

1. Ciment (CPA)  $\rightarrow$  dosé à  $350 \frac{Kg}{m^3}$ .
2. Sable  $\rightarrow 0 < D_g < 5 \text{ mm} \rightarrow 400 \text{ l}$ .
3. Gravier  $\rightarrow 15 < D_g < 25 \text{ mm} \rightarrow 800 \text{ l}$ .
4. Eau du gâchage  $\rightarrow 175 \text{ l}$ .



### I.9.1.2. Caractéristiques mécaniques du béton :

#### a. Résistance à la compression $f_{cj}$ :

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à 'j' jours d'âge est déterminée à partir des essais aux laboratoires sur des éprouvettes **16cm × 32cm**.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ .

D'après l'article **A.2.1.11** du **BAEL91**, pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à 'j' jours, par les formules suivantes :

- Pour : **J < 28**

$$\text{Pour des résistances } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa : } f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83*j} * f_{c28}$$

$$\text{Pour des résistances } f_{c28} > 40 \text{ Mpa : } f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95*j} * f_{c28}$$

- Pour : **J > 28 :  $f_{cj} = 1,1 * f_{c28}$**

Pour l'étude de notre projet, on prendra :  **$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$** .

#### b. Résistance à la traction $f_{tj}$ :

D'après **CBA93** Art A.1.2.1.2 la résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation :

- **$f_{tj} = 0,6 + 0,06 * f_{cj}$  Avec :  $f_{cj} < 60 \text{ Mpa}$ .**

Pour notre cas :  **$f_{tj} = 0,6 + 0,06 * f_{cj} = 2,1 \text{ Mpa}$** .

#### c. Contrainte limite ultime du béton à la compression :

D'après **BAEL91** Art A.4.3.4 on a:

- **$f_{bu} = \frac{0,85*f_{c28}}{\theta*\gamma_b}$**

Avec :

- **$\gamma_b = 1,5$  :** Pour les situations durables ou transitoires.
- **$\gamma_b = 1,15$  :** Pour les situations accidentelles.
- **$\theta = 1$  :** Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action > **24h**.



- $\theta = 0,9$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre **1h et 24h**.
- $\theta = 0,85$ : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action **<1h**.

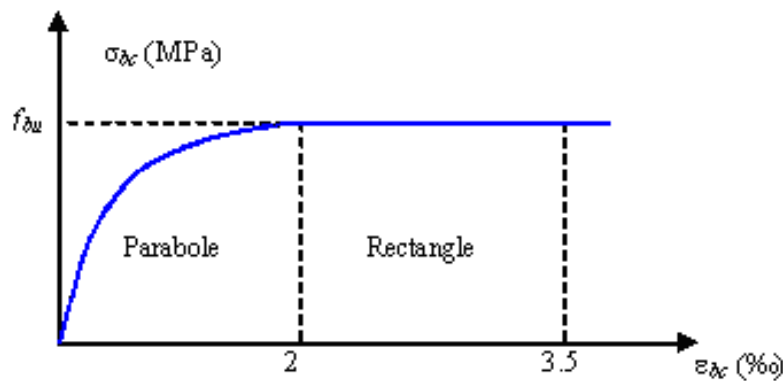
Le coefficient réducteur **0,85** : Coefficient de minoration de la résistance du béton tenant compte de l'influence défavorable de durée d'application de la charge et de la condition de bétonnage.

#### d. Contrainte limite de service :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :  $\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15\text{Mpa.CBA93}$  (Article A.4.5.2)

#### e. Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.



**FigI.2** : Diagramme contraintes-déformation du béton

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- **2‰** : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- **3,5‰** : en flexion simple ou composée.



$$\text{Pour :} \left\{ \begin{array}{l} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow f_{bc} = 0,25 * f_{bu} * 10^3 * \varepsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \varepsilon_{bc}). \\ 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \rightarrow f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}. \end{array} \right.$$

#### f. Module de déformation longitudinale du béton :

D'après **CBA93** (Article A.2.1.2.1 et A.2.1.2.2), Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :

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

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est :

$$E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}}.$$

Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a :  $E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}}$  ,  
 $E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}}$ .

Pour :  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ . On a :  $E_{i28} = 32164,20\text{Mpa}$ .et :  $E_{v28} = 10818,86\text{Mpa}$ .

#### g. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale  $G$  est donnée par :  $G = \frac{E}{2*(1+\nu)}$

#### h. Coefficient de Poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}}$$

D'après **CBA93** Article A.2.1.3, le coefficient de Poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,2$  (ELS)
- $\nu = 0$  (ELU)

#### i. Contrainte ultime de cisaillement du béton :





La contrainte ultime de cisaillement est limitée par  $\tau \leq \tau_{adm}$ , d'après l'article **A.5.2.11** de **BAEL91** on a :

- $\tau_{adm} = \min \left( 0, 20 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3, 33MPa$ , cas normal (fissuration peu nuisible).
- $\tau_{adm} = \min \left( 0, 15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2, 5MPa$ , cas où la fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

### I.9.2.L'Acier :

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

#### I.9.2.1.Différents types d'aciers :

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

##### a. Les ronds lisses (R.L) :

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances **FeE215** et **FeE235** et les diamètres normalisés **6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32** et **40 mm**

- $f_e = 215Mpa$ (Contrainte à la limite élastique).
- $f_u = 330$  à  $490 Mpa$ (Contrainte à la limite de rupture).
- $f_e = 235Mpa$ .
- $f_u=410$  à  $490Mpa$ .

##### b. Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier **FeE400** et **FeE500** les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des **FeE400** de **type 1** caractérisés par :

- Limite élastique :  $f_e = 400Mpa$ .
- Contrainte admissible :  $\sigma_s = 348Mpa$ .
- Coefficient de fissuration :  $\eta = 1.6$ .



- Coefficient de sécurité :  $\gamma_s = 1.15$ .
- Module d'élasticité :  $E_s = 2 * 10^5 \text{Mpa}$ .

### c. Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- $TL50(\varnothing > 6\text{mm}), f_e = 500\text{Mpa}$ .
- $TL50(\varnothing \leq 6\text{mm}), f_e = 520\text{Mpa}$ .

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des **FeE400** de **type 1** caractérisés par :

- Limite élastique :  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .
- Coefficient de fissuration :  $\eta = 1,6$ .
- Module d'élasticité :  $E_s = 2 * 10^5 \text{ Mpa}$ .

### I.9.2.2. La contrainte limite de calcul :

#### a. Contrainte limite ultime :

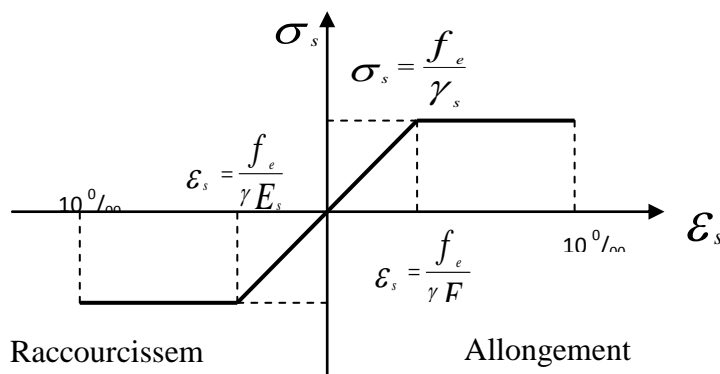


Fig I.3 Diagramme de contrainte- déformation de l'acier

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier  $\sigma_s$ , lorsque l'on connaît sa déformation relative  $\epsilon_s$ .

D'où :

- $\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$ .

Avec :

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

- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.



- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité ayant pour valeur :
  - $\gamma_s = 1$  Situation accidentelle (choc et séisme).
  - $\gamma_s = 1,15$  Situation durable ou transitoire.

#### d. Contrainte limite de service :

D'après **BAEL91** (Article A.4.5.3.2), on trouve que :

Etat limite de service : on distingue les cas suivants :

Cas où la fissuration est peu nuisible :  $\overline{\sigma}_s = f_e$ .

Cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} * f_e ; 110 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right]. (\text{Mpa})$$

Avec :

- $f_{tj}$  : Résistance à la traction du béton à l'âge de  $j$  jours.

Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left[ \frac{1}{2} * f_e ; 90 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right]. (\text{Mpa})$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec :

- $\eta = 1$ : Pour les ronds lisses, treilles soudées.
- $\eta = 1,6$ : Pour les hautes adhérences  $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$ .
- $\eta = 1,3$ : Pour les hautes adhérences  $\emptyset < 6 \text{ mm}$ .



## Pré dimensionnement et descente de charges

### II.1. Introduction :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **BAEL 91**, Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

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

Ce calcul préliminaire concerne :

- Poutres.
- Poteaux.
- Planchers
- Balcons.
- Voiles.
- Escaliers.

### II.2. Pré-dimensionnement des poutres :

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux elle est largement utilisée dans les ouvrages de Génie Civil.

Elle a des sections rectangulaire, en T ou en, I déterminées en fonction de la charge qu'elle supporte sur un portée prise entre nus d'appuis.

Le dimensionnement des sections vis-à-vis de moment de flexion s'effectuera en considérant l'état limites de résistance.

Le Pré dimensionnement des poutres a été fait selon les règlements **BAEL 91** tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne **RPA 99/version 2003**.

**Selon les règles BAEL 91 :**

La section de la poutre est déterminée par les formules :



- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$
- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

D'après le **RPA 99/version 2003** :

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

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

$L$  : la plus grande portée dans la direction considérée.

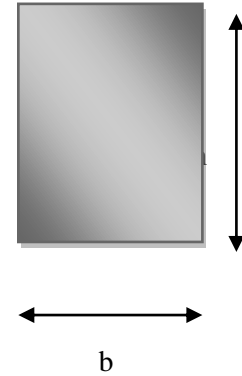


Fig. II.1 : section d'une poutre

**A -Poutres longitudinales** :  $L_{\max} = 600 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow 40 \leq h \leq 60 ; \text{ soit } h = 45 \text{ cm} \\ 0.3 h \leq b \leq 0.5 h \rightarrow 13.5 \leq b \leq 22.5 ; \text{ soit } b = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Pour des raisons architecturales on adopte des murs de 30 cm d'épaisseur, donc on adopte la largeur de la poutre  $b = 35 \text{ cm}$ .

D'après le **RPA 99** :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 45 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv} \\ b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$



Donc : la section (**b ×h**) = **(35 ×45) cm<sup>2</sup>**

**B - Poutres transversales : L<sub>max</sub> =515 cm**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow 34.33 \leq h \leq 51.5 ; \text{ soit } h= 45 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.5 h \rightarrow 13.5 \leq b \leq 22.5 ; \text{ soit } b= 20 \text{ cm}$$

Pour des raisons architecturales on adopte des murs de 30 cm d'épaisseur, donc on adopte la largeur de la poutre b = 35 cm.

D'après le **RPA 99** :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 45 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv} \\ b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

Donc : la section (**b ×h**) = **(35 ×45) cm<sup>2</sup>**

**C – Poutres palière :L<sub>max</sub> = 332 cm**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow 22.13 \leq h \leq 33.2 ; \text{ soit } h= 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.5 h \rightarrow 7.5 \leq b \leq 12.5 ; \text{ soit } b= 15 \text{ cm}$$

Pour des raisons architecturales on adopte des murs de 30 cm d'épaisseur, donc on adopte la largeur de la poutre b = 35cm.

D'après le **RPA 99** :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 25 < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cnv} \\ b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv} \\ \frac{h}{b} = \frac{25}{30} = 0.8 < 4 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

Donc : la section (**b ×h**) = **(35 ×35) cm<sup>2</sup>**

**II.3. Pré dimensionnement des poteaux :**



Le Pré dimensionnement s’effectue d’après le **B.A.E.L91**, selon la condition de stabilité deforme et en même temps on vérifie les exigences données par le règlement **RPA99/version 2003** :

D’après le plan architectural on prend le poteau le plus chargé non lié aux voiles Pour chaque poteau on considère :

- Son poids propre.
- La charge du plancher qu’il supporte.
- Le poids propre des poutres qu’il supporte.

▪ **D’après RPA99/version 2003 :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (b ; a) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Zone IIa}) \\ \text{Min} (b ; a) \geq h_e / 20 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

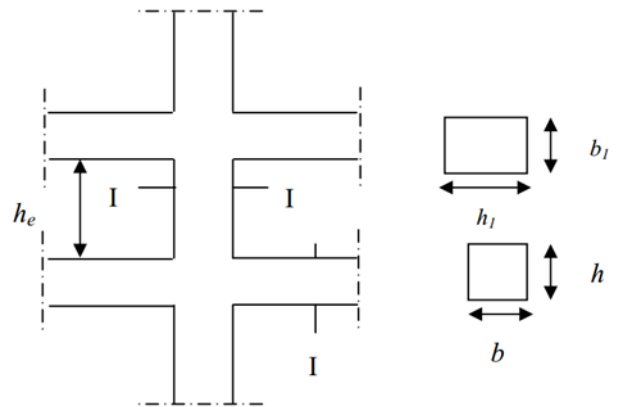


Fig. II.2 : section des poteaux

▪ **D’après les règles BAEL91 :**

L’effort normal ultime  $N_{ul}$  agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[ \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

Avec :



- $B_r$  : section réduite du poteau,  $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$  en  $m^2$ .
- $N_u$  : Effort normal maximal à l'ELU ( $N_u=1,35G+1,5Q$ ).
- $A_s$  : section d'armature comprimé prise en compte dans le calcul.
- $f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend :  $f_e=400MPa$ ).
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :  $\gamma_b = 1,5$  (situation durable ou transitoire).
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :  $\gamma_s = 1,15$  (situation durable ou transitoire).
- $\alpha$  : coefficient fonction de l'élançement du poteau calculé par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left( \frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0,6 \times \left( \frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de **1%** de la section :

- $\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$

$$N_u \leq \alpha \times B_r \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

- Pour :  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708 \rightarrow B_r \geq 0,064N_u$
- Pour :  $\lambda = 50 \rightarrow \alpha = 0,603 \rightarrow B_r \geq 0,075N_u$

$N_u$  : est déterminé à partir de la descente des charges.

#### II..4. Pré dimensionnement des planchers.

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont les largeurs sont nettement supérieures aux épaisseurs. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs...) ; et supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Dans cet ouvrage on distingue un seul type de plancher : Plancher dalle plein pour tous les étages

#### ➤ Plancher en dalles pleines :





Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travail essentiellement en flexion.

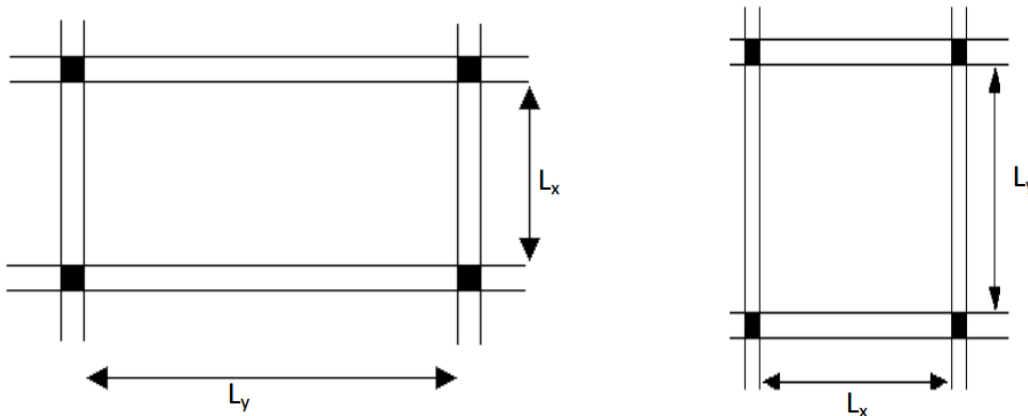


Fig. II.3 Dimension d'un panneau de dalle.

D'après les règles **BAEL 91** on a :

**L<sub>x</sub>** : la plus petite dimension de la dalle.

**L<sub>y</sub>** : la plus grande dimension de la dalle

Si  $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$  et que la dalle est uniformément chargée  $\rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens.

Si  $\frac{l_x}{l_y} > 0,4$  et que la dalle est uniformément chargée  $\rightarrow$  la dalle travaille suivant deux sens.

- L'épaisseur de la dalle **h<sub>0</sub>** : **L<sub>x</sub> = 485 cm ; L<sub>y</sub> = 565 cm**

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{485}{565} = 0,85 > 0,4 \quad \rightarrow \text{la dalle travaille suivant deux sens.}$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{on prend } h_0 = 15 \text{ cm}$$

## II.5. Pré dimensionnement du balcon :

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7, \text{ avec } L \text{ est la largeur du plus grand balcon } L = 140 \text{ cm}$$



$$\frac{140}{15} \leq e \leq \frac{140}{20} + 7 \rightarrow 9.33 \leq e \leq 14$$

Donc on prend une épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$

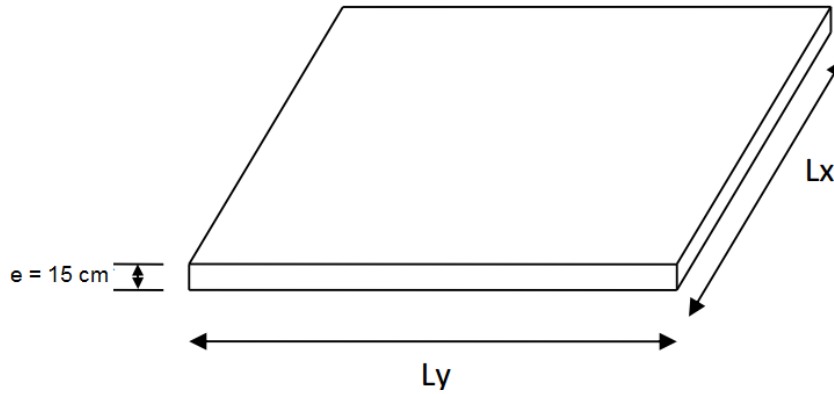


Fig II.4 Dimensions du balcon

### II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **l'article 7.7.1 des RPA99/Version 2003**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte (ceux de la rotation ne sont pas pris en compte dans le cadre du pré dimensionnement).

D'après **l'article 7.7.1 des RPA 99/Version 2003**, sont considérés comme voiles (contrairement aux éléments linéaires) les éléments satisfaisants la condition suivante :

$$L \geq 4 e$$

Avec :

L : Porté du voile.

e : Epaisseur du voile.



L'article 7.7.1 des RPA99/Version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

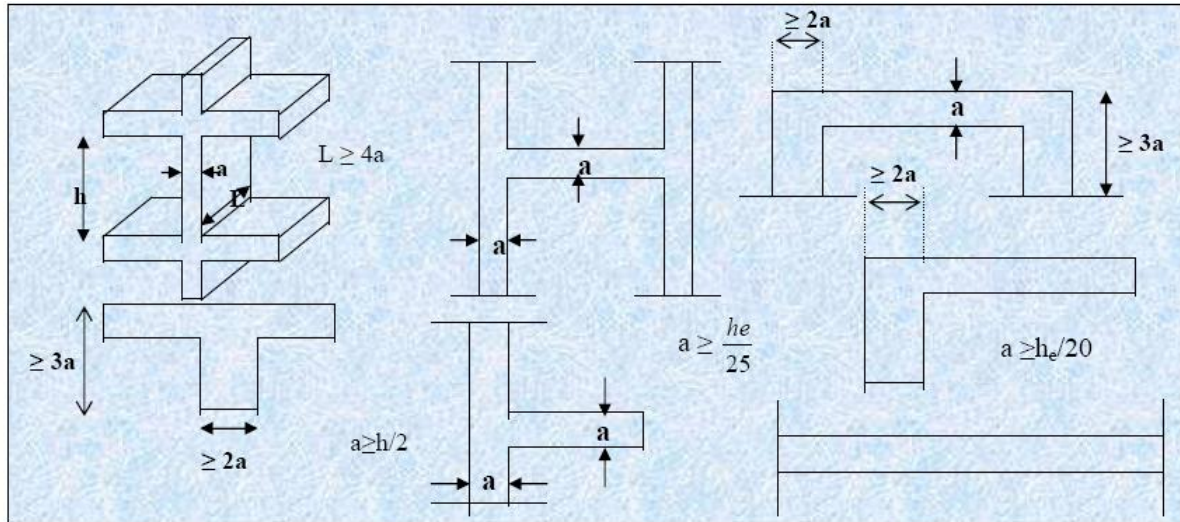


Fig. II.5 : Coupe de voile

Donc selon la condition de l'RPA :

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{357}{25} = 14.28 \text{ cm.}$$

Donc on prend l'épaisseur de voile : **e = 20 cm**

Vérification de la condition  $L > 4e$  :

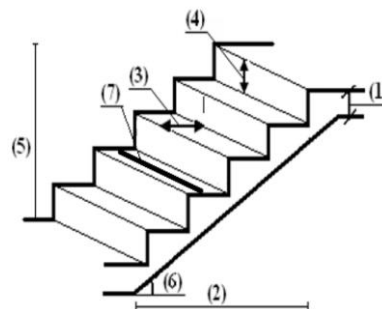
- Sens longitudinal :  $L_{\min} = 175 \text{ cm} > 4e = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- Sens transversal :  $L_{\min} = 140 \text{ cm} > 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

**II.7. Pré dimensionnement des escaliers :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment

Un escalier est déterminé par :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) :  $L_0$  (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)





- (4) :  $h$ (Hauteur de la contre marche)
- (5) :  $H_0$ (Hauteur de la volée)
- (6) :  $\alpha$ (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

Dans notre projet on a un seul type d'escalier, réalisés se composent de 03 volées qui reposent sur des paillasses.

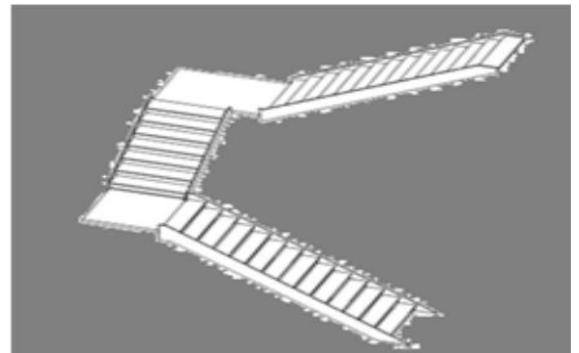
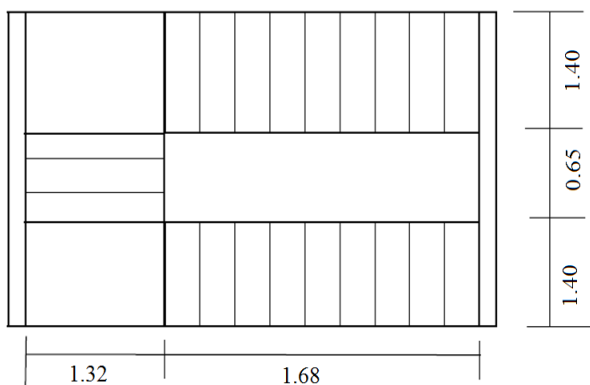


Fig. II.6. Vu en plan et 3D de l'escalier.

❖ **RDC :**

**a. La première volée**

Hauteur de volée..... $H_v = 204$  cm

L'emmarchement..... $E = 140$  cm

➤ Pour la dimension des marches **g**, et des contre marches **h** on utilise généralement la formule de **blondel** :  $60\text{ cm} \leq g+2h \leq 65\text{ cm}$ .

Avec :  $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$ . ➔ On prend  $h = 17\text{cm}$

$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$  ➔ On prend  $g = 28\text{cm}$

Vérification de la formule de blondel :  $60\text{ cm} \leq m \leq 65\text{ cm}$

On a  $m = g+2h = 62\text{ cm}$

⇒  $60\text{ cm} \leq 62\text{cm} \leq 65\text{ cm}$ .....C.V



- **Nombre des contre marches :**

$$\frac{H_v}{h} = \frac{204}{17} = 12 \text{ contre marches.}$$

- **Nombre des marches :**

$$N_m = N_{cm} - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches}$$

- **La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times N_m = 0,28 \times 11 = 3,08 \text{ m}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{tg } \alpha = H_v / L_f = 2.04 / 3.08 = 0.66 \rightarrow \alpha = 33,42^\circ$$

- **La longueur de la paille :**

$$L = 2,04 / \sin (33,42^\circ) = 3,70 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paille :**

Selon la condition suivante :

$$L/30 < e < L/20 \rightarrow 0.12 < e < 0.18$$

On prend **e = 15cm**

#### **b. Deuxième volée (petite volée)**

Hauteur de volée..... $H_v = 51 \text{ cm}$

L'emmarchement..... $E = 132 \text{ cm}$

- **Nombre des contre marches :**

$$\frac{H_v}{h} = \frac{51}{17} = 3 \text{ contre marches.}$$

- **Nombre des marches :**

$$N_m = N_{cm} - 1 = 3 - 1 = 2 \text{ marches}$$

- **La ligne de foulée :**



$$L_f = g \times N_m = 0,28 \times 2 = 0,56 \text{ m}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{tg } \alpha = H_v / L_f = 0,51 / 0,56 = 0,91 \rightarrow \alpha = 42,30^0$$

- **La longueur de la paille :**

$$L = 0,51 / \sin (42,30^0) = 0,75 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paille :**

Selon la condition suivante :

$$L/30 < e < L/20 \rightarrow 0,02 < e < 0,03$$

On prend **e = 15cm**

### c. Troisième volée

Hauteur de volée..... $H_v = 119 \text{ cm}$

L'emmarchement..... $E = 140 \text{ cm}$

- **Nombre des contre marches :**

$$\frac{H_v}{h} = \frac{51}{17} = 7 \text{ contre marches.}$$

- **Nombre des marches :**

$$N_m = N_{cm} - 1 = 7 - 1 = 6 \text{ marches}$$

- **La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times N_m = 0,28 \times 6 = 1,68 \text{ m}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{tg } \alpha = H_v / L_f = 1,19 / 1,68 = 0,70 \rightarrow \alpha = 34,99^0$$

- **La longueur de la paille :**

$$L = 1,19 / \sin (34,99^0) = 2,07 \text{ m}$$



- **Epaisseur de la paille :**

Selon la condition suivante :

$$L/30 < e < L/20 \rightarrow 0.07 < e < 0.10$$

On prend **e = 15cm**

- ❖ **Etage courant :**

**a. La première volée**

Hauteur de volée..... $H_v = 136$  cm

L'embranchement..... $E = 140$  cm

- **Nombre des contre marches :**

$$\frac{H_v}{h} = \frac{136}{17} = 8 \text{ contre marches.}$$

- **Nombre des marches :**

$$N_m = N_{cm} - 1 = 8 - 1 = 7 \text{ marches}$$

- **La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times N_m = 0,28 \times 7 = 1,96 \text{ m}$$

- **L'inclinaison :**

$$\text{tg } \alpha = H_v / L_f = 1.36 / 1.96 = 0.69 \rightarrow \alpha = 34,60^\circ$$

- **La longueur de la paille :**

$$L = 1,36 / \sin (34,60^\circ) = 2,40 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paille :**

Selon la condition suivante :

$$L/30 < e < L/20 \rightarrow 0.08 < e < 0.12$$

On prend **e = 10cm**



b. **Deuxième volée (petite volée)** : le même de RDC

c. **Troisième volée** : le même de RDC

## II.8. Evaluation des charges et surcharges

Pour l'obtention d'une résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

### ➤ Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en générale de :

- Les charges permanentes qui présentent qui le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

### II.8.1. Plancher terrasse dalles pleines « inaccessible » :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Protection en gravillons roulés	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3-Béton forme de pente	0,10	22	2,2
4-Isolation thermique	0,05	0,3	0,015
5-Plancher a dalle pleine	0,15	25	3,75
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charges permanent (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>7,14</b>

➤ Surcharges exploitation : **Q = 1,00 KN/m<sup>2</sup>**

Tab II.1. Charge permanente due au plancher terrasse (dalles pleines).





### II.8.2. Plancher étages courant dalles pleines:

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Cloison	/	/	1,20
2-Carrelage	0,02	22	0,44
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40
4-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5-La dalle pleine	0,15	25	3,75
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charges permanent (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>6,35</b>

➤ Surcharges exploitation :  $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

Tab II.2. Charge permanente du plancher étage (dalles pleines)

### II.8.3. Les balcons :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
-Carrelage	0,02	22	0,44
-Mortier de pose	0,02	20	0,40
-Couche de sable	0,03	18	0,36
- Dalle pleine	0,15	25	3,75
-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
<b>Charges permanent (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>5,35</b>

➤ Surcharges exploitation :  $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

Tab II.3 Charge permanente du balcon

### II.8.4. Murs extérieurs : (épaisseur e = 30cm)

	Couche & épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Enduit de plâtre 1,5 (cm)	10	0,15	
2	Brique creux 10(cm)	----	0,90	
3	L'aime d'aire 5(cm)	----	----	
4	Brique creux 15(cm)	----	1,30	
5	Enduit de ciment 2(cm)	20	0,4	
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>2,75</b>	

Tab II.4 Charge permanente due aux murs extérieurs



### II.8.5. Cloison intérieure : (épaisseur $e = 10\text{cm}$ )

	Couche & épaisseur (Cm)	Poids volumique ( $\text{KN/m}^3$ )	G ( $\text{KN/m}^2$ )	
1-	Enduit de plâtre 1,5 cm	10	0,15	
2-	Brique creux 10cm	...	0,90	
3-	Enduit de plâtre 1,5 cm	10	0,15	
Charge permanente ( $\text{KN/m}^2$ )			<b>1,20</b>	

Tab II.5. Charge permanente de la cloison

### II.8.6. Les escaliers :

#### ➤ Palier

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique ( $\text{KN/m}^3$ )	Poids ( $\text{KN/m}^2$ )
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre de palier	0,15	25	3,75
5-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Charge permanente ( $\text{KN/m}^2$ )			<b>5,35</b>

➤ Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

Tab II.6. Charge permanente due au Palier.

#### ➤ Paillasse avec inclinaison $33,42^\circ$ :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique ( $\text{KN/m}^3$ )	Poids ( $\text{KN/m}^2$ )
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0,17/2	25	2,125
5-Poids propre de paillasse	0,15	$0,15 \times 25 / \cos 33,42$	4,50
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Charge permanente ( $\text{KN/m}^2$ )			<b>8,23</b>

➤ Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

Tab II.7. Charge permanente due au Paillasse à  $33,42^\circ$ .



➤ Paillasse avec inclinaison 42,30 °:

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0,17/2	25	2,125
5-Poids propre de paillasse	0,15	$0,15 \times 25 / \cos 42,30$	5,07
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>8,80</b>

➤ Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

Tab II.8. Charge permanente due au Paillasse à 42,30°.

➤ Paillasse avec inclinaison 34,99°:

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0,17/2	25	2,125
5-Poids propre de paillasse	0,15	$0,15 \times 25 / \cos 34,99$	4,57
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>8,29</b>

➤ Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

Tab II.9. Charge permanente due au Paillasse à 34,99°.

➤ Paillasse avec inclinaison 34,60 °:

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0,17/2	25	2,125
5-Poids propre de paillasse	0,15	$0,15 \times 25 / \cos 34,60$	4,55
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
<b>Charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>8,27</b>

➤ Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .

Tab II.10. Charge permanente due au Paillasse à 34,60°.



## II.9.Descente des charges

### II.9.1. Définition :

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations. D'après le RPA les poteaux de rives et d'angles, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques. La descente de charges a pour but de déterminer les charges d'exploitation (Q) et les charges permanentes (G) revenants à chaque élément porteur au niveau de chaque étage

Jusqu'à la fondation par dégression enfin de trouver l'effort à l'état limite ultime et à l'état limite de service. Permettant le calcul les ferrailages.

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges trois poteaux qui sont:

- Poteau d'angle
- Poteau de rive
- poteau centrale

### II.9.2.Les charges réglementaires :

Les charges réglementaire sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort (G)
- Les charges d'exploitation ou surcharges (Q)

#### a- Les charges permanentes : (G)

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

#### b- Les charges d'exploitation : (Q)

Supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles- Tout



bâtiment entre dans une catégorie réglementaire est doit être capable de ci sont présentées dans le **D.T.R** des charges permanentes et charges d'exploitations.

### II.9.3. Dégression des charges:

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de 10 % par étage jusqu'à  $0.50Q$  sauf pour le dernier et avant-dernier niveau.

Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux. On pourra adopter les valeurs de surcharges suivantes :

Plancher terrasse :  $Q_0$

Niveau (1) :  $Q$

Niveau (2) :  $0,90Q$

Niveau (3) :  $0,80Q$

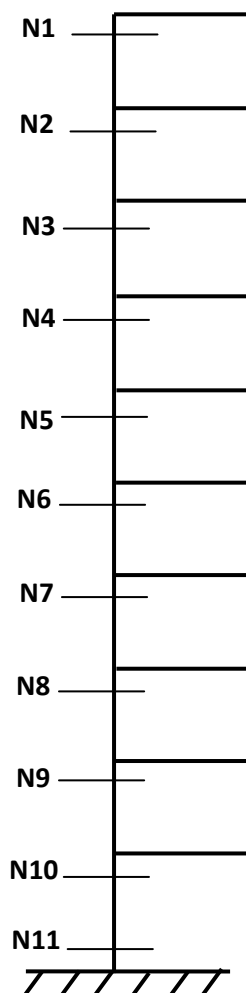
Niveau (4) :  $0,70Q$

Niveau (5) :  $0,60Q$

Niveau (6 → 11) :  $0,50Q$

Pour la descente des charges, on prend les poteaux les plus sollicités :

- Poteau d'angle (**A-6**)
- Poteau de rive (**G-5**)
- poteau centrale (**F-5**)





**II.9.4.Poteau d'angle (A-6)**

✓ **L'acrotère :**

La surface de la coupe de l'acrotère est :

Charge permanente :  $G = S \cdot \rho_b$

$\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$  .....masse volumique du

béton :

$$S = (75 \times 140) - ((50 \times 85)/2) - ((85 \times 60)/2) -$$

$$(60 \times 35) - (55 \times 10)$$

$$S = 0,3175 \text{ m}^2$$

$$G = S \times 25 = 7,9375 \text{ KN/ml}$$

$$G = L \times 7,9375 = 5,7 \times 7,9375 = 45,24 \text{ KN}$$

✓ **Plancher terrasse :**

$$S = 3,15 \text{ m}^2 \quad \text{pour niveau } N_1$$

$$G = 3,15 \times 7,14 = 22,50 \text{ KN}$$

$$S' = 4,53 \text{ m}^2$$

$$Q = 1 \times 4,53 = 4,53 \text{ KN}$$

✓ **Plancher étage :**

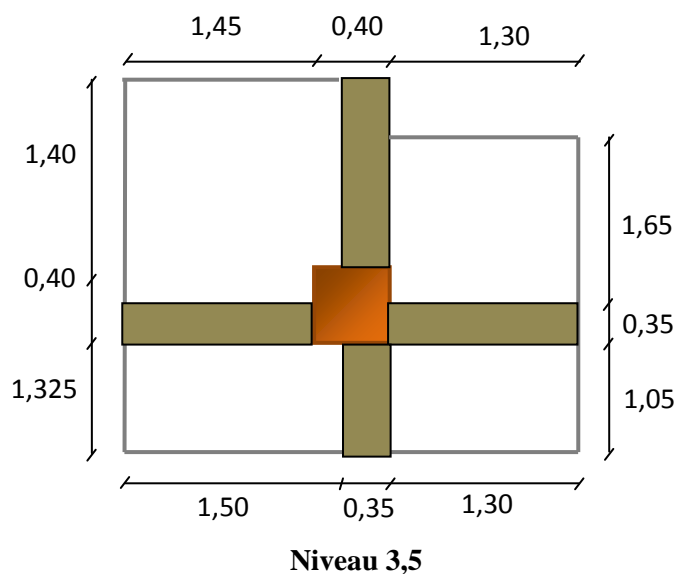
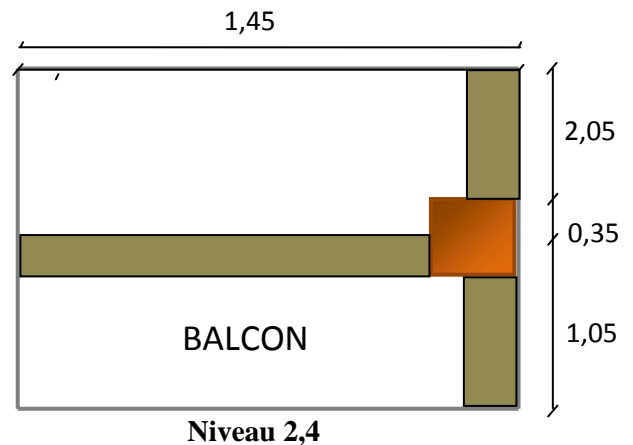
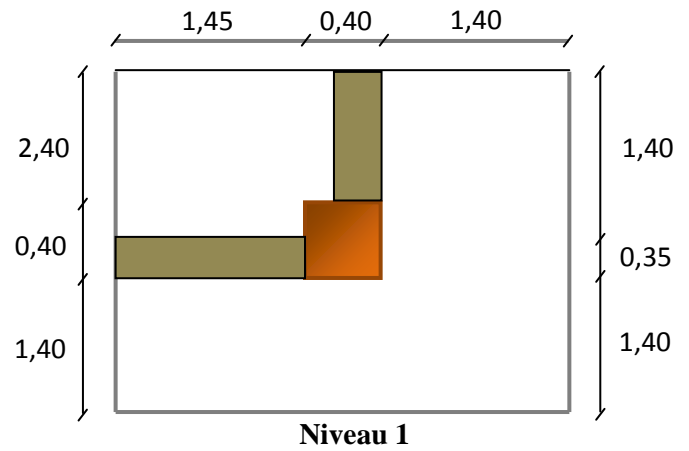
pour niveau  $N_2$  ,  $N_3$  ,  $N_4$  et  $N_5$

$$S = 3,15 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow G = 3,15 \times 6,35 = 20,00 \text{ KN} ;$$

$$Q = 3,15 \times 1,5 = 4,725 \text{ KN}$$

$$S = 3,35 \text{ m}^2$$





pour niveau N<sub>6</sub> , N<sub>7</sub> , N<sub>8</sub> et N<sub>9</sub>

$$\Rightarrow G = 3,35 \times 6,35 = 21,27 \text{ KN} ;$$

$$Q = 3,35 \times 1,5 = 5,02 \text{ KN}$$

S = 0,675 m<sup>2</sup> pour niveau N<sub>10</sub>

$$\Rightarrow G = 0,675 \times 6,35 = 4,29 \text{ KN} ;$$

$$Q = 3,35 \times 1,5 = 1,01 \text{ KN}$$

✓ **Poutre longitudinale :**

Pour niveau N<sub>1</sub>

$$G = 25 \times 0,35 \times 0,45 \times 2,05 = 8,07 \text{ KN}$$

pour niveau N<sub>2</sub> , N<sub>3</sub>, N<sub>4</sub> et N<sub>5</sub>

$$G = 25 \times 0,35 \times 0,45 \times 3,1 = 12,206 \text{ KN}$$

pour niveau N<sub>6</sub>, N<sub>7</sub>, N<sub>8</sub>, N<sub>9</sub> et N<sub>1</sub>

$$G = 25 \times 0,35 \times 0,45 \times 1,90 = 7,48 \text{ KN}$$

✓ **Poutre transversale :**

pour niveau N<sub>1</sub>, N<sub>2</sub>, N<sub>4</sub>, N<sub>6</sub>, N<sub>7</sub>, N<sub>8</sub> et N<sub>9</sub>.

$$G = 25 \times 0,35 \times 0,45 \times 1,45 = 5,71 \text{ KN}$$

pour niveau N<sub>3</sub> et N<sub>5</sub>.

$$G = 25 \times 0,35 \times 0,45 \times 2,75 = 10,83 \text{ KN}.$$

pour niveau N<sub>10</sub>

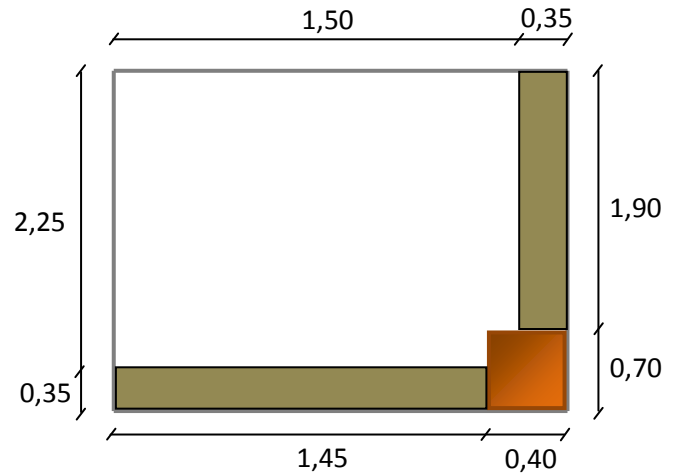
$$G = 25 \times 0,35 \times 0,45 \times 2,35 = 9,25 \text{ KN} .$$

✓ **Poteau :**

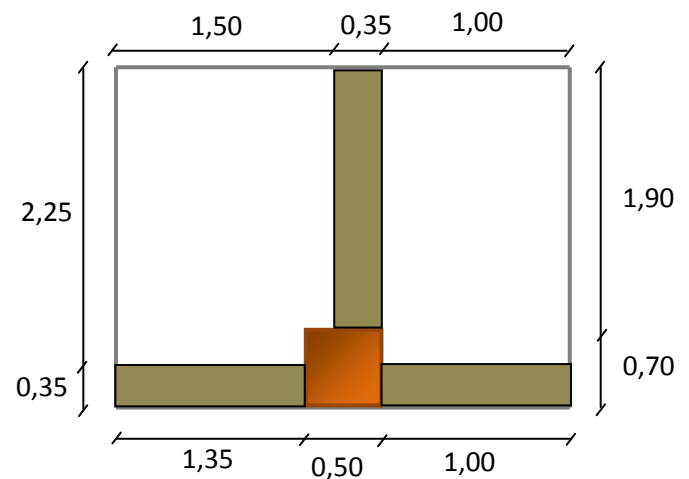
$$G = 25 \times 0,40 \times 0,40 \times 3,06 = 12,24 \text{ KN} \text{ pour niveau } N_2, N_3, N_4 \text{ et } N_5.$$

$$G = 25 \times 0,40 \times 0,70 \times 3,06 = 21,42 \text{ KN} \text{ pour niveau } N_6, N_7, N_8 \text{ et } N_9$$

$$G = 25 \times 0,50 \times 0,70 \times 3,06 = 26,775 \text{ KN} \text{ pour niveau } N_{10} \text{ et } N_{11}$$



Niveau 6,7,8 and 9



Niveau 10



$$G = 25 \times 0,50 \times 0,70 \times 3,57 = 31,24 \text{ KN} \quad \text{pour niveau } N_{11}$$

✓ **Mur extérieur :**

$$G = 2,75 \times (2,05 + 1,85) \times (3,06 - 0,45) + 2,75 \times 0,126 = 21,15 \text{ KN} \quad \text{pour niveau } N_2 \text{ et } N_4$$

$$G = 2,75 \times (0,95 + 1,85) \times (3,06 - 0,45) = 20,097 \text{ KN} \quad \text{pour niveau } N_3 \text{ et } N_5$$

$$G = 2,75 \times (1,90 + 1,45) \times (3,06 - 0,45) = 24,04 \text{ KN} \quad \text{pour niveau } N_6, N_7, N_8 \text{ et } N_9$$

$$G = 2,75 \times 2,6 \times (3,06 - 0,45) = 18,66 \text{ KN} \quad \text{pour niveau } N_{10}$$

✓ **Balcon:**

$$S = 1,575 \text{ m}^2 \quad \text{pour niveau } N_2 \text{ et } N_4$$

$$\left. \begin{array}{l} G_{\text{ dalle}} = 1,575 \times 5,35 = 8,43 \text{ KN} \quad ; \\ G_s = 1,7 \times 1,85 \times 0,85 = 2,67 \text{ KN} \end{array} \right\} \rightarrow G_{\text{ tot}} = 11,09 \text{ KN}$$

$$Q = 1,575 \times 3,5 = 5,51 \text{ KN}$$

$$S = 5,032 \text{ m}^2 \quad \text{pour niveau } N_3 \text{ et } N_5$$

$$\left. \begin{array}{l} G_{\text{ dalle}} = 5,032 \times 5,35 = 26,92 \text{ KN} \quad ; \\ G_s = 1,7 \times 4,45 \times 0,85 = 6,43 \text{ KN} \end{array} \right\} \rightarrow G_{\text{ tot}} = 33,35 \text{ KN}$$

$$Q = 5,032 \times 3,5 = 17,61 \text{ KN}$$

$$S = 4,6 \text{ m}^2 \quad \text{pour niveau } N_{10}$$

$$\left. \begin{array}{l} G_{\text{ dalle}} = 4,6 \times 5,35 = 24,61 \text{ KN} \quad ; \\ G_s = 1,7 \times 4,10 \times 0,85 = 5,92 \text{ KN} \end{array} \right\} \rightarrow G_{\text{ tot}} = 30,53 \text{ KN}$$

$$Q = 4,6 \times 3,5 = 16,1 \text{ KN}$$





NIVEAUX	Elément	G(KN)	Q(KN)
N1	Acrotère	45.24	4.53
	Plancher terrasse	22.50	
	Poutre longitudinale	8.07	
	Poutre transversales	5.71	
	total	81.52	4.53
N2	Venant N1	81.52	4.53
	Plancher étage	20	4.73
	Poutre longitudinale	12.21	5.51
	Poutre transversales	5.71	
	Poteau	12.24	
	Mur extérieur	21.15	
	balcon	11.09	
	total	163.92	
N3	Venant N2	163.92	
	Plancher étage	20	4.73
	Poutre longitudinale	12.21	17.61
	Poutre transversales	10.83	
	Poteau	12.24	
	Mur extérieur	20.10	
	balcon	33.35	
	total	272.65	
N4	Venant N3	272.65	
	Plancher étage	20	4.73
	Poutre longitudinale	12.21	5.51
	Poutre transversales	5.71	
	Poteau	12.24	
	Mur extérieur	21.15	
	balcon	11.09	
	total	355.14	



N5	Venant N4	355.14	47.35
	Plancher étage	20	4.73
	Poutre longitudinale	12.21	
	Poutre transversales	10.83	
	Poteau	12.24	
	Mur extérieur	20.10	
	balcon	33.35	17.61
	total	463.87	69.69
N6	Venant N5	463.87	69.69
	Plancher étage	21.27	5.02
	Poutre longitudinale	7.48	
	Poutre transversales	5.71	
	Poteau	21.42	
	Mur extérieur	20.04	
	balcon		
	total	539.79	74.71
N7	Venant N6	535.79	74.71
	Plancher étage	21.27	5.02
	Poutre longitudinale	7.48	
	Poutre transversales	5.71	
	Poteau	21.42	
	Mur extérieur	20.04	
	balcon		
	total	615.71	79.73
N8	Venant N7	615.71	79.73
	Plancher étage	21.27	5.02
	Poutre longitudinale	7.48	
	Poutre transversales	5.71	
	Poteau	21.42	
	Mur extérieur	20.04	
	balcon		
	total	691.63	84.75



N9	Venant N8	691.63	84.75
	Plancher étage	21.27	5.02
	Poutre longitudinale	7.48	
	Poutre transversales	5.71	
	Poteau	21.42	
	Mur extérieur	20.04	
	balcon		
	total	767.55	89.77
N10	Venant N9	767.55	89.77
	Plancher étage	4.29	1.01
	Poutre longitudinale	7.48	
	Poutre transversales	9.25	
	Poteau	26.8	
	Mur extérieur	18.66	
	balcon	30.35	16.10
	total	864.38	106.88
N11	Venant N10	864.38	
	Poteau	31.24	
	total	895.62	106.88
<b>Nu = (1.35G + 1.5Q) = 1369.40</b>			
<b>Nser = G + Q = 1002.5</b>			

**II.9.5.Poteau central (F-5) :**

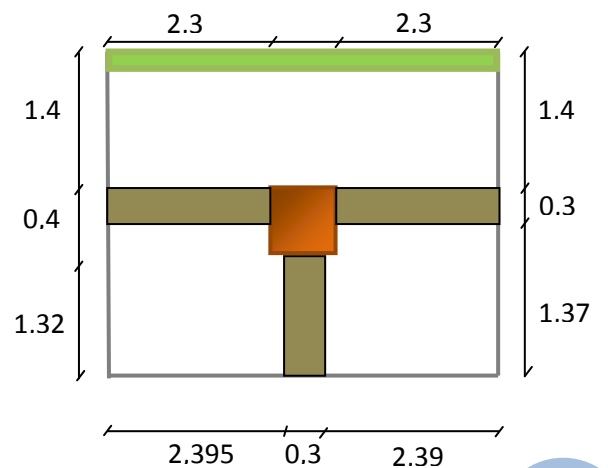
✓ Niveau 01 :

○ Plancher terrasse :

$$S=2 \times ((1,375 \times 2,395) - (0,05 \times 0,025)).$$

$$S=6,58 \text{ m}^2.$$

$$G= 6,58 \times 7,14 = 46,98 \text{ KN}.$$





$$S' = (0,40 + 1,325) \times (2,395 + 0,35 + 2,395)$$

$$S' = 8,87 \text{ m}^2.$$

$$Q = 1 \times 8,87 = 8,87 \text{ KN}.$$

○ **Acrotère :**

$$S = 0,3175 \text{ m}^2$$

$$P = 25 \text{ KN/m}^3.$$

$$G = S \times 25 = 7,9375 \text{ KN/ml}$$

$$G = L \times 7,9375 = 5,14 \times 7,9375 = 40,80 \text{ KN}$$

○ **Poutre longitudinal :**

$$G = 0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,37 + 2,37) = 18,66 \text{ KN}.$$

○ **Poutre transversale :**

$$G = 0,35 \times 0,45 \times 25 \times 1,325 = 5,22 \text{ KN}.$$

✓ **Niveau 02 :**

○ **Plancher étage :**

$$S_1 = (2,395 + 2,395) \times 2,8 = 13,41 \text{ m}^2.$$

$$G_1 = 13,41 \times 7,14 = 95,75 \text{ KN}$$

$$S_2 = 6,58 \text{ m}^2.$$

$$G_2 = 6,58 \times 6,35 = 41,78 \text{ KN}.$$

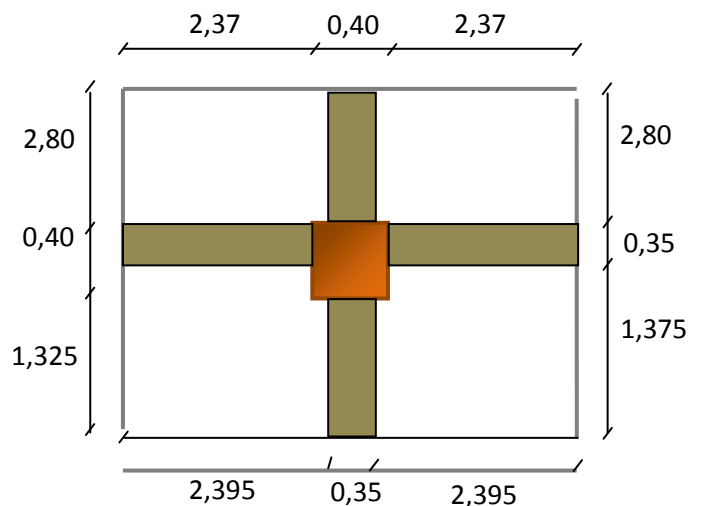
$$G = G_1 + G_2 = 137,53 \text{ KN}.$$

$$Q_1 = 13,41 \times 1 = 13,41 \text{ KN}.$$

$$Q_2 = 6,58 \times 3,5 = 23,03 \text{ KN}.$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 13,41 + 23,03 = 36,44 \text{ KN}.$$

○ **Poutre longitudinal :**





$$G=0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,37+2,37)=18,66\text{KN.}$$

- **Poutre transversale :**

$$G=0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,80+1,325)=16,24\text{KN.}$$

- **Poteau :**

$$G=25 \times 0,40 \times 0,40 \times 3,06=12,24\text{KN.}$$

- **Mur intérieure :**

$$G=14 \times 0,3 \times (1,325+2,37+2,37) \times (3,06-0,45)$$

$$G=66,48\text{KN.}$$

✓ **Niveau (3,4) :**

- **Plancher étage :**

$$S=S_1+S_2=13,41 +6,58=19,99\text{m}^2.$$

$$G= 19,99 \times 6,35=126,94\text{KN.}$$

$$Q=19,99 \times 1,5=29,99\text{KN}$$

- **Poutre longitudinal :**

$$G=0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,37+2,37)=18,66\text{KN.}$$

- **Poutre transversale :**

$$G=0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,80+1,325)=16,24\text{KN.}$$

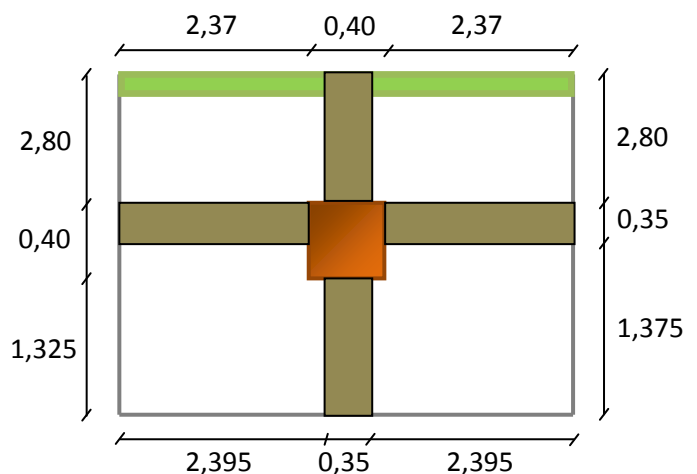
- **Poteau :**

$$G=25 \times 0,40 \times 0,40 \times 3,06=12,24\text{KN.}$$

- **Mur intérieure :**

$$G=14 \times 0,3 \times (2,80+2,37+2,37) \times (3,06-0,45)$$

$$G=82,65\text{KN.}$$





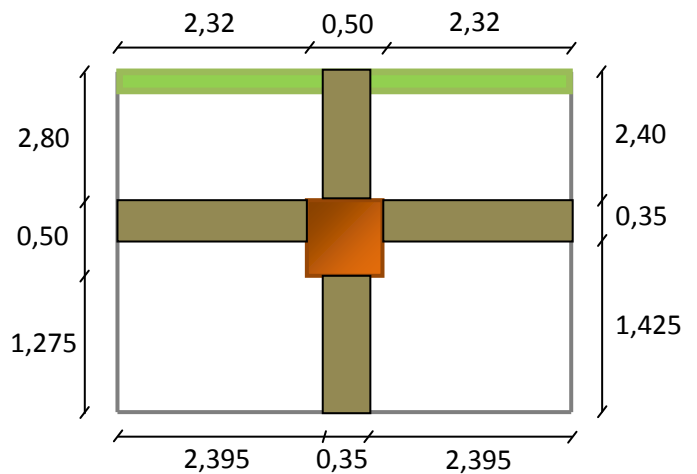
✓ Niveau (5,6,7,8) :

○ Plancher étage :

$$S = (2,32 + 0,50 + 2,32) \times (2,80 + 0,50 + 1,275) - (0,35 \times (2,32 + 2,32 + 2,80 + 1,275)) = 20,46 \text{ m}^2$$

$$G = 20,46 \times 6,35 = 129,92 \text{ KN}$$

$$Q = 20,46 \times 1,5 = 30,69 \text{ KN}$$



○ Poutre longitudinal :

$$G = 0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,3 + 2,32) = 18,27 \text{ KN}$$

○ Poutre transversale :

$$G = 0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,80 + 1,275) = 16,04 \text{ KN}$$

○ Poteau :

$$G = 25 \times 0,50 \times 0,50 \times 3,06 = 19,13 \text{ KN}$$

○ Mur intérieure :

$$G = 14 \times 0,3 \times (2,80 + 2,32 + 2,32) \times (3,06 - 0,45)$$

$$G = 81,56 \text{ KN}$$

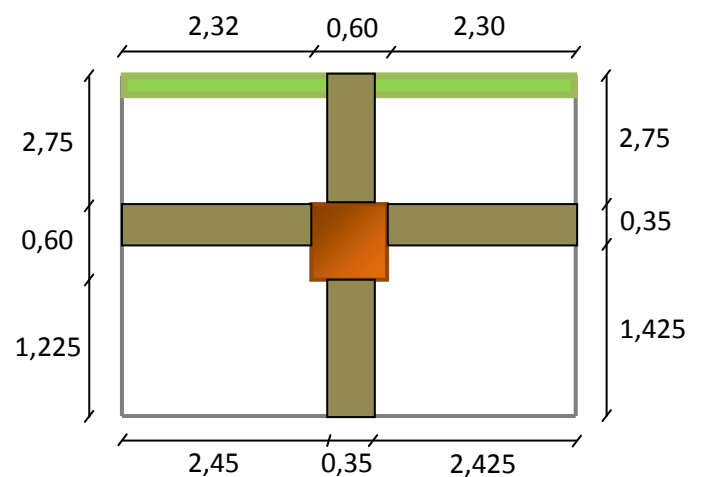
✓ Niveau (1<sup>er</sup>, RDC) :

○ Plancher étage :

$$S = 20,52 \text{ m}^2$$

$$G = 20,52 \times 6,35 = 130,30 \text{ KN}$$

$$Q = 20,52 \times 1,5 = 30,78 \text{ KN}$$



○ Poutre longitudinal :

$$G = 0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,325 + 2,3) = 18,21 \text{ KN}$$

○ Poutre transversale :



$$G=0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,80+1,325)=15,65\text{KN.}$$

○ **Poteau 1<sup>er</sup> :**

$$G=25 \times 0,60 \times 0,60 \times 3,06=27,54\text{KN.}$$

○ **Poteau RDC :**

$$G=25 \times 0,60 \times 0,60 \times 3,57=32,13\text{KN.}$$

○ **Mur intérieure 1<sup>er</sup> :**

$$G=14 \times 0,3 \times (2,75+2,32+2,30) \times (3,06-0,45)$$

$$G=80,79\text{KN.}$$

○ **Mur intérieure RDC :**

$$G=14 \times 0,3 \times (2,75+2,32+2,30) \times (3,57-0,45)$$

$$G=96,58\text{KN.}$$

NIVEAUX	Elément	Surcharge Avant	Coefficient de dégression	G(KN)	Q(KN)
N1	Acrotère			40.80	
	Plancher terrasse	8.87		46.98	8,87
	Poutre longitudinale		1	18.66	
	Poutre transversales			5.22	
	total			111.66	8,87
N2	Venant N1	8.87		111.66	8,87
	Plancher étage	36.44	1	95,75	36.44
	Poutre longitudinale			18.66	
	Poutre transversales			16.24	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			82.65	



	total	45.31		337.20	45.31
N3	Venant N2	45.31	0,9	337.20	45.31
	Plancher étage	29.99		126.94	26.99
	Poutre longitudinale			18.66	
	Poutre transversales			16.24	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			82.65	
	total	75.30		593.93	72.30
N4	Venant N3	75.30	0,8	593.93	72.30
	Plancher étage	29.99		126.94	23.99
	Poutre longitudinale			18.66	
	Poutre transversales			16.24	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			82.65	
	total	105.29		850.66	96.30
N5	Venant N4	105.29	0,7	850.66	96.30
	Plancher étage	30.69		129.92	21.48
	Poutre longitudinale			18.27	
	Poutre transversales			16.04	
	Poteau			19.13	
	Mur extérieur			81.56	
	total	135.98		1115.58	117.78
N6	Venant N5	135.98	0,6	1115.58	117.78
	Plancher étage	30.69		129.92	18.41
	Poutre longitudinale			18.27	
	Poutre transversales			16.04	
	Poteau			19.13	
	Mur extérieur			81.56	





	total	166.67		1380.50	136.19
N7	Venant N6	166.67	0,5	1380.50	136.19
	Plancher étage	30.69		129.92	15.34
	Poutre longitudinale			18.27	
	Poutre transversales			16.04	
	Poteau			19.13	
	Mur extérieur			81.56	
	total	197.36		1645.42	151.53
N8	Venant N7	197.36	0,5	1645.42	151.53
	Plancher étage	30.69		129.92	15.34
	Poutre longitudinale			18.27	
	Poutre transversales			16.04	
	Poteau			19.13	
	Mur extérieur			81.56	
	total	228.05		1910.34	166.87
N9	Venant N8	228.05	0,5	1910.34	166.87
	Plancher étage	30.78		130.30	15.39
	Poutre longitudinale			18.21	
	Poutre transversales			15.65	
	Poteau			27.54	
	Mur extérieur			80.79	
	total	258.83		2182.83	182.26
N10	Venant N9	258.83	0,5	2182.83	182.26
	Plancher étage	30.78		130.30	15.39
	Poutre longitudinale			18.21	
	Poutre transversales			15.65	
	Poteau			27.54	
	Mur extérieur			80.79	
	total	289.61		2455.32	197.65



N11	Venant N10	289.61		2455.32	197.65
	Poteau		0,5	32.13	
	total			2487.45	197.65
<b>Nu = (1.35G + 1.5Q) = 3654.50</b>					
<b>N ser = G + Q = 2685.10</b>					

**II.9.6. Poteau de rive (G-5) :**

✓ Niveau 01 :

○ Acrotère :

$S=0,068m^2$

$P=25KN/m^3$ .

$G = S \times 25 = 1,70 KN/ml$

$G = L \times 1,70 = 5,09 \times 1,70 = 8,65 KN$

○ Plancher terrasse :

$S=(2,32+0,40+2,37) \times (1,40+0,40+2,80)-$

$(0,40 \times 0,40)-(0,35 \times (1,40+2,80+2,32+2,37))=20,14m^2$ .

$G=20,14 \times 7,14=143,80KN$ .

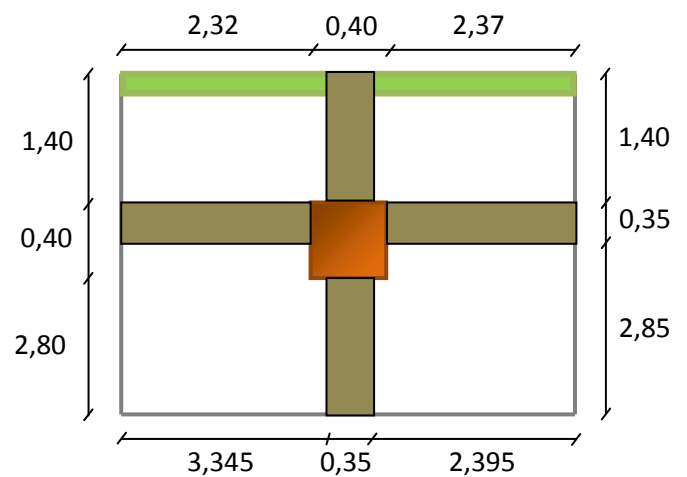
$S'=(2,32+0,40+2,37) \times (1,40+0,40+2,80)-(0,10 \times (2,32+0,40+2,37))$

$S'=22,90m^2$ .

$Q=22,90 \times 1=22,90KN$ .

○ Poutre longitudinal :

$G=0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,37+2,32)=18,47KN$ .





- **Poutre transversale :**

$$G=0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,80+1,40)=16,54 \text{ KN.}$$

- **Poteau :**

$$G=25 \times 0,40 \times 0,40 \times 3,06=12,24 \text{ KN.}$$

- ✓ **Niveau (02,03,04) :**

- **Balcon :**

$$S_{\text{balcon}}=1,40 \times (2,345+2,395)=6,64 \text{ m}^2.$$

$$G_1=6,64 \times G_{\text{balcon}}=6,64 \times 5,35=35,52 \text{ KN.}$$

$$Q_1=6,64 \times Q_{\text{balcon}}=6,64 \times 3,50=23,24 \text{ KN.}$$

$$G_{2\text{séch}}=1,7 \times (2,395+2,345) \times 3,06=24,66 \text{ KN.}$$

$$G=G_{1\text{balcon}}+G_{2\text{séch}}=35,52+24,66=60,18 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage courant :**

$$S=(2,85 \times (2,345+2,395))-0,0025=13,51 \text{ m}^2.$$

$$G=13,51 \times 6,35=85,79 \text{ KN.}$$

$$Q=13,51 \times 1,50=20,27 \text{ KN.}$$

- **Poutre longitudinal :**

$$G=0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,32+2,37)=18,47 \text{ KN.}$$

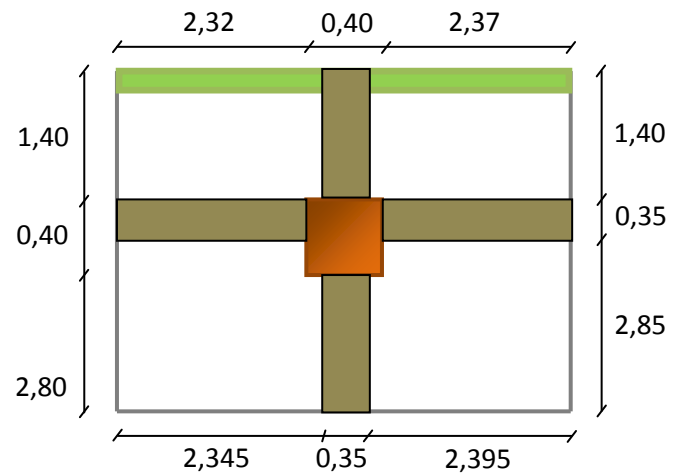
- **Poutre transversale :**

$$G=0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,80+1,40)=16,54 \text{ KN.}$$

- **Poteau :**

$$G=25 \times 0,40 \times 0,40 \times 3,06=12,24 \text{ KN.}$$

- **Mur intérieure :**





$$G=14 \times 0,3 \times (1,40+2,80+2,32+2,37) \times (3,06-0,45)$$

$$G=97,45 \text{ KN.}$$

✓ Niveau (05,06, 07,08) :

○ **Balcon :**

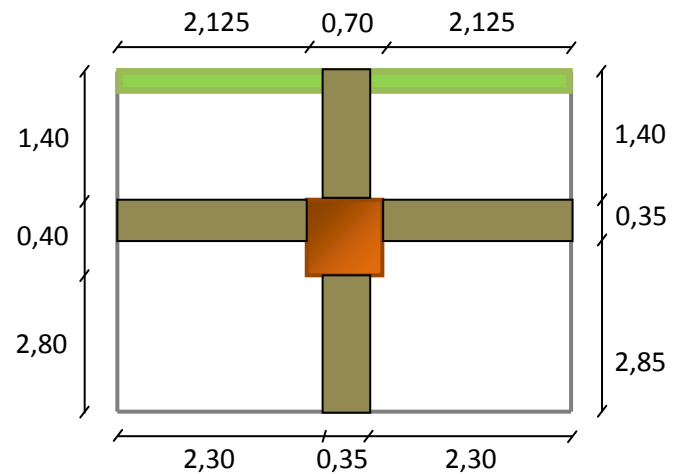
$$S_{1\text{balcon}}=1,40 \times (2,3+2,3)=6,44 \text{ m}^2.$$

$$G_1=6,44 \times G_{\text{balcon}}=6,44 \times 5,35=34,45 \text{ KN.}$$

$$Q_1=6,44 \times Q_{\text{balcon}}=6,44 \times 3,50=22,54 \text{ KN.}$$

$$G_{2\text{séch}}=1,7 \times (2,30+2,30) \times 3,06=23,93 \text{ KN.}$$

$$G=G_{1\text{balcon}}+G_{2\text{séch}}=34,45+23,93=58,38 \text{ KN.}$$



○ **Plancher étage courant :**

$$S=(2,85 \times (2,30+2,30))-0,0175=13,09 \text{ m}^2.$$

$$G=13,51 \times 6,35=85,79 \text{ KN.}$$

$$Q=13,09 \times 1,50=19,64 \text{ KN.}$$

○ **Poutre longitudinal :**

$$G=0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,125+2,125)=16,73 \text{ KN.}$$

○ **Poutre transversale :**

$$G=0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,80+1,40)=16,54 \text{ KN.}$$

○ **Poteau :**

$$G=25 \times 0,70 \times 0,40 \times 3,06=21,42 \text{ KN.}$$

○ **Mur intérieure :**

$$G=14 \times 0,3 \times (1,40+2,80+2,125+2,125) \times (3,06-0,45)$$

$$G=92,63 \text{ KN.}$$



✓ Niveau (1<sup>er</sup>, RDC) :

○ Balcon :

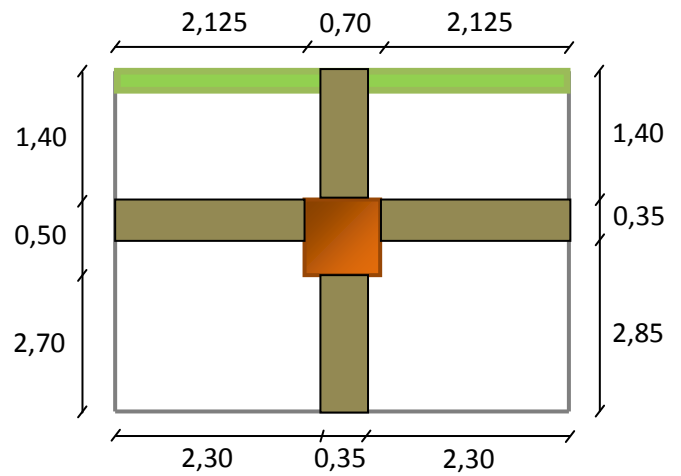
$$S_{\text{balcon}} = 1,40 \times (2,3 + 2,3) = 6,44 \text{ m}^2.$$

$$G_1 = 6,44 \times G_{\text{balcon}} = 6,44 \times 5,35 = 34,45 \text{ KN}.$$

$$Q_1 = 6,44 \times Q_{\text{balcon}} = 6,44 \times 3,50 = 22,54 \text{ KN}.$$

$$G_{2\text{séch}} = 1,7 \times (2,30 + 2,30) \times 3,06 = 23,93 \text{ KN}.$$

$$G = G_{1\text{balcon}} + G_{2\text{séch}} = 34,45 + 23,93 = 58,38 \text{ KN}.$$



○ Plancher étage courant :

$$S = (2,83 \times (2,30 + 2,30)) - 0,088 = 12,93 \text{ m}^2.$$

$$G = 12,93 \times 6,35 = 82,11 \text{ KN}.$$

$$Q = 12,93 \times 1,50 = 19,40 \text{ KN}.$$

○ Poutre longitudinal :

$$G = 0,35 \times 0,45 \times 25 \times (2,125 + 2,125) = 16,73 \text{ KN}.$$

Poutre transversale :

$$G = 0,35 \times 0,45 \times 25 \times (1,40 + 2,70) = 16,14 \text{ KN}.$$

Poteau 1<sup>er</sup> :

$$G = 25 \times 0,70 \times 0,50 \times 3,06 = 26,78 \text{ KN}.$$

Poteau RDC :

$$G = 25 \times 0,70 \times 0,50 \times 3,57 = 31,24 \text{ KN}.$$

○ Mur intérieure :

$$G = 14 \times 0,3 \times (1,40 + 2,70 + 2,125 + 2,125) \times (3,06 - 0,45)$$

$$G = 91,53 \text{ KN}.$$

○ Mur intérieure :



$$G=14 \times 0,3 \times (1,40+2,70+2,125+2,125) \times (3,57-0,45)$$

$$G=109,42\text{KN.}$$

NIVEAUX	Elément	Surcharge Avant	Coefficient de dégression	G(KN)	Q(KN)
N1	Acrotère			8.65	
	Plancher terrasse			143.80	22.90
	Poutre longitudinale	22.90	1	18.47	
	Poutre transversales			16.54	
	total	22.90	1	187.46	22.90
N2	Venant N1	22.90		187.46	22.90
	Plancher étage	20.27		85.79	20.27
	Poutre longitudinale			18.47	
	Poutre transversales			16.54	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur		1	97.45	
	balcon	32.24		60.18	32.24
total	75.41	1	478.13	75.41	
N3	Venant N2	75.41		478.13	75.41
	Plancher étage	20.27		85.79	18.24
	Poutre longitudinale			18.47	
	Poutre transversales			16.54	
	Poteau		0.9	12.24	
	Mur extérieur			97.45	
	balcon	32.24		60.18	29.02
total	127.92		768.80	122.67	
N4	Venant N3	127.92		768.80	122.67
	Plancher étage	75.41		85.79	60.33
	Poutre longitudinale			18.47	
	Poutre transversales			16.54	



	Poteau		0.8	12.24	
	Mur extérieur			97.45	
	balcon	32.24		60.18	25.79
	total	235.57		1059.47	208.79
N5	Venant N4	235.57		1059.47	208.79
	Plancher étage	19.64		85.79	13.75
	Poutre longitudinale			16.73	
	Poutre transversales			16.54	
	Poteau			21.42	
	Mur extérieur		0.7	92.63	
	balcon	22.54		58.38	15.78
	total	277.75		1350.96	238.32
N6	Venant N5	277.75		1350.96	238.32
	Plancher étage	19.64		85.79	11.78
	Poutre longitudinale			16.73	
	Poutre transversales			16.54	
	Poteau		0.6	21.42	
	Mur extérieur			92.63	
	balcon	22.54		58.38	13.58
	total	319.93		1642.45	263.68
N7	Venant N6	319.93		1642.45	263.68
	Plancher étage	19.64		85.79	9.82
	Poutre longitudinale			16.73	
	Poutre transversales		0.5	16.54	
	Poteau			21.42	
	Mur extérieur			92.63	
	balcon	22.54		58.38	11.27
	total	362.11		1933.94	284.77



N8	Venant N7	362.11		1933.94	284.77
	Plancher étage	19.64		85.79	9.82
	Poutre longitudinale			16.73	
	Poutre transversales			16.54	
	Poteau		0.5	21.42	
	Mur extérieur			92.63	
	balcon	22.54		58.38	11.27
	total	404.29		2225.43	305.86
N9	Venant N9	404.29		2225.43	305.86
	Plancher étage	19.40		82.11	9.70
	Poutre longitudinale			16.73	
	Poutre transversales			16.14	
	Poteau		0.5	26.78	
	Mur extérieur			91.53	
	balcon	22.54		58.38	11.27
	total	446.23		2517.1	326.83
N10	Venant N10	446.23		2517.10	326.27
	Poteau		0.5	31.24	
	total	446.23		2548.34	326.27
<b><math>Nu = (1.35G + 1.5Q) = 3929.66KN.</math></b>					
<b><math>N_{ser} = G + Q = 2874.61KN.</math></b>					

Les calculs montrent que le poteau de rive G5 est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale} = 2548,34 \text{ KN} \quad ; \quad Q_{totale} = 326,27 \text{ KN}$$

✓ **L'effort normal ultime**

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $Nu$  de 10% tel que :

$$\text{Donc : } Nu = 4322,63 \text{ KN}$$





✓ **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \rightarrow B \geq \frac{4322,63 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,30 \text{ m}^2$$

On a  $B = 0,70 \times 0,50 = 0,35 \text{ m}^2 \geq 0,30 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$  C.V

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Niveau	Nu (MN)	B (m <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
<b>RDC et 1<sup>er</sup></b>	4322,63×10 <sup>-3</sup>	0,35	12,35	Vérifiée
<b>2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup></b>	3341,76×10 <sup>-3</sup>	0,28	11,93	Vérifiée
<b>5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup></b>	1917,80×10 <sup>-3</sup>	0,24	7,99	Vérifiée
<b>8<sup>ème</sup> et terrasse</b>	834,44×10 <sup>-3</sup>	0,16	5,21	Vérifiée

Tab. II.11 : vérification de la compression.

✓ **Vérification des conditions du RPA**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_l, h_l) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (1) \\ \text{Min } (b_l, h_l) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{1}{4} < \frac{b_l}{h_l} < 4 \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

✓ **Vérification au flambement**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

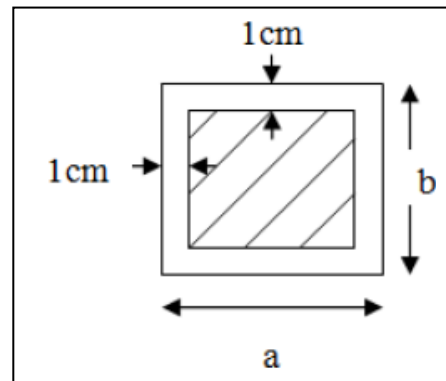


$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0,6\left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton =1.5

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec } l_f = 0,7 l_0$$



$l_f$  : la longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau ;  $i$  : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$As \geq 0,8 \% \times Br$  on prend  $As = 1\% \times Br$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7.4.2)}$$

$$Br = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que :  $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> (cm)	λ	α	Br (cm <sup>2</sup> )	Nu(KN)	B <sub>rcal</sub> (cm <sup>2</sup> )
70×50	3500	357	249.9	12.36	0.82	3264	4322,63	2396.13
70×50	3500	306	214.2	10.60	0.83	3264	4322,63	2367.26
70×40	2800	306	214.2	10.60	0.83	2584	3341,76	1830.09
40×40	1600	306	214.2	18.55	0.80	1444	834,44	496.69

Tab II.12 : vérification au flambement



D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

### **II.10. Conclusion :**

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- o Poutres principales :  $35 \times 45 \text{cm}^2$
- o Poutres secondaires :  $35 \times 45 \text{cm}^2$
- o Poteaux du RDC et 1<sup>er</sup> étage :  $70 \times 50 \text{cm}^2$
- o Poteaux du 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage :  $70 \times 40 \text{cm}^2$
- o Poteaux du 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage :  $40 \times 40 \text{cm}^2$



## Calcul des éléments secondaires

### III.1 Introduction :

Dans une structure quelconque, on distingue deux types d'éléments : les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Dans le présent chapitre, nous présentons l'étude des éléments qui comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers et enfin les balcons dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** ».

### III.2 Acrotère :

#### III.2.1 Introduction :

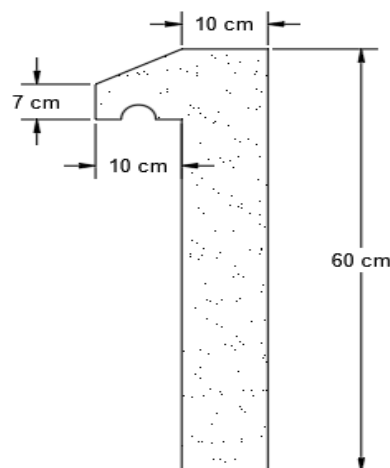
L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge d'exploitation (**Q**).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS.

#### ➤ Dimensionnement :



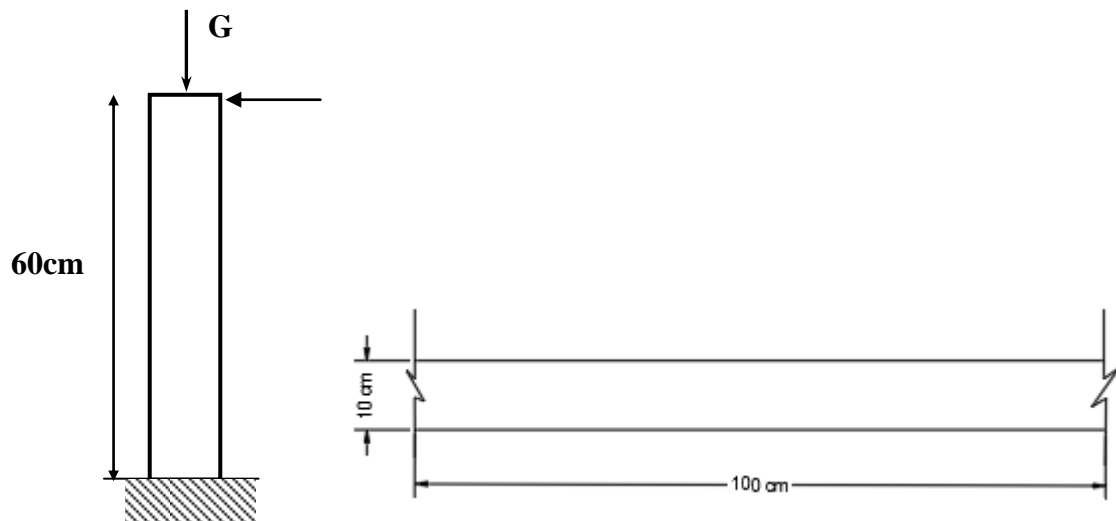
**Figure III.1** Dimension de l'acrotère



➤ **Principe de calcul :**

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

➤ **Evaluation des charges :**



**FigIII.2** Coupe transversale et longitudinale

**a. Les charges permanentes :**

- $S = [ 0,6 * 0,1 + 0,07 * 0,1 + 0,1 * \frac{0,03}{2} ] \rightarrow S = 0,0685 \text{ m}^2.$
- $G = \rho_b * S = 0,0685 * 25 = 1,712 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$

**b. Les charges d'exploitation :**

- $Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$

**III.2.2 Détermination de l'effort due au séisme :**

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

$$F_P = 4 * A * C_P * W_P$$

Avec :



- **A** : Coefficient d'accélération obtenu dans le tableau (4.1) : pour la **zone IIa** et le groupe **d'usage 2**. Donc : **A= 0,15**.
- **C<sub>p</sub>**: facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le **tableau (6.1)**, dans notre cas : **C<sub>p</sub> =0,8**.
- **W<sub>P</sub>**: le poids propre de l'acrotère : **W<sub>P</sub> = 1,712  $\frac{KN}{ml}$** .
- **F<sub>P</sub>** = 4 \* 0,15 \* 0,8 \* 1,712 = **0.821  $\frac{KN}{ml}$** .

<b>Pour G</b>	$N_G = 1,712 \frac{KN}{ml}$	$M_G = 0$	$T_G = 0$
<b>Pour Q</b>	$N_Q = 0$	$M_Q = H*Q = 0,6*1 = 0,60 \frac{KN}{ml}$	$T_Q = Q = 1 \frac{KN}{ml}$
<b>Pour Fp</b>	$N_{Fp} = 0$	$M_{Fp} = 0,6 * 0.821 = 0,493 \frac{KN}{ml}$	$T_{Fp} = F_p = 0.821 \frac{KN}{ml}$

**Tab III.1.** Evaluation des moments et efforts tranchants

$$Q_1 = \max (F_p, Q) = \max (0.821 ; 1) \rightarrow Q_1 = 1 \frac{KN}{ml}.$$

On a :  $F_p < Q$  ; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations **Q**.

- Poids propre :  $N_G = 1,712 \frac{KN}{ml}$ .
- Surcharge :  $F_p(Q) = 1 \frac{KN}{ml}$ .
- Un moment :  $M_{Q1}(Q) = 0,6 \frac{KN}{ml}$ .
- Un effort tranchant :  $T_{Q1} = 1 \frac{KN}{ml}$ .

➤ **Moment et les efforts normaux :**

Calcul à **ELU** :

- $N_u = 1,35 * W_G = 1,35 * 1,712 = 2,31 \frac{KN}{m}$ .
- $M_u = 1,5 * M_{Q1} = 1,5 * 0,6 = 0,9 \frac{KN.m}{m}$ .
- $T_u = 1,5 * T_{Q1} = 1,5 * 1 = 1,5 \frac{KN}{ml}$ .

Calcul à **ELS** :

- $N_s = W_G = 1,712 \frac{KN}{m}$ .



- $M_s = M_{Q1} = 0,6 \frac{\text{KN.m}}{\text{m}}$ .
- $T_u = T_{Q1} = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

	$N \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	$M \left( \frac{\text{KN.m}}{\text{m}} \right)$	$T \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$
<b>ELU</b>	2,31	0,9	1,5
<b>ELS</b>	1,712	0,6	1

Tab III.2. Evaluation des sollicitations

➤ **Ferraillage :**

**a. Calcul de l'excentricité :**

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,38 \text{ m}$ .
- $e_0 = \frac{Ht}{6} = \frac{10}{6} = 0,0167 \text{ m}$ .

$e_u > e_0$ , le centre de pression se trouve de la zone l'excentricité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression → La section est partiellement comprimée (**S.P.C**).

**b. Calcul de l'élancement :**

D'après CBA93, l'article B.8.3.2 :

- $L_f = 2 * L_0 = 2 * 0,60 = 1,2 \text{ m}$  ..... (cas d'une console).
- $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  avec :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$ ,  $B = b * h$ .
- $i = 0,03$ .
- $\lambda_x = \frac{L_f}{i} = \frac{1,2}{0,03} = 40$ .

$L_f$  : la longueur de flambement.

$h$  : l'épaisseur de l'acrotère.

$\lambda$  : L'élancement.

$$\lambda = \text{Max} [50, \text{Min} (67 * \frac{e_u}{h}, 100)].$$

$$\lambda = 100.$$

$\lambda_x < \lambda = 100$  → Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.



**c. L'excentricité additionnelle :**

- $e_a \geq \text{Max} \left( 2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right) = \text{Max} \left( 2\text{cm} ; \frac{60}{250} \right) \rightarrow e = \mathbf{0,02 \text{ m.}}$

✓ **Calcul du coefficient de Majoration :**

- $\gamma_f = \min \left[ 1 + 0,15 \left( \left( \frac{\lambda}{352} \right)^2 * \frac{h}{e_u} \right) ; 1,4 \right] \text{ m.}$
- $\gamma_f = \min [1,019 ; 1,4] = 1,019 \text{ m.}$

Avec :

- $\gamma_f$  : coefficient de majoration.

On trouve que  $\gamma_f = \mathbf{1,02}$ .

✓ **Sollicitations majorées :**

**ELU :**

- $N'_u = [\gamma_f * N_u] * 1 = \mathbf{2,35 \text{ KN.}}$
- $M'_u = [\gamma_f * M_u] * 1 = \mathbf{0,92 \text{ KN. m.}}$

**ELS :**

- $N'_s = [N_s] * 1 = \mathbf{1,712 \text{ KN.}}$
- $M'_s = [M_s] * 1 = \mathbf{0,60 \text{ KN. m.}}$

On résume les résultats précédents dans le tableau suivant :

ELU		ELS	
$N'_u = [\gamma_f * N_u] * 1$	$M'_u = [\gamma_f * M_u] * 1$	$N'_s = [N_s] * 1$	$M'_s = [M_s] * 1$
2,35	0,92	1,712	0,60

**Tab III.3.** Evaluation des sollicitations après majoration

✓ **Ferraillage :**

En flexion composée, le calcul des sections partiellement comprimées, sera assimilé au calcul à la flexion simple avec un moment fictif :

- $M_{ua} = M'_u + N'_u * \left( d - \frac{h}{2} \right)$ , Avec:  $\mathbf{d = 8 \text{ cm.}}$
- $M_{ua} = 0,92 + 2,35 * \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = \mathbf{1 \text{ KN. m.}}$

✓ **Calcul en flexion simple :**

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{1 * 10^6}{1000 * 80^2 * 14,2} = \mathbf{0,0110}$





- $\mu_l = 0,392(\text{Fe E400}) > 0,0110 \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow (\text{Pas d'acier comprimé}).$
- $\varepsilon_s = 1\%.$
- $f_{su} = \frac{f_e}{1,15} = 348 \text{ MPa}.$
- $\mu_{bu} = 0,0110 \rightarrow \alpha = 0,014.$
- $Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 7,955 \text{ cm}.$
- $A_{sf} = \frac{M_{ua}}{Z * f_{su}} = \frac{1 * 10^6}{79,55 * 348} = 0,36 \text{ cm}^2.$
- $A_{su} = A_{sf} - \frac{N'_u}{f_{su}} = 0,35 \text{ cm}^2.$

✓ Calcul de la section à l'ELS :

$$N'_s = 1,712 \text{ KN}.$$

$$M'_s = 0,60 \text{ KN.m}.$$

**La contrainte du béton :**

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

**La contrainte de l'acier:**

La Fissuration et considérée préjudiciable.

- $\overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} * f_e ; 110 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right].$
- $\eta = 1,6.$
- $\overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} * 400 ; 201,6 \right].$
- $\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}.$

✓ Calcul de l'excentricité :

- $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,712} = 0,35 \text{ m}.$
- $e^0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 0,0167 \text{ cm}.$



$e_s > e_0$ , Le centre de pression se trouve dans la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

✓ **Évaluation des moments aux niveaux des armatures tendus :**

- $M_{sa} = M'_s + N'_s * \left(d - \frac{h}{2}\right)$ , Avec:  $d = 8 \text{ cm}$ .
- $M_{sa} = 0,60 + 1,712 * \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,65 \text{ KN. m}$ .

✓ **Calcul du moment limite du service M :**

- $x = 15 * \sigma_{bc} * \frac{d}{15 * \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$ .
- $x = 0,042 \text{ m}$ .
- $z = d - \frac{x}{3}$ .
- $z = 0,066 \text{ m}$ .
- $M_l = 0,5 * b * x * z * \sigma_{bc}$ .
- $M_l = 20,79 \text{ KN. m}$ .
- $M_{sa} < M_l$ , donc :  $A' = 0,00 \text{ cm}^2$ .
- $A_s = \left(\frac{1}{\sigma_{sc}}\right) * \left[\left(\frac{M_{sa}}{z}\right) - N'_s\right]$ .
- $A_s = \left(\frac{1}{201,63}\right) * \left[\left(\frac{0,65 * 10^6}{0,066}\right) - 1,712 * 10^3\right]$ .
- $A_s = 0,40 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ .

✓ **Vérification de condition de non fragilité :**

On a:

- $A_{smin} \geq \frac{0,23 * b * d * f_t^{28}}{f_e} = 0,966 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ .

Donc :

- $A_s > \max[A_s, A_u, A_{smin}] \rightarrow A_s > \max[0,4; 0,35; 0,966] \rightarrow A_s \geq 0,966 \text{ cm}^2$ .

Nous adoptons un ferrailage symétrique :  $A_{s \text{ adopté}} \rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$  espacée de **25 cm**.

✓ **L'armature de répartition :**



- $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2.$

On adopte  $A_r \rightarrow 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**.

✓ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ .

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}.$
- $\sigma_{bc} = K * Y_{ser}.$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}.$

✓ **Position de centre de pression c :**

**C :** C'est la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

**Y<sub>c</sub> :** La distance de l'axe neutre au centre de pression.

- $C = \frac{h}{2} - e_0 = 5 - 35 \rightarrow C = -30 \text{ cm}.$

**Y<sub>1</sub> :** La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section.

$C < 0 \rightarrow$  Il est situé à l'extérieur de la section au-dessus de la fibre supérieure.

Avec :

- $\frac{b \times y^2}{2} + n * (A_s + A'_s) * y - n * (d * A_s - d' * A'_s) = 0$ , avec:  $A'_s = 0 \text{ cm}^2.$

Après la solution de l'équation on trouve : **y = 1,915 cm.**

- $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + n * A_s * (d - y)^2.$
- $I = \frac{1 \times 1,915^3}{3} + 15 * 2,01 * (8 - 1,915)^2 = 1337,65 \text{ cm}^4$
- $K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,65 \times 10^6}{1337,65 \times 10^4} = 0,048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}.$

✓ **La contrainte dans le béton :**

- $\sigma_{bc} = K * Y_{ser} = 0,919 \text{ MPa}.$
- $\sigma_{bc} = 0,919 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV}).$

✓ **La contrainte dans les aciers :**

- $\sigma_{st} = K * n * (d - y) = 43,81 \text{ MPa}.$



- $\sigma_{st} = 43,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{CV}).$

✓ **Vérification au cisaillement :**

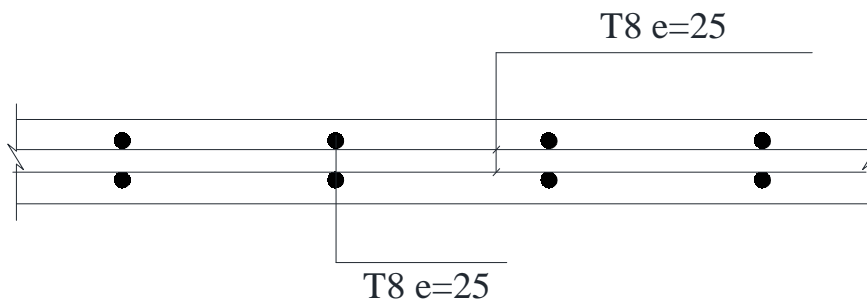
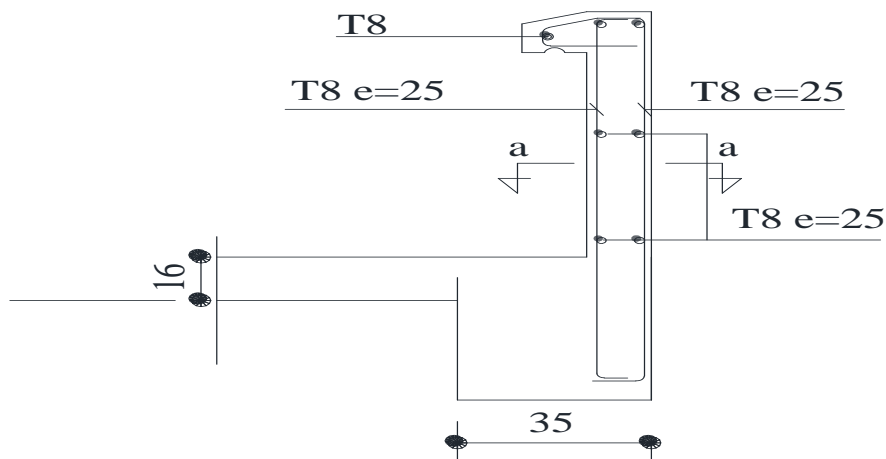
- $\tau'_u = \min \left[ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}.$

- $T_u = Q \cdot 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN}.$

- $\tau_u = \frac{T_u}{b_o \cdot d} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 0,08 \cdot 1000} = 0,0187 \text{ Mpa}.$

$\tau_u < \tau'_u \rightarrow$  La condition est vérifiée.

➤ **Schéma de Ferrailage :**



Coupe a-a

**Fig III.3** Ferrailage de l'acrotère



### III.3. Étude de l'escalier

#### III.3.1. Introduction :

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'une construction en toute sécurité. Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens, reposant sur un ou deux appuis, assimilés à une poutre soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre pré-dimensionnement et descente de charge. Le garde-corps est en acier, ce qui fait son poids est négligé dans les calculs.

Parmi les autres conditions entrant dans le choix des dimensions, on retrouve :

- Condition d'accès facile d'un étage à un autre.
- Condition de dégagement rapide des escaliers.
- Condition de sécurité.

#### III.3.2. Escalier de type 01 :

##### III.3.2.1. Calcul des sollicitations :

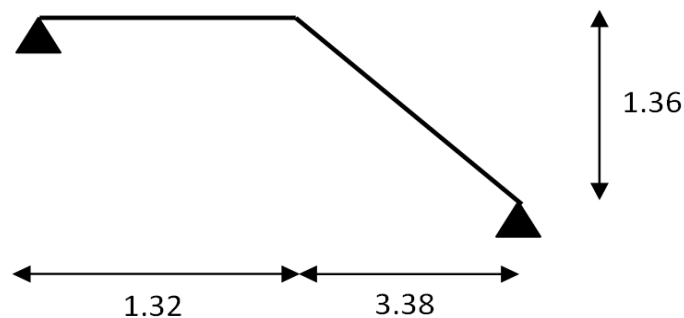


Fig. III.4. Représentation de volé de l'escalier type 1

- ✓ Palliase :  $G= 8,29 \text{ KN/ml}$  ,  $Q=2,5 \text{ KN/ml}$
- ✓ Palier :  $G= 5,35 \text{ KN/ml}$  ,  $Q=2,5 \text{ KN/ml}$

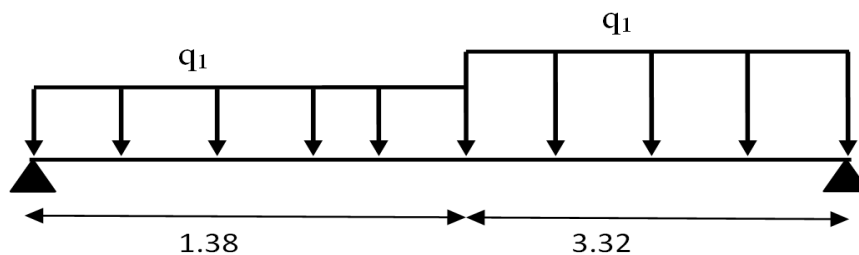


Fig III.5. Schéma statique de l'escalier type 1



Le calcul se pour **1 m** de largeur.

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU 1.35G+1.5Q (KN/ml)	ELS G+Q (KN/ml)
<b>Palier</b>	5.35	2.5	10.97	7.85
<b>paillasse</b>	8.29	2.5	14.94	10.79

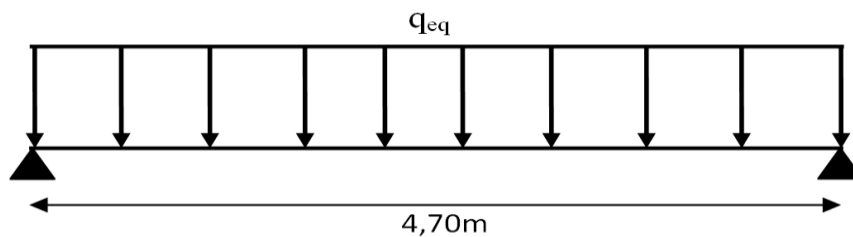
**Tab III.4.**Combinaison des charges.

❖ **La charge équivalente :**

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i}$$

$$\text{ELU : } q_u = \frac{10,97 \times 1,32 + 14,94(3,38)}{1,32 + 3,38} = 13,83 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \frac{7,85 \times 1,32 + 10,79(3,38)}{1,32 + 3,38} = 9,96 \text{ KN/ml}$$



**FigIII.6.**La charge équivalente

❖ **Calcul les moments :**

Moment isostatique :  $M_0 = ql^2/8$

Moment en travée :  $M_{travée} = 0.75 M_0$

Moment sur appui :  $M_{appui} = 0.4 M_0$

	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appui</sub> (KN.m)
<b>ELU</b>	38.18	32.45	15.27
<b>ELS</b>	27.50	23.37	11.00

**Tableau III.5.**Les sollicitations de calcul.

**III.3.2.2. Calcul des armatures :**

❖ **Armatures longitudinales :**



Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b × h) = (100 × 18) cm<sup>2</sup>.

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d$ (m)	$f_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_c$ (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	0,155	14,16	348	400

Tableau III.6. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_c}$$

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(m)	d(cm)	$M_u$ (KN.m)	$U_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{s\min}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$
Travée	100	15.5	32.45	0.0954	0.1255	14.72	2.10	6.33	5T14=7.70
Appuis	100	15.5	15.27	0.0448	0.0573	15.14	2.10	2.90	5T10=3.94

Tableau III.7. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier

❖ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 18 ; 33) = 33\text{cm}$$

➤ en travée :  $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ en appuis :  $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

❖ **Armatures de répartition :**

- En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.93 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8=2.01 cm<sup>2</sup> ;  $S_t=25\text{cm}$

- Sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8=2.01 cm<sup>2</sup> ;  $S_t=25\text{cm}$

**III.3.2.3. Vérification à l'ELU :**

✓ **La section minimale :**

$$A_{s\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_c} bd = 1.87\text{cm}^2$$

En travée :  $A_s = 6.33\text{cm}^2 \geq A_{s\min} \dots\dots\dots \text{CV}$



Sur appui :  $A_s = 2,90 \text{ cm}^2 \geq A_{s, \min} \dots \dots \dots \text{CV}$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :

$\tau \leq \tau_u$  Tel que :

- $\tau = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right] \rightarrow (\text{Fissuration non préjudiciable}).$
- $\tau = 3,33 \text{ Mpa}.$
- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Avec :

- $V_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.
- $V_u = \frac{q \times l}{2} = 32.50 \text{ KN}.$
- $\tau_u = 0,209 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}.$

**III.3.2.4. Vérification à ELS :**

✓ **Vérification des contraintes de béton :**

**En travée :**

$$\alpha = 0,1255, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,39$$

$$\left[ \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,445$$

Donc :  $\alpha = 0,1255 \leq 0,445 \dots \dots \dots \text{CV}$

**Sur appui :**

$$\alpha = 0,0573, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,39$$

$$\left[ \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,445$$

Donc :  $\alpha = 0,0573 \leq 0,445 \dots \dots \dots \text{CV}$

✓ **Vérification des contraintes dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus

✓ **Vérification de la flèche :**





D’après l’article **B.6.51** du **BAEL91** :

Il faut vérifiées les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s’imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L \geq 1/16 \rightarrow 18/485 = \mathbf{0.037} < 1/16 = \mathbf{0,0625} \dots\dots\dots \text{CNV} \\ h/L \geq M_t/10M_0 \rightarrow 18/485 = \mathbf{0.037} < 32,45/(10 \times 38,18) = \mathbf{0,085} \dots\dots\dots \text{CNV} \\ A_s/bd \leq 4.2/f_e \rightarrow 7,70/100 \times 15.5 = \mathbf{0.0050} < \mathbf{0,0105} \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s’imposera.

**III.3.2.5.Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée selon le **BAEL 91**, comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

**Avec :**

- $f_{gv}$  ,  $f_{gi}$  : flèches dues à l’ensemble des charges permanentes.
- $f_{ji}$  : flèches dues à l’ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- $f_{pi}$  : flèches dues à l’ensemble des charges permanentes et d’exploitations supportées par l’élément considéré.

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{Si : } L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots\dots\dots \text{Si : } L > 5cm \end{array} \right.$$

Dans notre cas, cette flèche ne doit pas dépasser  $\frac{L}{500}$

D’après le **BAEL91** on a :  $f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}}$  ,  $f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$

➤ **Moment d’inertie de la section réduite :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2$$

**Avec** y : la position de l’axe neutre  
n : coefficient d’équivalence =15



**1. Calcul de y :**

$$y = \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd' + Ad) = 0$$

Avec :  $A' = 0$  ;  $A = 7,70 \text{ cm}^2$

**2. Moment d'inertie de la section homogène «  $I_0$  » :**

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

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bd + 15A_s}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}, \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho}$$

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \quad \text{et} \quad E_v = E_i/3$$

➤ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Y cm	I cm <sup>4</sup>	V Cm	I <sub>0</sub> cm <sup>4</sup>	ρ	λ <sub>i</sub> MPa	λ <sub>p</sub> MPa	E <sub>i</sub> MPa	E <sub>v</sub> MPa
4.34	16898.28	10.80	47911.39	0.0050	4.20	1.68	32164,2	10721.4

**Tab. III .8.** Différents coefficients pour le calcul de la flèche.

✓ flèche instantanée due à G ; «  $f_{gi}$  » :

La combinaison :  $q = G \dots \dots \dots$  (pour 1ml)

-palier :  $q_1 = 5,35 \text{ KN/ml}$

-paillasse :  $q_2 = 8,29 \text{ KN/ml}$

$$q_{eq} = \frac{5.35 \times 1.32 + 8.29 \times 3.38}{4.70} = 7.46 \text{ KN/ml}$$

**1- Calcul du moment et contrainte :**

$$M_s = 0.85 M_0 = 0.85 \times \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 \times \frac{7.46 \times 4.70^2}{8} = 17.51 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15 M_s (d - y) / I = 15 \times 17.51 \times 10^6 \times (155 - 49.4) / 168982800 = 164.14 \text{ MPA}$$



$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.32$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 22484.02 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{17.51 \times 10^6 \times (4700)^2}{10 \times 32164.2 \times 22484.02 \times 10000} = 5.35 \text{ mm}$$

✓ **flèche différée due à G : « fgv » :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 34275.84 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 10.53 \text{ mm}$$

✓ **flèche instantanée due à « j » :**

j : charge permanente avant la mise en place le revêtement

- palier :  $q_1 = 3,75 \text{ KN/ml}$

- palliase :  $q_2 = 6,60 \text{ KN/ml}$

$$\text{Charge équivalente : } q_{eq} = \frac{3.75 \times 1.32 + 6.6 \times 3.38}{4.70} = 5.80 \text{ KN/ml}$$

**2- Calcul du moment et contrainte :**

$$M_s = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 13.62 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15 M_s (d - y) / I = 127.67 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.2102$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 27990.98 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 3.34 \text{ mm}$$

✓ **flèche due à G+Q : « fpi » :**

$$q_{eq} = 6,60 + 2,5 = 9,10 \text{ KN/ml}$$

$$M_{pi} = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{9.10 \times (4.70)^2}{8} = 21.36 \text{ KN.m}$$



$$\sigma_{pi} = 15M_{pi}(d - y) / I = 200.23 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{pi} + f_{t28}} \right] = 0.3980$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 19726.96 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 4.74 \text{ mm}$$

**Donc :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 10.53 - 4.34 + 4.74 - 5.35 = 5.58 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 19.73 \text{ mm}$$

**Et on a :**

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots \text{Si : } L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \dots \text{Si : } L > 5m \end{cases}$$

$$L = 4.85 \text{ m} : \Rightarrow \bar{f} = \frac{4700}{500} = 9.4 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 5.58 \text{ mm} < \bar{f} = 9.4 \text{ mm} \dots \text{CV}$$

### III.3.2.6. Etude de la poutre palière :

La poutre est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à ces extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, et en plus à l'action du poids de palier et paillasse.

- **Calcul des sollicitations :**

- **Charge permanente :**

- Poids propre de la poutre horizontale :  $g_0 = 0,35 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ KN/ml}$

- Le poids du mur extérieur :  $g = 1,20 \times 1,95 = 2,34 \text{ KN/ml}$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :  $R = qL/2$



L'ELU:

$$R_{(gauche)} = 32,50 \text{ KN/ml}$$

L'ELS:

$$R_{(gauche)} = 23,40 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} R_{u,eq} = 32,50 \text{ KN/ml} \\ G = g_0 + g = 4,97 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

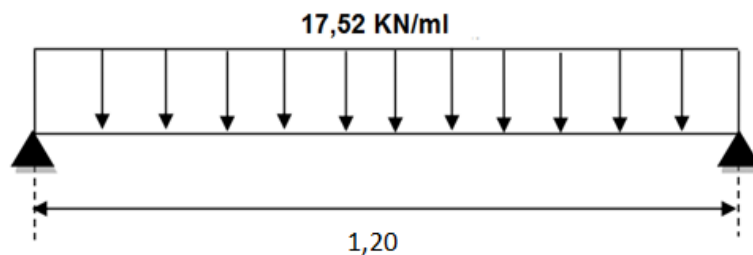


Fig III.7. La charge sur la poutre palière à ELU

➤ **Combinaisons des charges :**

L'ELU :

$$q_u = 1,35 G + R = 39,21 \text{ KN/ml}$$

Les moments :  $L = 1,20 \text{ m}$

- Le moment isostatique :  $M_0 = q_u \times L^2 / 8 = 7,06 \text{ KN/ml}$
- Le moment en travée :  $M_t = 0,75 M_0 = 5,30 \text{ KN/ml}$
- Le moment sur appui :  $M_a = 0,4 M_0 = 2,83 \text{ KN/ml}$

L'ELS :

$$q_s = G + R_{eq} = 34,47 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :  $M_0 = q_s \times L^2 / 8 = 6,21 \text{ KN/ml}$
- Le moment en travée :  $M_t = 0,75 M_0 = 4,66 \text{ KN/ml}$
- Le moment sur appui :  $M_a = 0,4 M_0 = 2,49 \text{ KN/ml}$

**Ferraillage de la poutre paliers :**

**Calcul des armatures longitudinales :**

$$F_{bu} = 14,16 \text{ MPa} \quad ; \quad F_{ed} = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad d = 0,9h$$



On utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$
- $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $Z_b = d \times (1 - 0,4 \alpha)$ .
- $A_s = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}}$

section	$M_U$ (KN.m)	$b$ (cm)	$d$ (cm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z_b$ (cm)	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )
<b>Appui</b>	2,83	30	31,5	0,0067	0,0084	31,39	0,25
<b>Travée</b>	5,30	30	31,5	0,0125	0,0157	31,30	0,48

Tab III.9. Résultats de calcul de ferrailage de la poutre palière

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc :  $\bar{\tau} = 3.33MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} ; \text{ Avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = 23,52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23,52 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots CV$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$  avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,14$

- **En travée :**  $\alpha = 0,0157 \leq 0,32 \dots\dots\dots CV$



- **Sur appui** :  $\alpha=0,0084 \leq 0,32$  .....CV

❖ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

✓ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L \geq 1/16 \quad \rightarrow \quad 35/120 = \mathbf{0,292} > 1/16 = \mathbf{0,0625} \dots\dots\dots CV \\ h/L \geq M_t/10M_0 \quad \rightarrow \quad 35/120 = \mathbf{0,292} > 5,30/(10 \times 7,06) = \mathbf{0,076} \dots\dots\dots CV \\ A_s/bd \leq 4.2/f_e \quad \rightarrow \quad 0,48/100 \times 31,5 = \mathbf{0,00015} < \mathbf{0,0105} \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

➤ **Calcul à la torsion :**

Le moment de torsion  $M_t$  est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne joue aucun rôle à l'ELU de torsion c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

➤ **Ferraillage :**

$$A_{tor} = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times F_E \times \Omega}$$

$$\Omega = (b-e)(h-e) = 0,09 \text{ m}^2 \qquad e = b/6 = 0,05 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{4}{3} b + 2h = 1,16 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{tor} = \frac{5,30 \times 1,16 \times 1,15 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0,09} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times e \times \Omega} = \frac{5,30 \times 10^{-3}}{2 \times 0,05 \times 0,09} = 0,58 \text{ Mpa}$$

**Pour le ferraillage longitudinal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A_s^{fle} = \mathbf{2HA12} = \mathbf{2,26 \text{ cm}^2} \\ \text{En appuis : } A_s^{fle} = \mathbf{2HA12} = \mathbf{2,26 \text{ cm}^2} \\ A_s^{tor} = \mathbf{4HA12} = \mathbf{4,52 \text{ cm}^2} \end{array} \right.$$



**Calcul des armatures transversales :**

$$A_T^{tot} = A_T^{fs} + A_T^t$$

**a. La torsion**

$$\frac{A_t \times f_e}{t \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega} \rightarrow A_t = \frac{M_t \times t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{Avec :}$$

t : C'est l'espacement entre les armatures transversales. Soit l'espacement t = 20 cm

$$\rightarrow A_t = \frac{5,30 \times 10^{-3} \times 0,2 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,09} = 0,17 \text{ cm}^2$$

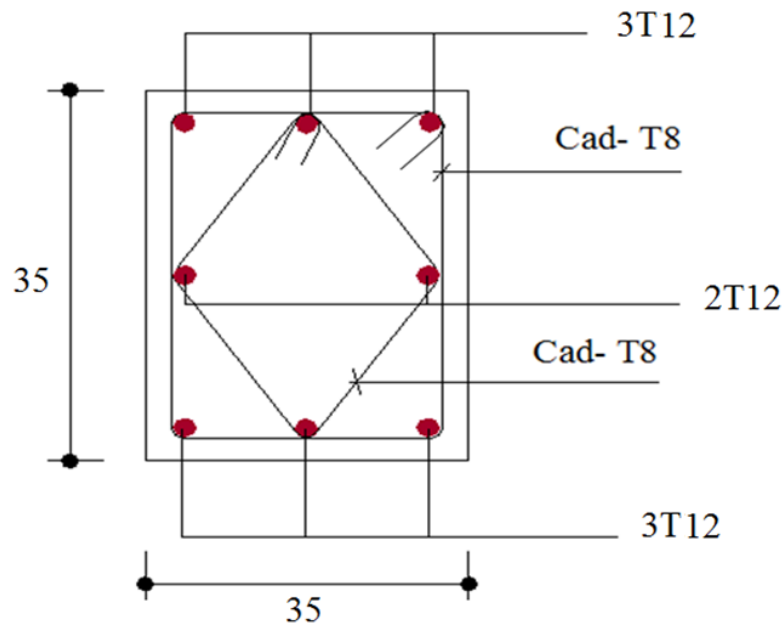
**b. La flexion simple**

Soit un espacement t = 20 cm

$$t = 20 \text{ cm} < \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (24,3 ; 40) \text{ cm} = 24,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_{fle} = \frac{0,40 \times b \times t}{f_e} = 0,60 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{Tot} = 1,58 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4T8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$



**Fig.III.8.** Schéma de ferrailage de la poutre brisée de l'escalier type II.



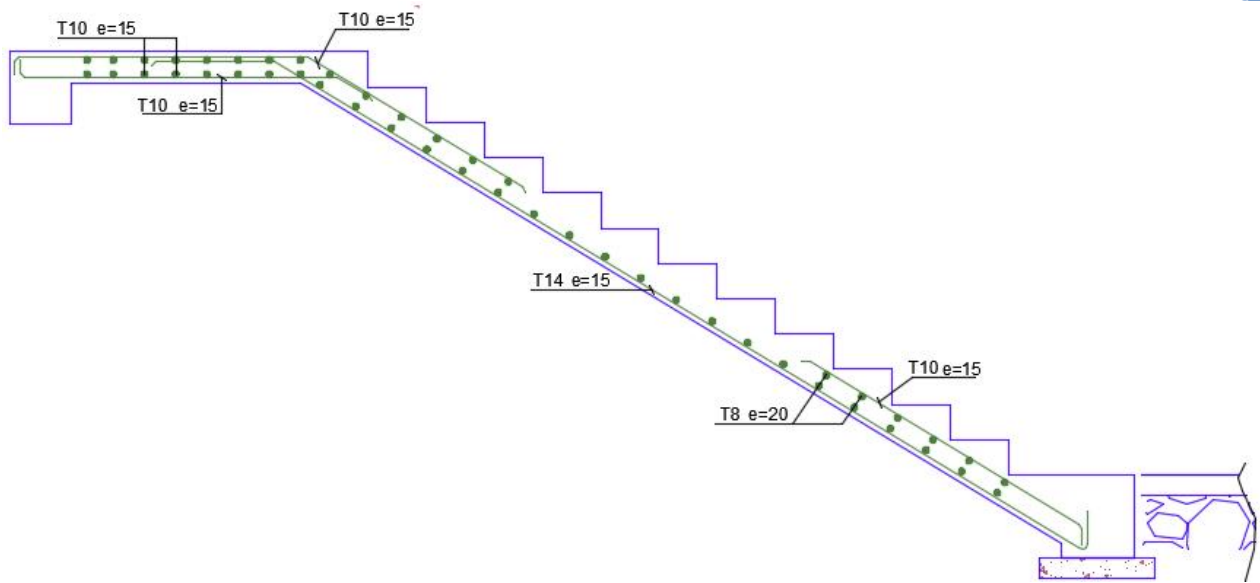


Fig III.9. Schéma de ferrillage escalier.

III.3.3. Escalier de type 02 :

III.3.3.1. Calcul des sollicitations :

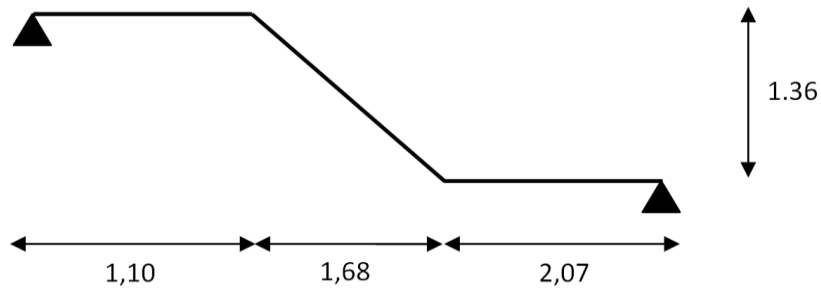


Fig III.10. Représentation de volé de l'escalier type 02

- ✓ Palliase :  $G= 8,29 \text{ KN/ml}$  ,  $Q=2,5 \text{ KN/ml}$
- ✓ Palier :  $G= 5,35 \text{ KN/ml}$ ,  $Q=2,5 \text{ KN/ml}$

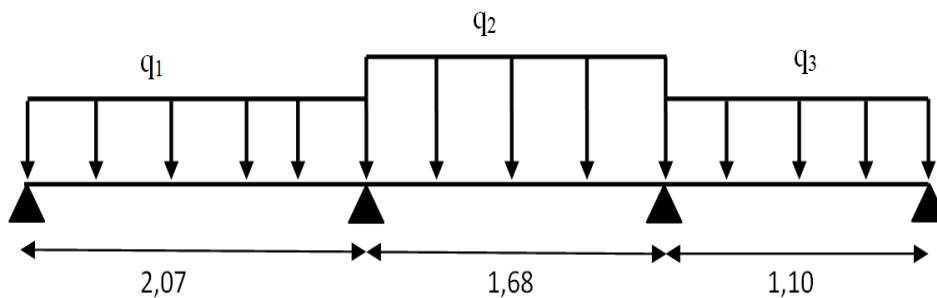


Fig III.11. Schéma statique de l'escalier type 02



Le calcul se pour **1 m** de largeur.

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU 1.35G+1.5Q (KN/ml)	ELS G+Q (KN/ml)
<b>Palier</b>	5.35	2.5	10.97	7.85
<b>paillasse</b>	8.29	2.5	14.94	10.79

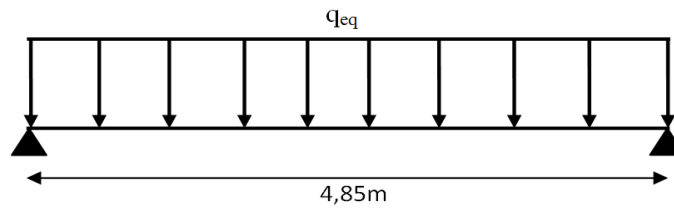
**Tab III.10.**Combinaison des charges.

❖ **La charge équivalente :**

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i}$$

$$ELU : q_u = \frac{10,97 \times (2,07 + 1,10) + 14,94(1,68)}{2,07 + 1,10 + 1,68} = 12,34 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_u = \frac{7,85 \times (2,07 + 1,10) + 10,79(1,68)}{2,07 + 1,10 + 1,68} = 8,86 \text{ KN/ml}$$



**FigIII.12.** La charge équivalente

❖ **Calcul les moments :**

- Moment isostatique :  $M_0 = ql^2/8$
- Moment en travée :  $M_{travée} = 0.85 M_0$
- Moment sur appui :  $M_{appui} = 0.5 M_0$

	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appui</sub> (KN.m)
<b>ELU</b>	36.31	27.23	18.15
<b>ELS</b>	26.05	19.53	13.025

**Tab III.11.**Les sollicitations de calcul.



**III.3.3.2.Calcul des armatures :**

**❖ Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b × h) = (100 × 15) cm<sup>2</sup>.

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	d(m)	$f_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_e$ (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	0,13	14,16	348	400

**Tableau III.12.** Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(m)	d(cm)	$M_u$ (KN.m)	$U_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{s\min}$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$
<b>Travée</b>	100	12.5	27.23	0.1230	0.16	11.67	2.10	6.70	5T14=7.70
<b>Appuis</b>	100	12.5	18.15	0.0820	0.10	12	2.10	4.43	4T12=4,52

**TabIII.13.** Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier

**❖ Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 15 ; 33) = 33\text{cm}$$

➤ en travée :  $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots CV$

➤ en appuis :  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots CV$

**❖ Armatures de répartition :**

- En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.68 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8=2.01 cm<sup>2</sup> ;  $S_t=25\text{cm}$

- Sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.11 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8=2.01 cm<sup>2</sup> ;  $S_t=25\text{cm}$



**III.3.3.3. Vérification à l'ELU :**

✓ **La section minimale :**

$$A_{s,min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 2.10cm^2$$

En travée :  $A_s = 6,70cm^2 \geq A_{s,min} \dots\dots\dots CV$

Sur appui :  $A_s = 3.43cm^2 \geq A_{s,min} \dots\dots\dots CV$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :

$\tau \leq \tau_u$  Tel que :

- $\tau = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right] \rightarrow (\text{Fissuration non préjudiciable}).$
- $\tau = 3,33 \text{ Mpa}.$
- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Avec :

- $V_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.
- $V_u = \frac{q \times l}{2} = 29,92 \text{ KN}.$
- $\tau_u = 0,239 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (CV).$

**III.3.3.4. Vérification à ELS :**

✓ **Vérification des contraintes de béton :**

**En travée :**

$$\alpha = 0,16 , \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,39$$

$$\left[ \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,445$$

Donc :  $\alpha = 0,16 \leq 0,445 \dots\dots\dots CV$

**Sur appui :**

$$\alpha = 0,10 , \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,39$$

$$\left[ \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,445$$

Donc :  $\alpha = 0,10 \leq 0,445 \dots\dots\dots CV$



✓ **Vérification des contraintes dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus

✓ **Vérification de la flèche :**

D'après l'article **B.6.51** du **BAEL91** :

Il faut vérifier les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L \geq 1/16 \quad \rightarrow \quad 15/485 = \mathbf{0.030} < 1/16 = \mathbf{0,0625} \dots\dots\dots \text{CNV} \\ h/L \geq M_t/10M_0 \rightarrow \quad 15/485 = \mathbf{0.030} < 27,23/(10 \times 36,31) = \mathbf{0,075} \dots\dots\dots \text{CNV} \\ A_s/bd \leq 4.2/f_e \rightarrow \quad 7,70/100 \times 12.5 = \mathbf{0.0061} < \mathbf{0,0105} \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s'imposera.

**III.3.3.5. Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée selon le **BAEL 91**, comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

**Avec :**

- $f_{gv}$  ,  $f_{gi}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- $f_{ji}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- $f_{pi}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{Si : } L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots\dots\dots \text{Si : } L > 5cm \end{array} \right.$$

Dans notre cas, cette flèche ne doit pas dépasser  $\frac{L}{500}$

D'après le **BAEL91** on a :  $f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}}$  ,  $f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$



➤ **Moment d'inertie de la section réduite :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2$$

Avec  $y$  : la position de l'axe neutre

$n$  : coefficient d'équivalence =15

**3. Calcul de  $y$  :**

$$y = \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd' + Ad) = 0$$

Avec :  $A' = 0$  ;  $A = 7,70 \text{ cm}^2$

**4. Moment d'inertie de la section homogène «  $I_0$  » :**

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

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bd + 15A_s}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}, \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho}$$

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \quad \text{et} \quad E_v = E_i / 3$$

➤ **Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :**

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub> MPa	λ <sub>p</sub> MPa	E <sub>i</sub> MPa	E <sub>v</sub> MPa
4.34	10415.52	9.29	26630.12	0.0061	3.44	1.37	32164,2	10721.4

**Tab III .14.** Différents coefficients pour le calcul de la flèche.

✓ **flèche instantanée due à  $G$  ; «  $f_{gi}$  » :**

La combinaison :  $q = G \dots \dots \dots$  (pour 1ml)

-palier :  $q_1 = q_3 = 5,35 \text{ KN/ml}$

-paillasse :  $q_2 = 8,29 \text{ KN/ml}$

$$q_{eq} = \frac{5.35 \times 3.17 + 8.29 \times 1.68}{4.85} = 6.36 \text{ KN/ml}$$



### 3- Calcul du moment et contrainte :

$$M_s = 0.85M_0 = 0.85 \times \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 \frac{6.36 \times 4.85^2}{8} = 15.89 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15M_s (d - y) / I = 15 \times 15.89 \times 10^6 \times (125 - 43.4) / 104155200 = 186.73 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.447$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 11543,2726 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{15.89 \times 10^6 \times (4850)^2}{10 \times 32164.2 \times 11543.2726 \times 10000} = 10.06 \text{ mm}$$

#### ✓ flèche diffère due à G : « fgv » :

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 18167,52 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 19,18 \text{ mm}$$

#### ✓ flèche instantanée due à « j » :

j : charge permanente avant la mise en place le revêtement

- palier :  $q_1 = q_3 = 3,75 \text{ KN/ml}$

- palliase :  $q_2 = 6,60 \text{ KN/ml}$

$$\text{Charge équivalente : } q_{eq} = \frac{3.75 \times 3.17 + 6.6 \times 1.68}{4.85} = 4.73 \text{ KN/ml}$$

### 4- Calcul du moment et contrainte :

$$M_s = 0.85M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 11,82 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15M_s (d - y) / I = 138,90 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0,33$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 13719,15 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 6,30 \text{ mm}$$



✓ flèche due à G+Q : «fpi » :

$$q_{eq} = 6,60 + 2,5 = 9,10 \text{ KN/ml}$$

$$M_{pi} = 0.85M_0 = 0.85 \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{9.10 \times (4.85)^2}{8} = 22.74 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{pi} = 15M_{pi}(d - y) / I = 250.86 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{pi} + f_{t28}} \right] = 0,55$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 10129,02 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 16.32 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 19,18 - 6,30 + 16,32 - 10,06 = 19,73 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 19,14 \text{ mm}$$

Et on a :

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots\dots\dots Si : L > 5m \end{cases}$$

$$L = 4,85 \text{ m} : \Rightarrow \bar{f} = \frac{4850}{500} = \mathbf{9,7 \text{ mm}}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 19,73 \text{ mm} > \bar{f} = 9,7 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

La flèche ne vérifie pas la condition, alors on ajoute une poutre noyée.

Donc ce type d'escalier pour l'étude sera :

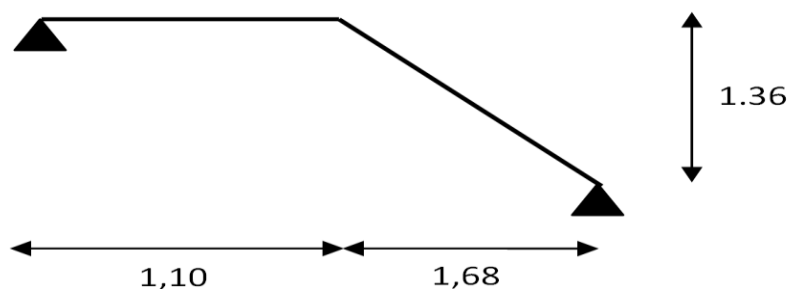


Fig III.13.Représentation de volé de l'escalier type 3





- ✓ Palliase :  $G= 8,29 \text{ KN/ml}$  ,  $Q=2,5 \text{ KN/ml}$
- ✓ Palier :  $G= 5,35 \text{ KN/ml}$  ,  $Q=2,5 \text{ KN/ml}$

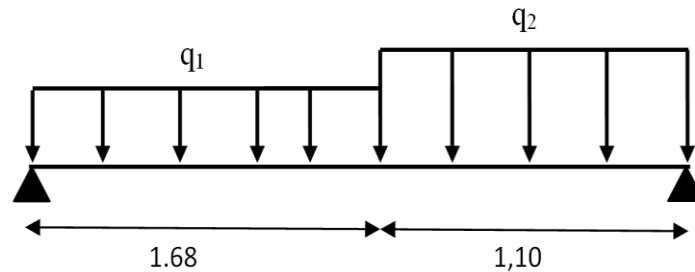


Fig III.14. Schéma statique de l'escalier

Le calcul se pour **1 m** de largeur.

	<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>ELU 1.35G+1.5Q (KN/ml)</b>	<b>ELS G+Q (KN/ml)</b>
<b>Palier</b>	5.35	2.5	10.97	7.85
<b>paillasse</b>	8.29	2.5	14.94	10.79

Tab III.15. Combinaison des charges.

❖ **La charge équivalente :**

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i}$$

$$\text{ELU : } q_u = \frac{10,97 \times (1,10) + 14,94 (1,68)}{1,10 + 1,68} = 13,36 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{7,85 \times (1,10) + 10,79 (1,68)}{1,10 + 1,68} = 9,62 \text{ KN/ml}$$

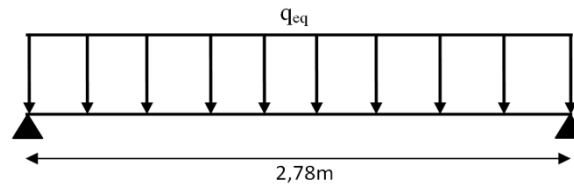


Fig III.15. La charge équivalente.

❖ **Calcul les moments :**

Moment isostatique :  $M_0 = ql^2/8$



Moment en travée :  $M_{travée} = 0.85 M_0$

Moment sur appui :  $M_{appui} = 0.5 M_0$

	$M_0$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	$M_{appui}$ (KN.m)
<b>ELU</b>	12.90	9.67	6.45
<b>ELS</b>	9.29	6.97	4.64

Tab III.16. Les sollicitations de calcul.

**Calcul des armatures :**

❖ **Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section  $(b \times h) = (100 \times 15) \text{cm}^2$ .

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d$ (m)	$f_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_e$ (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	0,125	14,16	348	400

TabIII.17. Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(m)	d(cm)	$M_u$ (KN.m)	$U_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{s\min}$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{adopte}$
<b>Travée</b>	100	12.5	9.97	0.0450	0.05	12.25	2.10	2.34	5T10=3,94
<b>Appuis</b>	100	12.5	6.97	0.0300	0.03	12.35	2.10	1.62	5T10=3.94

TabIII.18. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier

❖ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 15 ; 33) = 33\text{cm}$$

➤ en travée :  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ en appuis :  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$



### ❖ Armatures de répartition :

- En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,58 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8=2.01  $\text{cm}^2$  ; St=25cm

- Sur appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0,40 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8=2.01  $\text{cm}^2$  ; St=25cm

### Vérification à l'ELU :

#### ✓ Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie la condition suivante :  $\tau \leq \tau_u$  Tel que :

- $\tau = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right]$ . → (Fissuration non préjudiciable).
- $\tau = 3,33 \text{ Mpa}$ .
- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Avec :

- $V_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.
- $V_u = \frac{q \times l}{2} = 18,57 \text{ KN}$ .
- $\tau_u = 0,148 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$ .

### Vérification à ELS :

#### ✓ Vérification des contraintes de béton :

**En travée :**

$$\alpha = 0,05 \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,43$$

$$\left[ \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,46$$

Donc :  $\alpha = 0,05 \leq 0,46 \dots \dots \dots \text{CV}$

**Sur appui :**

$$\alpha = 0,03 \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,39$$

$$\left[ \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,445$$

Donc :  $\alpha = 0,03 \leq 0,445 \dots \dots \dots \text{CV}$

#### ✓ Vérification des contraintes dans les aciers tendus :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus



✓ **Vérification de la flèche :**

D’après l’article **B.6.51** du **BAEL91** :

Il faut vérifier les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s’imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L \geq 1/16 \rightarrow 15/2,78 = \mathbf{0.053} < 1/16 = \mathbf{0,0625} \dots\dots\dots \text{CNV} \\ h/L \geq M_t/10M_0 \rightarrow 15/485 = \mathbf{0.053} < 27,23/(10 \times 36,31) = \mathbf{0,077} \dots\dots\dots \text{CNV} \\ A_s/bd \leq 4.2/f_e \rightarrow 3,14/100 \times 12.5 = \mathbf{0.0025} < \mathbf{0,0105} \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de la flèche :**

Les différents coefficients pour le calcul de la flèche résumés dans le tableau suivant :

Y cm	I cm <sup>4</sup>	V Cm	I <sub>0</sub> cm <sup>4</sup>	ρ	λ <sub>i</sub> MPa	λ <sub>p</sub> MPa	E <sub>i</sub> MPa	E <sub>v</sub> MPa
2.99	5150.75	9.12	26233.08	0.0025	8.40	3.36	32164,2	10721.4

**Tableau. III .19.** Différents coefficients pour le calcul de la flèche.

✓ **flèches due l’ensemble des charges permanente « f<sub>gv</sub>, f<sub>gi</sub> » :**

La combinaison : q=G..... (Pour 1ml)

- Paillasse : q<sub>1</sub>=8,29 KN/ml
- Palier : q<sub>2</sub>=5,35 KN/ml

$$q_{eq} = \frac{8,29 \times 1,68 + 5,35 \times 1,1}{2,78} = 7,12 \text{KN/ml}$$

$$M_s = 0.85M_0 = 5,85 \text{ KN.m} \quad \text{avec : } M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8}$$

$$\sigma_s = 15 M_s(d-y)/I = 15 \times 5,85 \times 10^6 (125 - 29,9)/5150,75 \times 10^4 = 162,01 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \left( \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0,012$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \cdot \mu} = 26214,01 \text{cm}^4 \Rightarrow f_{gi} = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fg}} = 1,60 \text{ mm}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 27737,99 \text{cm}^4 \Rightarrow f_{gv} = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}} = 1,52 \text{ mm}$$

✓ **flèche instantanée due à j « f<sub>ji</sub> » :**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

- palier : q<sub>2</sub>= 3,75 KN/ml
- palliase : q<sub>1</sub>=6,60 KN/ml



La charge équivalente :  $q_{eq} = \frac{6,60 \times 1,68 + 3,75 \times 1,10}{2,78} = 5,47 \text{ KN/ml}$

$M_s = 0,85 M_0 = 4,49 \text{ KN.m}$  avec :  $M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8$

$\sigma_s = 15 M_s (d-y) / I = 15 \times 4,49 \times 10^6 (125 - 29,9) / 5150,75 \times 10^4 = 202,54 \text{ MPa}$

$\mu = 1 - \left( \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0,109$

$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \cdot \mu} = 15063,89 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ji} = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,71 \text{ mm}$

✓ flèche due à G+Q « f<sub>pi</sub> » :

$q_{eq} = 6,60 + 2,5 = 9,10 \text{ KN/ml}$

$M_s = 0,85 M_0 = 7,47 \text{ KN.m}$  avec :  $M_0 = (q_{eq} \cdot l^2) / 8$

$\sigma_s = 15 M_s (d-y) / I = 15 \times 7,47 \times 10^6 (125 - 29,5) / 5150,75 \times 10^4 = 207,75 \text{ MPa}$

$\mu = 1 - \left( \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right) = 0,120$

$I_{fp} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \cdot \mu} = 14370,71 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{pi} = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fp}} = 1,24 \text{ mm}$

$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

$\Delta f_t = 1,52 - 0,71 + 1,24 - 1,60 = 0,45 \text{ mm}$

$\Delta f_t = 0,45 \text{ mm}$

On a aussi :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq L/500 \dots\dots\dots \text{si} : L \leq 5 \text{ m} \\ \bar{f} \leq 0,5 + L/1000 \dots\dots\dots \text{si} : L > 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$L = 2,78 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = 2780 / 500 = 5,56 \text{ mm}$

$\Delta f_t = 0,45 \text{ mm} \leq \bar{f} = 5,56 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$

III.3.3.6. Etude de la poutre noyée :

Définition :

La poutre noyée est une poutre incorporée dans les planchers et elle est destin



reprendre les charges telle que :

- Poids propre.
- Poids de dalle.

Elle est encastrée dans la poutre et fléchit d'une manière proportionnelle au fléchissement des dalles auxquelles elle fait partie. La poutre noyée a une hauteur égale à l'épaisseur de la **15cm** et une largeur de **30cm**.

#### Evaluation de charge :

##### ✓ Poids propre de la poutre :

$$G = 0,15 \times 0,30 \times 25 = 1,12 \text{ KN/m.}$$

##### ✓ Poids de la dalle :

$$G' = 6,35 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Alors } G_{\text{TOT}} = 6,35 + 1,12 = 7,47 \text{ KN/m.}$$

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

#### Calcul de ferrailage :

##### ➤ Calcul à l'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7,47 + 1,5 \times 2,5 = 13,83 \text{ KN/m.}$$

##### ➤ Calcul des sollicitations :

- Moment isostatique :  $M_0 = q_u \times L^2 / 8 = 13,83 \times 2,90^2 / 8 = 14,54 \text{ KN.m}$
- Moment en travée :  $M_t = 0,85M_0 = 12,36 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui :  $M_a = 0,5M_0 = 7,27 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant :  $V_u = q_u \times L / 2 = 20,05 \text{ KN.}$

##### ➤ Calcul des armatures :

Pour le calcul, on utilise les formules suivantes : (le calcul se fera par assimilation à la flexion simple)

$$F_{bu} = 14,16 \text{ MPa} ; \quad F_{ed} = 348 \text{ MPa} ; \quad d = 0,9h$$

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$
- $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $Z_b = d \times (1 - 0,4 \alpha).$
- $A_s = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}}$
- $A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0,55 \text{ cm}$

#### Tableau de ferrailage:



section	$M_U$ (KN.m)	<b>b</b> (cm)	<b>d</b> (cm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z_b$ (cm)	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Appui</b>	7,27	30	13,5	0,0939	0,13	12,80	1,63	0,52	3T10=2,36
<b>Travée</b>	12,36	30	13,5	0,1569	0,22	12,31	3,00	0,52	3T12=3,39

Tab.III.20.Ferrailage de la poutre noyée

➤ **Calcul à ELS :**

$Q_{SER}=G+Q= 9,97 \text{ KN/m.}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

- Moment isostatique :  $M_{ser}=q_{ser} \times L^2/8= 9,97 \times 2,90^2/8=10,48 \text{ K N.m}$
- Moment sur appui :  $M_a=0,5M_0=0,5 \times 14,83 = 5,24 \text{ KN/m .}$
- Moment en travée:  $M_t=0,85M_0=0,75 \times 14,83 =8,91 \text{ KN .m}$
- Effort tranchant :  $V= q_{ser} \times L / 2 = 14,45 \text{ KN}$

✓ **Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier la condition suivante:  $\tau_u < \tau_{lim}$  ..... Pas de risque de cisaillement.

Fissuration non préjudiciable :  $\tau_{lim}=3.33 \text{ MPa.}$

$\tau = \frac{V_u}{bd} = 0,35 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \tau_{lim} \dots \dots \dots \text{CV}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

- $S_t \leq \min (0,90 d ; 40 \text{cm}) = \min ( 0,90 \times 13,5 ; 40 \text{cm}) \rightarrow S_t = 12,15 \text{cm.}$
- $\phi_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \phi) = 4,28 \text{mm} \rightarrow$  on prend un cadre de  $\phi 8$  chaque 14cm.
- $A_t \times f_e / b \times S_t \geq \text{Max} (\tau_u/2 ; 0,40 \text{MPa}) = (0,29; 0,40) = 0,40 \text{MPa} \rightarrow A_t \geq 0,48 \text{cm}^2.$

Donc, on adopte:  $\phi_t=8 \text{mm} \dots \dots \dots 2\phi 8=1,01 \text{cm}^2 > 0,48 \text{cm}^2.$

D'après **RPA 99**, l'espacement entre les armatures transversales doit être limitée à :

❖ **Zone nodale :**

$S_t \leq \text{Min} (h/4; 12\phi_t) = \text{Min} (3,75 ; 5,04) = 3,75 \text{cm.}$

$S_t \leq 3,75 \text{cm} \dots \dots \dots S_t = 5 \text{cm.}$

❖ **Zone courante:**

$S_t \leq h/2 \dots \dots \dots \text{On adopte; } S_t = 8 \text{cm.}$

✓ **Vérification de la contrainte admissible**

Puisqu'on a une fissuration peu nuisible, il faut que cette formule vérifiée :



$$\alpha \leq (\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100.$$

	$\gamma$	$(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100$	$\alpha$	vérification
En travée	1,39	0,445	0,051	CV
Sur appui	1,39	0,445	0,31	CV

Tab.III.21. Vérification de ferrailage de la poutre noyée.

Schéma de ferrailage :

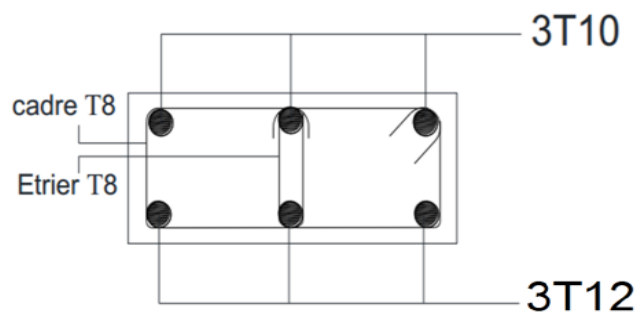


Fig III.16. Ferrailage la poutre noyée

### III.3.3.7. Etude de la poutre brisée:

La poutre est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à ces extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, et en plus à l'action du poids de palier et paillasse.

Dans notre cas d'escaliers avec 3 volées on réalise une poutre palière brisée.

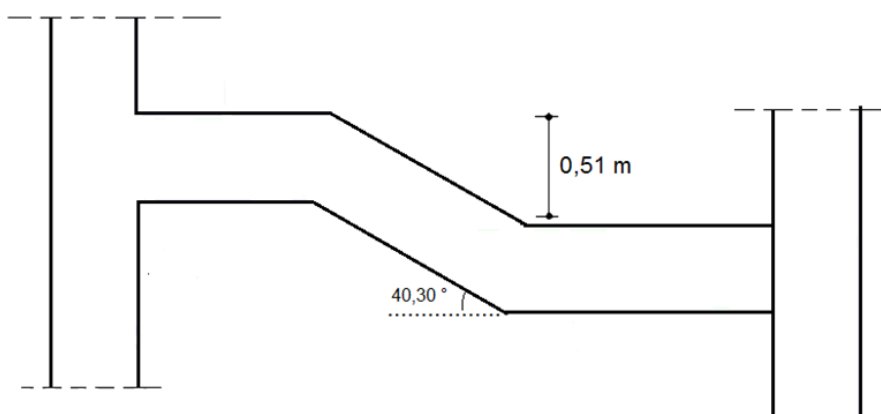


Fig III.17. Vue en élévation de la poutre brisée





✓ **Calcul des sollicitations :**

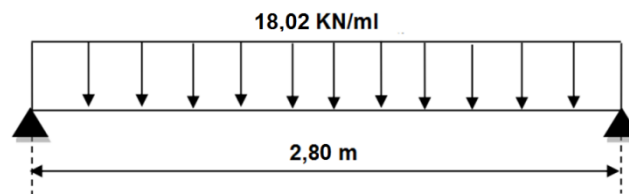
➤ **Charge permanente :**

- Poids propre de la poutre horizontale :  $g_0 = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la poutre inclinée :  $g_1 = 2,63 / \cos 40,30^\circ = 3,45 \text{ KN/ml}$
- Le poids du mur extérieur :  $g = 2,8 \times 1,95 = 5,46 \text{ KN/ml}$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :  $R = qL/2$

$$L'ELU \begin{cases} R_{(gauche)} = 18,57 \text{ KN/ml} \\ R_{(droite)} = 18,57 \text{ KN/ml} \\ R_p = 14,70 \text{ KN/ml} \end{cases} \quad L'ELS \begin{cases} R_{(gauche)} = 13,37 \text{ KN/ml} \\ R_{(droite)} = 13,37 \text{ KN/ml} \\ R_p = 10,60 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_{u,eq} = \frac{(18,57 \times 1,05) \times 2 + 14,70 \times 0,78}{2,80} = 18,02 \text{ KN/ml} \\ G = g_0 + g_1 + g = 11,54 \text{ KN/ml} \end{cases}$$



**Fig.III.18.** La charge sur la poutre palière à ELU

➤ **Combinaisons des charges :**

**L'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + R = 33,59 \text{ KN/ml}$$

Les moments :  $L = 2,80 \text{ m}$

- Le moment isostatique :  $M_0 = q_u \times L^2 / 8 = 32,91 \text{ KN/ml}$
- Le moment en travée :  $M_t = 0,75 M_0 = 24,68 \text{ KN/ml}$
- Le moment sur appui :  $M_a = 0,4 M_0 = 13,16 \text{ KN/ml}$

**L'ELS :**

$$q_s = G + R_{eq} = 29,56 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :  $M_0 = q_s \times L^2 / 8 = 28,96 \text{ KN/ml}$
- Le moment en travée :  $M_t = 0,75 M_0 = 21,72 \text{ KN/ml}$



- Le moment sur appui :  $M_a = 0,4M_0 = 11,58\text{KN/ml}$

**Ferraillage de la poutre brisée :**

**Calcul des armatures longitudinales :**

$F_{bu}=14,16\text{MPa}$  ;  $F_{ed}= 348\text{MPa}$  ;  $d=0,9h$

On utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$
- $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$
- $Z_b = d \times (1 - 0,4 \alpha)$ .
- $A_s = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}}$

Section	$M_U$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z_b$ (cm)	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	choix
<b>Appui</b>	13,16	30	31,5	0,0310	0,0393	31,00	1,21	2T12 = 2,26
<b>Travée</b>	24,68	30	31,5	0,0583	0,075	30,55	2,32	2T14 = 3,08

**Tab III.22.**Résultats de calcul de ferraillage de la poutre palière

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc :  $\bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$  ; Avec  $T_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui

$T_u = \frac{q_u l}{2} = 47,02 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{47,02 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,49 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{CV}$



✓ **Vérification à l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$  avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,13$

- **En travée :**  $\alpha = 0,075 \leq 0,32$  .....CV
- **Sur appui :**  $\alpha = 0,093 \leq 0,32$  .....CV

❖ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

✓ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L \geq 1/16 \quad \rightarrow \quad 35/280 = \mathbf{0,125} > 1/16 = \mathbf{0,0625} \text{ .....CV} \\ h/L \geq M_t/10M_0 \quad \rightarrow \quad 35/280 = \mathbf{0,125} > 24,68/(10 \times 32,91) = \mathbf{0,074} \text{ .....CV} \\ A_s/bd \leq 4.2/f_e \quad \rightarrow \quad 3,08/100 \times 31,5 = \mathbf{0,0097} < \mathbf{0,0105} \text{ .....CV} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul à la torsion :**

Le moment de torsion  $M_t$  est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne joue aucun rôle à l'ELU de torsion c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

➤ **Ferraillage :**

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_S}{2 \times F_E \times \Omega}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 0,075 \text{ m}^2 \quad ; \quad e = b/6 = 0,05 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{4}{3} b + 2h = 1,1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{\text{tor}} = \frac{24,68 \times 1,1 \times 1,15 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0,075} = 5,20 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times e \times \Omega} = \frac{24,68 \times 10^{-3}}{2 \times 0,05 \times 0,075} = 3,43 \text{ Mpa}$$



**Pour le ferrailage longitudinal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A_s^{fle} = 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2 \\ \text{En appuis : } A_s^{fle} = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2 \\ A_s^{tor} = 4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Calcul des armatures transversales :**

$$A_T^{tot} = A_T^{fs} + A_T^t$$

**c. La torsion**

$$\frac{A_t \times f_e}{t \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega} \rightarrow A_t = \frac{M_t \times t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{Avec :}$$

t : C'est l'espacement entre les armatures transversales. Soit l'espacement t = 20 cm

$$\rightarrow A_t = \frac{24,68 \times 10^{-3} \times 0,2 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,075} = 0,98 \text{ cm}^2$$

**d. La flexion simple**

Soit un espacement t = 20 cm

$$t = 20 \text{ cm} < \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (24,3 ; 40) \text{ cm} = 24,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_{fle} = \frac{0,40 \times b \times t}{f_e} = 0,60 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_T^{tot} = 1,58 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4T8 \Rightarrow A_T = 2,01 \text{ cm}^2$$



- Schéma de ferrailage :

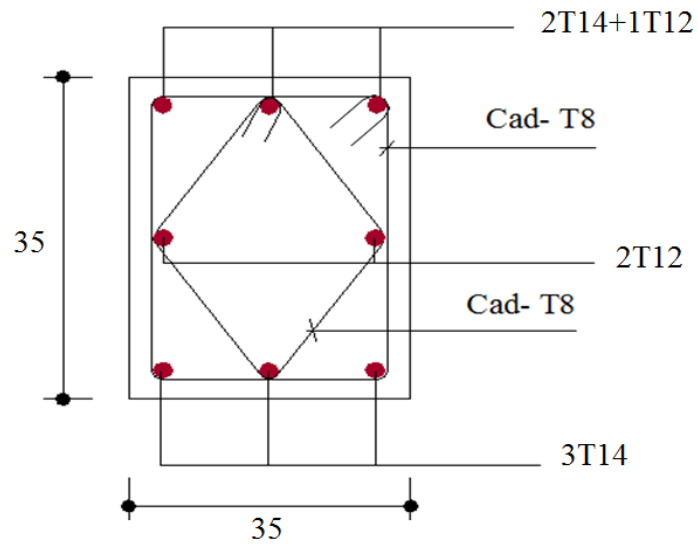


Fig.III.19. Schéma de ferrailage de la poutre brisée de l'escalier type II.

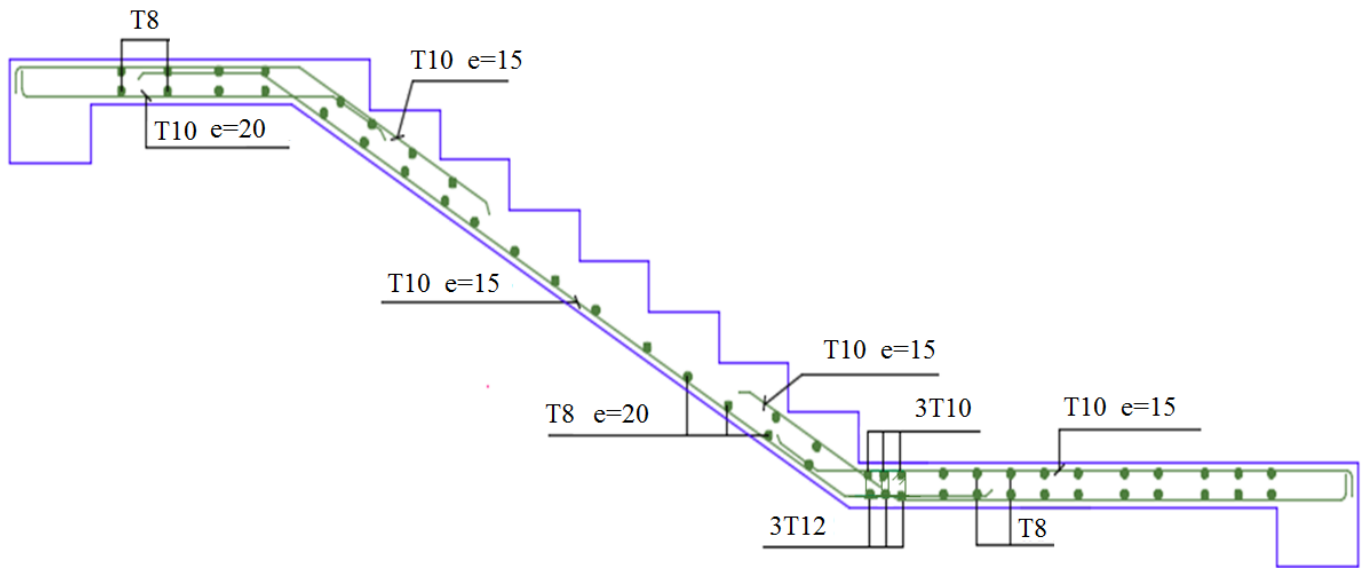


Fig III.20. Schéma de ferrailage escalier.



### III.4. Les Planchers :

#### III.4.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis ils les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers à dalle pleines.

#### III.4.2. Dalle pleine :

##### ➤ définition :

Les dalles pleines sont des plaques horizontales minces en béton armée, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque est encadrée dans les poutres sur un ou plusieurs côtés, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

D'après les règles BAEL 91 on a :

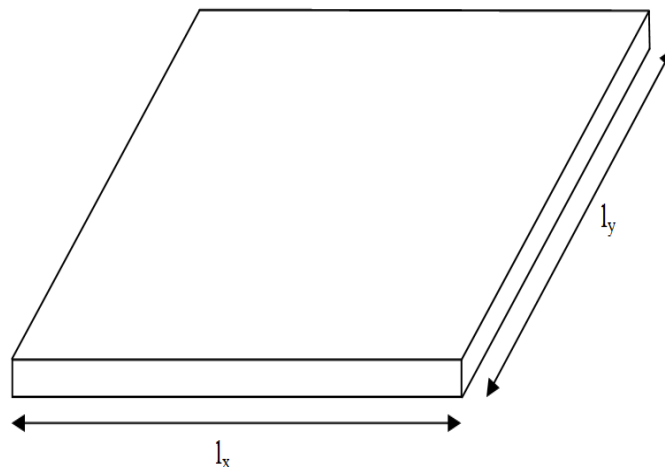


Fig.III.21. dimensions de la dalle.

- $L_x$  : la plus petite dimension de la dalle.
- $L_y$  : la plus grande dimension de la dalle.
  - Si :  $L_x / L_y \leq 0,4$  : et que la dalle est uniformément chargée  $\Rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens.
  - Si :  $L_x / L_y > 0,4$  : et que la dalle est uniformément chargée  $\Rightarrow$  la dalle travaille suivant deux sens.

#### III.4.2.2. Les charges :

On a :

- Dalle plein du plancher terrasse « inaccessible »  $G=7.14 \text{ KN/m}^2$   $Q=1 \text{ KN/m}^2$
- Dalle pleine dans les étages (RDC  $\rightarrow$  8<sup>ème</sup>)  $G=6.35 \text{ KN/m}^2$   $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

$L_y$



❖ Les étages (RDC+1+2+3+4+5+6+7+8) :

Le panneau la plus sollicité est le panneau de rive représenté dans le figure ci-dessous :

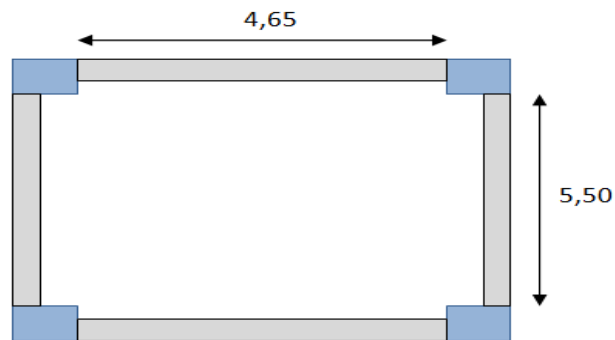


Fig.III.22. Le panneau la plus sollicité.

A- Les combinaisons des charges :

- A l'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 10,83 \text{ KN/m}^2$$

- A l'ELS :

$$P_{ser} = G + Q$$

$$P_{ser} = 7,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 > 0.4$$

→ Le panneau travail dans les deux sens

B- Calcul des moments :

D'après les règles BAEL 91 les moments dans le panneau sont évalués selon la position de panneau (rive, intermédiaire).

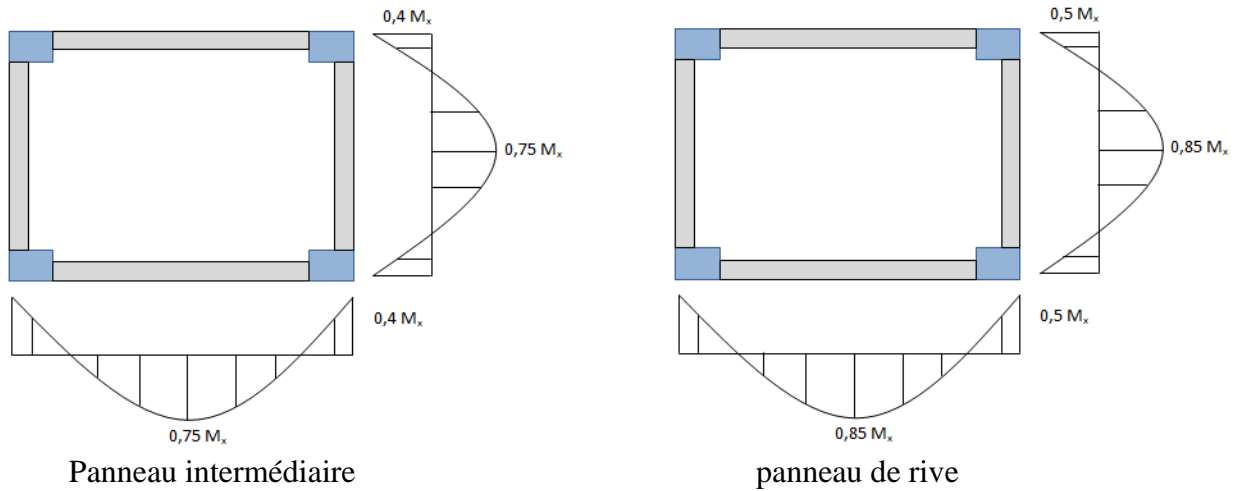


Fig.III.23.Distribution des moments sur les panneaux.

Le calcul se fera pour à une bande de 1 m dans les deux sens

Les moments dans le panneau à étudié :

$$M_{ox} = \mu_x \times Pl_x^2$$

$$M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y$$

Les valeurs de  $\mu_y$  et  $\mu_x$  sont déterminés selon l'annexe E.3 des règles BAEL 91

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4 a^3)} = 0.052$$

$$\mu_y = a^3(1.9 - 0.9a) = 0.678$$

$$M_{ox} = 0.052 \times 10,83 \times 4.65^2$$

$$M_{ox} = 12.18 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{oy} = 12.18 \times 0.678$$

$$M_{oy} = 8.26 \text{ KN.m/ml}$$

- Dans les sens de ( $L_x$ ) :

Moment en travée :  $M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 9,14 \text{ KN.m/ml}$

Moment sur appuis :  $M_{ax} = 0.4 \times M_{ox} = 4,87 \text{ KN.m/ml}$





- Dans les sens de ( $L_y$ ) :

Moment en travée :  $M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 7,02 \text{ KN.m/ml}$

Moment sur appuis :  $M_{ay} = 0.5 \times M_{oy} = 4,13 \text{ KN.m/ml}$

**Valeurs minimales à respecter :**

$$M_{ty} \geq M_{tx} / 4 \geq 2,29 \text{ KN.m/ml}$$

Donc :  $M_{ty} = 7,02 \text{ KN.m/ml}$

$$M_{ay} = M_{ax} = 4,87 \text{ KN.m/ml}$$

**C- Calcul des armatures :**

Pour ne pas avoir d'acier comprimé il faut :

$$\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$$

$$10^4 \times \mu_{lu} = 3220 \times \gamma + 51 \times f_{c28} - 3100$$

$$\gamma = \frac{P_u}{P_{ser}} = 1.379$$

$$\mu_{lu} = 0.2615$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 \times h_0 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_b \times \sigma_s}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$



• **Choix des aciers :**

$$\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \leq \frac{160}{10} \leq 16 \text{ mm}$$

→ prendre au plus Φ16

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KN.m/ml)	$\mu_{bu}$	$z_b$ (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>En travée</b> <b>(Parallèle à <math>l_x</math>)</b>	9,14	0,0353	132,14	1,98	4HA10=3.14
<b>En travée</b> <b>(Parallèle à <math>l_y</math>)</b>	7,02	0,0271	132,80	1,52	4HA10=3,14
<b>Sur appuis</b>	4,87	0,0188	133.47	1.04	4HA10=3,14

**Tab.III.23. Résultats de calcul des armatures**

• **Condition de non fragilité :**

Selon  $l_y$  :

$$A_{s_{ymin}} = 8. h_0 = 1.20 \left( \text{cm}^2/\text{ml} \right) < 2.01 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Selon  $l_x$  :

$$A_{s_{x min}} = \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) \times A_{s_{y min}} = 1.29 \left( \text{cm}^2/\text{ml} \right) < 3.14 \dots\dots\dots\text{CV}$$

• **Espacement :**

Fissuration peu préjudiciable

$$St \leq \min[3h_0 ; 33 \text{ cm}]$$

- En travée (parallèle à  $l_x$ ) :

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

- En travée (parallèle à  $l_y$ ) :



$$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

- En chapeau :

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

#### D- Calcul de l'effort tranchant :

Au milieu du grand côté :

$$V_{ux} = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \alpha/2} = 17,73 \text{ KN/ml}$$

Au milieu de petit côté :

$$V_{uy} = \frac{P_u \times l_x}{3} = 16,78 \text{ KN/ml}$$

- **Vérification :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,131 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa}$$

Pas d'armature d'âme.

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$$

- **Vérification à l'ELS :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendue ( $\sigma_{st}$ ) ne dépassent pas la contrainte limite.

- La fissuration est préjudiciable  $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \eta = 1,6 \text{ (HA)}$ .
- $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ .

Et :

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :



- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')^2)]$ .BAEL 91.

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$

Avec :

- **Y** : est la solution de l'équation suivante :  $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$
- $E = 2 * d * D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y = K * Y$
- $\sigma_{st} = 15 * K * (d - y)$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
<b>M<sub>ser</sub>(KN.m)</b>	3,53	6,62	3,53	5,09
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	15	15	15	15
<b>d (cm)</b>	13,5	13,5	13,5	13,5
<b>As adop (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4T10 = 3,14</b>	<b>4T10 = 3,14</b>	<b>4T10 = 3,14</b>	<b>4T10 = 3,14</b>
<b>D (cm)</b>	0,47	0,47	0,47	0,47
<b>E (cm<sup>2</sup>)</b>	12,69	12,69	12,69	12,69
<b>Y<sub>ser</sub> (cm)</b>	3,12	3,12	3,12	3,12
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	6087,13	6087,13	6087,13	6087,13
<b>K (<math>\frac{N}{mm^3}</math>)</b>	0,057	0,108	0,057	0,083
<b><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (Mpa)</b>	201,63	201,63	201,63	201,63
<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math> (Mpa)</b>	15	15	15	15
<b><math>\sigma_{st}</math> (Mpa)</b>	88,74	168,15	88,74	129,23
<b><math>\sigma_{bc}</math> (Mpa)</b>	1,77	3,36	1,77	2,58
<b><math>\sigma_{bc} &lt; \bar{\sigma}_{bc}</math></b>	CV	CV	CV	CV
<b><math>\sigma_{st} &lt; \bar{\sigma}_{st}</math></b>	CV	CV	CV	CV

Tab III.24. Vérification des contraintes à l'ELS



### E- Schéma de ferrillage :

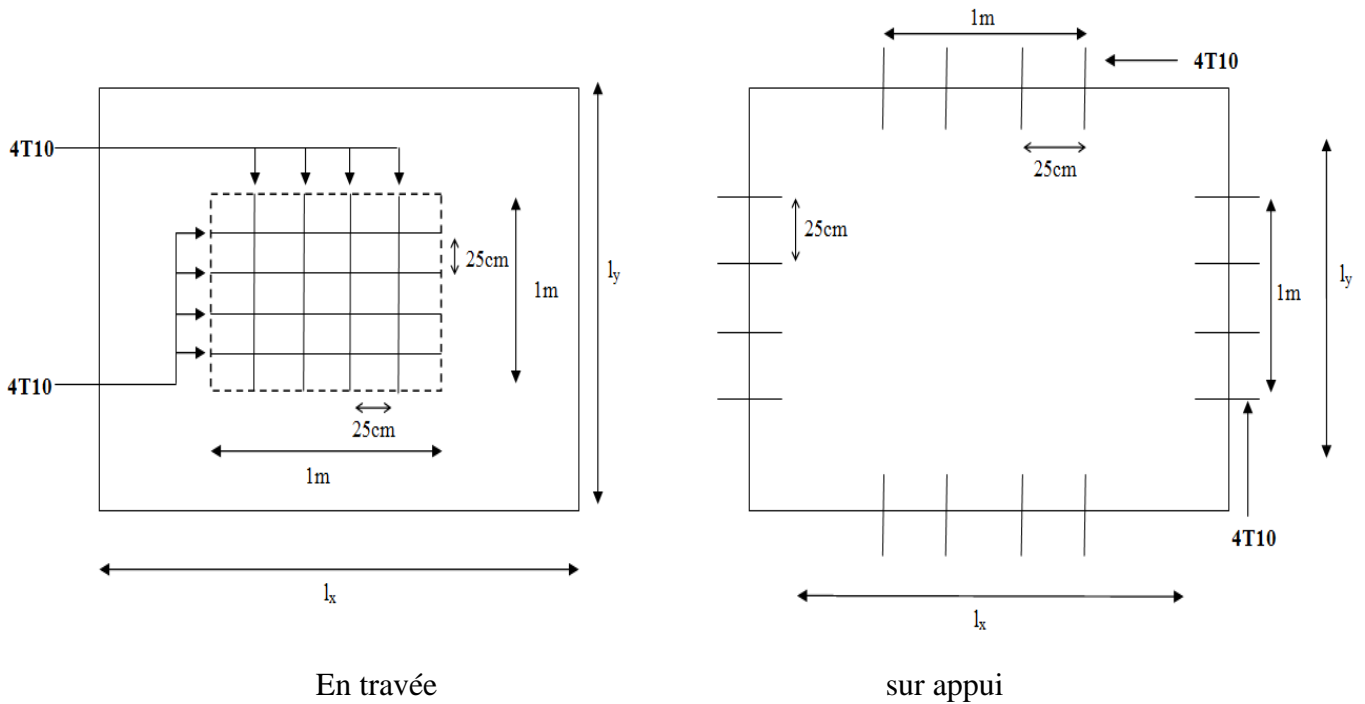


Fig.III.24. Ferrillage de plancher.

### ❖ La terrasse :

Le panneau la plus sollicité est le panneau de rive représenté dans la figure ci-dessous :

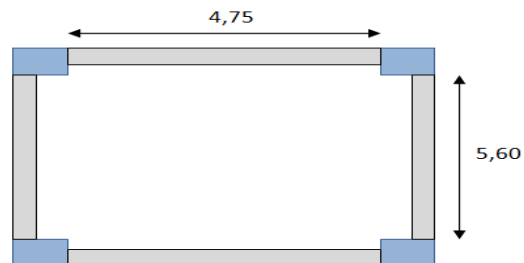


Fig.III.25. Le panneau la plus sollicité (le terrasse).

### A- Les combinaisons des charges :

- A l'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 11.14 \text{ KN/m}^2$$

- A l'ELS :

$$P_{ser} = G + Q$$

$$P_{ser} = 8.14 \text{ KN/m}^2$$

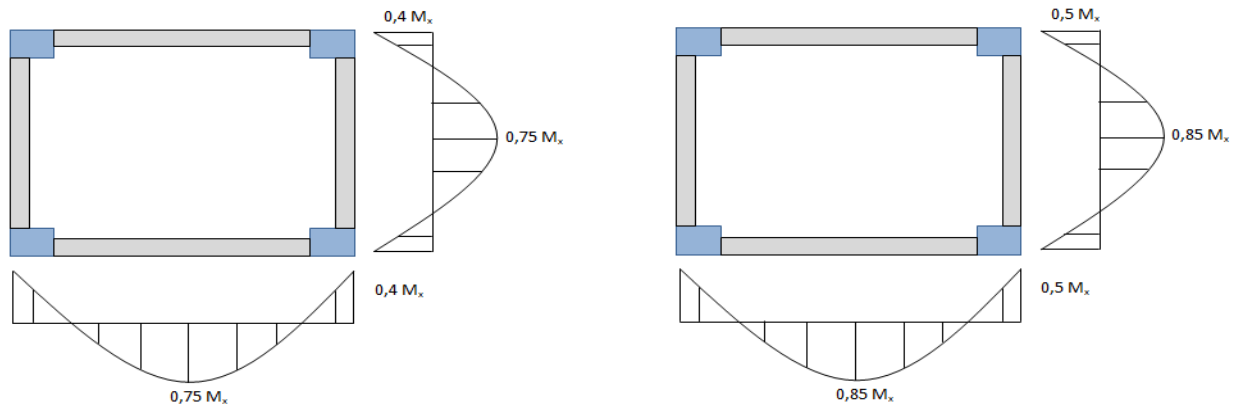


$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 > 0.4$$

→ Le panneau travail dans les deux sens

### B- Calcul des moments :

D'après les règles BAEL 91 les moments dans le panneau sont évalués selon la position de panneau (rive, intermédiaire).



Panneau intermédiaire

panneau de rive

**Fig.III.26.**Distribution des moments sur les panneaux.

Le calcul se fera pour à une bande de 1 m dans les deux sens

Les moments dans le panneau à étudié :

$$M_{ox} = \mu_x \times Pl_x^2$$

$$M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y$$

Les valeurs de  $\mu_y$  et  $\mu_x$  sont déterminés selon l'annexe E.3 des règles BAEL 91

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4a^3)} = 0.052$$

$$\mu_y = a^3(1.9 - 0.9a) = 0.678$$

$$M_{ox} = 0.052 \times 11.14 \times 4.75^2$$

$$M_{ox} = 13,07 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{oy} = 13,07 \times 0.678$$

$$M_{oy} = 8,86 \text{ KN.m/ml}$$



- Dans les sens de ( $L_x$ ) :

Moment en travée :  $M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 9,80 \text{ KN.m/ml}$

Moment sur appuis :  $M_{ax} = 0.4 \times M_{ox} = 5,22 \text{ KN.m/ml}$

- Dans les sens de ( $L_y$ ) :

Moment en travée :  $M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 7,53 \text{ KN.m/ml}$

Moment sur appuis :  $M_{ay} = 0.5 \times M_{oy} = 4,43 \text{ KN.m/ml}$

**Valeurs minimales à respecter :**

$$M_{ty} \geq M_{tx} / 4 \geq 2,45 \text{ KN.m/ml}$$

Donc :  $M_{ty} = 7,53 \text{ KN.m/ml}$

$$M_{ay} = M_{ax} = 5,22 \text{ KN.m/ml}$$

**C- Calcul des armatures :**

Pour ne pas avoir d'acier comprimé il faut :

$$\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$$

$$10^4 \times \mu_{lu} = 3220 \times \gamma + 51 \times f_{c28} - 3100$$

$$\gamma = \frac{P_u}{P_{ser}} = 1.367$$

$$\mu_{lu} = 0.2576$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 \times h_0 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_b \times \sigma_s}$$



$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

- **Choix des aciers :**

$$\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \leq \frac{160}{10} \leq 16 \text{ mm}$$

→ prendre au plus  $\Phi 16$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (KN.m/ml)	$\mu_{bu}$	$Z_b$ (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>En travée</b> <b>(Parallèle à <math>I_x</math>)</b>	9,80	0.0378	131.93	2.13	4HA10=3.14
<b>En travée</b> <b>(Parallèle à <math>I_y</math>)</b>	7,53	0,0290	132.65	1.63	4HA10=3.14
<b>Sur appuis</b>	5,22	0.0201	133.37	1.12	4HA10=3.14

**Tab.III.25.**Résultats de calcul des armatures

- **Condition de non fragilité :**

Selon  $I_y$  :

$$A_{s_{ymin}} = 8. h_0 = 1.20 \left( \text{cm}^2/\text{ml} \right) < 2.51 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Selon  $I_x$  :

$$A_{s_{x min}} = \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) \times A_{s_{y min}} = 1.29 \left( \text{cm}^2/\text{ml} \right) < 3.14 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Espacement :**

Fissuration peu préjudiciable

$$St \leq \min[3h_0 ; 33 \text{ cm}]$$

- En travée (parallèle à  $I_x$ ) :





$$St = 100/5 = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

- En travée (parallèle à  $l_y$ ) :

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

- En chapeau :

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

#### D- Calcul de l'effort tranchant :

Au milieu du grand côté :

$$V_{ux} = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \alpha/2} = 18,56 \text{ KN/ml}$$

Au milieu de petit côté :

$$V_{uy} = \frac{P_u \times l_x}{3} = 17,63 \text{ KN/ml}$$

- **Vérification :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,137 < 1,167 \text{ MPA}$$

Pas d'armature d'âme.

- **Vérification à l'ELS :**

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les Contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendue ( $\sigma_{st}$ ) ne dépassent pas la contrainte limite.

- La fissuration est préjudiciable  $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \eta = 1,6(\text{HA})$ .
- $\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ .

et :



Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

$$\bullet \quad I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')]. \text{BAEL 91.}$$

On a :

$$\bullet \quad A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$$

Avec :

- **Y** : est la solution de l'équation suivante :  $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$
- $E = 2 * d * D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y = K * Y$
- $\sigma_{st} = 15 * K * (d - y)$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
<b>M<sub>ser</sub> (KN. m)</b>	3,82	7,16	3,23	5,50
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	15	15	15	15
<b>d (cm)</b>	13,5	13,5	13,5	13,5
<b>As adop (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4T10 = 3,14</b>	<b>4T10 = 3,14</b>	<b>4T10 = 3,14</b>	<b>4T10 = 3,14</b>
<b>D (cm)</b>	0,47	0,47	0,47	0,47
<b>E (cm<sup>2</sup>)</b>	12,69	12,69	12,69	12,69
<b>Y<sub>ser</sub> (cm)</b>	3,12	3,12	3,12	3,12
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	6087,13	6087,13	6087,13	6087,13
<b>K (<math>\frac{N}{mm^3}</math>)</b>	0,062	0,117	0,053	0,090
<b><math>\bar{\sigma}_{st}</math> (Mpa)</b>	201,63	201,63	201,63	201,63
<b><math>\bar{\sigma}_{bc}</math> (Mpa)</b>	15	15	15	15
<b><math>\sigma_{st}</math> (Mpa)</b>	96,53	182,16	82,52	140,13
<b><math>\sigma_{bc}</math> (Mpa)</b>	1,93	3,65	1,65	2,80



$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$	CV	CV	CV	CV

Tab III.26. Vérification des contraintes à l'ELS

E- Schéma de ferrailage :

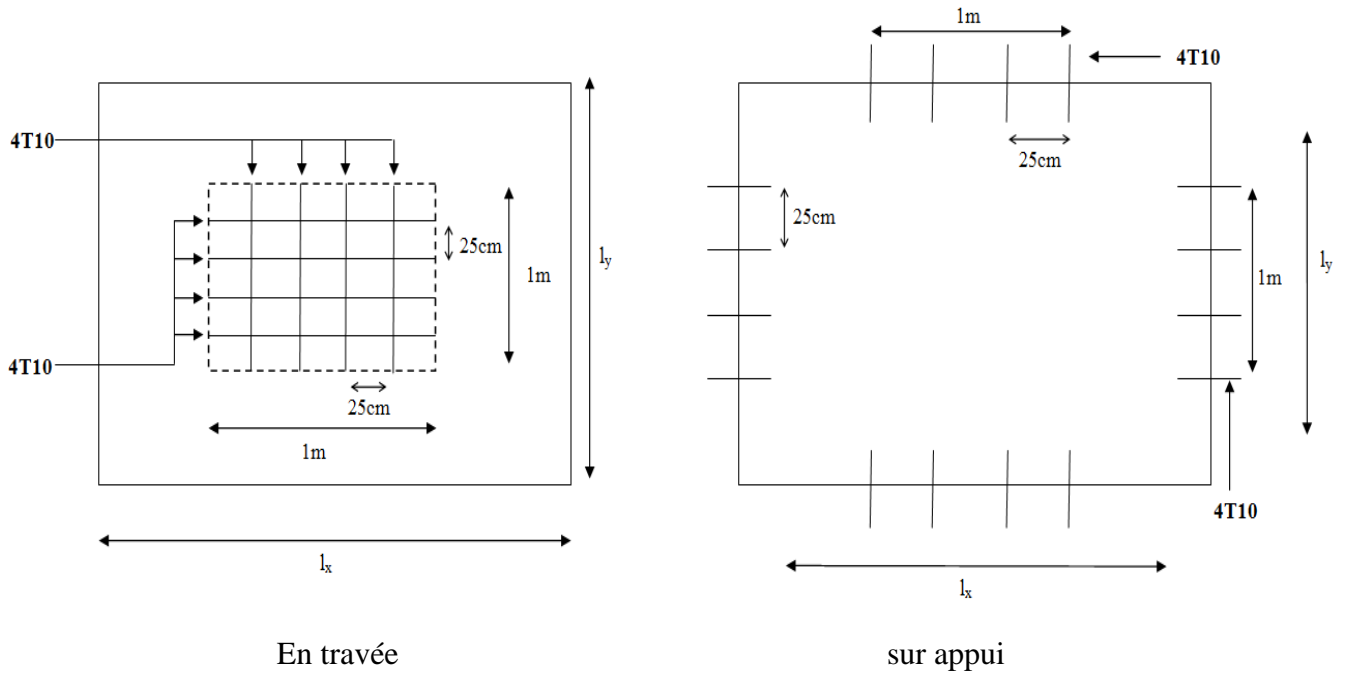


Fig.III.27.Ferrailage de plancher.



### III.5. Les balcons :

On va calculer les sollicitations du balcon le plus sollicité, et les autres balcons auront le même ferrailage que celui-ci,

Le balcon est modélisé comme une dalle encadrée sur trois côtés, le calcul du ferrailage sera fait automatiquement à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

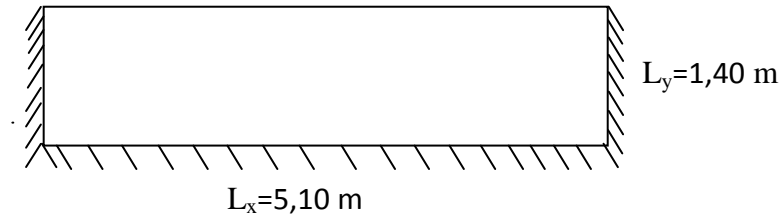


Fig III.28. Dimensions du balcon

- $l_x = 5,10m$  ;  $l_y = 1,4 m$ .
- ✓ **Evaluation des charges** : le calcul se fait sur une bande de **1m**.

$$\begin{cases} G = 5,35 \frac{KN}{ml} \\ Q = 3,5 \frac{KN}{ml} \end{cases}$$

- ✓ **Sollicitation de calcul** :

- **ELU** :

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 12,47 \frac{KN}{ml}$$

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

ELU	$X(m)$	$Y(m)$	$M_{xx} (KN.m)$
En travée	2,55	1,40	1,71
En appui	0,00	1,40	-9,11
	$X(m)$	$Y(m)$	$M_{yy} (KN.m)$
En travée	2,55	1,40	0,25
En appui	2,55	0,00	-9,59
	$X(m)$	$Y(m)$	$T_{zx} (KN)$
Min	0,00	1,40	-30,86
Max	5,10	1,40	30,86
	$X(m)$	$Y(m)$	$T_{zy} (KN)$



Min	2,55	0,00	-18,86
Max	5,10	0,98	7,58

**Tab. III.27.** Résultats des efforts à l'ELU.

○ **ELS :**

$$q_s = G + Q = 8,85 \frac{KN}{ml}$$

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

ELU	$X(m)$	$Y(m)$	$M_{xx} (KN.m)$
En travée	2,55	1,40	1,21
En appui	0,00	1,40	-6,46
	$X(m)$	$Y(m)$	$M_{yy} (KN.m)$
En travée	2,55	1,40	0,18
En appui	2,55	0,00	-6,86
	$X(m)$	$Y(m)$	$T_{zx} (KN)$
Min	0,00	1,40	-21,90
Max	5,10	1,40	21,90
	$X(m)$	$Y(m)$	$T_{zy} (KN)$
Min	2,55	0,00	-13,38
Max	5,10	0,98	5,38

**Tab. III.28.** Résultats des efforts à l'ELS.

➤ **Le Ferrailage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul donc à l'ELS et l'ELU.

**ELU :**

On a :

$$(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \varnothing_x = \varnothing_y = 10 \text{ mm.}$$

Calcul de  $d_x$  et  $d_y$  :

$$\begin{cases} d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 15 - 3 - 0,5 = 11,50 \text{ cm.} \\ d_y = d_x - \frac{\varnothing_x}{2} + \frac{\varnothing_y}{2} = 10,50 \text{ cm.} \end{cases}$$



Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4.\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats du ferrailage sont obtenus dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
<b>Mu(KN. m)</b>	-9,11	1,71	-9,59	0,25
<b>b (m)</b>	1	1	1	1
<b>d (m)</b>	0,115	0,115	0,105	0,105
<b>μ</b>	0,048	0,0091	0,061	0,0015
<b>α</b>	0,061	0,011	0,078	0,0018
<b>Z (cm)</b>	11,21	11,44	10,17	10,50
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	2,34	0,43	2,71	0,07
<b>As (min)</b>	1,38	1,38	1,26	1,26
<b>As adop (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4T10 = 3,14</b>	<b>4T8 = 2.01</b>	<b>4T10 = 3,14</b>	<b>4T8 = 2.01</b>
<b>St (cm)</b>	25	25	25	25

Tab. III.29. Résultat de ferrailage de balcon.

❖ **Espacement :**

➤ **Sens y-y :** le moins sollicité.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (4.h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \\ S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV} \\ S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV} \end{array} \right.$$

➤ **Sens x-x :** le plus sollicité.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \\ S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV} \\ S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV} \end{array} \right.$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = 30,86 \text{ KN} \quad , \quad V_{uy} = 18,86 \text{ KN}.$$



- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left[ 0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{ Fissuration préjudiciable.}$
- $\tau_{ux} = 0,26 \text{ Mpa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV)$
- $\tau_{uy} = 0,18 \text{ Mpa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV)$

✓ **Vérification à l'E.L. S :**

○ **Sens X-X :**

**Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')]$$

On a :  $A'_s = 0$

$$\Rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s (d-y)^2$$

Avec :

**Y :** est la solution de l'équation du deuxième degré .

**Position de l'axe neutre :**

On 'a :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6. f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b y^2 + 30A_s y - 30 d A_s = 0 \qquad \qquad \qquad \mathbf{A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2}$$

Alors :  $y = 2,85 \text{ cm}^2$

➔  $I = 4295,77 \text{ cm}^2$

- $\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} \times y = \frac{9,11 \times 10^6 \times 28,5}{4295,77 \times 10^4} = 6,04 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV).$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0,1071 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (CV). \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,14}{100 \times 11,5} = 0.0027 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots (CV). \end{array} \right.$$

○ **Sens Y-Y :**

**Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :**



$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

On a :  $A'_s = 0$

$$\Rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s (d-y)^2$$

Avec :

$Y$  : est la solution de l'équation du deuxième degré.

**Position de l'axe neutre :**

On a :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6$ .  $f_{c28} = 15$  MPa

$$b y^2 + 30A_s y - 30 d A_s = 0 \quad A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Alors :  $y = 2,71 \text{ cm}^2$

$\rightarrow I = 3521,64 \text{ cm}^2$

- $\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} \times y = \frac{9,59 \times 10^6 \times 27,1}{3521,64 \times 10^4} = 7,38 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV).$

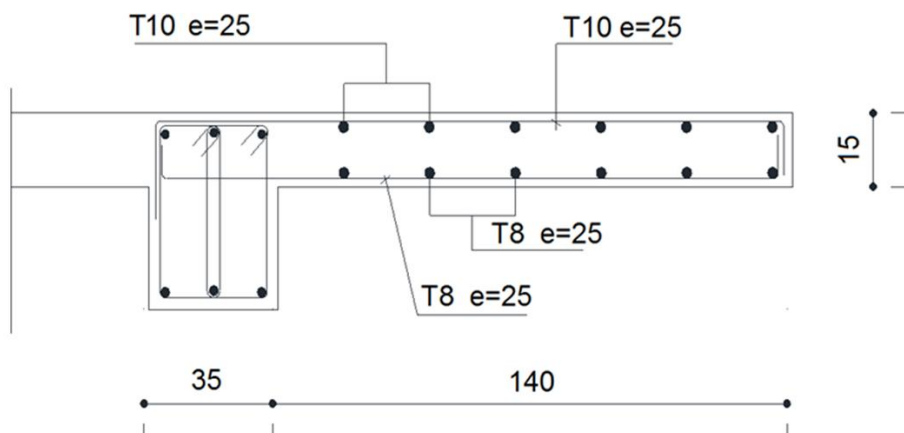
✓ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0,1071 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (CV). \\ \frac{A_s}{b * d} = \frac{3,14}{100 \times 10,5} = 0,0029 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots (CV). \end{array} \right.$$

**Remarque :**

La section d'armature calculée est posée sur les deux nappes : supérieures et inférieures.

➤ **Schéma de ferrailage :**



**Fig III.29.**Ferrailage du balcon





## Etude sismique

### IV.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude Pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

### IV.2. L'objectif de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

#### IV.2.1 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type Slab à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire



l'hypothèse.

- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

#### IV.2.2 Modélisation de masse :

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version 2003** avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher)

#### IV.3 Présentation des différentes Méthodes de calcul :

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes, le choix de la

Méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

➤ **Méthode statique équivalente**

➤ **Méthode dynamique**

Qui regroupe :

- La méthode modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

##### IV.3.1. Présentation de la Méthode statique équivalente :

- **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.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.



Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

- **Modélisation**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- ✓ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- ✓ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- **Domaine d'application**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées.

### IV.3.2. Présentation de la Méthode d'analyse modale spectrale :

- **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.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.



- **Modélisation**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :



- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

- **Domaine d'application**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

### **IV.3.3.Présentation de 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 (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

### **IV.4.Choix de la méthode de calcul :**

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfaites), la méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

### **IV.5.Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :**

- La structure est classée en groupe d'usage 2 (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur est de 31,11 et qui ne dépasse pas les 48 m) suivant la classification des RPA99version 2003)
- Le sol est de catégorie S1 (site rocheux), selon les résultants donnés par le laboratoire de géotechnique, avec une contrainte de  $\sigma_{\text{sol}} = 3$  bar.



- L'ouvrage se trouve dans une zone de sismicité moyenne zone IIa. (ALI MENDJLI , wilaya de CONSTENTINE)
- La structure étudiée faite 31,31 m (R+9)
- Le système structurel est constitué portique contreventés par des voiles en béton armé.

#### IV.6 La modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "**ETABS 9.7.4**" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exact et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

##### ➤ **Présentation du logiciel ETABS 9.7.4 :**

L'**ETABS 9.7.4** est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques.

**ETABS** offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

##### ➤ **Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le



milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force nodale  $[F]$  au déplacement  $[\delta]$  peut-être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité  $[K]$  de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

➤ **Pourquoi l'ETABS :**

Nous avons fait appeler au logiciel (**ETABS**) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale  $\alpha_i$
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

➤ **Démarches de modélisation de notre structure :**

Lors de modélisation de notre structure en **ETABS** dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

1. Définition de la géométrie de la structure.
2. Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
3. Détermination des conditions aux appuis.
4. Détermination des chargements de la structure.
5. Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.
6. Définition de type d'analyse, finalement cette dernière.



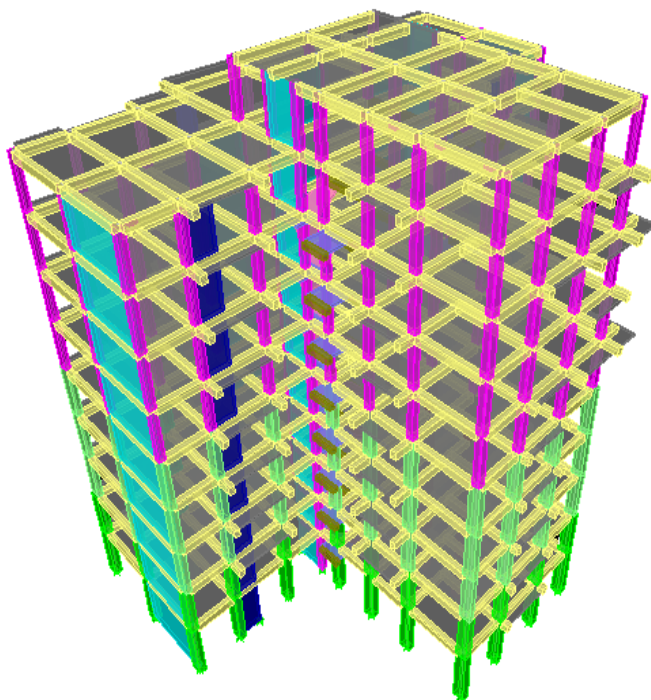
➤ **Etapas de modélisation :**

1. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Frame »
  2. Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».
  3. Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».
  4. Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
  5. Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme. Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans.
  6. La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré.
- Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

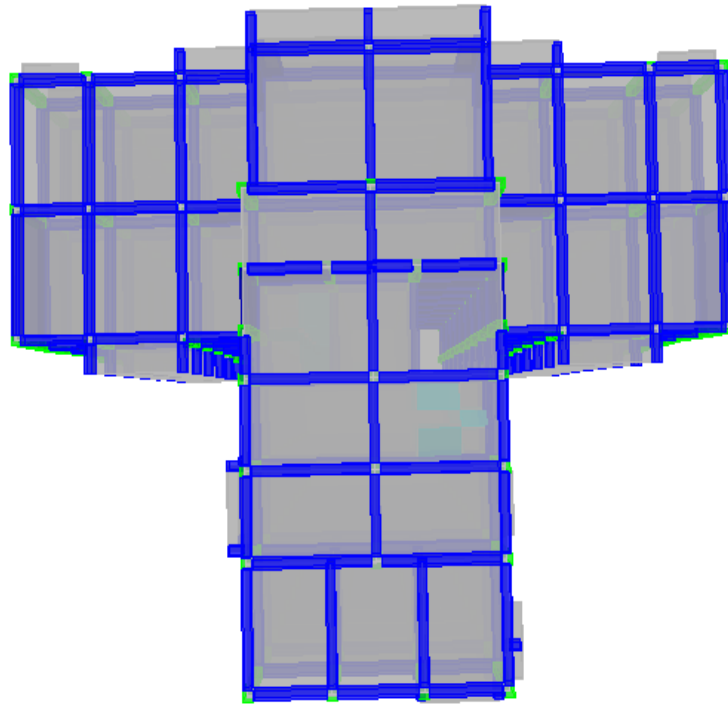
➤ **Modélisation de la masse :**

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<sup>3</sup>.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.







**Fig. IV.1** la vue en 3D de la structure

#### **IV.7. L'analyse :**

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'**ETABS** offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

##### **IV.7.1. Analyse dynamique :**

L'analyse dynamique disponible dans l'**ETABS** comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.



### IV.7.2 Analyse modale :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices  $[K]$  et  $[M]$  de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective 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.

#### ➤ Spectre de réponse de calcul :

Le **RPA99/version 2003** impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

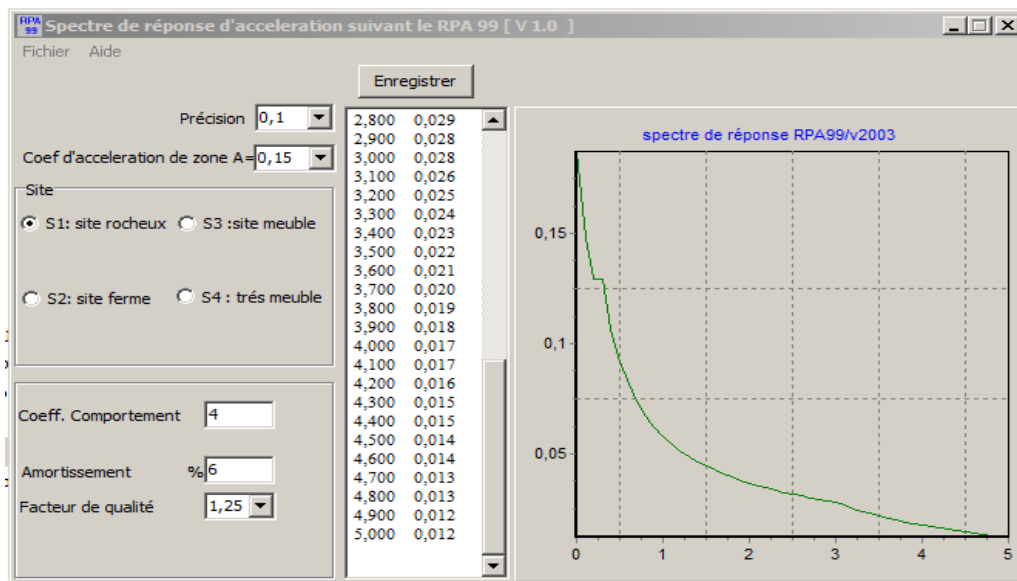


Figure IV.2 Spectre de réponse.

#### ➤ Combinaisons d'action :

- **ELU** :  $1,35 * G + 1,5 * Q$ . **CBA93, A.3.3.2**
- **ELS** :  $G + Q$ . **CBA93, A.3.3.2**
- $G + Q \pm E_x$ . **RPA 2003,5.2**
- $G + Q \pm E_y$ . **RPA 2003,5.2**
- $0,8 * G \pm E_x$ . **RPA 2003,5.2**
- $0,8 * G \pm E_y$ . **RPA 2003,5.2**



➤ **Nombre de mode à considérer :**

D'après les **RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a)** 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 l'excitation doit être tel que :

1. La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
2. Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
3. Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Donc le nombre des modes minimum **K** est égal à  $K = 3 * \sqrt{N}$ , notre cas **K=12** mode

- N : Le nombre des niveaux au-dessus du sol.
- $T_K$  : la période du mode **K** →  $T_k \leq 0,20$  secondes.

➤ **Période fondamentale théorique :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la valeur obtenue par les formules **4-6 du RPA99/version2003**.

On a donc :

$$T = C_t * h_N^{\frac{3}{4}}$$

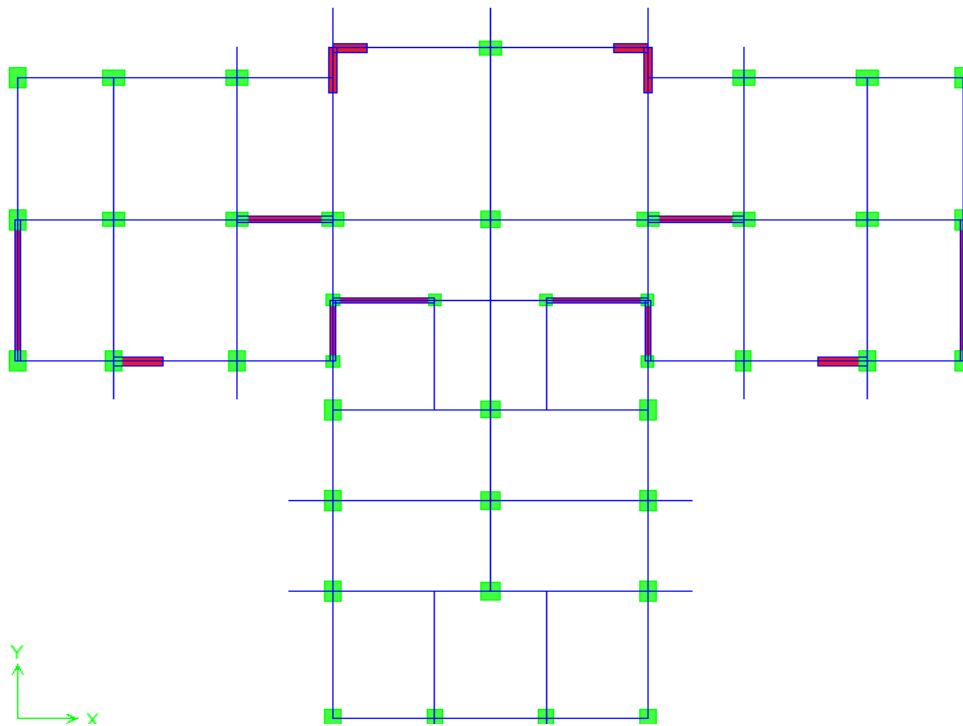
Avec :

- **T**: Période fondamentale de la structure.
- **h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. → **h<sub>N</sub> = 31,11 m**.
- **C<sub>T</sub>** : Est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau 4.6 du RPA99/version2003 art 4.2.4**



➤ Disposition des voiles :

a. La variante proposée 1 (architecturale) :



1- Résultats de l'analyse :

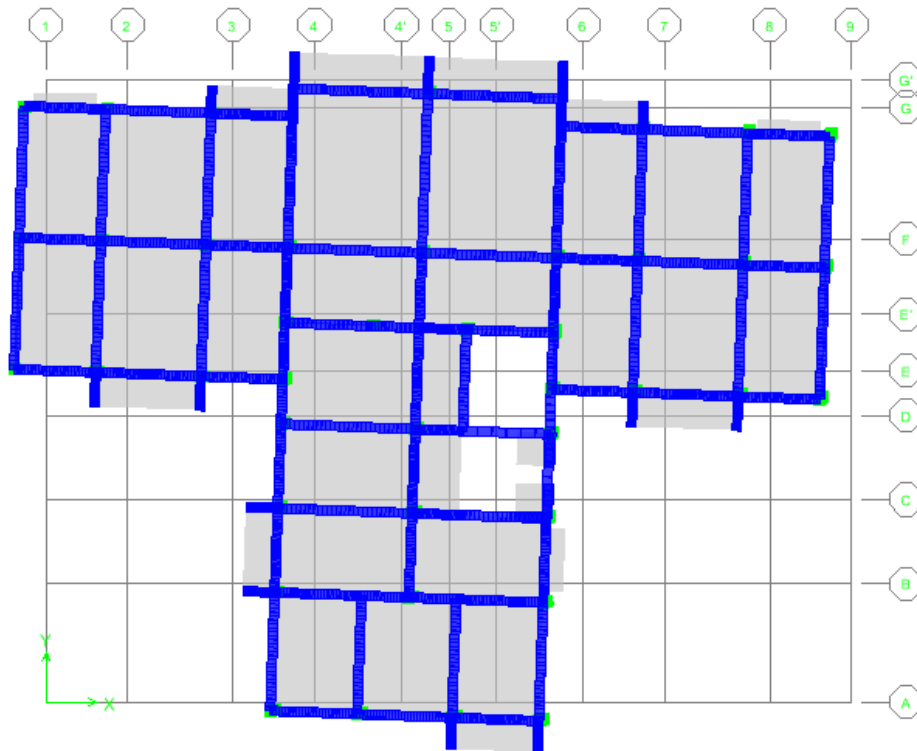
Mode	Période(sec)	$U_x$	$U_y$	Sum $U_x$	Sum $U_y$	$R_z$	Sum $R_z$
1	0,737572	<b>55,4479</b>	10,2794	55,4479	10,2794	<b>6,0581</b>	6,0581
2	0,724425	9,6538	<b>59,71</b>	65,1017	69,9895	0,997	7,0551
3	0,585104	7,3413	0,0002	72,443	69,9896	61,5549	68,61
4	0,212792	13,4784	0,0008	85,9214	69,9905	1,4843	70,0944
5	0,19872	0,0001	17,4179	85,9214	87,4084	0,0002	70,0945
6	0,153189	1,8172	0,0003	87,7386	87,4087	16,0426	86,1371
7	0,111188	3,0297	0,0002	90,7683	87,4089	2,291	88,4281
8	0,09594	0,0001	6,0295	90,7683	93,4385	0,0004	88,4285
9	0,085776	3,6393	0,0002	94,4076	93,4387	0,4799	88,9084
10	0,066345	0,0237	0,0049	94,4313	93,4436	6,0412	94,9497
11	0,06532	0,0003	2,4348	94,4317	95,8785	0,0111	94,9608
12	0,05677	2,5497	0,0001	96,9814	95,8785	0,1313	95,0921

Tab IV.1. Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique (variant 1)

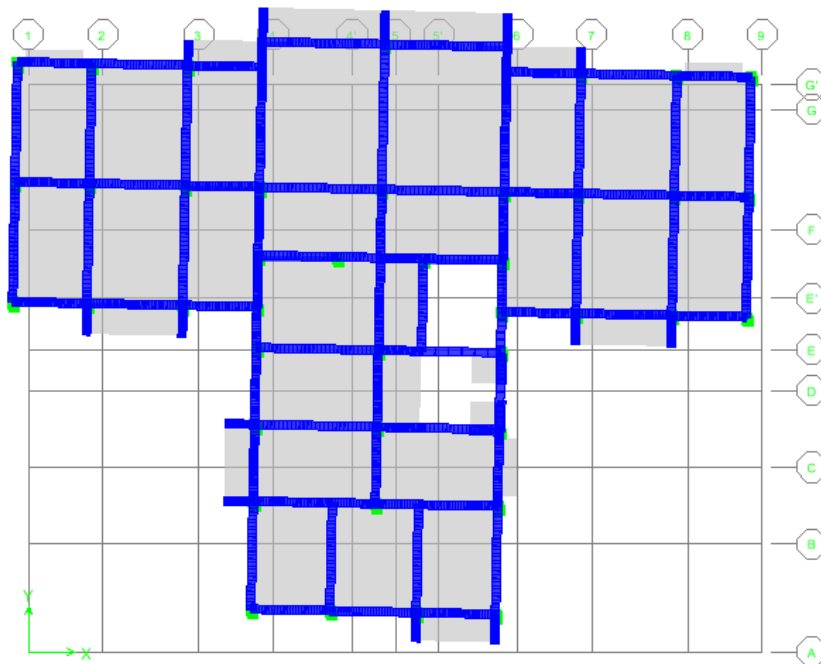


2- Les modes propres :

- 1<sup>ere</sup> Mode :  $T = 0,7375$  s

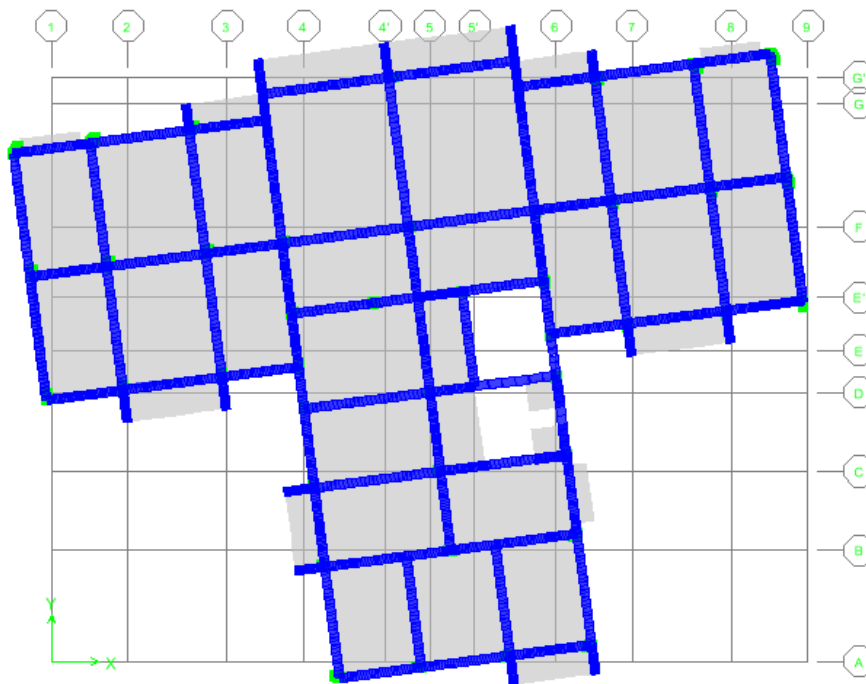


- 2<sup>ere</sup> Mode :  $T = 0,724425$  s





- 3<sup>ème</sup> Mode :  $T = 0,585104$  s



**3- Vérification de régularité :**

D’après **RPA99 version 2003** (Art 4.2.4.4 page54), il faut que la valeur de  $T_{dyn}$  calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques

$T_{emp}$  appropriées de plus de 30%.

On a :  $C_t = 0,050$  ,  $h_N = 31,11m$

- $T_{emp} = [C_t \times h_N^{3/4}] = 0,658$  s →  $1,3 T_{emp} = 0,885$  sec
- $T_{dyn} = 0,737$  s <  $1,3 T_{emp} = 0,885$  sec .....**C.V**

La somme modale effective supérieure 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens :

- Variante 1 : atteint **90%** dans le **7<sup>ème</sup>** mode jusqu’à **12<sup>ème</sup>** mode dans les deux sens **X** et **Y**.

À cause de l’influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \quad , \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec}$$

**RPA 99 V 2003 art4.3.4. b**

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

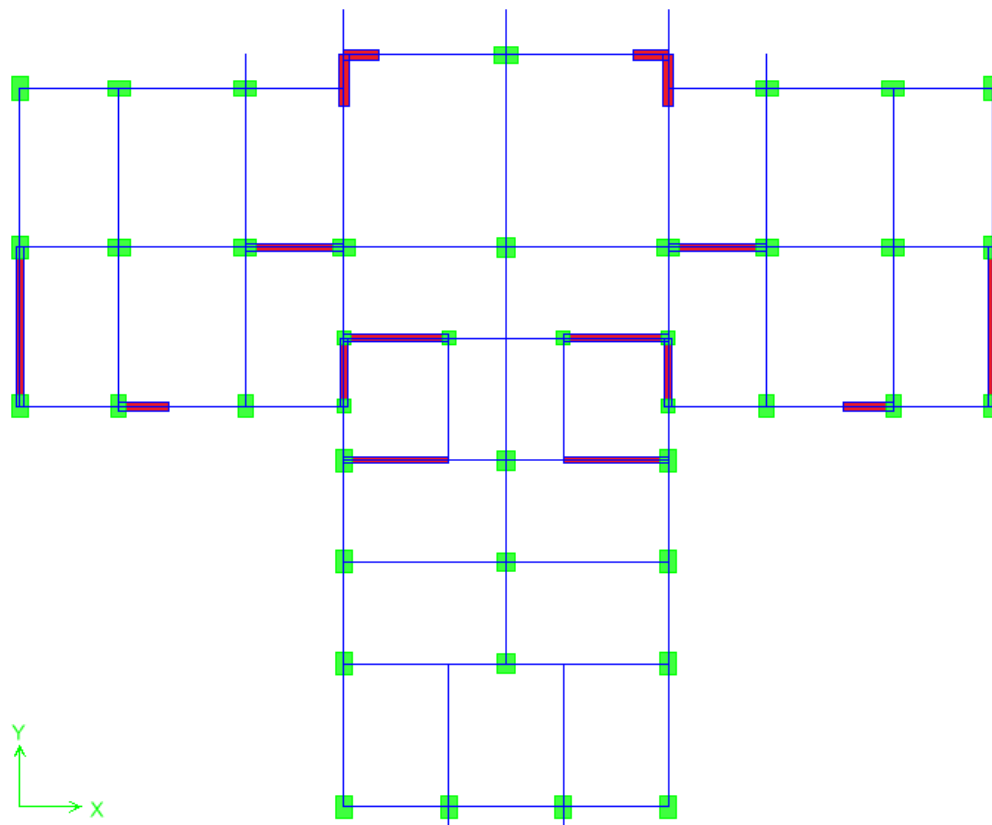
$$\Rightarrow K \geq 12 \quad \text{et} \quad T_{12} = 0,056 < 0,20 \text{sec} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**Constations :**

On a :

- Le premier mode est un mode de torsion (6,05%).
- Le deuxième mode est un mode de translation.
- Le troisième mode est un mode de torsion (61,51%)

Donc, cette variante ne répond pas aux exigences des règlements de calcul.

**a. La variante proposée 2:**



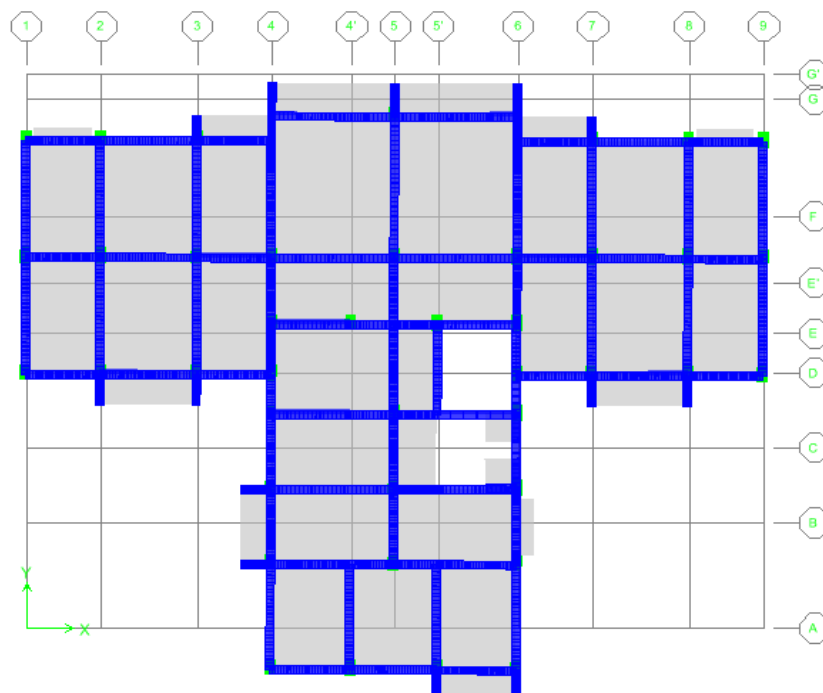
### 1. Résultats de l'analyse :

Mode	Période(sec)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0,712611	0,2875	<b>69,7664</b>	0,2875	69,7664	<b>0,0436</b>	0,0436
2	0,657412	<b>68,5441</b>	0,3196	68,8316	70,086	<b>2,7019</b>	2,7456
3	0,579012	2,7231	0,0079	71,5546	70,0939	<b>65,8293</b>	68,5749
4	0,194008	0,0317	17,0839	71,5863	87,1778	0,0012	68,5761
5	0,186801	14,5303	0,0348	86,1166	87,2126	0,7845	69,3605
6	0,148986	0,9845	0,0003	87,1011	87,2128	17,3726	86,7331
7	0,093133	0,0052	6,0548	87,1064	<b>93,2676</b>	0,0024	86,7354
8	0,091247	4,416	0,0078	<b>91,5223</b>	<b>93,2754</b>	1,2324	87,9678
9	0,073805	2,2657	0,0003	<b>93,788</b>	<b>93,2757</b>	2,5918	90,5596
10	0,062807	0	2,4577	<b>93,788</b>	<b>95,7334</b>	0,0025	90,5621
11	0,060213	0,286	0,0008	<b>94,0741</b>	<b>95,7343</b>	4,3357	94,8978
12	0,049365	2,5877	0	<b>96,6618</b>	<b>95,7343</b>	0,0997	94,9975

Tab IV.2. Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique (variant 2)

### 2. Les modes propres :

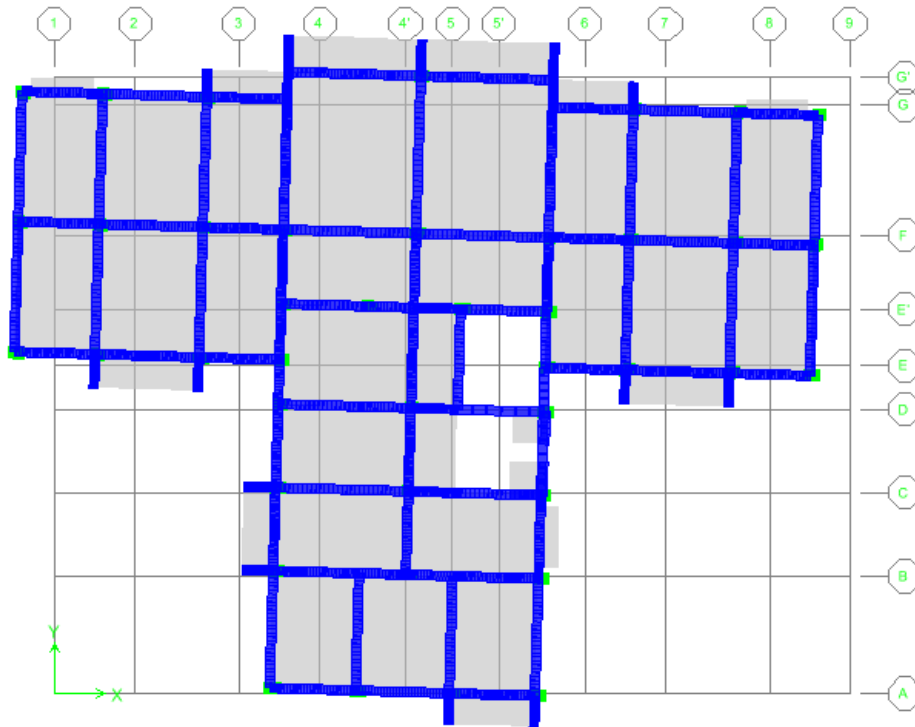
- 1<sup>re</sup> Mode :  $T = 0,712s$



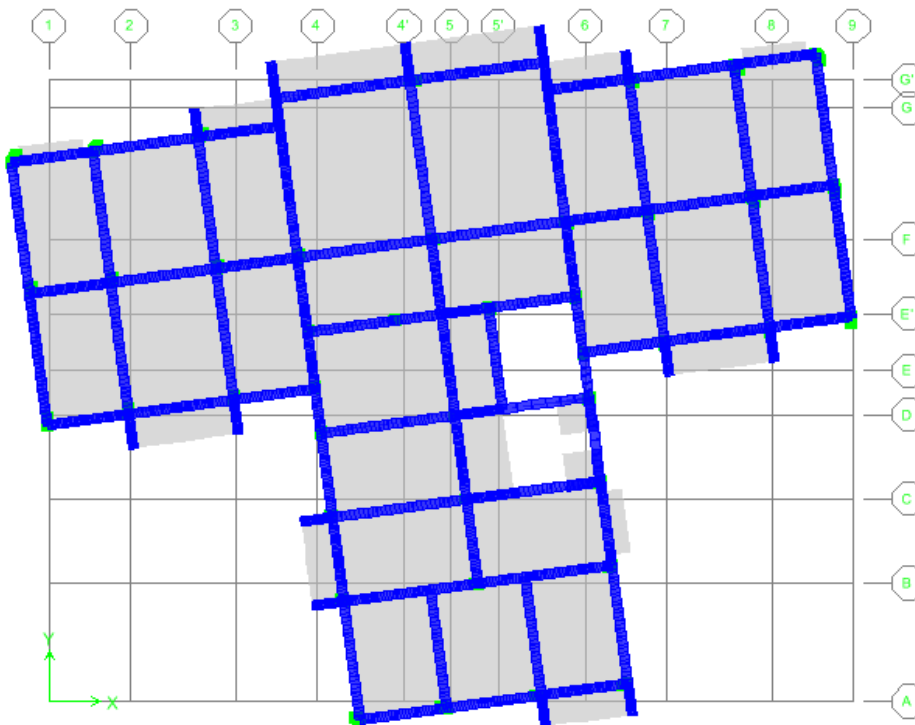




- 2<sup>ere</sup> Mode :  $T = 0,657$  s



- 3<sup>ere</sup> Mode :  $T = 0,579$  s



### 3. Vérification de régularité :

D'après **RPA99 version 2003** (Art 4.2.4.4 page54), il faut que la valeur de  $T_{dyn}$  calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques

$T_{emp}$  appropriées de plus de 30%.

On a :  $C_t = 0,050$  ,  $h_N = 31,11m$

- $T_{emp} = [C_t \times h_N^{3/4}] = 0,658 \text{ s} \rightarrow 1,3 T_{emp} = 0,885 \text{ sec}$
- $T_{dyn} = 0,712 \text{ s} < 1,3 T_{emp} = 0,885 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{C.V}$

La somme modale effective supérieure 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens :

- Variante 1 : atteint **90%** dans le **7<sup>ème</sup>** mode jusqu'à **12<sup>ème</sup>** mode dans les deux sens **X** et **Y**.

À cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \quad , \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec} \qquad \text{RPA 99 V 2003 art4.3.4. b}$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

$$\Leftrightarrow K \geq 12 \quad \text{et} \quad T_{12} = 0,049 < 0,20\text{sec} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

#### Constations :

On a :

- Le premier mode est un mode de translation.
- Le deuxième mode est un mode de torsion (2,70%)
- Le troisième mode est un mode de torsion (65,86%)

Donc, cette variante répond aux exigences des règlements de calcul.



#### IV.8. Détermination de centre des masses par étages :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure, Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

**M<sub>i</sub>** : la masse de l'élément **i**.

**X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub>** : coordonnées du CDG de l'élément **i** par rapport au repère global.

#### IV.9. Détermination de centre de rigidité par étages :

Les coordonnées de centre de torsion sont définies comme suit :

$$X_{cr} = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \qquad Y_{cr} = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

- **I<sub>xi</sub>** : Inertie d'un poteau suivant X
- **I<sub>yi</sub>** : Inertie d'un poteau suivant Y
- **X<sub>i</sub>** : distance algébrique d'un poteau suivant X.
- **Y<sub>i</sub>** : distance algébrique d'un poteau suivant Y.

➤ **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est calculée dans les deux directions par la formule suivante :

$$e_x = |X_{cr} - X_m| \quad e_y = |Y_{cr} - Y_m|$$

➤ **L'excentricité accidentelle :**

Selon RPA version 2003, pour tous les structures composantes les planchers ou des diaphragmes horizontales rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- ➔ 5% De plus grand dimension de bâtiment à ce niveau



→ Excentricité théorique résultante du plan

RDC → 8<sup>ème</sup> étage :

- Sens X :  $e_{xa} = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 31 = 1,55$  m
- Sens Y :  $e_{ya} = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 26,55 = 1,32$  m

Buanderie :

- Sens X :  $e_{xa} = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 10,60 = 0,53$  m
- Sens Y :  $e_{ya} = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 19,15 = 0,95$  m

Story	XCM ( m )	YCM( m )	XCR( m )	YCR( m )	$e_{xthé}$	$e_{ythé}$	$e_{xa}$	$e_{ya}$
<b>RDC</b>	15,283	14,392	15,265	16,24	0,018	1,848	1,55	1,32
<b>1</b>	15,271	14,362	15,23	16,244	0,041	1,882	1,55	1,32
<b>2</b>	15,246	14,391	15,197	16,166	0,049	1,775	1,55	1,32
<b>3</b>	15,246	14,391	15,176	16,038	0,070	1,647	1,55	1,32
<b>4</b>	15,219	14,424	15,16	15,904	0,059	1,48	1,55	1,32
<b>5</b>	15,198	14,349	15,159	15,764	0,039	1,415	1,55	1,32
<b>6</b>	15,27	14,601	15,178	15,627	0,092	1,026	1,55	1,32
<b>7</b>	15,307	14,485	15,191	15,499	0,116	1,014	1,55	1,32
<b>8</b>	15,344	14,174	15,22	15,372	0,124	1,198	1,55	1,32
<b>Buanderie</b>	15,3	9,539	15,285	14,897	0,015	5,358	0,53	0,95

**Tab IV.3.** Valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle)

- Selon le RPA l'excentricité théorique  $e^{the} \leq 5\%L = 1,32$  n'est pas vérifiée ; à cause de l'irrégularité de la structure.
- A partir des résultats précédents on a  $e^{the} > e^{acc}$  donc la valeur considérée est  $e^{the}$ .

#### IV.10. Justification de l'interaction portiques voiles :

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

1. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.



- Les sollicitations verticales totales de la structure : 82958,86 KN.
- Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 45043,71KN.
- $\frac{41203,40}{77797,41} * 100\% = 52,96\%$

N <sub>U</sub> (total)	N <sub>voil</sub>	N <sub>voil</sub> (%)
77797,41	41203,40	52,96

**Tab. IV.4** pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles

**Remarque :** Au début de calcul, on pris **R= 4** mais les résultant trouvés ne sont pas vérifiés par l'RPA, donc on a changé sa valeur par **R= 3,5**(contreventement par voiles porteurs) puisque la charge supportée par les voiles est 54,30% > 20%

#### IV.11. Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA :

L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode **statique équivalente**.

##### ➤ Vérification de la période :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules **4-6** et **4-7** du RPA99/version2003.

On a donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \cdot \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$h_N$  : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$C_t$  : coefficient fonction du système de contreventements et du type de remplissage est donné par le tableau **4.6** dans l'article (**4.2.4**) du RPA99/version 2003.

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul Considérée.

	$C_T$	$h_n(m)$	$L(m)$	$C_t \times h_N^{3/4}$	$0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}}$	$T(s)$
<b>Sens-x</b>	<b>0,05</b>	<b>31,11</b>	<b>31</b>	<b>0,65</b>	<b>0,50</b>	<b>0,50</b>
<b>Sens-y</b>	<b>0,05</b>	<b>31,11</b>	<b>26,55</b>	<b>0,65</b>	<b>0,55</b>	<b>0,55</b>



#### IV.12. Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismique calculée par ma méthode statique équivalente  $V$ , pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Dans le cas contraire, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...) par le rapport  $\frac{0,8V}{V_t}$ .

L'effort tranchant a la base qu'il faut considère est donc donné par la formule suivante :

$$V_t = \left(\frac{0,8V}{V_t}\right) V_t$$

Le calcul de la charge sismique a la base du bâtiment par la méthode statique est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) des RPA99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).Ce coefficient est donnée par :

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5 \eta & ; \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & ; \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} & ; \quad T \geq 3s \end{array} \right\}$$

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associée a la catégorie du site. Et donnée par le tableau1-7 du RPA99/V03

**$\eta$** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$



$\xi$  (%) : est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

Donc on prend  $\xi = 6\%$

**Q** : facteur de qualité de la structure, est fonction de la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation et de la qualité du contrôle de la construction

La formule empirique donnée par le RPA99/V03 comme suit :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

**R**: coefficient de comportement.

**W**: poids totale de la structure.

W est égal à la somme des poids « Wi » calculés à chaque niveau.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

**W<sub>Gi</sub>** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

**W<sub>Qi</sub>** : Charges d’exploitation.

**b**: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation ; il donné par le tableau 4.5 du R.P.A

⇒ **b = 0,20** (cas d’un bâtiment d’habitation, bureaux ou assimilés).

**Résumé de résultats : sens (x) :**

A	D	Q	R	W(KN)	T (sec)	V <sub>x</sub> (KN)
0,15	1,66	1,25	3,5	54512,03	0,50	4847,67

**Tab IV.5 :** l’effort tranchant par la méthode statique équivalente dans le sens x

**Sens (y)**

A	D	Q	R	W(KN)	T (sec)	V <sub>y</sub> (KN)
0,15	1,56	1,25	3,5	54512,03	0,55	4555,64

**Tab IV.6 :** l’effort tranchant par la méthode statique équivalente dans le sens y



D'après le RPA99/V03, il faut vérifier que :  $V_t > 0,8V$

➤ **Les réactions à la base**

	$\Sigma F_x$ (KN)	$\Sigma F_y$ (KN)
$E_x$	3480,64	162,33
$E_y$	162,33	3383,47

**Tab.IV.7.** Valeur de  $F_x$  et  $F_y$

- $V_{x\text{ dyn}} = \sqrt{|F_x^2| + |F_y^2|} = 3484,42 \text{ KN.}$
- $V_{y\text{ dyn}} = \sqrt{|F_x^2| + |F_y^2|} = 3387,36 \text{ KN.}$

	$V_{\text{dyn}}$ (KN)	$0,8 * V_{\text{sta}}$ (KN)	$0,8 * V_{\text{sta}} < V_{\text{dyn}}$
$E_x$	3484,42	3878,13	Condition Non Vérifiée
$E_y$	3387,36	3644,51	Condition Non Vérifiée

**Tab IV.8.** Vérification des résultats

D'après le tableau précédent, les conditions exigées par Rpa, donc, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ . Toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de

$(0,8V_{st}/V_{\text{dyn}})$  d'où on voit que  $V_{\text{dynamique}} \geq 0,8V_{\text{Statique}}$ :

- **Sens x** :  $0,8V_{\text{statique}} / V_{\text{dyn}} = 1,25$
- **Sens y** :  $0,8V_{\text{statique}} / V_{\text{dyn}} = 1,08$

Donc :

- $V_{\text{dyn } x} = 4354,63 \text{ KN} \longrightarrow 0,8 * V_{\text{sta } x} < V_{\text{dyn } x} \dots \text{ (CV).}$
- $V_{\text{dyn } y} = 3656,69 \text{ KN} \longrightarrow 0,8 * V_{\text{sta } y} < V_{\text{dyn } y} \dots \text{ (CV).}$

#### IV.13 .Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4.2.5RPA 99/version2003) :  $V = F_t + \Sigma F_i$

- $F_t = 0,07 \times T \times V$  Si  $T > 0,7 \text{ sec}$





- $F_t = 0$  Si  $T < 0,7$  sec

Notre cas :

$$\begin{cases} \text{Sens-X : } T_x = 0,55 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0 \\ \text{Sens-Y : } T_y = 0,50 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0 \end{cases}$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau  $i$  est donnée par l'expression

$$(\text{art } 4.11\text{RPA99/version2003}). F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times H_i}{\sum W_j \times H_j}$$

Avec :

- $F_i$  : force horizontale au niveau  $i$ .
- $H_i$  : niveau du plancher.
- $F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

L'effort tranchant au niveau de l'étage  $k$  est donné par la formule :  $V_k = F_t + \sum F_i$ .

➤ **Distribution des forces suivant X :**

Plancher	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$h_i * W_i$ (KN. m)	$\sum h_i * W_i$ (KN. m)	$V_x - F_{tx}$	$F_{xi}$
<b>Buanderie</b>	2206,44	31,11	68642,35	882756,38	4847,67	376,95
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	5754,18	28,05	161404,72	882756,38	4847,67	886,36
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	5581,08	24,99	139471,12	882756,38	4847,67	765,91
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	5548,35	21,93	121675,36	882756,38	4847,67	668,18
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	5555,96	18,87	104841,01	882756,38	4847,67	575,74
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	5866,53	15,81	92749,79	882756,38	4847,67	509,34
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	5866,51	12,75	74797,96	882756,38	4847,67	410,75
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	5866,48	9,69	56846,15	882756,38	4847,67	312,17
<b>1<sup>ème</sup> étage</b>	6057,72	6,63	40162,70	882756,38	4847,67	220,55
<b>RDC</b>	6208,75	3,57	22165,22	882756,38	4847,67	121,72

**Tab. IV.9.** Distribution des forces suivant X



➤ Distribution des forces suivant Y :

Plancher	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$h_i * W_i$ (KN. m)	$\sum h_i * W_i$ (KN. m)	$V_y - F_{ty}$	$F_{yi}$
Buanderie	2206,44	31,11	67372,74	866428,93	4555,64	354,24
8 <sup>ème</sup> étage	5754,18	28,05	158419,38	866428,93	4555,64	832,96
7 <sup>ème</sup> étage	5581,08	24,99	136891,47	866428,93	4555,64	719,77
6 <sup>ème</sup> étage	5548,35	21,93	119424,85	866428,93	4555,64	627,93
5 <sup>ème</sup> étage	5555,96	18,87	102901,88	866428,93	4555,64	541,05
4 <sup>ème</sup> étage	5866,53	15,81	91034,29	866428,93	4555,64	478,65
3 <sup>ème</sup> étage	5866,51	12,75	73414,5	866428,93	4555,64	386,01
2 <sup>ème</sup> étage	5866,48	9,69	55794,72	866428,93	4555,64	293,37
1 <sup>ème</sup> étage	6057,72	6,63	39419,85	866428,93	4555,64	207,27
RDC	6208,75	3,57	21755,25	866428,93	4555,64	114,39

Tab IV.10. Distribution des forces suivant Y

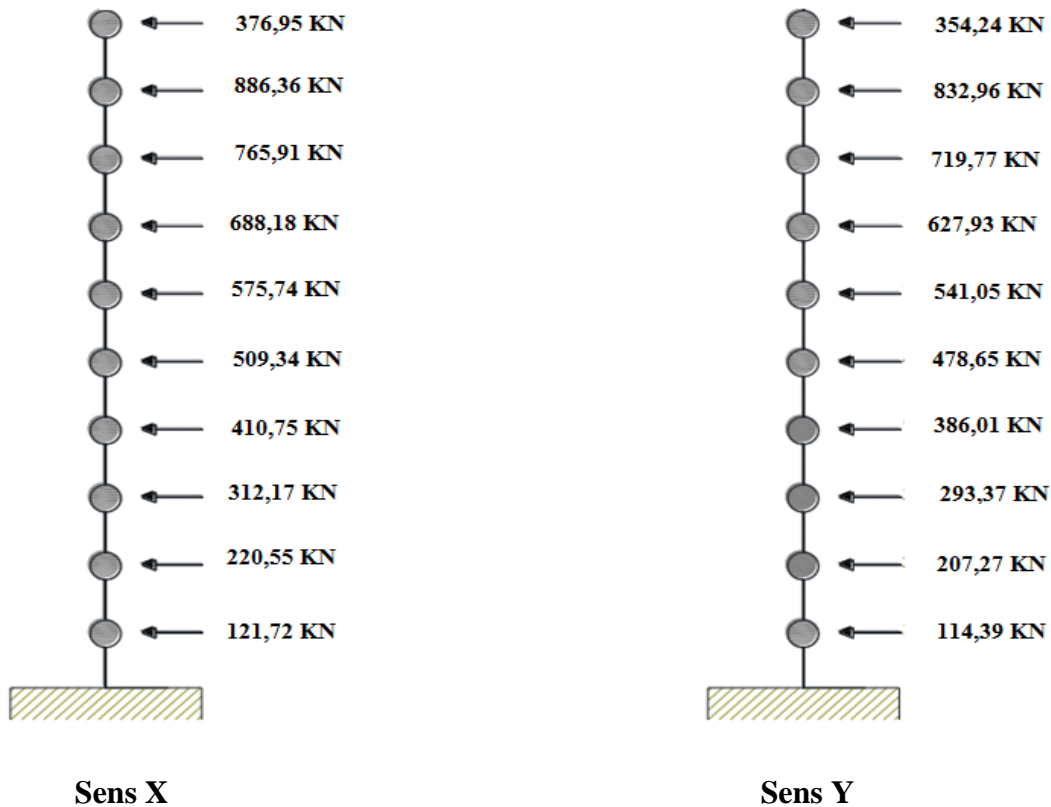


Fig. IV.3. Distribution des forces sismiques selon la hauteur



#### IV.14. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage **K** est donné par la formule :  $V_k = F_t + \sum F_i$  ( $F_t = 0$ )

##### ➤ Distribution de l'effort tranchant suivant X :

Plancher	$h_i$ (m)	$F_{xi}$ (KN)	$V_{xi}$ (KN)
Buanderie	31,11	376,95	376,95
8 <sup>ème</sup> étage	28,05	886,36	1263,31
7 <sup>ème</sup> étage	24,99	765,91	2029,22
6 <sup>ème</sup> étage	21,93	668,18	2697,4
5 <sup>ème</sup> étage	18,87	575,74	3273,14
4 <sup>ème</sup> étage	15,81	509,34	3782,48
3 <sup>ème</sup> étage	12,75	410,75	4193,23
2 <sup>ème</sup> étage	9,69	312,17	4505,4
1 <sup>ème</sup> étage	6,63	220,55	4725,95
RDC	3,57	121,72	4847,67

Tab. IV.11 Distribution de l'effort tranchant suivant X

##### ➤ Distribution de l'effort tranchant suivant Y:

Plancher	$h_i$ (m)	$F_{yi}$ (KN)	$V_{yi}$ (KN)
Buanderie	31,11	354,24	354,24
8 <sup>ème</sup> étage	28,05	832,96	1187,2
7 <sup>ème</sup> étage	24,99	719,77	1906,97
6 <sup>ème</sup> étage	21,93	627,93	2534,9
5 <sup>ème</sup> étage	18,87	541,05	3075,95
4 <sup>ème</sup> étage	15,81	478,65	3554,6
3 <sup>ème</sup> étage	12,75	386,01	3940,61
2 <sup>ème</sup> étage	9,69	293,37	4233,98
1 <sup>ème</sup> étage	6,63	207,27	4441,25
RDC	3,57	114,39	4555,64

Tab. IV-12 Distribution de l'effort tranchant suivant Y

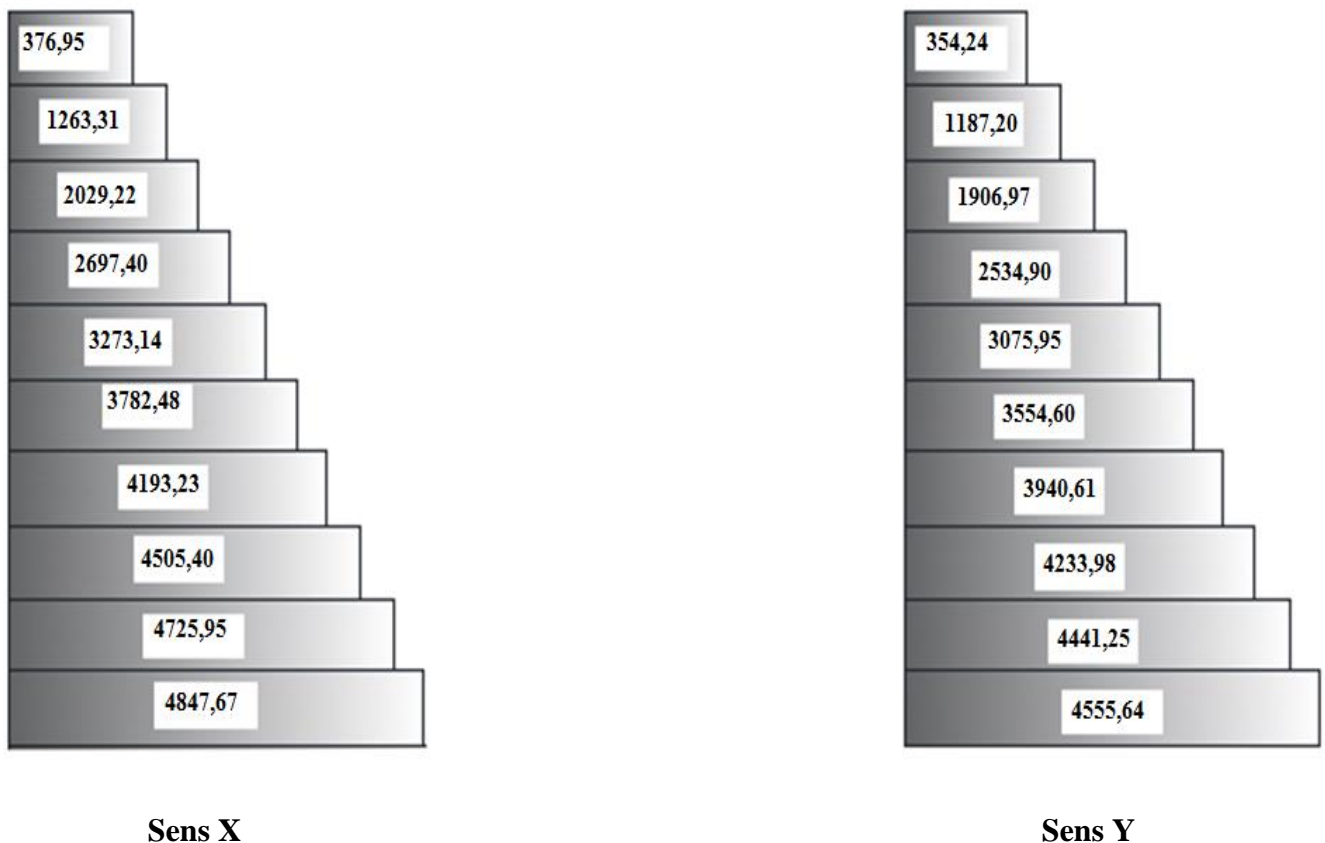


Fig. IV.4. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

#### IV. 15. Vérification des déplacements latéraux inters étage :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o.x.y), les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/V03 comme suite :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_k$ : déplacement horizontale à chaque niveau « k » de la structure.

**R**: Coefficient de comportement.

$\delta_{ek}$ : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  ((y compris l'effet de torsion qui est pris par le logiciel) et cela dans les deux sens (x et y).

D'après le RPA99/v03, il faut vérifier que :  $\Delta_k < \bar{\delta}$

$\Delta_k$ : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$



$\bar{\delta}$ : Déplacement admissible (égale à 1%  $h_c$ ).

En considérants la combinaison (G+Q+E) (justification vis-à-vis de la déformation) cette combinaison représente, le cas le plus défavorable pour notre structure.

NIVEAU	$(\delta_{ek})_x$ (cm)	$(\delta_{ek})_y$ (cm)	$(\delta_k)_x$ (cm)	$(\delta_k)_y$ (cm)	$(\Delta_k)_x$ (cm)	$(\Delta_k)_y$ (cm)	$\bar{\delta}$ (cm)	Ob
Buanderie	2,19	2,21	7,66	7,73	1,40	0,77	3,06	vérifier
8 <sup>ème</sup> étage	1,79	1,99	6,26	6,96	0,66	0,875	3,06	vérifier
7 <sup>ème</sup> étage	1,60	1,74	5,60	2,59	0,73	0,91	3,06	vérifier
6 <sup>ème</sup> étage	1,39	1,48	4,86	5,18	0,77	0,91	3,06	vérifier
5 <sup>ème</sup> étage	1,17	1,22	4,09	4,27	0,84	0,945	3,06	vérifier
4 <sup>ème</sup> étage	0,93	0,95	3,25	3,32	0,80	0,91	3,06	vérifier
3 <sup>ème</sup> étage	0,70	0,69	2,45	2,41	0,80	0,805	3,06	vérifier
2 <sup>ème</sup> étage	0,47	0,46	1,64	1,61	0,73	0,735	3,06	vérifier
1 <sup>ème</sup> étage	0,26	0,25	0,91	0,87	0,59	0,56	3,06	vérifier
RDC	0,09	0,09	0,31	0,31	0,31	0,315	3,57	vérifier

Tab .IV.13 Vérification des déplacements

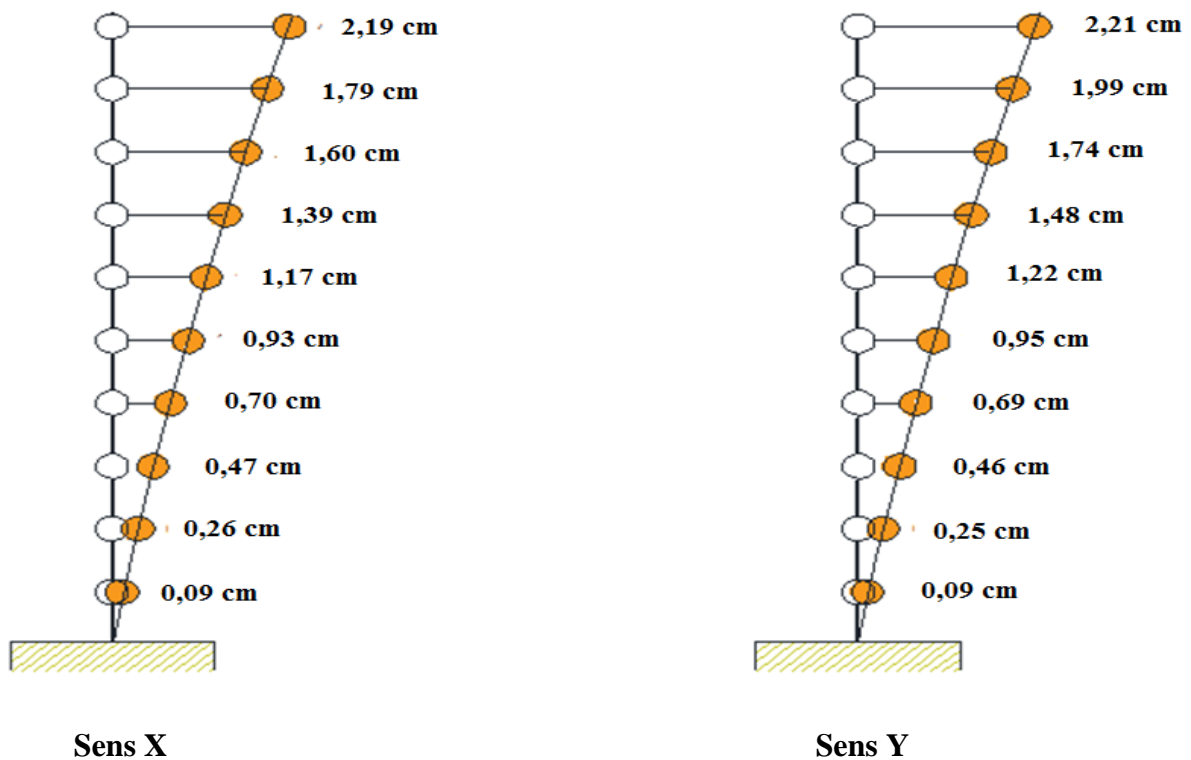


Fig .IV.5 Déplacements horizontaux selon les deux directions



Les déplacements inter-étage sont inférieure aux valeurs limite imposées par le (RPA99/v 2003).

#### IV.16. Justification vis à vis de l'effet P – Δ :

L'effet p-Δ est un effet de 2<sup>ème</sup> ordre (non linéaire) qui se produit en chaque structure ou les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales. C'est un effet associé à l'importance de la charge axiale « P » et le déplacement « Δ » l'effet P-Δ est aussi lié à :

- L'importance de la charge axiale P.
  - La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble.
  - La souplesse des différents éléments de la structure.
- Les effets de p-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau « k ».

$h_k$ : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$  les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{1 - \theta_k}$
- Si  $\theta_k > 0,20$  : la structure est instable et doit être redimensionnée.



NIVEAU	H <sub>k</sub> (Cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens (X)			Sens (Y)		
			(Δ <sub>k</sub> ) x	V <sub>x</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>	(Δ <sub>k</sub> ) y	V <sub>y</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>
Buanderie	306	2206,44	1,40	495,99	0,020	0,77	467,1	0,012
8 <sup>ème</sup> étage	306	7960,62	0,66	1371,96	0,013	0,875	1186,01	0,019
7 <sup>ème</sup> étage	306	13541,7	0,73	2035,26	0,016	0,91	1733,03	0,023
6 <sup>ème</sup> étage	306	19090,05	0,77	2557,1	0,019	0,91	2136,8	0,027
5 <sup>ème</sup> étage	306	24646,01	0,84	2993,45	0,023	0,945	2476,12	0,031
4 <sup>ème</sup> étage	306	30512,54	0,80	3376,15	0,024	0,91	2787,05	0,033
3 <sup>ème</sup> étage	306	36379,05	0,80	3727,06	0,026	0,805	3075,64	0,031
2 <sup>ème</sup> étage	306	42245,53	0,73	4015,03	0,025	0,735	3331,48	0,030
1 <sup>ème</sup> étage	306	48303,25	0,59	4234,53	0,022	0,56	3541,2	0,025
RDC	357	54512,02	0,31	4349,91	0,011	0,315	3652,5	0,013

**Tab. IV.14.** Vérification vis à vis de l'effet P – Δ

$\theta_k < 0,10$  Pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

#### IV.17. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement, dus aux cas les plus défavorables des sollicitations.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

$$M_{S/O} = \begin{cases} M_{S(x)/O} = W \cdot x_0 \\ M_{S(y)/O} = W \cdot y_0 \end{cases}$$

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

$M_s$  : moment stabilisant.



$M_r$  : moment renversant dû à l'effort sismique, obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel ETAPS.

$(x_0, y_0)$  : coordonnées du centre de gravité.

$W$  : poids du bâtiment.

	$W (KN)$	$(X_0, Y_0)[m]$	$M_s(N.m)$	$M_r(N.m)$	$M_s/M_r$
<b>suivant X</b>	54512,02	15,287	833325,24	99458,25	8,37
<b>suivant Y</b>	54512,02	14,917	813155,80	93466,52	8,69

**Tab IV.15.** Vérification de stabilité au renversement a la base

Le bâtiment est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il n'y a pas de risque de reversement.

#### **IV.18.Conclusion :**

L'étude dynamique effectuée par le logiciel ETAPS a montré que :

- Les modes de translation avaient une prépondérance pour le sens Y ; et il fallait considérer 12 modes de vibration, pour réaliser 90% de participation de la masse, suivant le sens.
- La structure vérifie les exigences imposées par le règlement, mais cela ne veut pas dire qu'on a la sécurité absolue envers le séisme, puisque la structure est dimensionnée à un risque normal ; et que les propriétés local su sol, la géométrie de la fondation, la profondeur de l'enterrement, la stratification du sol, ainsi que la distance séparent de structure adjacentes jouent un rôle déterminant dans le comportement vibratoire de la structure.

Actuellement , et malgré les importants progrès réalisés ces dernières années , les approches existant dans la littérature pour prendre en charge simultanément cet ensemble de facteur, fortement compliqué au plan individuel déjà. Sont encore loin d'expliquer l'observation in situ par leurs insuffisances numériques et leur hypothèse simplificatrice.





## Ferraillage des éléments porteurs

### V.1.Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel ETABS 9.7.4

- Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :
  1. Compression simple.
  2. Traction simple.
  3. Flexion simple.
  4. Flexion composée.
- Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

### V.2. ferraillage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferraillage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

#### ➤ Situation durable :

$$\gamma_s = 1.15, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1.5, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

#### ➤ Situation accidentelle :

$$\gamma_s = 1, \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1.15, \quad f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

### V.2.1.Combinaisons des charges :

#### a. État limite ultime :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$$1, 35 * G + 1, 5 * Q.....\text{BAEL91}$$



**b. État limite de service :**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation :

$$G + Q \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

**c. État limite accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

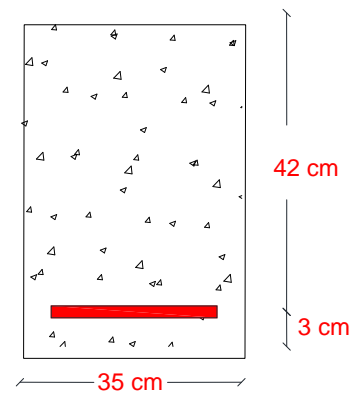
- $G + Q \pm E$  **RPA99/v2003**
- $0.8G \pm E$  **RPA99/v2003**

**V.2.2.Calcul de ferrailage :**

- Ferrailage en travée : **ELU.**
- Ferrailage sur appui (nappe supérieure) :  $G + Q \pm E$ .
- Ferrailage sur appui (nappe inférieure) :  $0,8G \pm E$ .

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par **B.A.E.L 91** :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$ .
- $\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$ .
- $z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$ .
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$ .
- $A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$



**Fig. V.1** .schéma de la poutre

D'après les résultats de l'ETABS 9 :

- $M_{max}$  En Travée = **69,11 KN.m.**
- $M_{max}$  Sur Appuis: - Nappe sup = **125,77KN.m.**  
- Nappe inf = **108,95 KN.m.**



Position	$M_{max}$ (KN. m)	d (cm)	$\mu$	$\alpha$	Z	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) BAEL	$A_{sadop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	69,11	42	0,079	0,102	40,28	4,93	1,77	<b>4T16=8,04</b>
App sup	125,77	42	0,143	0,193	38,75	9,32	1,77	<b>4T16+2T14 =11,12</b>
App inf	108,95	42	0,124	0,166	39,21	7,99	1,77	<b>4T16=8,04</b>

Tab .V.1. Calcul du ferrailage des poutres.

**V.2.3. Vérification du ferrailage :**

- **Section minimale (RPA) :**  $b = 35 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm}$ 
  - $A_{min} = 0,5\% . b * h = 0,5\% * 35 * 45 = 7,87 \text{ cm}^2$ .
- **Section maximale (RPA) :**
  - $A_{max} = 4\% . b * h = 4\% * 35 * 45 = 63,00 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Zone courante.
  - $A_{max} = 6\% . b * h = 6\% * 35 * 45 = 94,50 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Zone de recouvrement.

La section d'armature sur appuis :

- $A_{s,sup} = 4T16 + 2T14 = 11,12 \text{ cm}^2$
- $A_{s,inf} = 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$

Donc :  $11,12 + 8,04 = 19,16 \text{ cm}^2 < 63,00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  (CV)

La Condition de non fragilité :

- $A_{min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 1,77 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s min} \dots \dots \dots$  (CV)

**V.2.4. La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :**

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} , 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa}$ .

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T_{max} = 75,85 \text{ KN}$ .

- $\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = 0,510 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$  (CV)



### V.2.5. Calcul de la section des armatures transversales :

➤ **Choix du diamètre :**

- $\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$
- $\phi_t \leq \min \left[ \frac{450}{35}; \frac{350}{10}; 16 \right] = 12,85 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : T8 (HA. Fe. E400).}$

➤ **Espacement entre les cadres :**

- $S_t \leq \min(0.9 * d ; 40\text{cm}) = 37,80 \text{ cm}$
- $\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0,51 * 350 * 378}{400} \rightarrow A_t = 1,69 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_t = 4\text{T}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement d'après B.A.E.L :**

- $S_{t1} \leq \min(0.9 * d ; 40\text{cm}) = 37,80 \text{ cm.}$
- $S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b} = \frac{3,14 * 400 * 10^2}{0,4 * 350} = 89,71 \text{ cm.}$

Donc :  $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 37,80 \text{ cm.} \rightarrow \text{on prend : } S_t = 30 \text{ cm.}$

➤ **Espacement exigé par RPA :**

En zone **nodale** :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = 11,25 \text{ cm}$

En zone **courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 22,50 \text{ cm}$

Donc on adopte :

- $S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale}$
- $S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone courante}$

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

- $A_{t\min} = 0.003 * S_t * b = 1.575 \text{ cm}^2.$
- $A_{t\min} = 1,575 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2.$

**N.B** : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.



➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D’après l’**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de **40∅** poutre longitudinale : **40∅ = 80 cm** Avec : **∅ = 20 mm**.

**V.2.6.La vérification à l’état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Sur nappe inferieur : **A<sub>t</sub> = 8,04 cm<sup>2</sup>**.

➤ **Calcul de σ<sub>bc</sub> :**

- $\frac{b \cdot y^2}{2} + n \cdot A_s \cdot y - n \cdot d \cdot A_s = 0 \rightarrow 17,5 \cdot y^2 + 141,3 \cdot y - 5934,60 = 0$

La solution de l’équation nous donne : **y = 13,91cm**.

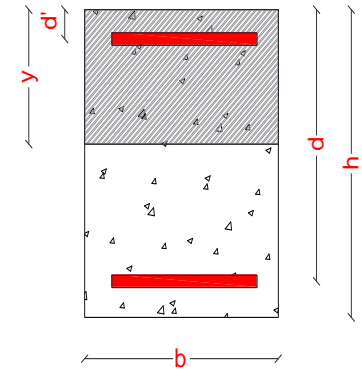
- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 126559,10 \text{ cm}^4$ .

- Soit la poutre la plus sollicitée : **M<sub>ser</sub> = 50,08 KN.m**

- $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y = 5,50 \text{ Mpa} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{(CV)}$

- $\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_{ser})$

- **σ<sub>st</sub> = 166,73 Mpa < σ<sub>st adm</sub> = 201,63 Mpa.....(CV)**



➤ **La vérification de la flèche :**

- $M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$

Avec :

- $G = \rho \cdot b \cdot h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \cdot G_p = 34,10 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

- $Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b\right) \cdot Q = 7,65 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$ .

- **l = 5,80 m.**

$$M_0 = \frac{34,10 \cdot 5,80^2}{8} = 175,55 \text{ KN.m}$$

En travée : **A<sub>s</sub> = 8,04 cm<sup>2</sup>**.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,077 \geq 0,062 \dots \dots \dots \text{(CV)}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,077 \geq 0,0371 \dots \dots \dots \text{(CV)}$



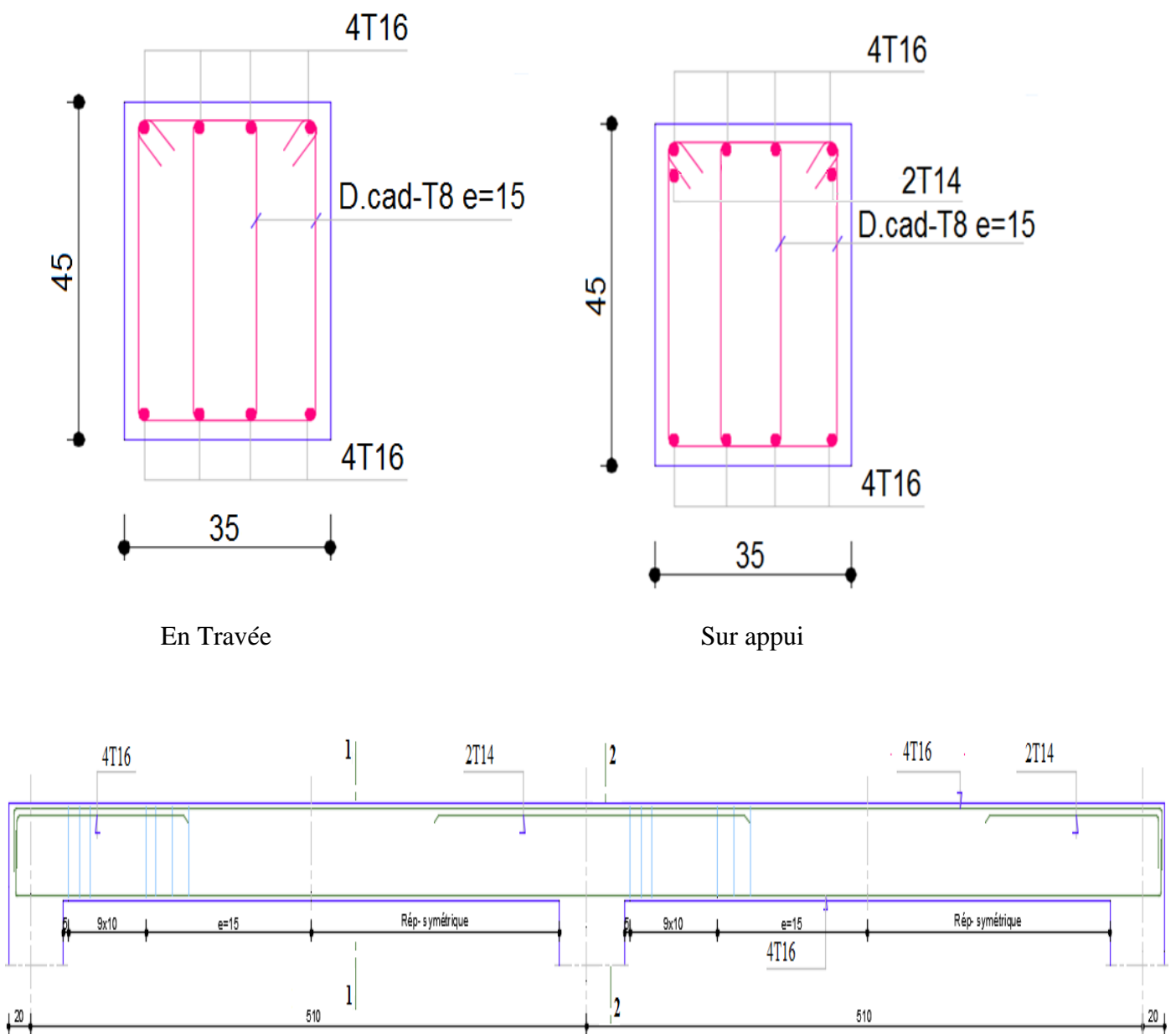
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 5,46 * 10^{-3} \leq 0.0105 \dots \dots \dots (CV)$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**N.B :** les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$ : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 1,20 m.
- $\frac{L_{max}}{4}$ : Si l'appui appartient à une travée de rive soit : 1,50 m.

**Schéma de ferrailage :**



**Fig. V.2.**ferrailage des poutres



### V.3.Ferraillage des poteaux :

#### V.3.1.Introduction :

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.

#### V.3.2.Recommandation du RPA 99/version 2003 :

##### ➤ Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$ .

##### ➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

Avec :

- $v_u$  : Effort tranchant de calcul
- $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).  $\rho_a = 2.5$  Si l'élanement géométrique  $\geq 5$ .  $\rho_a = 3.75$  Si l'élanement géométrique  $< 5$ .
- $t$  : Espacement des armatures transversales :

**Dans la zone nodale :**

- $t \leq \min ( 10\phi , 15\text{cm})$ . En zone IIa

**Dans la zone courante :**

- $t' \leq 15\phi$ . En zone IIa

Où :

- $\phi$ : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale  $\left( \frac{A_t}{b_1 * t} * \% \right)$  est donnée par :

- 0.3% si  $\lambda_g \geq 5$
- 0.8 % si  $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

- $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$ .

Avec :

- **a** et **b** : les dimensions de la section du poteau.

**V.3.3. Calcul de Ferrailage :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{x-x}$ ,  $M_{y-y}$ ).

Les poteaux seront ferrailés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel « **ETABS** » :

➤ **Combinaison de calcul :**

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G + Q ± E**) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Selon le **RPA** (article.7.1.3.3) il faut vérifier :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,30$$





Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Section	N <sub>d</sub> (MN)	B (m <sup>2</sup> )	V	V ≤ 0.3
<b>60*60</b>	1934,78×10 <sup>-3</sup>	0,36	0,21	Vérifiée
<b>70*50</b>	2321,19×10 <sup>-3</sup>	0,35	0,26	Vérifiée
<b>70*40</b>	1388,65×10 <sup>-3</sup>	0,28	0,20	Vérifiée
<b>50*50</b>	1494,33×10 <sup>-3</sup>	0,25	0,23	Vérifiée
<b>40*40</b>	909,93×10 <sup>-3</sup>	0,16	0,22	Vérifiée

Tab V.2.vérification de l'effort normal réduit

**V.3.4.Ferraillage des Poteaux :**

Le résumées des sollicitations données par le logiciel ETABS.

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1,15 ; \gamma_s = 1 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa.}$$

Poteau	70 * 50	60 * 60	70 * 40	50 * 50	40 * 40
Combinaison	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>	<b>G + Q ± E</b>
M <sub>max</sub> (KN. m)	95,95	101,92	102,16	93,60	83,94
N <sub>cor</sub> (KN)	979,66	1105,83	526,64	784,28	274,48
Combinaison	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>	<b>0,8G ± E</b>
M <sub>cor</sub> (KN. m)	10,35	27,40	101,926	87,47	17,25
N <sub>max</sub> (KN)	546,61	686,45	392,84	439,66	139,59
Combinaison	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>	<b>ELU</b>
M <sub>cor</sub> (KN. m)	16,70	2,97	25,165	4,25	1,53
N <sub>max</sub> (KN)	2274,76	2508,07	1429,73	1935,97	1183,45

Tab V.3. Les sollicitations dans les différents poteaux

- $A_{s \text{ min RPA}} = 0,8 \times b \times a \dots \dots \dots \text{RPA (Art 7.4.2.1 P61)}$
- $A_{s \text{ min BAEL}} = \min \left[ 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} U; 0,2 \times \frac{B}{100} \right] \dots \dots \dots \text{BAEL91 P94}$

Avec :



- **U**: Périmètre du poteau.

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide de logiciel « **SOCOTEC** » :

Poteaux	M(KN. m)	N(KN)	$A_{s\ cal}(cm^2)$	$A_{s\ min\ BAEL}(cm^2)$	$A_{s\ min\ RPA}(cm^2)$	$A_{s\ adop}(cm^2)$
<b>70 × 50</b>	95,95	979,66	0	9,60	28,00	<b>16T16 = 32,17</b>
<b>60 × 60</b>	101,92	1105,83	0	9,60	28,80	<b>16T16 = 32,17</b>
<b>70 × 40</b>	102,16	526,64	1,03	8,80	22,40	<b>4T16 + 12T14 = 26,51</b>
<b>50 × 50</b>	93,60	784,28	0	8,00	20,00	<b>4T16 + 8T14 = 20,36</b>
<b>40 × 40</b>	83,94	274,48	3,33	6,40	12,80	<b>12T14 = 18,47</b>

**Tab V.4** Résultats de ferrailage des poteaux

**Remarque :**

On remarque que  $A_{s\ minRpa}$  est supérieure par rapport à  $A_{s\ cal}$ , donc il faut prévoir des sections minimales requises par les règlements en vigueur.

**V.3.4.1. Vérification de ferrailage des poteaux :**

➤ **Section d'armature selon l'RPA99V2003 :**

- $A_{s\ min} = 0,8\% \times b \times a$ .
- $A_{s\ max} = 4\%b \times a \rightarrow$  En zone courante.
- $A_{s\ max} = 6\%b \times a \rightarrow$  En zone de recouvrement.

➤ **Section d'armature selon BAEL91 :**

- $A_{s\ min} = 0,2 \times \frac{B}{100}$ .
- $A_{s\ max} = 5 \times \frac{B}{100}$ .

Poteau	$A_{s\ min\ BAEL}$	$A_{s\ min\ RPA}$	$A_{s\ max\ BAEL}$	$A_{s\ max\ RPA}$	$A_{s\ adop}$	<b>OB</b>
<b>70 × 50</b>	9,60	28,00	175	140	32,17	<b>CV</b>
<b>60 × 60</b>	9,60	28,80	180	144	32,17	<b>CV</b>
<b>70 × 40</b>	8,80	22,40	140	112	26,51	<b>CV</b>
<b>50 × 50</b>	8,00	20,00	125	100	20,36	<b>CV</b>
<b>40 × 40</b>	6,40	12,80	80	64	18,47	<b>CV</b>

**Tab V.5** Résultats de vérification de ferrailage des poteaux



V.3.4.2. Vérification à l’E.L. U :

- Vérification vis-à-vis à l’effort tranchant :

➤ D’après le BAEL :

➤ Exemple de calcul : Poteau (70×50) cm<sup>2</sup>

Fissuration préjudiciable :

- $\tau_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 3,3 \text{ Mpa}.$

Soit l’effort tranchant maximum est :  $T_{\max} = 36,64 \text{ KN}.$

- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = 0,104 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV)$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

<b>b × a</b>	<b>T<sub>max</sub></b>	<b>τ<sub>u</sub></b>	<b><math>\bar{\tau}_u</math></b>	<b>OB</b>
<b>70 × 50</b>	36.64	0.104	<b>3,3</b>	<b>CV</b>
<b>60 × 60</b>	48.42	0.134	<b>3,3</b>	<b>CV</b>
<b>70 × 40</b>	39.80	0.142	<b>3,3</b>	<b>CV</b>
<b>50 × 50</b>	52.30	0.209	<b>3,3</b>	<b>CV</b>
<b>40 × 40</b>	57.21	0.357	<b>3,3</b>	<b>CV</b>

Tableau V.6 Vérification selon BAEL.

➤ D’après l’RPA :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  Avec :  $\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$

- $\rho_d = 0,075 \dots \dots \dots$  si :  $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_d = 0,05 \dots \dots \dots$  si :  $\lambda_g < 5$

Où :  $\lambda_g$  : L’élancement géométrique.  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ .

$a = 50 \text{ cm}$  ;  $l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,57 = 2,49 \text{ m}.$

Donc :  $\rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,49}{0,50} = 4,98 < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04.$

$\bar{\tau}_u = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u = 0,104 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (CV)$



Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$b \times a$ (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	OB
<b>70 × 50</b>	2,49	4,98	0,05	0.104	1,25	CV
<b>60 × 60</b>	2,49	4,15	0,05	0.134	1,25	CV
<b>70 × 40</b>	2,14	5,35	0,075	0.142	1,87	CV
<b>50 × 50</b>	2,14	4,28	0,05	0.209	1,25	CV
<b>40 × 40</b>	2,14	5,35	0,075	0.357	1,87	CV

Tab V.7.Vérification selon RPA

### V.3.4.3.Calcul des armatures transversales :

#### ➤ Choix du diamètre :

- $\phi_t \geq \left[\frac{1}{3}\right] \times \phi_1$ .
- $\phi_t \geq \left[\frac{1}{3}\right] \times 16 = 5.33$  mm.

On adopte un cadre : **T8**

#### ➤ Espacement entre les cadres :

- $S_t \leq \min[15\phi_{1\min}; 40 \text{ cm}; a + 10]$ .
- $S_t \leq \min[21 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 50 \text{ cm}]$ .

Donc :  **$S_t = 20$  cm.**

#### ➤ Espacement des cadres d'après le RPA :

##### Dans la zone nodale :

- $S_t \leq \min[10\phi_1; 15 \text{ cm}] \dots \dots \dots$  En Zone I et IIa.
- $S_t \leq \min[16 \text{ cm}; 15 \text{ cm}] \rightarrow$  Donc :  **$S_t = 10$  cm.**

##### Dans la zone courante :

- $S_t \leq 15\phi_1 \dots \dots \dots$  En Zone I et IIa.
- $S_t \leq 25 \text{ cm}$

Donc :  **$S_t = 20$  cm.**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :



$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul ( $T_{max}$ ).

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$S_t$  : est 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 égal à :

- $\rho_a = 2,5$  Si  $\lambda_g \geq 5$ .
- $\rho_a = 3,75$  si  $\lambda_g < 5$ .

➤ **Exemple de calcul : (70×50) cm<sup>2</sup> :**

Donc :  $\rho_a = 3,75 \rightarrow A_t = 0,98 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_t = 2 \text{ T } 8 = 1,1 \text{ cm}^2$ .

<b>b × a</b>	<b>T<sub>max</sub> (KN)</b>	<b>λ<sub>g</sub></b>	<b>ρ<sub>a</sub></b>	<b>A<sub>t</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>t adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>70 × 50</b>	36.64	4,98	3,75	0.98	<b>2T8= 1,01</b>
<b>60 × 60</b>	48.42	4,15	3,75	0.75	<b>2T8= 1,01</b>
<b>70 × 40</b>	39.80	5,35	2,50	0.35	<b>2T8=1,01</b>
<b>50 × 50</b>	52.30	4,28	3,75	0.98	<b>2T8=1,01</b>
<b>40 × 40</b>	57.21	5,35	2,50	0.89	<b>2T8=1,01</b>

Tab V.8. Les armatures transversales des poteaux

➤ **Détermination de la zone de recouvrement :**

Selon RPA (Art 7.4.2.1) La longueur minimale de recouvrement est :

- $40\phi \rightarrow$  En zone IIa.

<b>b * a</b>	<b>70 × 50</b>	<b>60 × 60</b>	<b>70 × 40</b>	<b>50 × 50</b>	<b>40 × 40</b>
<b>ϕ<sub>max</sub> (mm)</b>	16	16	16	16	16
<b>40ϕ (cm)</b>	64	64	64	64	64

Tab.9. Longueur de recouvrement

**V.3.4.4.Vérification de la contrainte à l'E.L.S :**

La vérification est faite à l'aide de logiciel SOCOTEC.

- Contrainte admissible de béton comprimé :  $\sigma_{bc adm} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$ .



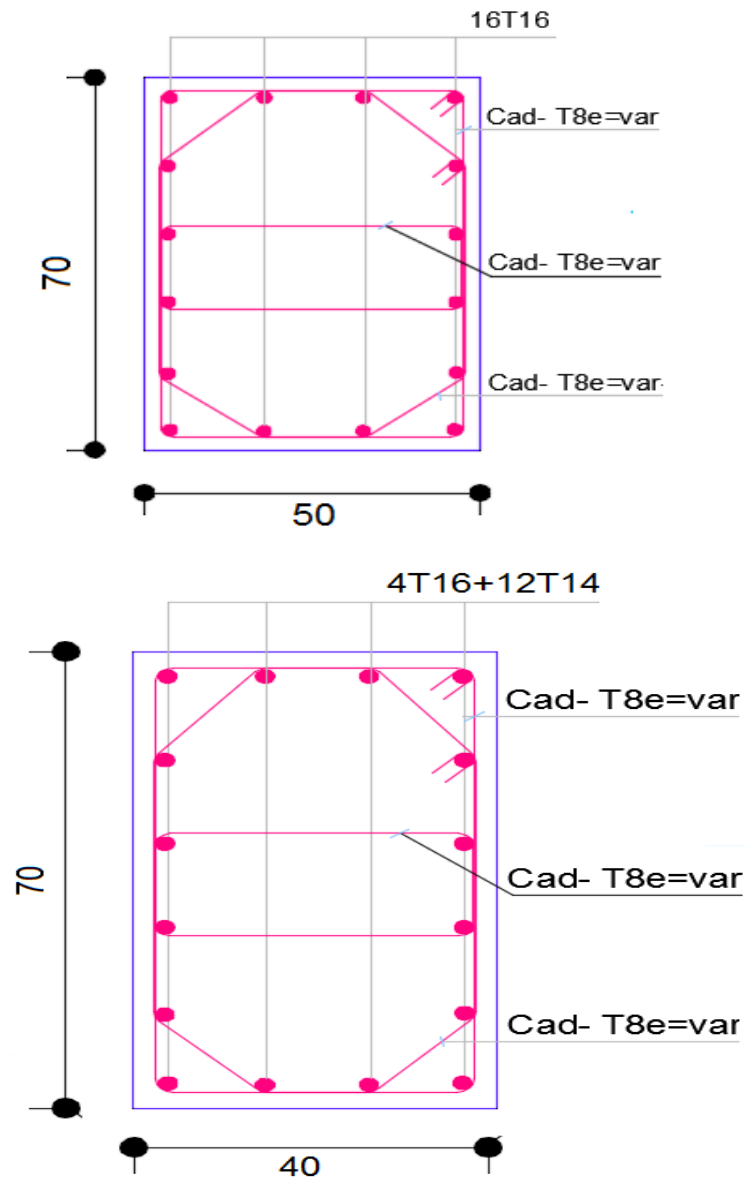
- Contrainte admissible d'acier tendu :  $\sigma_{st adm} = 201.63 \text{ Mpa}$ .

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

$b \times a$	$N_{ser}$	$M_{ser}$	$A_s$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc adm}$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{st adm}$	OB
<b>70 × 50</b>	1320,05	12,33	<b>32,17</b>	3,91	15	44,00	201,63	<b>CV</b>
<b>60 × 60</b>	1830,53	2,16	<b>32,17</b>	5,76	15	54,50	201,63	<b>CV</b>
<b>70 × 40</b>	1042,60	18,44	<b>26,51</b>	3,43	15	47,20	201,63	<b>CV</b>
<b>50 × 50</b>	1412,85	3,10	<b>20,36</b>	6,33	15	61,70	201,63	<b>CV</b>
<b>40 × 40</b>	863,85	1,12	<b>18,47</b>	6,13	15	56,60	201,63	<b>CV</b>

Tab V.10 Vérification des contraintes à l'ELS

➤ Schéma de ferrailage :



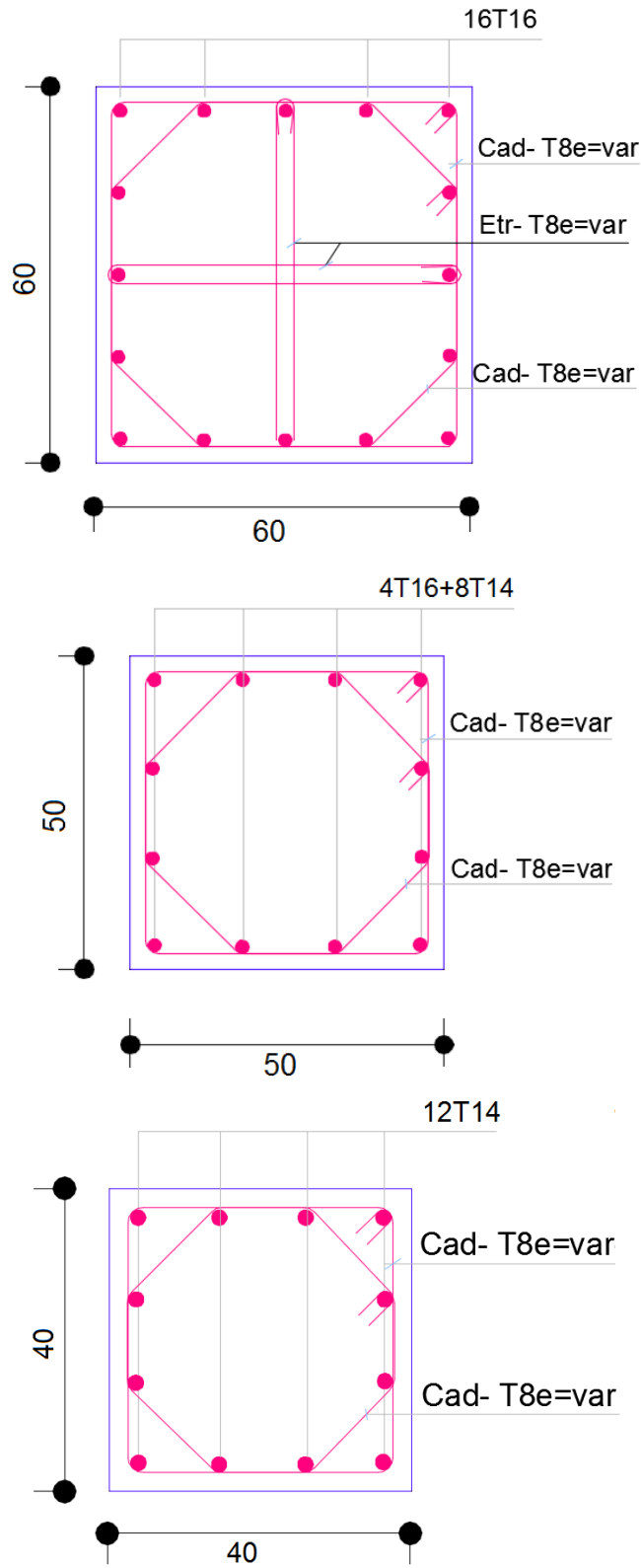


Fig V.3. Ferrailage des poteaux.



#### V.4. Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

##### ➤ Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de 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.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $(\frac{1}{10})$  de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

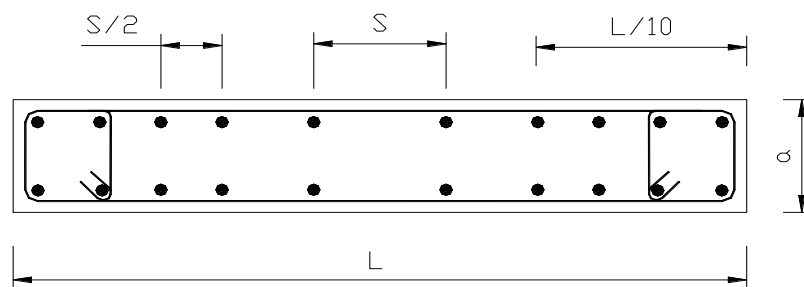


Fig V.4 Section transversale de voile

##### ➤ Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à  $(90^\circ)$  ayant une longueur de  $10\phi$ .





Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5 * e ; 30 \text{ cm})$$

Avec :

- **e** : Epaisseur 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  $\phi_t$  des épingles est :

- $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow$  Lorsque  $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$ .
- $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow$  Lorsque  $\phi_v > 20 \text{ mm}$ .

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\phi$  Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

**V.4.1. Calcul du ferrailage vertical :**

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq \min \left[ \frac{h_e}{2} ; \frac{2 \times l'}{3} \right].$$



Avec :

- $l'$  : étant la largeur de la zone comprimée.
- $h_e$ : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

#### V.4.2. Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- Section entièrement comprimée SEC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **Formule de NAVIER BERNOULLI** ».  $\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * y$

Avec :

- $A$  : Surface.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $M$  : Moment de flexion.

#### ➤ Section partiellement comprimée SPC :

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times y$$

Si :

- $M > 0 \rightarrow \sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$ .

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer ' $L_t$ ' en utilisant les triangles semblables :

$$\text{tg} \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{L - L_t}$$

$$\text{Où : } L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} .$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par :  $T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{\text{cal}} = T \times \frac{y_s}{f_e}$  .

Si :  $M < 0 \rightarrow \sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$  :



$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{L - L_t}$$

Où :  $L_t = \frac{L \times \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$ .

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par :  $T = 0.50 \times \sigma_A \times L_t \times b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{\text{cal}} = T \times \frac{Y_s}{f_e}$ .

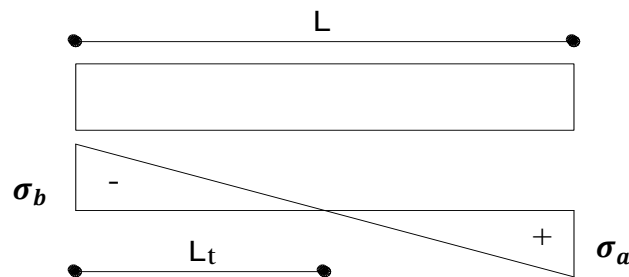


Fig V.5 S P C

➤ **Section entièrement comprimée SEC :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armature nécessaire et exigée par le RPA 99/V2003 (comme section minimale).

$A = 0,0015 \times L \times b$

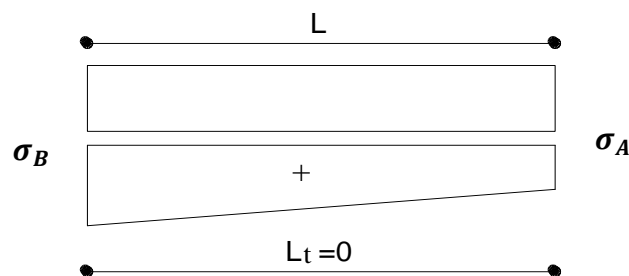


Fig V.6 S E C



➤ **Section entièrement tendue SET :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) :

- La longueur tendue est égal à «  $L$  »  $\rightarrow L = L_T$ .
- L'effort de traction est donné par :  $T = (3 * \sigma_A + \sigma_B) * \frac{L*b}{2}$ .
- La section d'armatures nécessaire est donnée par :  $A_{sc} = \frac{T}{f_e \gamma_s}$

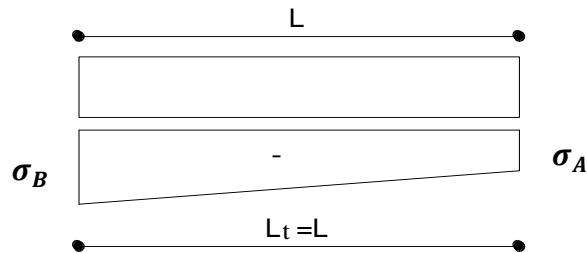


Fig V.7 S E T

**V.4.3.Ferraillage des voiles :**

Les combinaisons à considérer sont :

- $G + Q \pm E$ .
- $0.8G \pm E$ .

**V.4.3.1.Calcul de ferraillage vertical :**

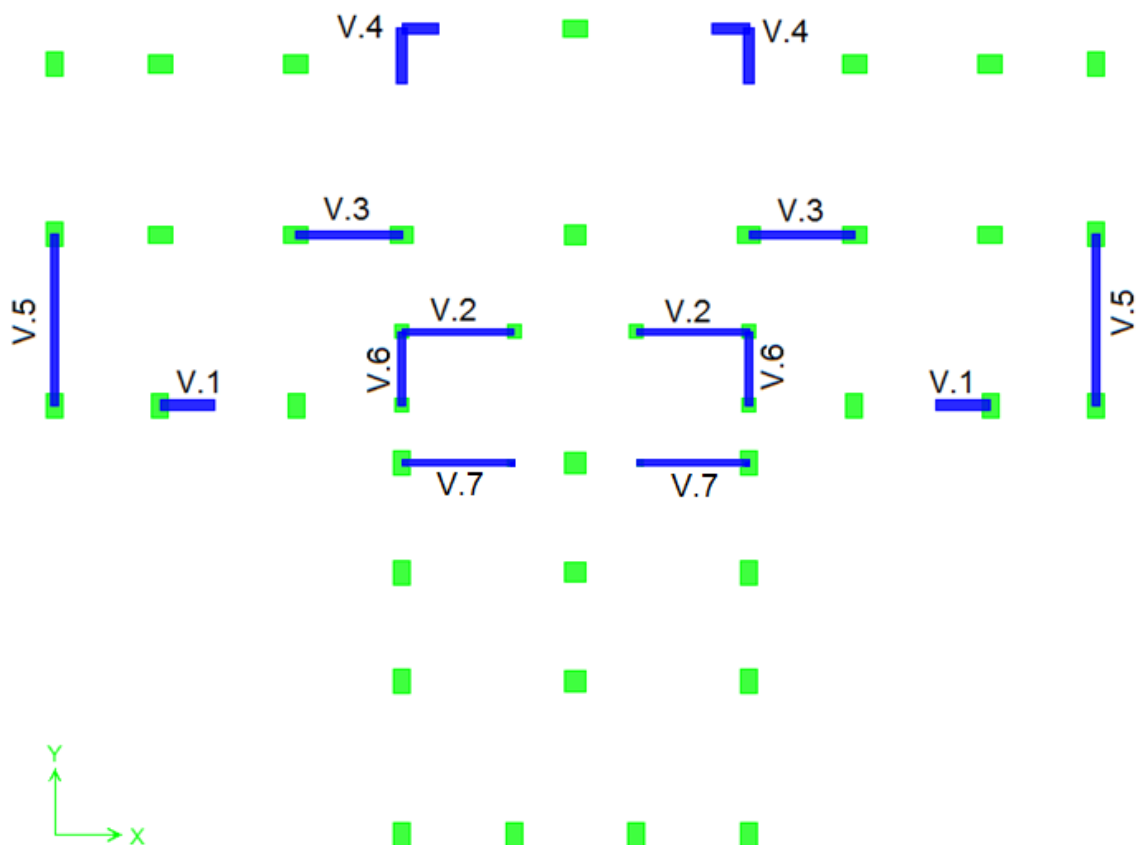
Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

- $A_{min} = 0.15\% b * L \rightarrow$  Globalement dans la section du voile.
- $A_{min} = 0.10\% b * L \rightarrow$  Dans la zone courante.

**V.4.3.2.Espacement des armatures verticales :**

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :



FigV.8 Vue en plan des voiles existants

➤ **Exemple de calcul (Voile V1) :**

Les données utilisées sont les suivantes :

Dimension :

- $L = 1,40 \text{ m.}$
- $b = 0,30 \text{ m.}$

Caractéristique géométrique :

- $I = 0,0686 \text{ m}^4.$
- $B = 0.42 \text{ m}^2.$

Les sollicitations sont :

- $M = 808,740 \text{ KN. m.}$
- $N = 1505,83 \text{ KN.}$



Les constraints:

- $\sigma_A = 11837,7585 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .
- $\sigma_B = -4667,13946 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .

Les deux contraintes de signe opposés, alors **SPC**.

- $L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 0,3958822 \text{ m}$ .
- $T = 0,5 \times \sigma_B \times L_t \times b = 277,145612 \text{ KN}$ .
- $A_{s \text{ cal}} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e} = 7,96793635 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone tendue}$ .

➤ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (**Art 7.7.4.1**) :  $A_{\text{rpa}} = 0,20\% b \times L_t$ .

- **b**: Epaisseur du voile.
- **L<sub>t</sub>** : Longueur de la section tendue.

Alors :

- $A_{\text{RPA}} = 0,20\% b \times L_t = 2,37529317 \text{ cm}^2$ .
- $A_{\text{min}} = 0,0015 \times b \times L = 6,30 \text{ cm}^2$ .

$A_{s \text{ adopté}} = \text{Max} [A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}] = 7,96 \text{ cm}^2$ .

➤ **Ferrailage (armatures adoptés) :**

- **Pour la zone tendue :**

$A_{s \text{ adop}} = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{zone d'about}$ .

- **Pour la zone comprimée :**

$A_{s \text{ adop}} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Calcul de l'espacement : d'après RPA :**

➤ **En zone courante :**

- $S_t \leq \min (1,5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On choisit : } S_t = 20 \text{ cm}$ .

➤ **En zone d'about :**

- $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$ .

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :



Voile	V2	V3	V4		V5	V6	V7
			V4.x	V4.y			
<b>M (KN. m)</b>	2643,04	2161,48	303	729,41	6374,31	1126,68	2677,14
<b>N(KN)</b>	2543,85	2032,91	1353,25	1791,06	1652,26	1401,69	1857,69
<b>L (m)</b>	3,00	2,40	1,10	1,60	4,20	1,75	3,00
<b>e (m)</b>	0,20	0,20	0,30	0,30	0,20	0,20	0,20
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	0,45	0,2304	0,0332	0,1024	1,2348	0,0893	0,45
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	0,60	0,48	0,33	0,48	0,84	0,35	0,60
<b>Y (m)</b>	1,5	1,2	0,55	0,80	2,10	0,875	1,5
<b>σ<sub>A</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	13049,88	15494,82	9117,78	9429,89	12807,65	15041,75	12019,95
<b>σ<sub>B</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	-4570,38	-7024,36	-916,26	-1967,14	-8873,70	-7032,09	-5827,65
<b>Nature de la section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	0,77	0,75	0,10	0,27	1,72	0,56	0,97
<b>T(KN)</b>	355,64	525,86	13,80	81,48	1525,36	392,03	570,85
<b>A<sub>s cal</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>10,22</b>	<b>15,11</b>	0,39	2,34	<b>43,85</b>	<b>11,27</b>	<b>16,41</b>
<b>A<sub>s RPA</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	3,11	2,99	0,60	1,65	6,87	2,22	3,91
<b>A<sub>s minRPA</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	9	7,2	<b>4,95</b>	<b>7,2</b>	12,6	5,25	9
<b>A<sub>s adopté</sub> (cm<sup>2</sup>/face)</b>	<b>6T16</b> + <b>8T12</b>	<b>8T16</b> + <b>4T12</b>	<b>4T16</b> + <b>6T12</b>	<b>4T16</b> + <b>6T12</b>	<b>22T16</b> + <b>12T12</b>	<b>6T16</b> + <b>4T12</b>	<b>10T16</b> + <b>5T12</b>
<b>S<sub>t courant</sub> (cm)</b>	20	20	15	15	20	20	20
<b>S<sub>t about</sub> (cm)</b>	10	10	10	10	10	10	10

Tab V.11 Résumé des résultats de ferrailage vertical des voiles

#### V.4.3.3. Vérification de la résistance au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

- Selon RPA (art 7.7.2) :

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{b_0 \times 0,9 \times L} \leq 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$



Avec :

- **V**: Effort tranchant.
- **b<sub>0</sub>**: Épaisseur du voile.
- **L**: Longueur du voile.

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voiles	V (N)	b (mm)	L (mm)	$\tau$ (Mpa)	$\tau_{adm}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V <sub>1</sub>	281310	300	1400	1,041	5	<b>CV</b>
V <sub>2</sub>	720240	200	3000	1,867	5	<b>CV</b>
V <sub>3</sub>	619130	200	2400	2,00	5	<b>CV</b>
V <sub>4x</sub>	116880	300	1100	0,55	5	<b>CV</b>
V <sub>4y</sub>	210310	300	1600	0,68	5	<b>CV</b>
V <sub>5</sub>	1175730	200	4200	2,17	5	<b>CV</b>
V <sub>6</sub>	402680	200	1750	1,80	5	<b>CV</b>
V <sub>7</sub>	510080	200	3000	1,32	5	<b>CV</b>

TabV.12.Vérification de la contrainte de cisaillement.

**V.4.3.4.Calcul de ferrailage horizontal :**

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l’effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l’extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armateurs est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 * \left[ \frac{f_e}{\gamma_s} \right] * (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots \text{BAEL}$$

Où :

- **K = 0** → Cas de reprise de bétonnage.
- **α ≤ 90°**.
- **S<sub>t</sub> ≤ min[1,5 \* b ; 30 cm] = 30 cm**.

→ Donc on adopte : S<sub>t</sub> = 20 cm.

- **Selon le RPA :**

D’après le RPA, le pourcentage minimal d’armatures horizontales en double nappes et donnés par :





- $A_t = 0,0015 \times b \times L$

La section adoptée est :  $A_t = \max[A_{t \text{ RPA}} ; A_{t \text{ BAEL}}]$ .

- **Exemple de calcul :**

**Voile  $V_1$  :**

- $V = 281,310 \text{ KN}$ .
- $\tau = 1,04 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$ .

$$A_t = \frac{\tau_u \times S_t \times b}{0,9 * \left[ \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} = \frac{1,04 \times 200 \times 300}{0,9 \times 400}$$

→  $A_t = 1,73 \text{ cm}^2$ .

➤ **Ferrailage minimal de RPA :**

- $A_t = 0,0015 \times b \times L$
- $A_{t \text{ min RPA}} = 0,15\% \times 30 \times 140$
- $A_{t \text{ min RPA}} = 6,30 \text{ cm}^2$

Alors :

- $A_t = \max[1,73 \text{ cm}^2 ; 6,30 \text{ cm}^2] = 6,30 \text{ cm}^2$ .
- $A_t \left( \frac{\text{ml}}{\text{face}} \right) = \frac{6,30}{2 * (3,57 - 0,45)} = 1,02 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml /face}}$

Soit :  $A_{\text{adopté}} (\text{ml/face}) = 6 \text{ T8} = 3,02 \text{ cm}^2$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

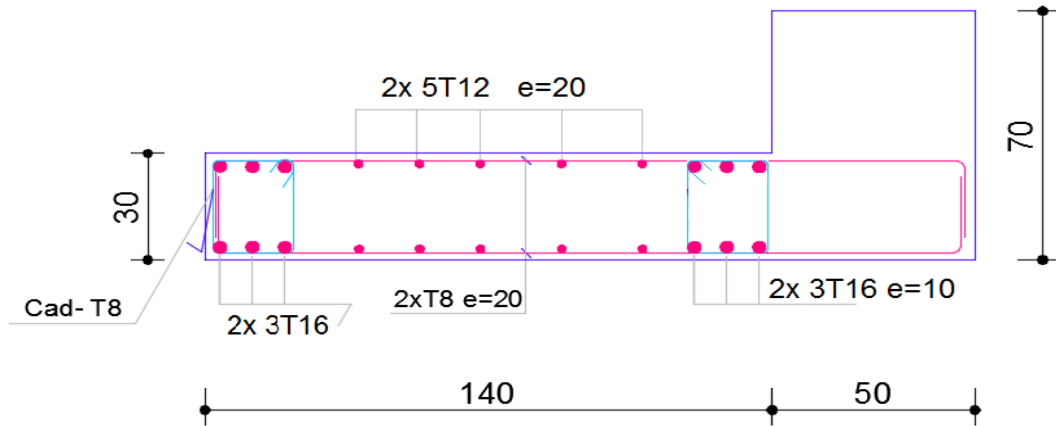
Voiles	$\tau$ (Mpa)	$S_t$ (cm)	$b$ (cm)	$A_{\text{BAEL}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} \left( \frac{\text{cm}^2}{\text{ml /face}} \right)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
<b>V<sub>2</sub></b>	1,867	20	20	2,07	9,00	1,47	<b>6T8 = 3,02</b>
<b>V<sub>3</sub></b>	2,00	20	20	2,22	7,20	1,17	<b>6T8 = 3,02</b>
<b>V<sub>4x</sub></b>	0,55	20	30	0,91	4,95	0,80	<b>6T8 = 3,02</b>
<b>V<sub>4y</sub></b>	0,68	20	30	1,33	7,2	1,17	<b>6T8 = 3,02</b>
<b>V<sub>5</sub></b>	2,17	20	20	2,41	12,6	2,05	<b>6T8 = 3,02</b>
<b>V<sub>6</sub></b>	1,80	20	20	2,00	5,25	0,85	<b>6T8 = 3,02</b>
<b>V<sub>7</sub></b>	1,32	20	20	1,46	9,00	1,47	<b>6T8 = 3,02</b>

**Tab V.13** ferrailage horizontal des voiles

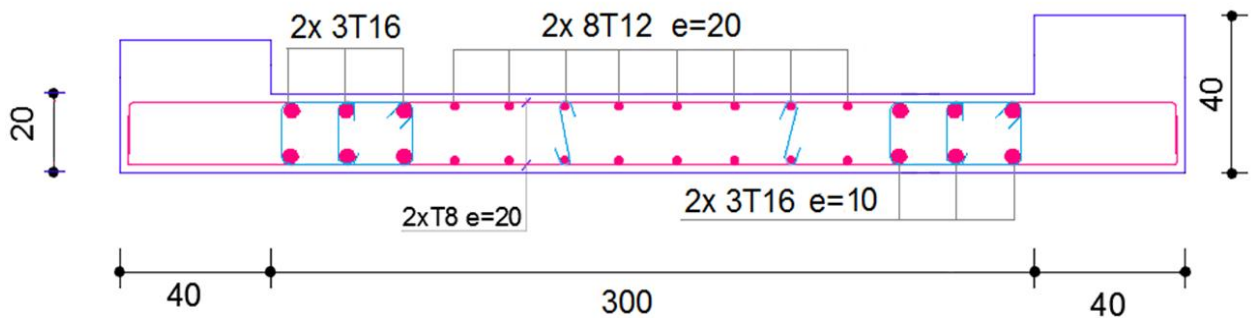


❖ Schéma de ferrailage des voiles :

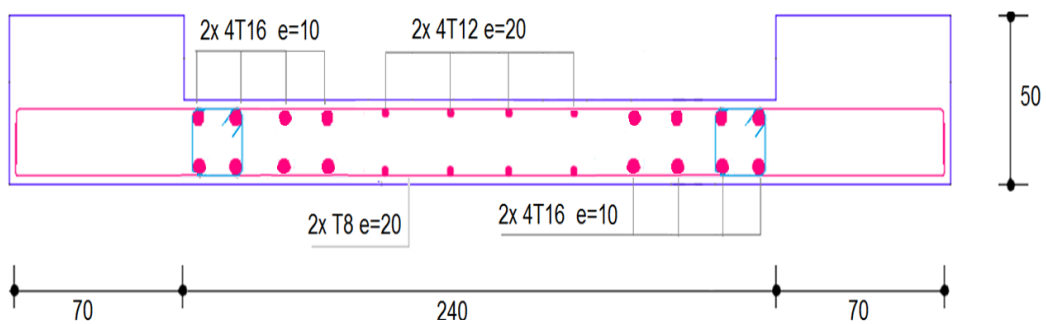
**Voile 1** :  $L_t = 0,40 \text{ m}$  ;  $L/10 = 0,14 \text{ m}$ .



**Voile 2** :  $L_t = 0,77 \text{ m}$  ;  $L/10 = 0,30 \text{ m}$ .

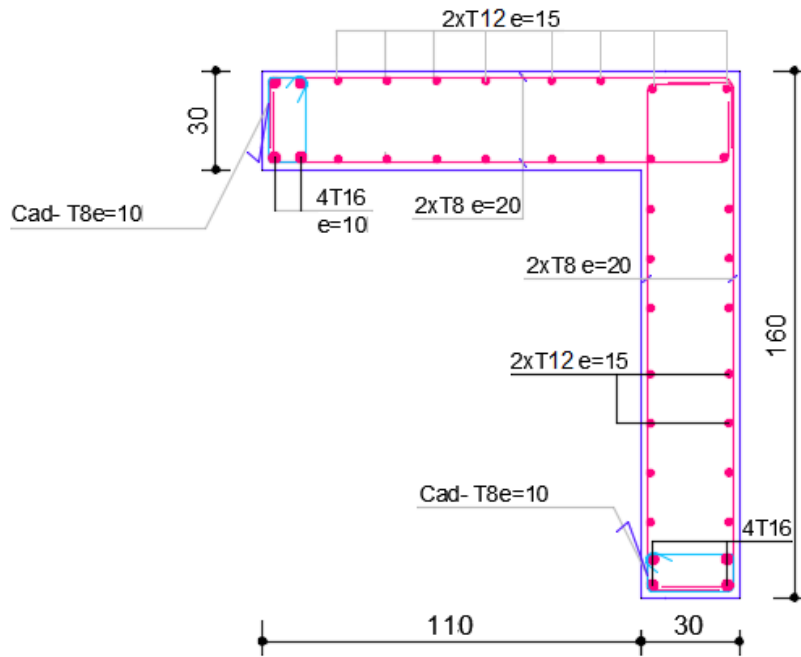


**Voile 3** :  $L_t = 0,75 \text{ m}$  ;  $L/10 = 0,24 \text{ m}$ .

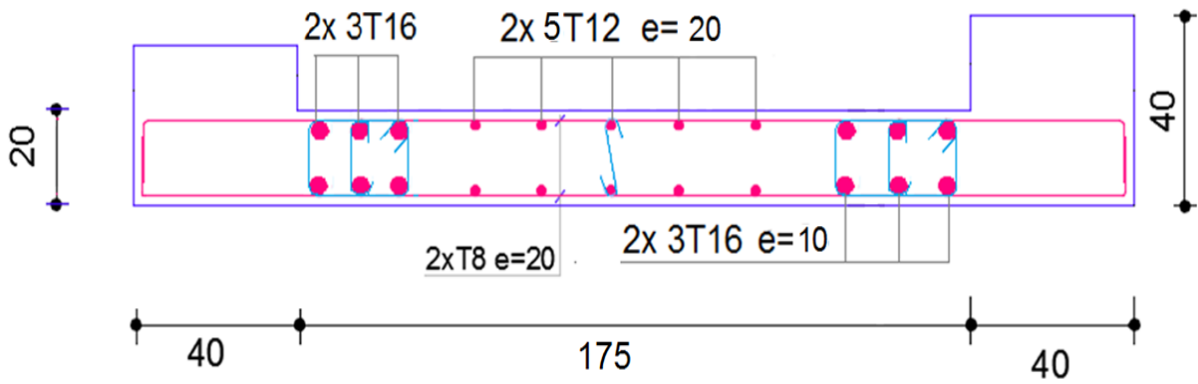




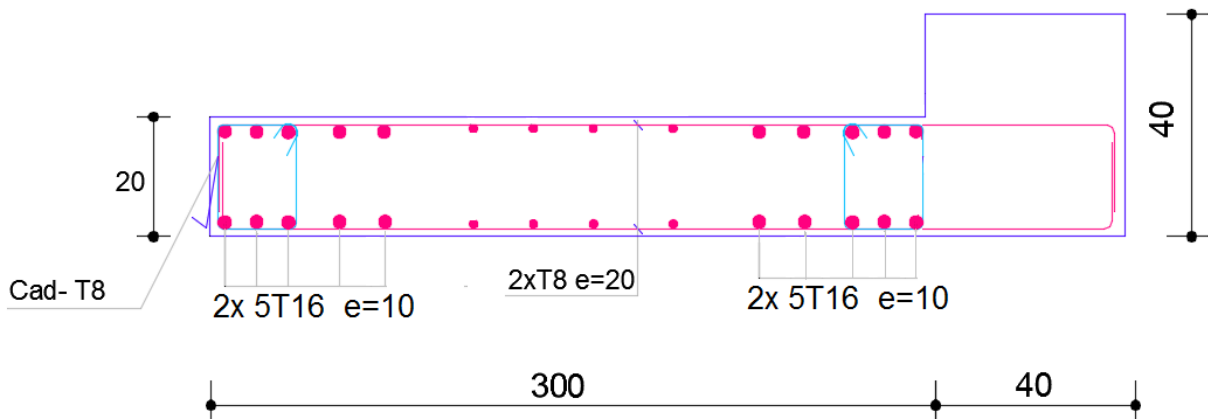
**Voile 4** :  $Lt_x = 0,10 \text{ m}$  ;  $Lt_y = 0,27 \text{ m}$



**Voile 6** :  $Lt = 0,56 \text{ m}$  ;  $L/10 = 0,20 \text{ m}$

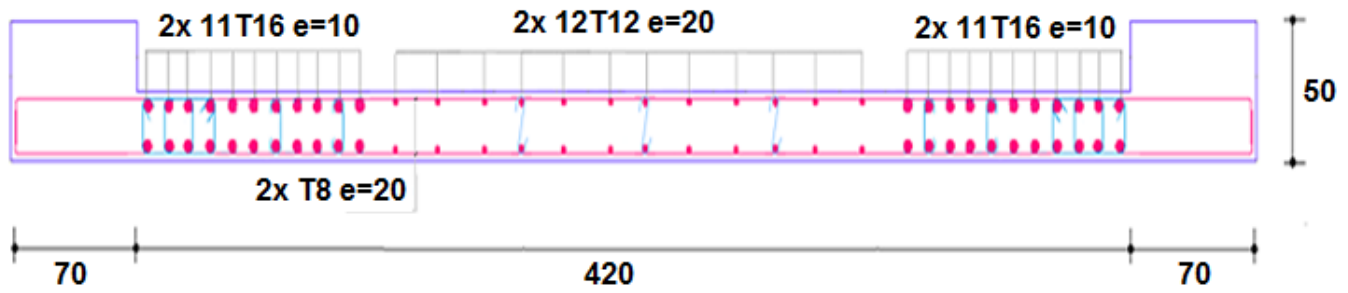


**Voile 7** :  $Lt = 0,97 \text{ m}$  ;  $L/10 = 0,30 \text{ m}$





**Voile 5** :  $L_t = 1,72 \text{ m}$  ;  $L/10 = 0,42 \text{ m}$





## Etude de l'infrastructure

### VI.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui assurent la répartition sur le sol de la charge verticale transmise à la base d'un mur au d'un poteau. On distingue :

- Les semelles isolées sous poteau.
- Les semelles isolées sur pieux.
- Les semelles filantes sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Le radier générale.

### VI.2. Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

#### a. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

$$A * B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol adm}}$$

Notre capacité portante du terrain est :

$$\sigma_{sol} = 3 \text{ Bars.}$$

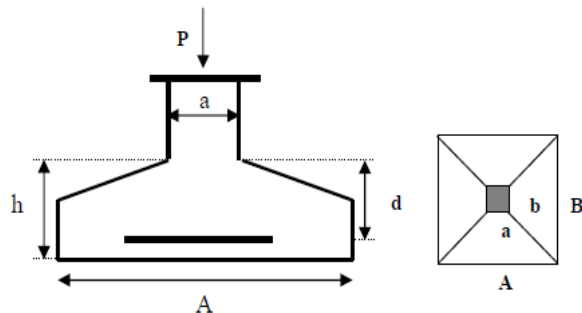


Fig VI.1. Semelle isolée



Les résultats sont comme suites :

Semelles	$N_{ser}$ (KN)	$\sigma_{sol}$ (Kpa)	S (m <sup>2</sup> )
1	890,76	300	2,97
2	1236,75	300	4,12
3	1175,07	300	3,92
4	755,16	300	2,52
5	1258,85	300	4,20
6	1795,01	300	5,98
7	1309,69	300	4,37
8	1475,12	300	4,92
9	895,97	300	2,99
10	1440,93	300	4,80
11	1633,66	300	5,45
12	1060,82	300	3,54
13	1146,71	300	3,82
14	1621,1	300	5,40
15	1017,35	300	3,39
16	1077,87	300	3,59
17	1019,42	300	3,40
18	1078,62	300	3,60
19	678,83	300	2,26
20	681,18	300	2,27
21	1399,2	300	4,66
22	1414,32	300	4,71
23	1347,77	300	4,49
24	1945,55	300	6,49
25	1945,18	300	6,48
26	1351,6	300	4,51
27	1968,18	300	6,56
28	1959,27	300	6,53
29	1713,44	300	5,71
30	1189,98	300	3,97



31	1293,99	300	4,31
32	858,21	300	2,86
33	1176,51	300	3,92
34	1294,87	300	4,32
35	868,39	300	2,89
36	790,6	300	2,64
37	888,29	300	2,96
38	1371,97	300	4,57
39	1375,91	300	4,59
40	1587,58	300	5,29
41	1772,13	300	5,91
42	1131,65	300	3,77
43	708,09	300	2,36
44	1250,52	300	4,17
45	784,47	300	2,61
46	43,58	300	0,15
<b>Totale</b>			<b>188,94</b>

Tab VI.1. Surfaces revenantes aux semelles isolées

### b. Semelles filantes :

Dans ce projet, nous proposons en deuxième lieu des semelles filantes. Pour cela. Nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{S_s}{S_{batiment}} \geq 50\%$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, on peut considérer la solution du radier comme nécessaire.

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

$$S_s \geq \frac{81110,62}{0,3} = 270,36\text{m}^2.$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :



$$\frac{S_s}{S_{\text{bâtiment}}} = 0,57 \geq 0,50 \quad \text{si} \quad S_{\text{bâtiment}} = 470,71\text{m}^2$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

### c. Radier général :

Quand la capacité portante du sol est faible ou que les charges transmises par les poteaux sont très élevées, on a recours à un radier général afin d'étaler les charges. Cette solution est adoptée quand elle est moins onéreuse qu'une fondation profonde par pieux.

Une telle fondation se présente sous l'aspect d'une dalle inversée portant dans un ou deux directions.

Il existe quatre types de radier :

- Le radier dalle (peu utilisé).
- Le radier nervuré (le plus courant).
- Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
- Le radier voute (rarement utilisé).

On a choisi le radier nervuré dans notre conception, car il est le plus économique.

### VI.3. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier ( $h_r$ ) doit vérifier les conditions suivantes :

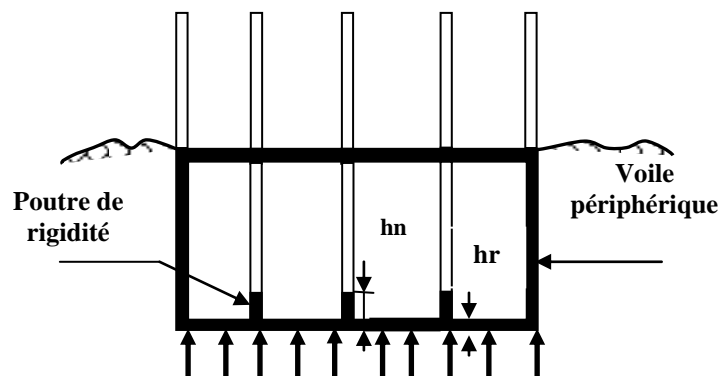


Fig. VI.2 Schéma Statique du radier





### VI.3.1. L'épaisseur du radier :

#### a. Condition forfaitaire :

Il faut respecter la condition suivante  $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$ .

- $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Telle que :  $L_{\max} = 5,50 \text{ m} \rightarrow h_r \geq 27,50 \text{ cm}$ .

On prend :  $h_r = 60 \text{ cm}$ .

### VI.3.2. Nervure :

#### La hauteur de la nervure :

#### a. Condition forfaitaire :

- $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec :

- $L_{\max}$  : la longueur maximale entre axes des poteaux.
- $L_{\max} = 5,50 \text{ m}$  D'où :  $h_n \geq 55 \text{ cm}$ .

Il faut respecter la condition suivante  $0,5 \text{ m} \leq h_n \leq 1,5 \text{ m}$ .

#### b. Condition de la longueur élastique :

- $L_e \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi}$

- $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$

Avec :

- $K$  : La raideur moyenne du sol  $K = 40000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ .
- $E$  : Le module d'élasticité longitudinal du béton  $E = 3,21 \times 10^7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .

On obtient :

- $h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = 82,57 \text{ cm}$ .

On adopte :  $h_n = 1,00 \text{ m}$  et  $b = 70 \text{ cm}$ .

#### ➤ Le choix final :



Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de  $h_r = 60 \text{ cm}$ , avec des nervures d'une hauteur  $h_n = 1,00 \text{ m}$ . Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

### c. Condition de résistance au cisaillement :

D'après le pratique BAEL 91 Art 3.2.1 p180, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \min \left[ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.  $V_u = \frac{q_u * L_{\max}}{2}$ .
- $N_u$  : L'effort normal a la base,  $N_u = 82496,54 \text{ KN}$ .

D'où :

$$\bullet \quad q_u = \frac{N_u * 1\text{ml}}{S_{\text{bat}}} \rightarrow q_u = \frac{82496,54}{471,7} = 174,90 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\bullet \quad V_u = \frac{174,90 * 5,50}{2} = 480,97 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{480,97}{0,60 * 0,9 * 1,00 * 10^3} = 0,89 \text{ Mpa} \leq \tau_{\text{adm}} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

### d. La surface minimale du radier :

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 », on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale **1.5**.

$$\bullet \quad \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol adm}}$$

Avec :

- $\sigma_{\text{sol adm}}$  : la capacité portante de sol.

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} > \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol adm}}} = \frac{82496,54}{1,5 * 300} = 183,32 \text{ m}^2 < S_{\text{bat}} = 471,70 \text{ m}^2.$$

### ➤ Conclusion :

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).



➤ **Calcul du D (débordement) :**

- $D \geq \max\left[\frac{h_r}{2}, 30\text{cm}\right] = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit : } D = 40\text{cm}$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D * 2(L_x + L_y) = 515,78 \text{ m}^2.$$

Alors la surface du radier est :  $S_{\text{rad}} = 515,78$

**VI.3.3. Vérification du poinçonnement :**

✓ **Sous poteau :**

Cette vérification s'effectue comme suit :

- $N_u \leq \frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{CBA (Art A5.2.4.2)}$

Avec :

- $N_u$  : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau  $N_u = 3929.66 \text{ KN}$ .
- $h$  : L'épaisseur totale de la dalle.
- $\mu_c$  : périmètre du contour cisailé :  $\rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h) = 6,40 \text{ m}$ .

Donc :  $\frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} = 4800 \text{ KN} \rightarrow N_u = 3929,66 \text{ KN} < 4800 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

✓ **Sous voile :**

Le voile le plus sollicité de longueur 4,20m et  $N_u = 2081,04 \text{ KN}$ .

Pour une bande de 1 ml :  $N_u / \text{ml} = 2081,04 / 4.20 = 17 \text{ KN/ml}$ .

Cette vérification s'effectue comme suit :

- $N_u \leq \frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

- $\mu_c = 2(l + b + 2h) = 12,80 \text{ m}$ .



$$\text{Donc : } \frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} = 9600 \text{ KN} \rightarrow N_u = 2081,04 \text{ KN} < 9600 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

#### VI.4. Caractéristiques géométriques du radier :

Les inerties du radier sont calculées manuellement :

- Les inerties/X :  $I_{xx} = 18273,01 \text{ m}^4$ .
- Les inerties/Y :  $I_{yy} = 27655,28 \text{ m}^4$ .

#### ➤ Calcul de l'excentricité :

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_g = 15,50 \text{ m}$ .
- $Y_g = 14,68 \text{ m}$ .

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

- $X_{gm} = 15,26 \text{ m}$ .
- $Y_{gm} = 14,24 \text{ m}$ .

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- $e_x = 0,24 \text{ m}$ .
- $e_y = 0,44 \text{ m}$ .

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

#### VI.4.1. Vérification de la stabilité du radier :

##### VI.4.1.1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :

- $\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$ .

Avec :

- $N_t = G_{bat} + Q_{bat} + G_{rad}$



D'où :

- $N_{bat} = 60304,11 \text{ KN.}$
- $G_{rad} = 515,78 * 1,00 * 25 = 12894,5 \text{ KN.}$

$N_t = 60304,11 + 12894,5 = 73198,61 \text{ KN.}$

Donc :  $\rightarrow \frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{73198,61}{515,78} = 141,91 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 300 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

**VI.4.1.2. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0,8G ± E :**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : **0.8 G ± E :**

D'après les **RPA99/Version2003** (art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$ .

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison **0.8G ± E<sub>x</sub>** :

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	L/4 (m)	OB
<b>0,8G ± E<sub>x</sub></b>	44004,79	89354,96	2,03	7,75	<b>CV</b>
<b>0,8G ± E<sub>y</sub></b>	42468,06	78565,18	1,84	6,50	<b>CV</b>

**Tab VI.2.** Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0,8G± E

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

La contrainte moyenne est :  $\sigma_m = \frac{3*\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ .

Avec :

- $\sigma_1 = \frac{N}{S} + M * \frac{X_G}{I}$ .
- $\sigma_2 = \frac{N}{S} - M * \frac{Y_G}{I}$ .

On a:  $I_x = 18273,01$  ;  $I_y = 27655,28\text{m}^4$  ;  $S = 515,78 \text{ m}^2$

	Sens-X	Sens-Y
<b>M (KN.m)</b>	89354,96	78565,18
<b>N (KN)</b>	44004,79	42468,06
<b>σ<sub>1</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	135,39	145,45
<b>σ<sub>2</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	35,23	19,22
<b>σ<sub>m</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>	110,35	113,89

**Tab VI.3.** Calcul des contraintes



$\sigma_m < \sigma_{adm} = 300 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ , Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

#### VI.4.1.3. Vérification de la compression sous $G + Q \pm E$ :

Les contraintes sous le Radier sont données par :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} * V \leq 1,5 * \sigma_{adm}$ .

	N (KN)	M (KN. m)	$\sigma_1$ (Kpa)	$\sigma_2$ (Kpa)	$\sigma_m$ (Kpa)	OB
$G + Q \pm E_x$	60800,12	99666,17	173,74	62,01	145,80	CV
$G + Q \pm E_y$	59263,38	85809,02	183,83	45,96	149,36	CV

Tab VI.4. Vérification de la compression sous  $G+Q\pm E$

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

#### VI.5. Ferrailage du radier :

##### 1. Dalle de radier :

##### ➤ Les combinaisons de charges

ELU :

- $q_u = 1,35 \left( \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1,35 \left( \frac{12894,5}{515,78} - 300 \right) = 371,25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .

ELS:

- $q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_s = 275 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .

##### ➤ Ferrailage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité :  $L_x = 4,25$  m,  $L_y = 5,50$ m,  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ .

$\alpha = 0,77 > 0,4 \rightarrow$  (La dalle porte dans les **deux** sens).

- $M_{0x} = \mu_x * q * L_x^2$ . Bonde // a  $l_x$ .
- $M_{0y} = \mu_y * M_{0x}$ . Bonde // a  $l_y$ .

ELU :

Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\alpha$	$q_u$ (KN)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (KN. m)	$M_{0y}$ (KN. m)
5,50×4,25	4,25	5,50	0.77	371,51	0,059	0,552	395,91	218,54

Tab VI.5. Les sollicitations à l'ELU

ELS :

Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\alpha$	$q_s$ (KN)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (KN. m)	$M_{0y}$ (KN. m)
5,50×4,25	4,25	5,50	0.77	275	0,059	0,552	293,06	161,76

Tab VI.6. Les sollicitations à l'ELS



➤ **Calcul des sections d'armatures :**

- Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85.M_x$ ;  $M_{ty} = 0,85.M_y$ ).
- Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,50.M_x$  ;  $M_{ay} = 0,50.M_y$ ).

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_U$ (KN, m)	197,95	336,52	109,27	185,75
<b>b</b> (m)	1	1	1	1
<b>h</b> (m)	0,60	0,60	0,60	0,60
<b>d</b> (m)	0,54	0,54	0,54	0,54
$F_{su}$ (Mpa)	348	348	348	348
$F_{bu}$ (Mpa)	14,2	14,2	14,2	14,2
$\mu_{bu}$	0,04780	0,08127	0,02638	0,04485
$\alpha$	0,061	0,106	0,033	0,057
<b>Z</b> (cm)	52,68	51,71	53,28	52,76
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	10,79	17,90	5,89	9,80
$A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> )	8,32	8,32	8,32	8,32
<b>Choix des barres</b>	<b>6T16</b>	<b>9T16</b>	<b>4T16</b>	<b>5T16</b>
$A_{s\ adop}$ (cm <sup>2</sup> )	12,06	18,10	8,04	10,05
$S_t$ cm	15	10	20	20
$S_t\ Max$	33	33	33	33
$S_t \leq S_t\ Max$	cv	cv	cv	cv

Tab VI.7. Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : selon BAEL :**

**Pour Fe E400 :**

selon Ly :  $A_{sy\ min} = 8 \times h_0$

selon Lx:  $A_{sx\ min} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{sy\ min}$

➤ **Espacement maximal :**

**1. Et travée :**

- $S_t \leq \min(3 * h ; 33\ cm) = 33\ cm$



## 2. Sur appui :

- $St \leq \min(3 * h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

On opte pour un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

### ELS :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b*y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$ .
- $b * y^2 + 30 * A_s * y - 30 * d * A_s = 0$ .

$$\sigma_s = \eta.K(d - y); \eta = 15. K = \frac{M_{ser}}{I}$$

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_{ser}$ (KN, m)	146,53	249,10	80,88	137,50
$h$ (m)	0,60	0,60	0,60	0,60
$d$ (m)	0,54	0,54	0,54	0,54
$y$ (cm)	12,29	14,62	10,27	11,34
$I$ (cm <sup>4</sup> )	376593,82	525202,73	266731,82	322955,83
$K$ (N/mm <sup>3</sup> )	0,0389	0,0474	0,0303	0,0425
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_{bc}$ (MPa)	4,78	6,94	3,11	4,82
$\sigma_{st}$ (MPa)	243,38	279,99	198,75	271,95
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	<b>CNV</b>	<b>CNV</b>	<b>CNV</b>	<b>CNV</b>

Tab VI.8. Vérification des contraintes à l'ELS

- Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- Vérification de la contrainte de béton :  $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$





$M_{ser}(KN.m)$	$\mu_s$	$\beta$	$A_{ser}$ ( $cm^2$ )	$K$	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$A_S$ adopté ( $cm^2$ )	$S_t$ ( $cm$ )
$M_{ax}=146,53$	0,0030	0,9104	18,07	40,79	4,04	Vérifier	9T16=18,10	10
$M_{tx}=249,10$	0,0051	0,8874	31,22	29,41	5,61	Vérifier	10T20=32,42	10
$M_{ay}=80,88$	0,0016	0,9325	9,74	59,02	2,80	Vérifier	5T16=10,05	20
$M_{ty}=137,50$	0,0028	0,9131	16,90	42,53	3,88	Vérifier	9T16=18,10	10

Tab VI.9. Ferrailage à l'ELS

### VI.5.1. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 40$  cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec :  $h = 1,00$  m,  $d = 96$  cm.

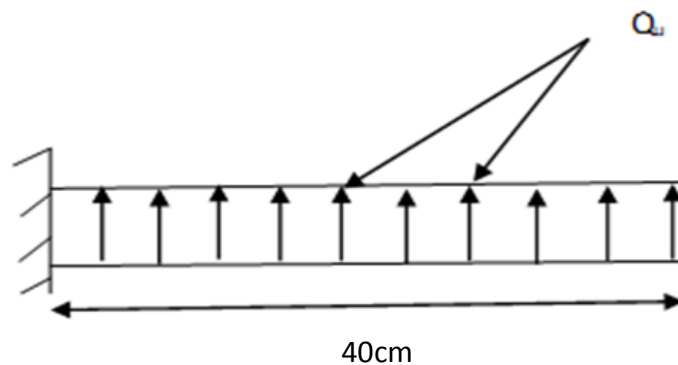


Fig VI.3. Schéma du débord

La fissuration est très préjudiciable :  $M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{2}$ , Donc on ferraille à l'ELS :

**ELS:**

- $Q_{ser} = 275 \frac{KN}{m^2} \rightarrow M_{max} = \frac{Q_{ser} \cdot l^2}{2} = 22$  KN. m.
- $\sigma_{st adm} = 164,97$  MPa et  $\sigma_{bc adm} = 15$  Mpa.

Avec :

- $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \cdot \sigma_{st adm}}$ .
- $\alpha = \frac{15 \cdot \sigma_{bc adm}}{15 \cdot \sigma_{bc adm} + \sigma_{st adm}} = 0.576$
- $Z_b = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 0.775$
- $M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \left[1 - \frac{\alpha}{3}\right] \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc adm} = 1017,84$  KN. m

$\rightarrow M_{ser} < M_{rb}$  : Section simplement armée.



Donc :  $A_{ser} = 1,72 \text{ cm}^2$ .

➤ **Condition de non fragilité :**

- $A_{s \min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 6,52 \text{ cm}^2$ .
- $A_s = \max[A_{ser}; A_{s \min}] \rightarrow A_s = 6,52 \text{ cm}^2$ .

On adopte :  $4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$ .

➤ **L'armature de répartition :**

- $A_{rx} = \frac{A_s}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$ .
- $A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$ .

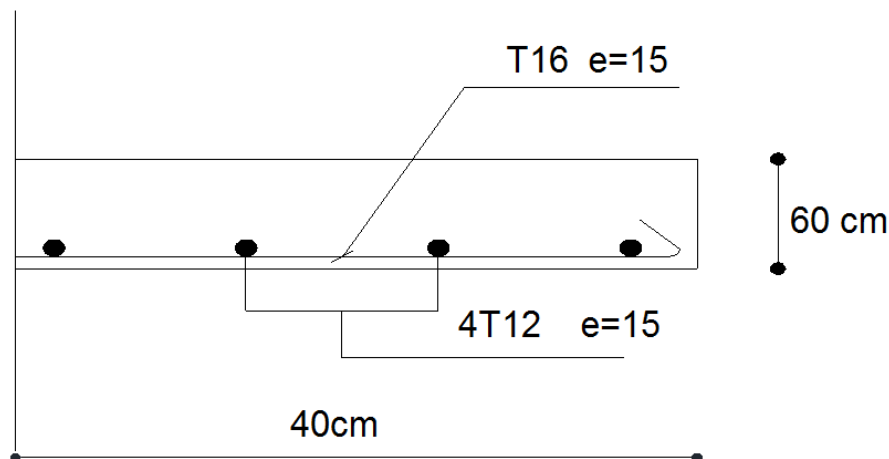


Fig VI.4. Schéma de ferrailage débordement.

**VI.6. Calcul des nervures :**

Nous avons calculé le ferrailage de la poutre la plus sollicitée qui est celle intermédiaire et comportant 2 travées de portées de 5,60 m et 2,65 m successivement, les sollicitations sont calculées du logiciel SAP2000.

• **Ferrailage longitudinal :**

Pour le calcul on prend :

$L_x = 5,10 \text{ m}$ ,  $L_y = 5,10 \text{ m}$ , et  $(b * h) = (70 * 100) \text{ cm}^2$ .

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35 * (h_r * 25 + (W_{totbat} + W_{nerv}) / S_r) = 162,97 \text{ KN/m}^2$$



➤ **ELS :**

$$q_{ser} = h_r * 25 + (W_{totbat} + W_{nerv}) / S_r = 120,72 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Diagrammes des sollicitations :**

✓ à ELU:

➤ **Sens XX:**

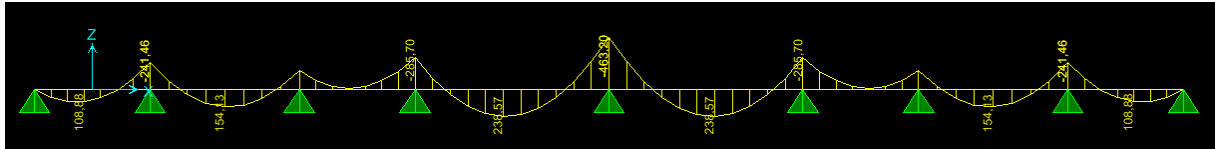


Fig.VI.5. Schéma des sollicitations (ELU) Sens XX.

➤ **Sens YY:**

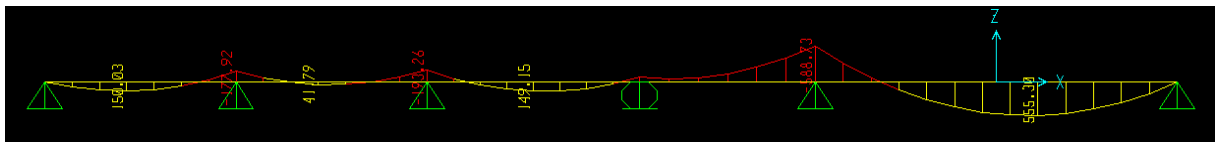


Fig.VI.6. Schéma des sollicitations (ELU) Sens YY.

**b. Ferrailage longitudinal :**

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicité :  $L_x = 6.32 \text{ m}$ ,  $L_y = 5.9 \text{ m}$ , et  $(b * h) = (95 * 140) \text{ cm}^2$ .

➤ **Ferrailage à l'ELU :**

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_U \text{ (KN, m)}$	463,20	238,57	588,73	555,30
$b \text{ (m)}$	0,7	0,7	0,7	0,7
$h \text{ (m)}$	1	1	1	1
$d \text{ (m)}$	0,95	0,95	0,95	0,95
$F_{su} \text{ (Mpa)}$	348	348	348	348
$F_{bu} \text{ (Mpa)}$	14,2	14,2	14,2	14,2
$\mu_{bu}$	0,0516	0,0266	0,0650	0,0619
$\alpha$	0,066	0,034	0,084	0,079
$Z \text{ (cm)}$	92,49	93,71	91,81	91,99



$A_s (cm^2)$	14,39	7,32	18,37	17,34
$A_{smin} (cm^2)$	8,03	8,03	8,03	8,03
Chois des barres	<b>5T20</b>	<b>5T20</b>	<b>6T20</b>	<b>6T20</b>
$A_{sadop} (cm^2)$	15,71	15,71	18,85	18,85

Tab VI.10. Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU

➤ Vérification à ELS :

✓ à ELS:

➤ Sens XX:



Fig.VI.7. Schéma des sollicitations (ELS) Sens XX.

➤ Sens YY:

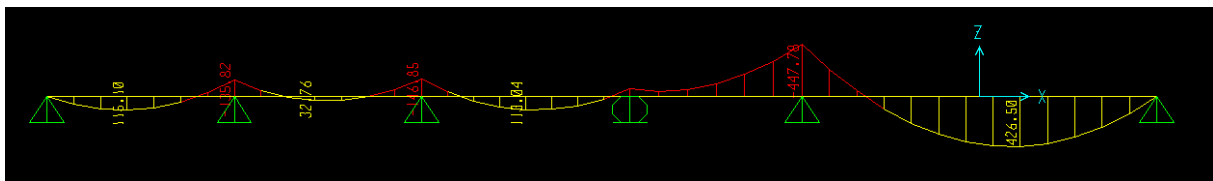


Fig.VI.8. Schéma des sollicitations (ELS) Sens YY.

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_{ser} (KN, m)$	311,65	160,02	447,78	426,50
$h (m)$	1	1	1	1
$d (m)$	0,95	0,95	0,95	0,95
$y (cm)$	22,87	22,87	25,58	25,58
$I (cm^4)$	1345643,49	1345643,49	1753162,40	1753162,40
$\sigma_{st adm} (MPa)$	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm} (MPa)$	15	15	15	15
$\sigma_{bc} (MPa)$	5,30	2,71	6,53	6,22
$\sigma_{st} (MPa)$	250,58	128,66	265,96	253,32



$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	CNV	CV	CNV	CNV

Tab VI.11. Vérification à l'ELS

➤ Calcul des armatures à l'ELS :

Le calcul à l'ELS sera comme suite :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

➤ Vérification de la contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

ELS	Sens (x-x)	Sens (y-y)	
	Appuis	Appuis	Travée
$M_{ser} (KN, m)$	311,65	447,78	426,50
$h (m)$	1	1	1
$b (m)$	0,70	0,7	0,7
$d (m)$	0,95	0,95	0,95
$\sigma_{st adm} (Mpa)$	164,97	164,97	164,97
$\mu_s$	0,0030	0,0042	0,0040
$\beta_s$	0,9104	0,8963	0,8984
$A_s (cm^2)$	21,84	31,88	30,29
Choix des barres	<b>5T20 + 5T14</b>	<b>5T20+9T16</b>	<b>5T20+9T16</b>
$A_{s adop} (cm^2)$	23,41	33,81	28,27
$K$	40,79	33,21	33,21
$\sigma_{bc} (Mpa)$	5,30	6,53	6,22
$\sigma_{bc} < 15 MPa$	CV	CV	CV

Tab VI.12. Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS



➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

- $\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$ . Fissuration très préjudiciable.
- $\tau_u = \frac{741,38*10^3}{700*950} = 1,11 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

➤ **Les armatures de peau :**

Les armatures de peau calculer par :

- $A_p = 0,1\% b * h$ .
- $A_p = \frac{0,1*70*100}{100} = 7,00 \text{ cm}^2$ .

On adopte au milieu de la section de nervure : **4T16**.

➤ **Les armatures transversales :**

**Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

- $S_t [ \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right) ] = \min(25 ; 24) = 24 \text{ cm}$ .

➤ **Diamètre des armatures transversal :**

**C.B.A :**

- $\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4$ .
- $A_t = \frac{0,4*70*10}{400} = 0,70 \text{ cm}^2$ .

**RPA :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

- $A_t = 0,003 * S_t * b$
- $A_t = 0,003 * 10 * 70 = 2,10 \text{ cm}^2$ .



Donc on adopte 6 cadres de  $\emptyset 8$ .

Donc on choisit :

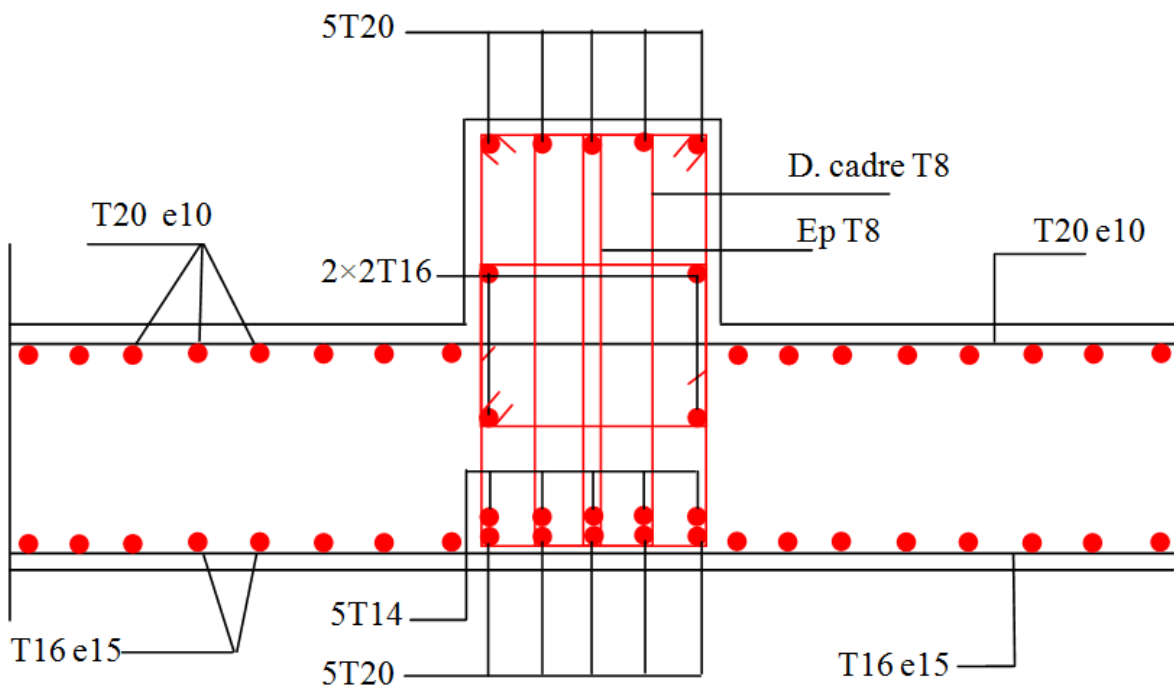
- Dans les zones courantes :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .
- Dans les zones nodales :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

Les armatures due torsion =  $0,1\% * b * h = 7,00 \text{ cm}^2$ .

On adopte 4T16 =  $8,04 \text{ cm}^2$ .

**Schéma de ferrailage :** (Ferrailage du radier général  $e_p=100 \text{ cm}$ )

*Sens xx*



**Fig VI.9.** Ferrailage des nervures : sur appuie

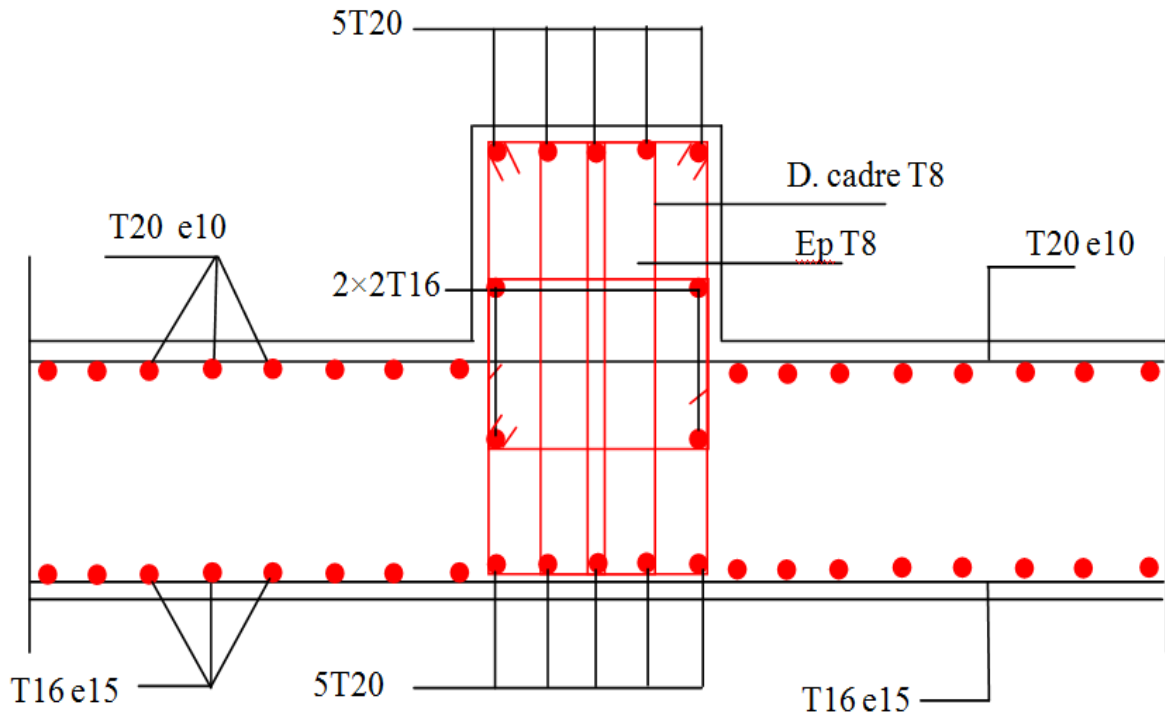


Fig VI.10. Ferrailage des nervures : en travée

Sens YY

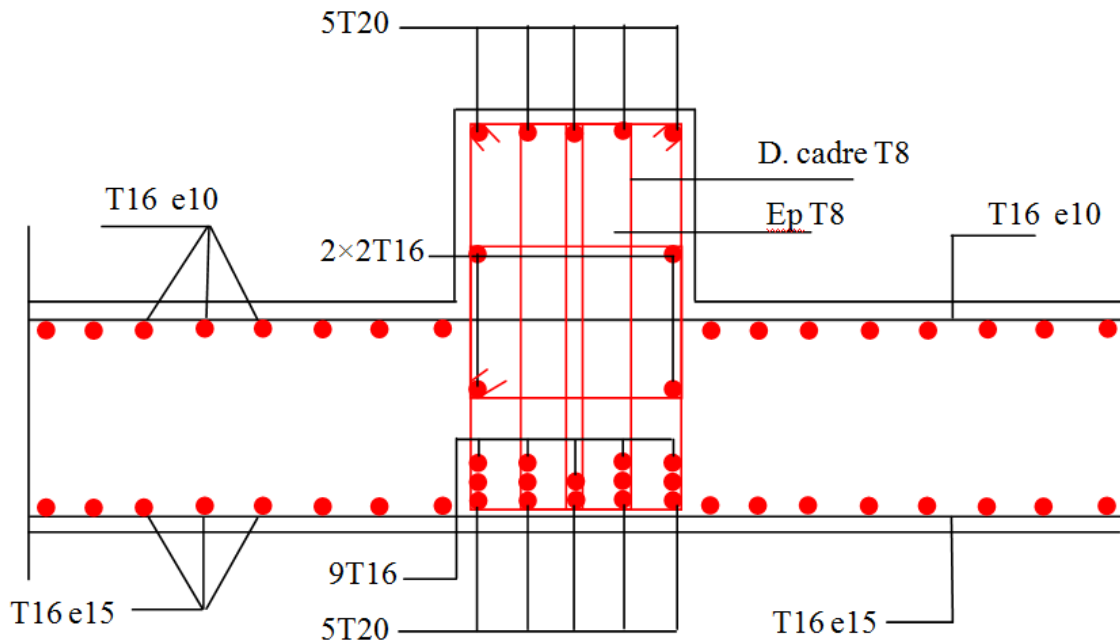


Fig VI.11. Ferrailage des nervures : sur appuie



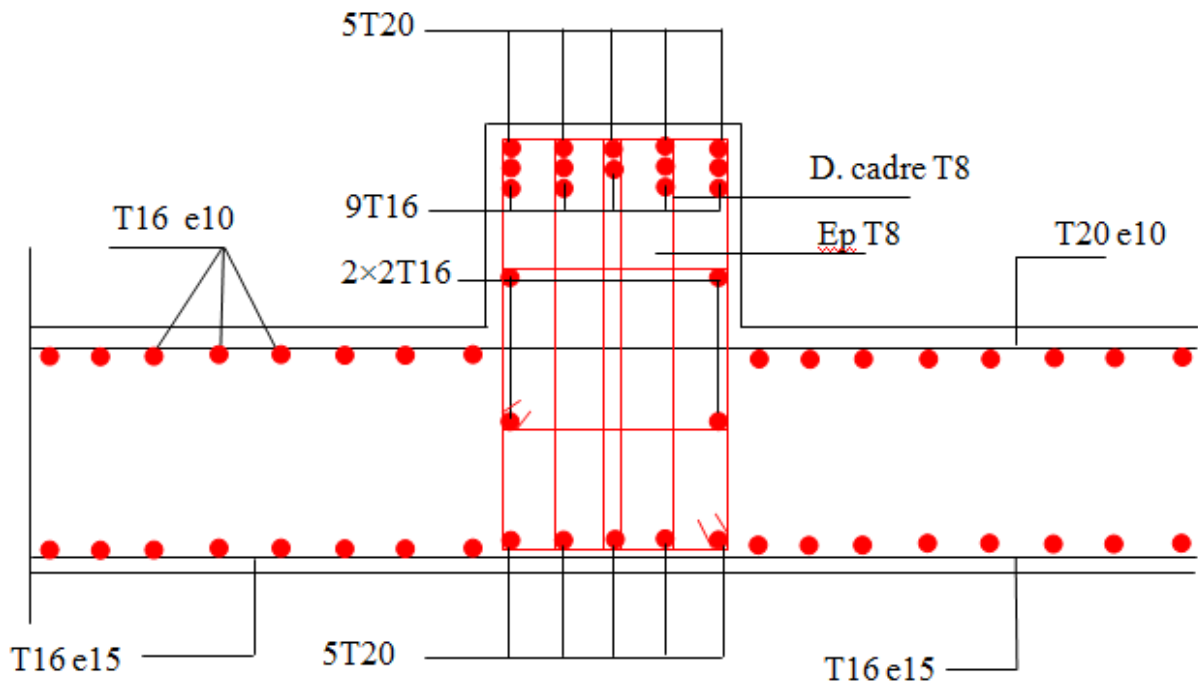


Fig VI.12. Ferrailage des nervures : en travée

## VI.7. Etude du voile périphérique :

### VI.7.1. Définition :

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC D'après le RPA99/version2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 20cm.
- Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.7.2. Dimensionnement du voile

- Hauteur :  $h=3,00\text{m}$ .
- Longueur :  $L=5,50\text{m}$ .
- Épaisseur :  $e=20\text{cm}$ .

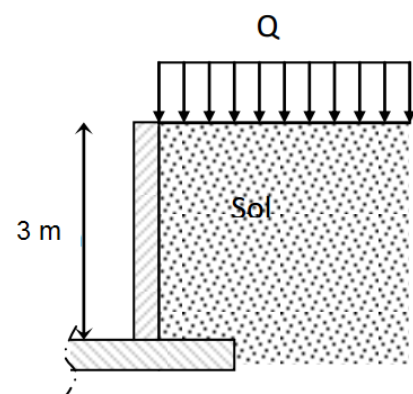


Fig. VI.13. Voile périphérique



### VI.7.3. Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique :  $\gamma_h = 18,81 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi = 19^\circ$
- La cohésion :  $C = 0,47 \text{ bar}$

### VI.7.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

#### a) La poussée des terres

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h - 2 \times C \times \sqrt{K_a}$$

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,50$$

$$\rightarrow \sigma_h(h) = (0,50 \times 18,81 \times 3) - (2 \times 0,47 \times \sqrt{0,50}) = 27,55 \text{ KN/m}^2$$

#### b) Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times K_a = 5 \text{ KN/m}^2$$

### VI.7.5. Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

➤ Calcul à l'ELU :  $P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 44,69 \text{ KN/m}$ .

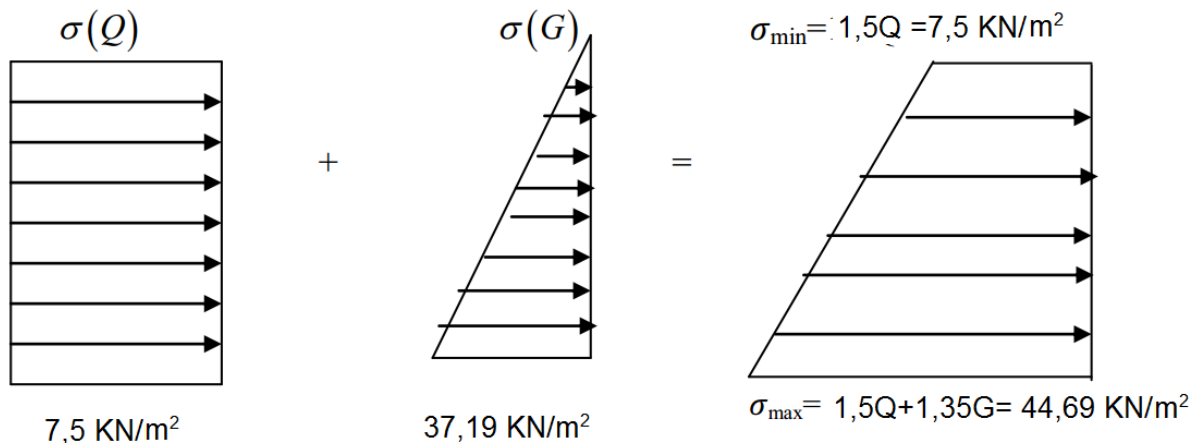


Fig. VI.14. Diagramme des contraintes



$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 35,39 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 35,39 \text{ KN/ml}$$

Les murs sont calculés comme une dalle plane supposé uniformément chargée par la Poussé de terre.

Le panneau à étudier est de dimension  $(5,50 \times 3,00) \text{ m}^2$ , et d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

Calcul le rapport  $\frac{L_x}{L_y}$  :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,00}{5,50} = 0,54 \text{ m}$$

Donc La dalle travaille dans les deux sens.

➤ **à l'ELU :**

- $\mu_x = 0,093$ .
- $\mu_y = 0,25$ .

➤ **Calcul des sollicitations :**

- $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$ . Bonde // a  $l_x$ .
- $M_{0y} = \mu_y \times M_x$ . Bonde // a  $l_y$ .

Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\alpha$	$q_u$ (KN)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (KN. m)	$M_{0y}$ (KN. m)
<b>5,50×3,00</b>	3,00	5,50	0,54	35,39	0,093	0,25	29,62	7,41

Tableau VI.13. Les sollicitations à l'ELU.

➤ **Ferraillage du voile périphérique :**

Le voile périphérique sera calculé pour reprendre la pousse des terres et une surcharge de  $10 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$  répartie sur le sol avoisinant et les charges horizontales et verticales.

On devra disposer le ferraillage suivant :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

➤ **Calcul des sections d'armatures :**



- Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85. M_x$ ;  $M_{ty} = 0,85. M_y$ ).
- Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,50. M_x$  ;  $M_{ay} = 0,50. M_y$ ).

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>M<sub>U</sub> (KN, m)</b>	14,81	25,17	3,70	6,30
<b>b (m)</b>	1	1	1	1
<b>h (m)</b>	0,20	0,20	0,20	0,20
<b>d (m)</b>	0,18	0,18	0,18	0,18
<b>F<sub>su</sub> (Mpa)</b>	348	348	348	348
<b>F<sub>bu</sub> (Mpa)</b>	14,2	14,2	14,2	14,2
<b>Z (m)</b>	0,18	0,18	0,18	0,18
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	2,36	4,01	0,60	1,00
<b>A<sub>s min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	2	2	2	2
<b>Choix des barres</b>	<b>6T8</b>	<b>6T10</b>	<b>6T8</b>	<b>6T8</b>
<b>A<sub>s adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	3,02	4,71	3,02	3,02
<b>St</b>	16	16	16	16

Tab VI.14. Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU

• **Vérification :**

➤ **Les conditions exigées par le RPA99/V2003 :**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$A_s \text{ min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

$A_s > A_s \text{ min} \dots\dots\dots \text{CV}$

$A_{s \text{ adopte}} > A_l = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \text{ (sens longitudinal)} \dots\dots\dots \text{CV}$

$A_{s \text{ adopte}} > A_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \text{ (sens transversal)} \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ **Condition de non fragilité (C.N.F)**



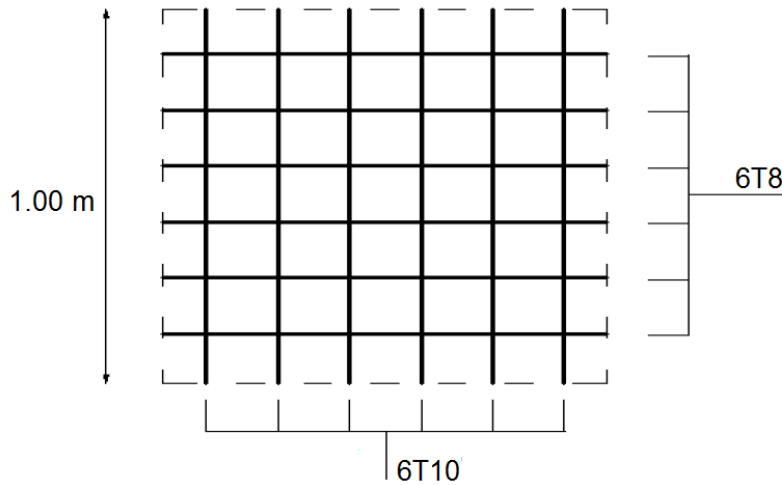
$$A_{s \text{ min}} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e$$

$$A_{s \text{ adopte}} > A_{s \text{ min}} = (0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1) / 400 = 2.17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

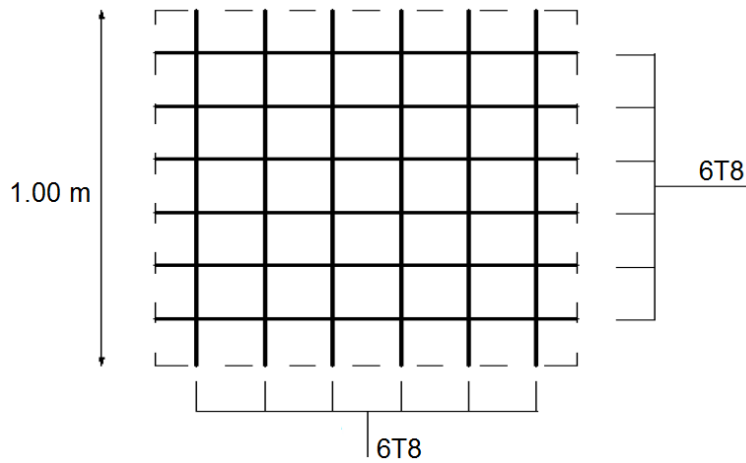
➤ **Vérification de l'espacement :**

Dans le sens le plus sollicité :  $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

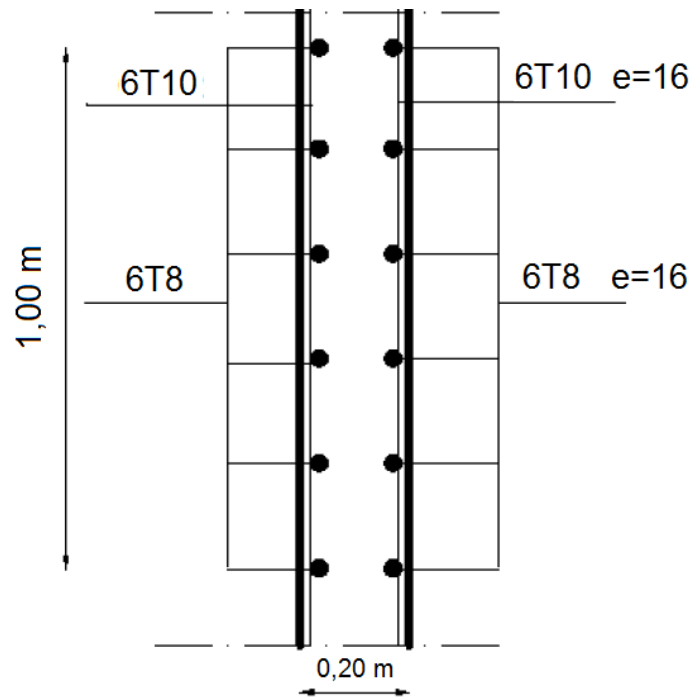
❖ **Le schéma de ferrailage de voile périphérique :**



Vue en plan de la travée



Vue en plan de l'appui



**FigVI.15.** Les schémas de ferrailage de voile périphérique.



## VII. Etude des dalles pleine sous la charge concentrée et charge répartie par MEF et BAEL:

### VII.1. Introduction au logiciel de calcul SAP2000 :

#### VII.1.1 Présentation du logiciel SAP2000 :

SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. [Manuel SAP.2000 V14].

#### VII.1.2 Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement.

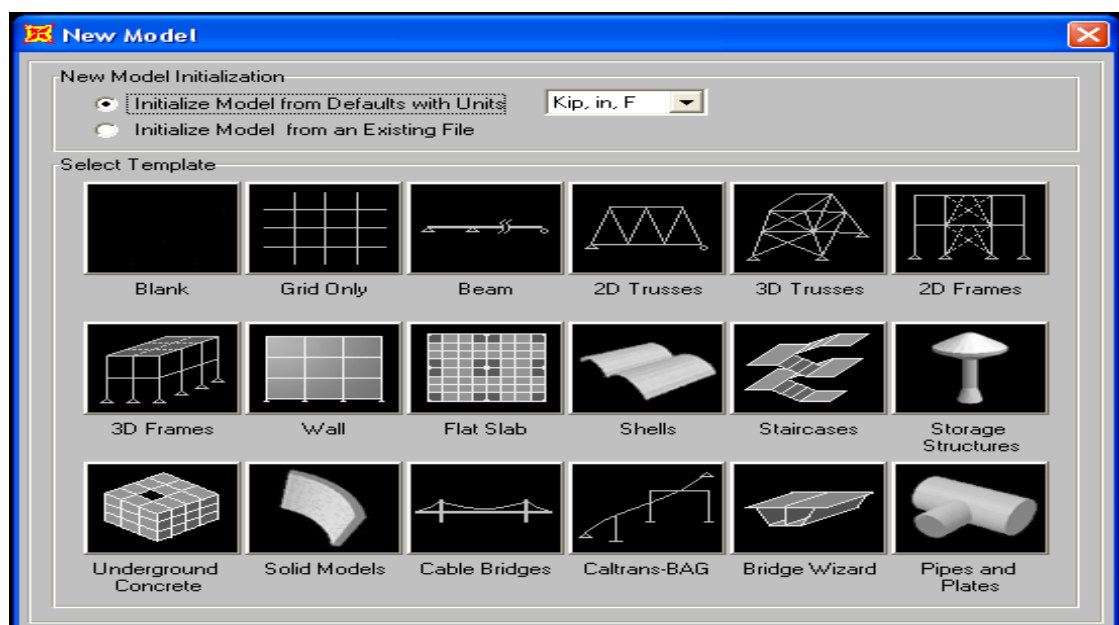


Fig.VII.1.Les modèles utilisés dans le SAP 2000



### VII.1.3. Éléments de plaque pour SAP2000 :

Ils sont utilisés pour la modélisation des dalles, tabliers.....etc. Ce type d'élément n'équilibre que les moments d'axes tangents à leur surface et des forces perpendiculaires au plan tangent. Trois degrés de liberté sont pris en compte en chaque nœud, deux rotations dans le plan tangent, une translation perpendiculaire au plan auquel sont associés deux moments et une force.

Deux modèles utilisés pour le calcul des plaques à savoir :

- Plaques épaisses où l'effet du cisaillement transversal est pris en compte (modèle de Reissner Mindlin).
- Plaque mince où l'effet cisaillement transversal est négligé (modèle de Kirchhoff).

#### ➤ But de la recherché :

Nous avants étudier une dalle avec une charge répartie et une charge concentré et remarquer les différences changement des moments au milieu de la plaque à partir d'un plusieurs variables.

## VII.2.Etude des dalles pleine sous la charge répartie:

### VII.2.1.Calcul des moments théoriques (BAEL) à l ELU :

Le panneau la plus sollicité est le panneau de rive représenté dans la figure ci-dessous :

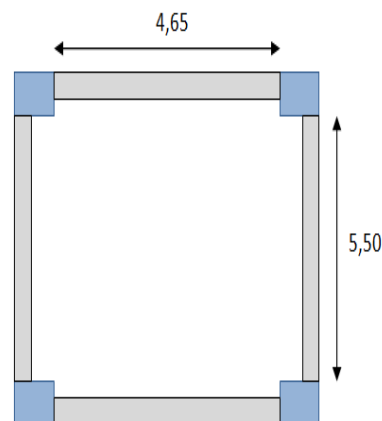


Fig VII.2. Le panneau la plus sollicité

- **Les combinaisons des charges :**  $G = 6,35 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

- **A l'ELU :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$





$$P_u = 10,83 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 > 0.4$$

→ Le panneau travail dans les deux sens

D'après les règles BAEL 91 les moments dans le panneau sont évalués selon la position de panneau (rive, intermédiaire).

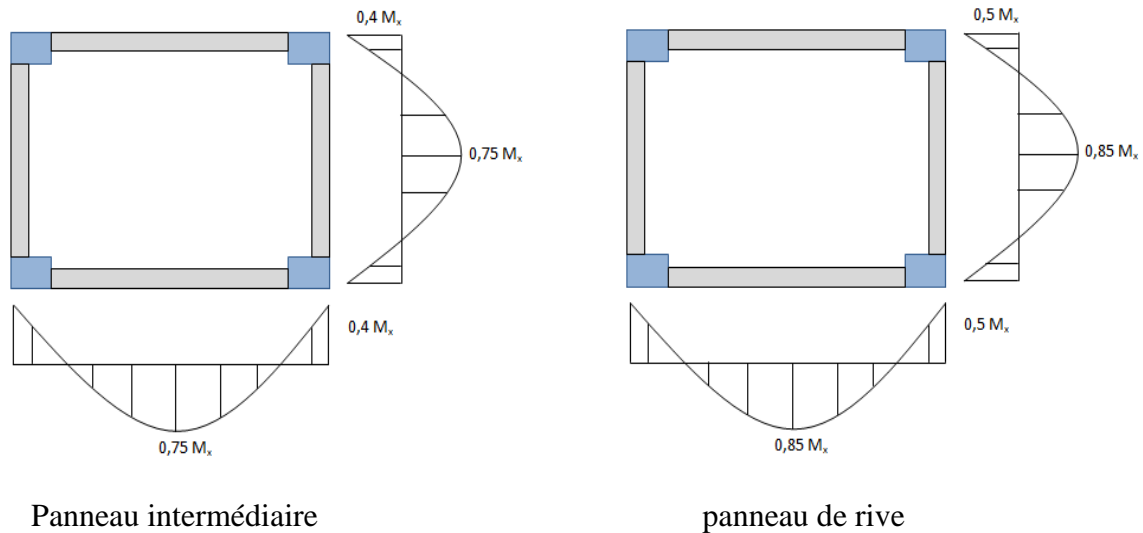


Fig.VII.3.Distribution des moments sur les panneaux.

Le calcul se fera pour à une bande de 1 m dans les deux sens

Les moments dans le panneau à étudié :

$$M_{ox} = \mu_x \times Pl_x^2$$

$$M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y$$

Les valeurs de  $\mu_y$  et  $\mu_x$  sont déterminés selon l'annexe E.3 des règles BAEL 91

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4a^3)} = 0.052 \quad ; \quad \mu_y = a^3(1.9 - 0.9a) = 0.678$$

$$M_{ox} = 0.052 \times 10,83 \times 4.65^2$$

$$M_{ox} = 12.18 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{oy} = 12.18 \times 0.678$$

$$M_{oy} = 8.26 \text{ KN.m/ml}$$

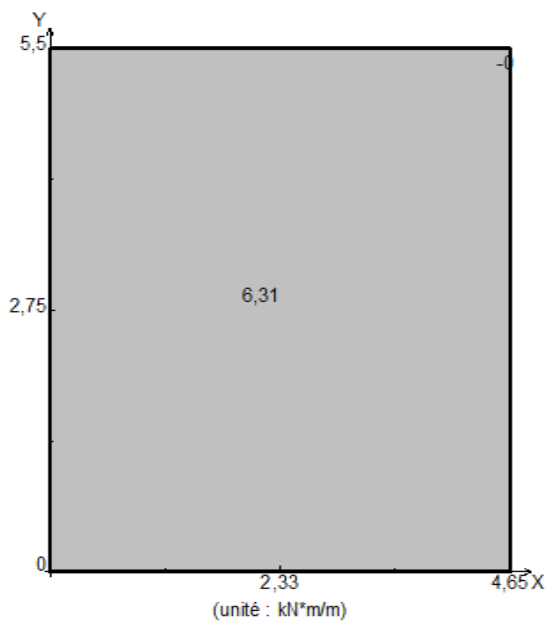


Donc les moments : - Dans le sens X:  $M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 9,14 \text{ KN.m/ml}$

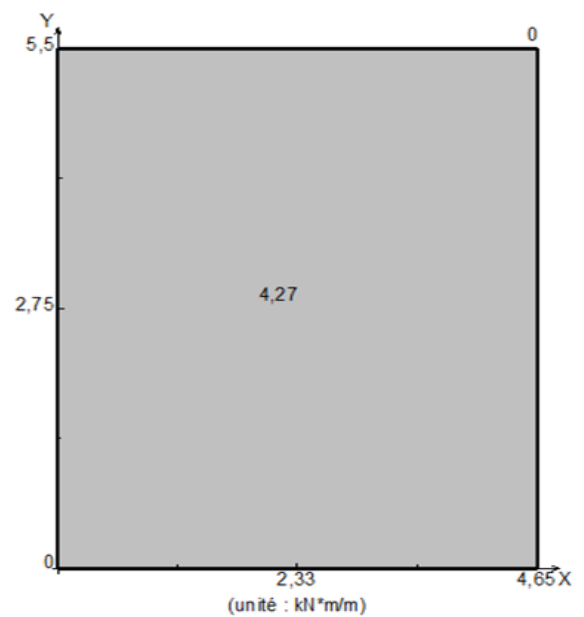
- Dans le sens Y:  $M_{ty} = 0.85 \times M_{oy} = 7,02 \text{ KN.m/ml}$

**VII.2.2. Les résultats des moments avec SOCOTEC à l'ELU :**

Dimensions					
Longueur (// X) : a	<input type="text" value="4.65"/>	m	(// Y) : b	<input type="text" value="5.5"/>	m
Epaisseur : ep	<input type="text" value="0.15"/>	m			



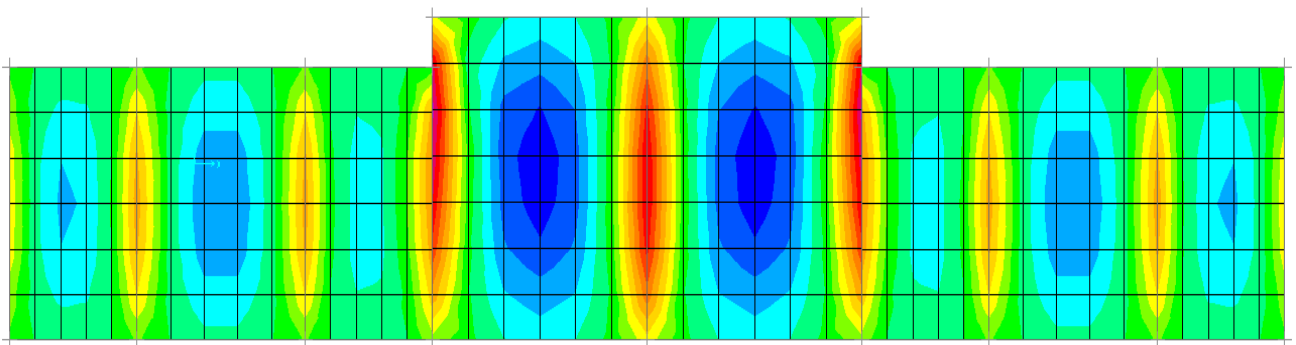
**Sens X**



**Sens YY**

**Fig.VII.4.**les moment au milieu de dalle avec socotec.

**VII.2.3. Les résultats des moments de Sap2000:**



**Fig.VII.5.**Schéma de moment dans le programme SAP2000 dans le sens X.

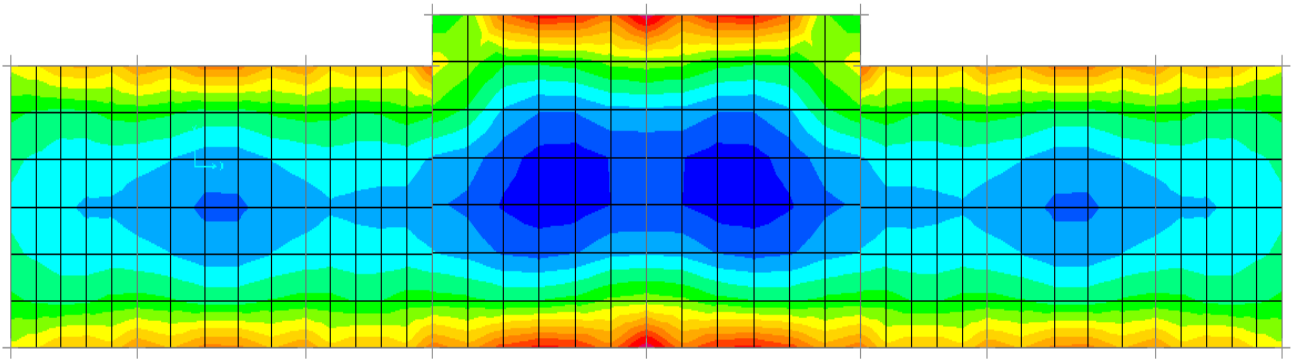


Fig.VII.6.Schéma de moment dans le programme SAP2000 dans le sens Y.

Maillage	6x7	12x14	24x28	48x56	96x112	192x224
Mx (KN.m)	9,34	9,30	9,27	9,25	9,23	9,22
My (KN.m)	8,82	8,80	8,76	8,74	8,73	8,72

Tab.VII.1 Moment des plaques avec une charge répartie (MEF)

Sens X :

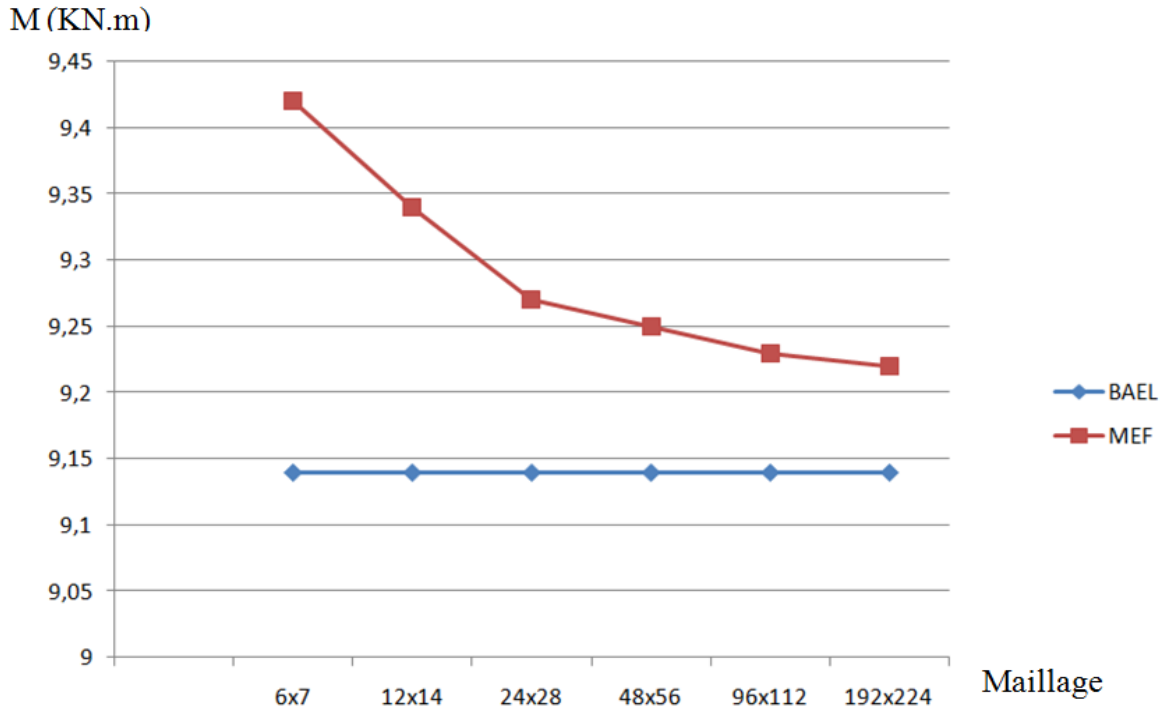


Fig.VII.7.Comparaison entre méthode d'élément finie et BAEL.

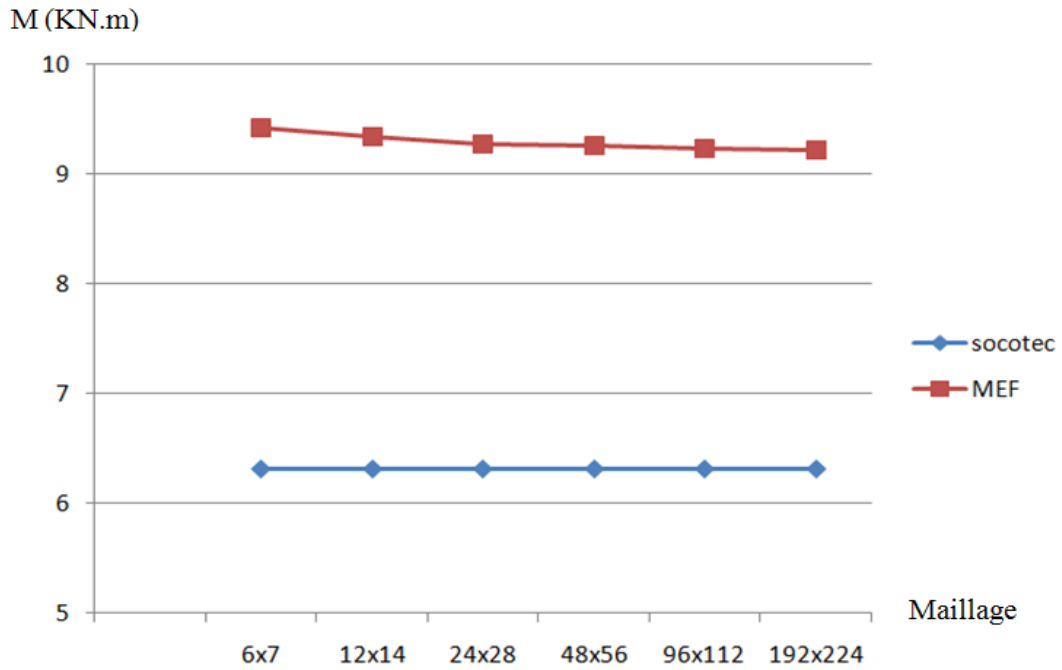


Fig.VII.8.Comparaison entre méthode d'élément finie et socotec.

Sens-Y :

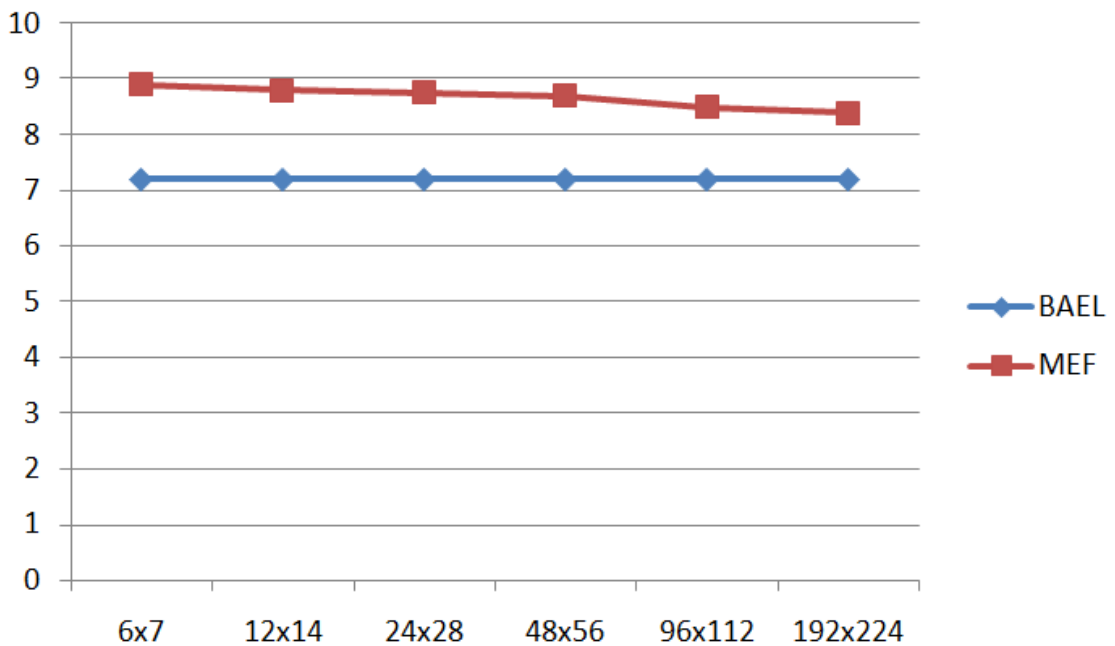


Fig.VII.9.Comparaison entre méthode d'élément finie et BAEL

Remarque :

Les resultants obtenu est qui sont représentés sur les graphs (fig.VII.7 ; fig.VII.8) montre que les moments obtenus par la méthode des elements fini (MEF) converge vers les moments de BAEL



VII.2.4.l'effet de l'épaisseur de la plaque sur le moment:

e (cm)	12	15	18	20	22	25	28	30
M(KN.m)								
Sens X	7,74	9,34	11,36	12,75	14,19	16,40	18,61	20,80
Sens-Y	6,85	8,76	11,04	12,73	14,51	17,32	20,30	22,32

Tab.VII.2.Moment des plaques.

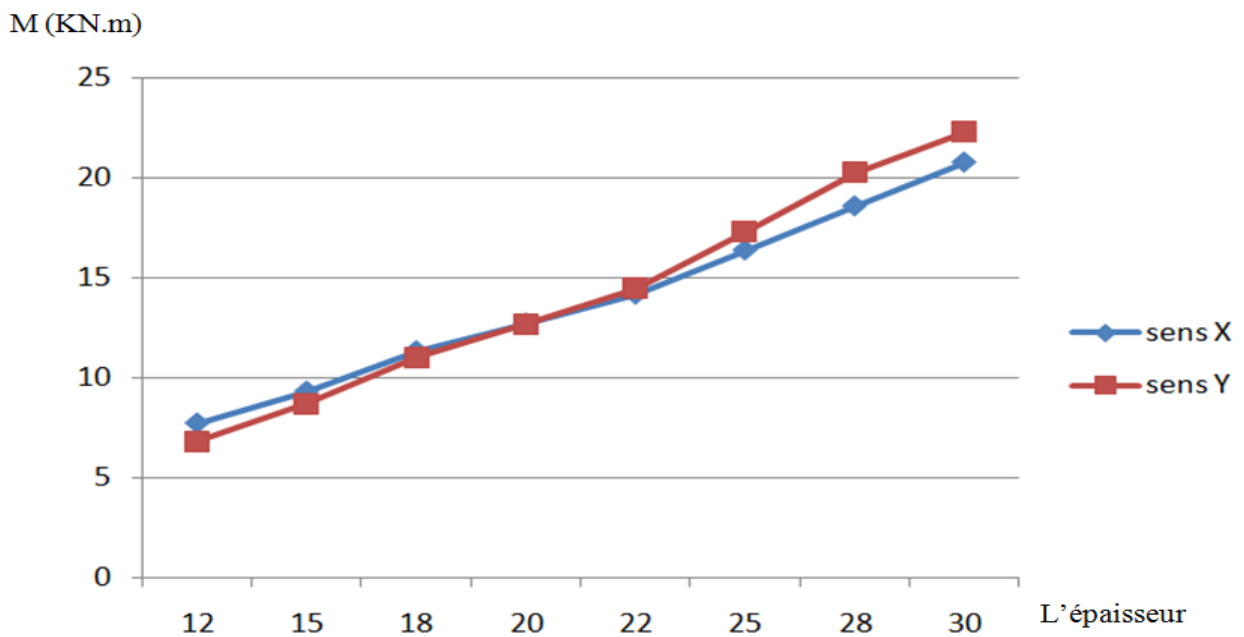


Fig.VII.10.l'influence de l'épaisseur sur le moment au milieu de la plaque.

**Remarque :** Le graphe représentatif des valeurs montre que le moment augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de la plaque.

VII.2.5.l'effet de longueur de la dalle sur le moment au milieu de la plaque:

lx(m)	3,65	4,15	4,65	5,15	5,65	6,15	6,65	7,15
M (KN.m)								
Sens X	6,96	8,01	9,34	10,40	10,93	11,83	13,07	13,98
Sens-Y	6,16	7,31	8,76	10,01	11,02	12,22	13,66	14,82

Tab.VII.3.Moment des plaques.

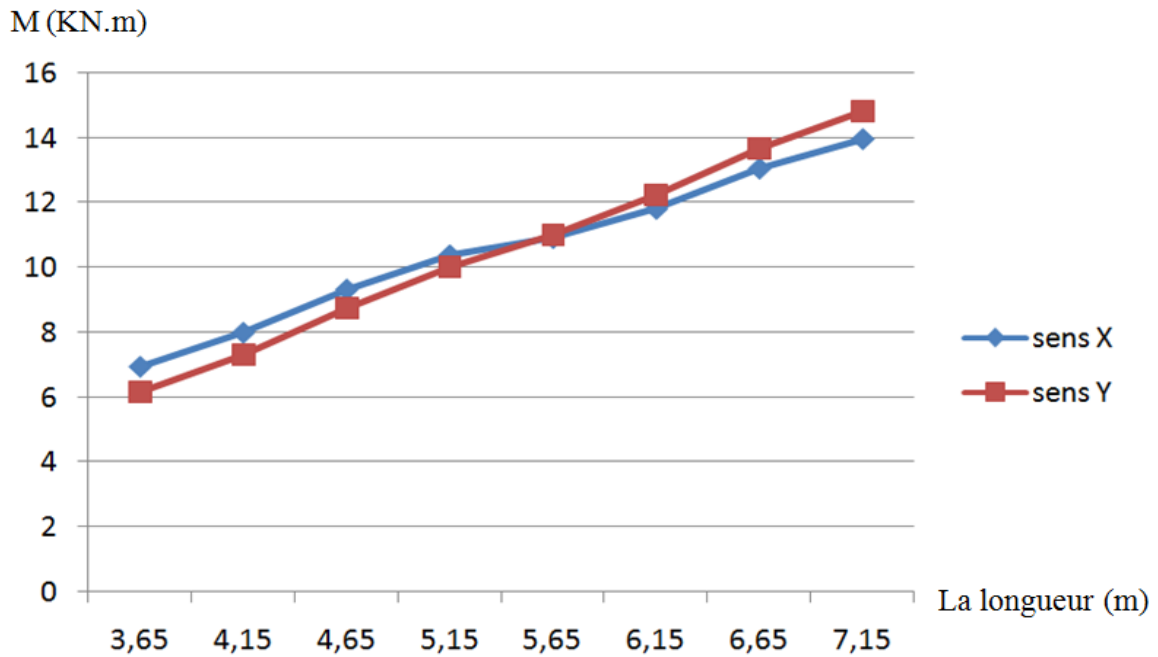


Fig.VII.11.l'influence de longueur de la dalle sur le moment au milieu de la plaque.

VII.2.6. L'influence des encastremets sur les moments (e=15)

Nombre d'élément	Type d'encastrement	Moment (KN.m)
1		9,42
2		11,25
3		13,35
4		14,23

Tab.VII.4.L'influence des encastremets sur les moments

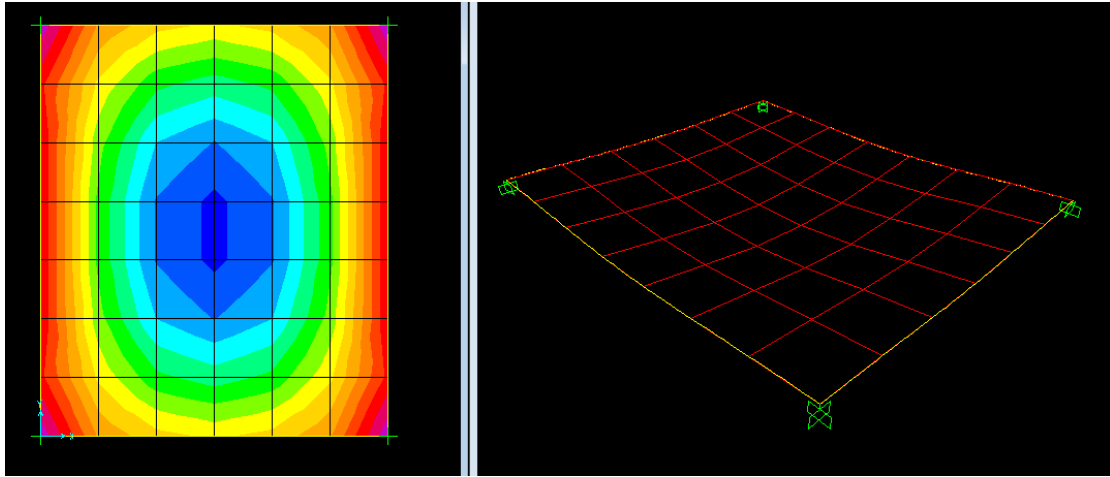


Fig.VII.12.la plaque encaster 4 cotés.

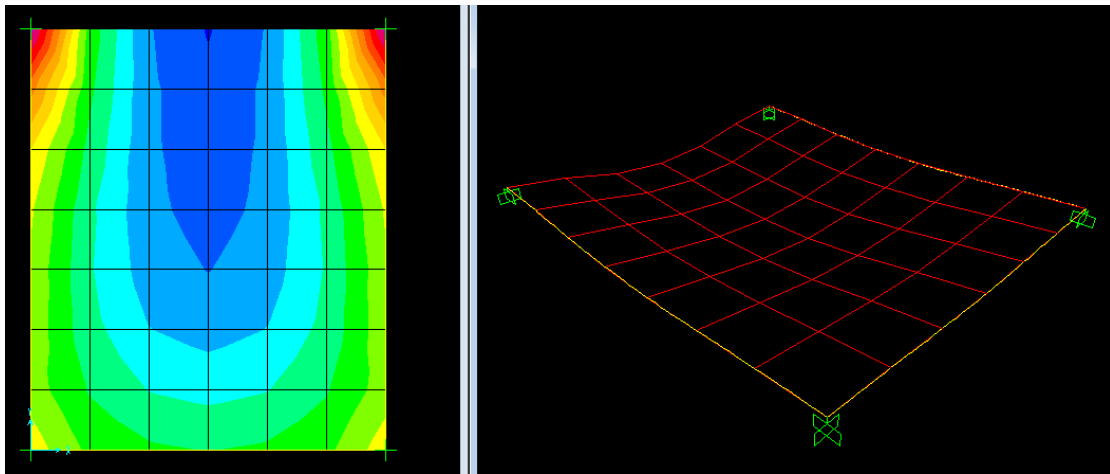


Fig.VII.13.la plaque encaster 3 cotés.

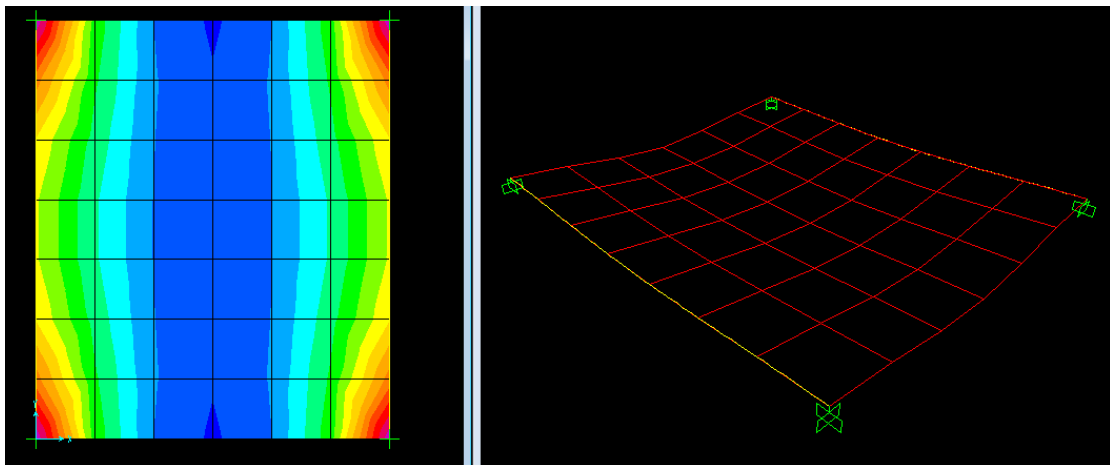


Fig.VII.14.la plaque encaster 2 cotés.

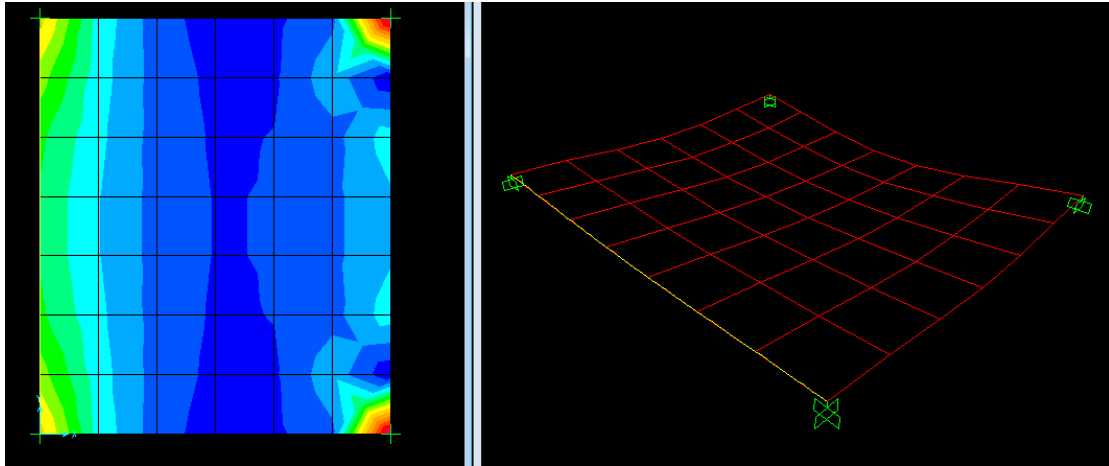


Fig.VII.15.la plaque encaster 1 cotés.

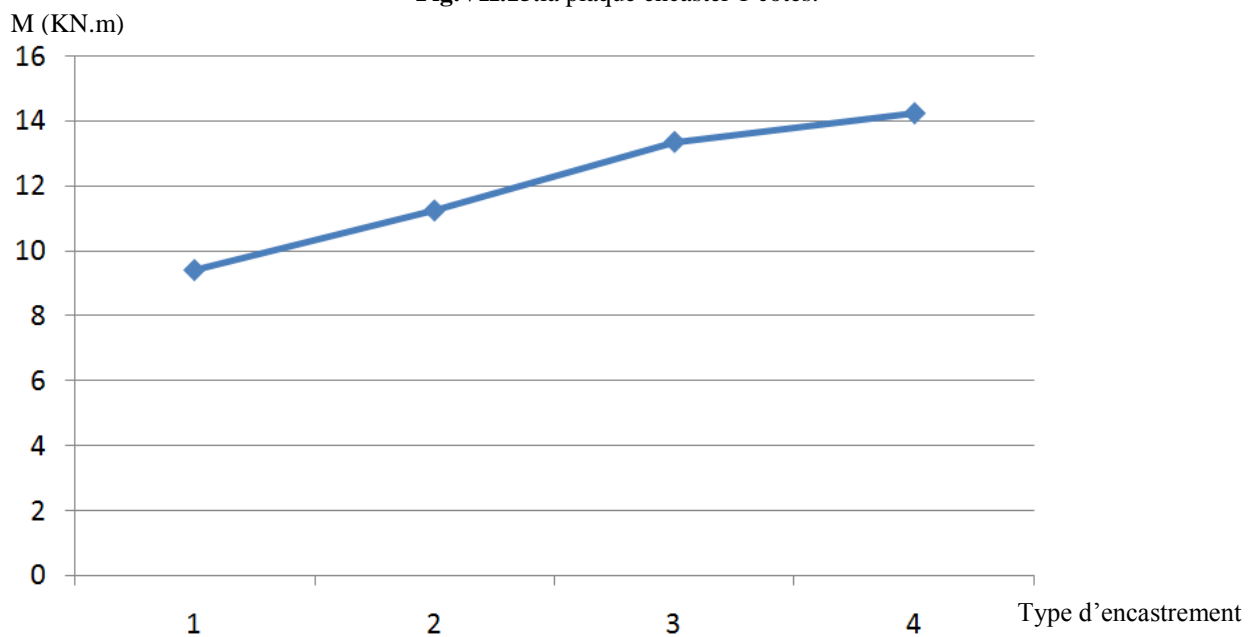


Fig.VII.16.L'influence d'encastrement sur le moment.

#### Remarque :

La courbe montre l'effet de l'encastrement sur le moment au milieu de la plaque.

### VII.3.Étude des dalles pleine sous la charge concentrée:

#### VII.3.1.Dalle encastree quater fois sous une charge concentrée :

Soit  $P$  la charge totale appliquée sur une rectangle au center de la plaque.

Les moments engendrés par cette charge au milieu d'abaque (obtenus par la méthode de **RITZ**)

On déterminé les cotes  $U$  et  $V$  de la surface d'impact a ligne moyenne.





On calcule les coefficients  $I_x / I_y$  ;  $U/I_x$  et  $V/I_y$  à partir de ces trois données les abaques fournissent deux coefficient  $M_1, M_2$  qui permettent le calculer les moments par les formules suivantes :

$$ELU : \begin{cases} M_x = M_1 \times P_U \\ M_y = M_2 \times P_U \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_x = (M_1 + 0.2 \times M_2) \times P_{ser} \\ M_y = (M_2 + 0.2 \times M_1) \times P_{ser} \end{cases}$$

On négliger les passer et en étude le poids de la machine seulement donc toute les moments suivant est on L'ELS.

❖ Les abaques de  $M_1$  et  $M_2$  :

$\frac{U}{I_x} \backslash \frac{V}{I_y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de $M_1$	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,075
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
Valeurs de $M_2$	0,0	—	0,282	0,237	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

Active Accede:



❖ **Application : les caractéristiques de la machine :**



❖ **Poids et dimensions:**

$$M_{\text{fridge}} = 270,54 \text{ kg}$$

$$a = 1.1 \text{ m} \quad ; \quad b = 0.9 \text{ m}$$

$$P_{\text{tot}} = 2653,99 \text{ N}$$

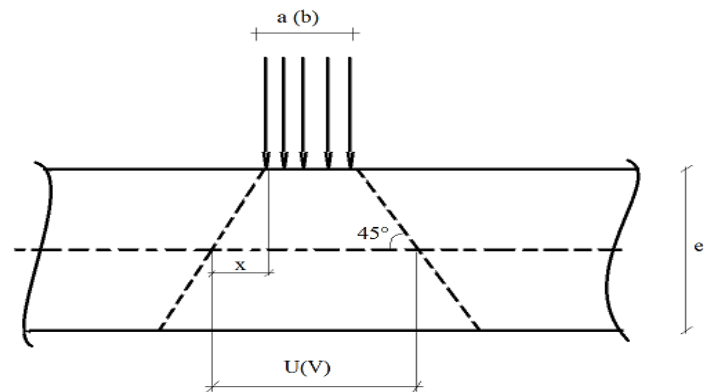
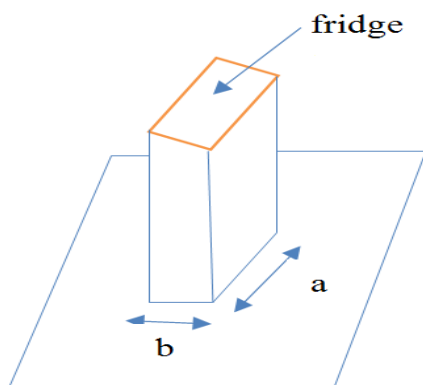
**Les distances de la dalle :**

$$L_x = 4,65 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 5,50 \text{ m}$$

En choisir une épaisseur de  $e = 15 \text{ cm}$ .

- à chaque fois en change l'encastrement 1fois, 2fois, 3fois et 4fois après on change l'épaisseur et en voir la variation d'un moment.

$$U = b + 2x$$



**Fig. VII.17.** Dimensions



❖ Calcul des moments théoriques (RITZ) à l'ELS :

$$x = e/2/\text{tg}45 = 0.075$$

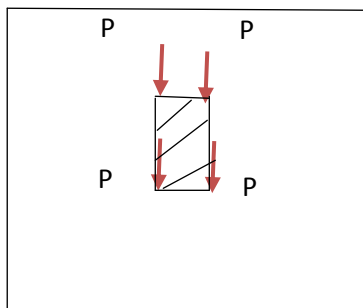
$$U = 0,9+2\times 0.075 = 1,05 \text{ m} \quad ; \quad V = 1.1+2\times 0.075 = 1.25\text{m} ;$$

$$\frac{U}{lx} = 0.22 ; \quad \frac{V}{Ly} = 0.22 \text{ Donc } \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,184 \\ M_2 = 0,139 \end{array} \right.$$

$$M_x = (0.184+0.2\times 0.139) \times 2653,99 = 562,11 \text{ N.m}$$

$$M_y = (0.139 + 0.2\times 0.184) \times 2653,99 = 466,57 \text{ N.m}$$

VII.3.2. Les resultat de la méthode des element fini:



$$P \ 2653,99 / 4 = 663,49 \text{ N}$$

Fig.VII.18.point d'application des charges

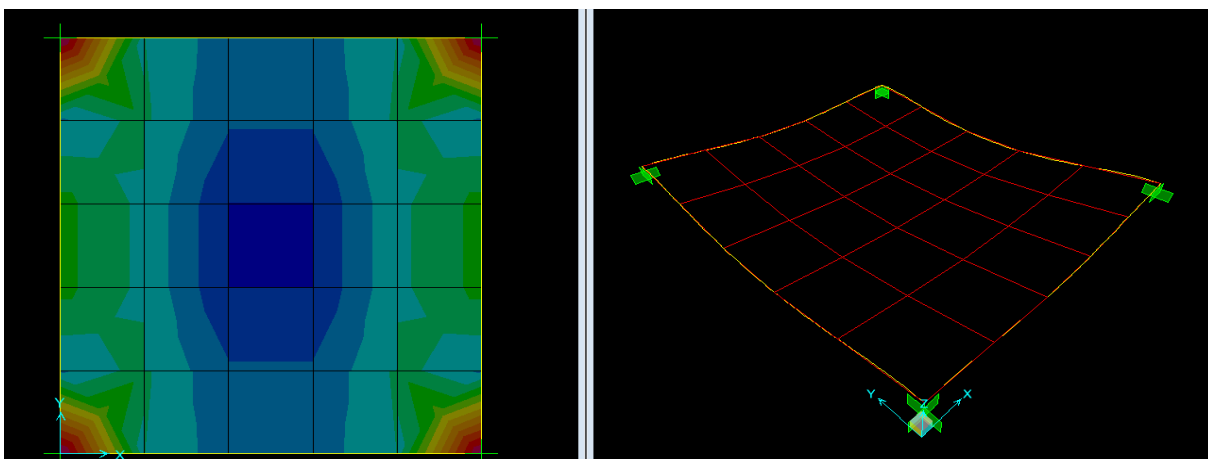


Fig.VII.19.schéma de moment dans le programme SAP2000 dans le sens X.

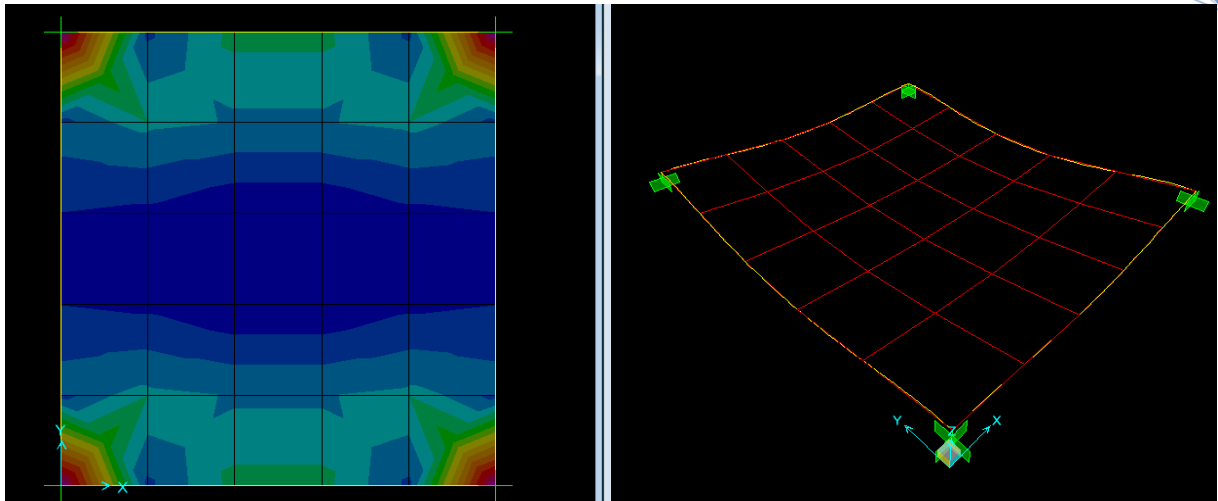


Fig.VII.20.schéma des moments dans le programme SAP2000 dans le sens Y.

➤ Les résultant de SAP2000 :

Maillage	$M_x$ (N.m)	$M_y$ (N.m)
5*5	397,30	378,62
10*10	409,58	395,50

Tab.VII.5 Moment des plaques avec une charge concentrée (MEF).

Sens x :

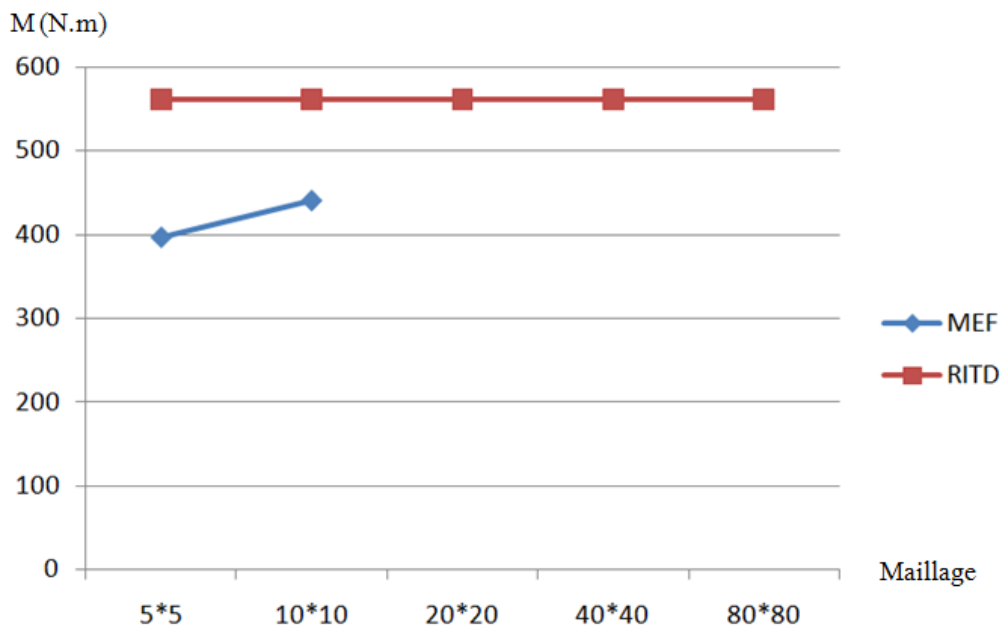


Fig.VII.21.Comparaison entre méthode d'élément finie et RITZ. (Sens x)



Sens Y :

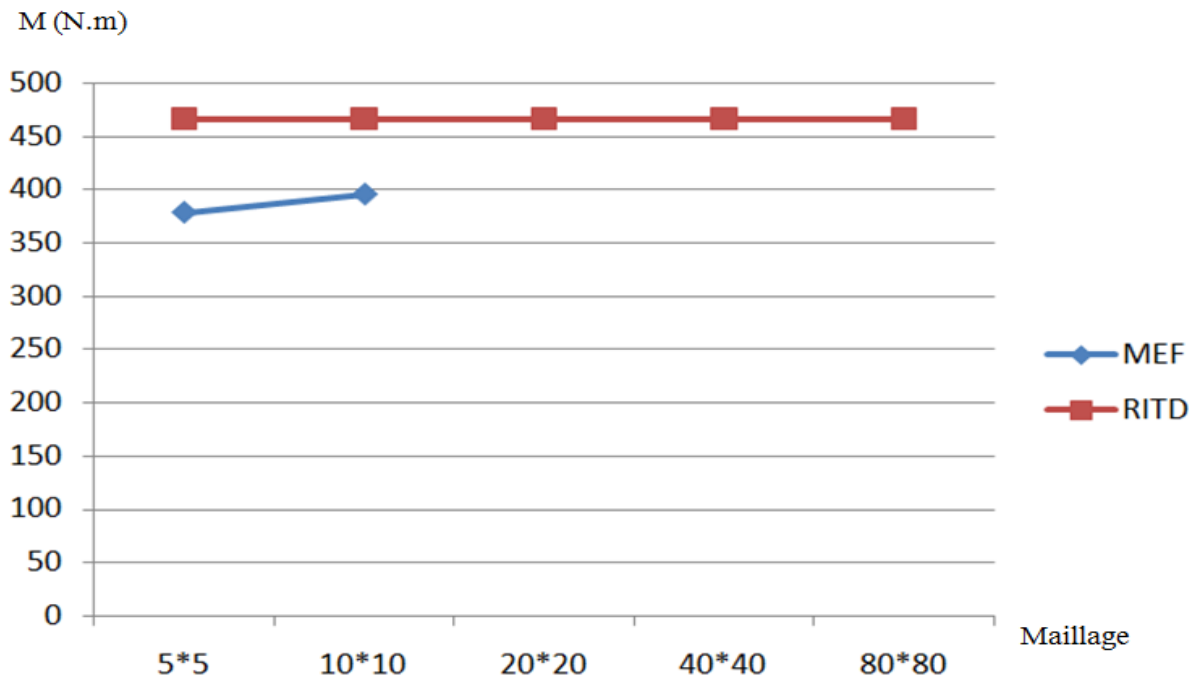


Fig.VII.21.Comparaison entre méthode d'élément finie et RITZ. (Sens y)

VII.3.3.l'effet de l'épaisseur de la plaque sur le moment:

e	12	15	18	20	22	25	28	30
M								
Sens X	343,72	366,59	389,87	403,76	416,12	431,71	444,23	451,11
Sens-Y	324,27	350,54	379,91	393,51	409,3	430,20	449,02	460,41

Tab.VII.6.Moment des plaques.

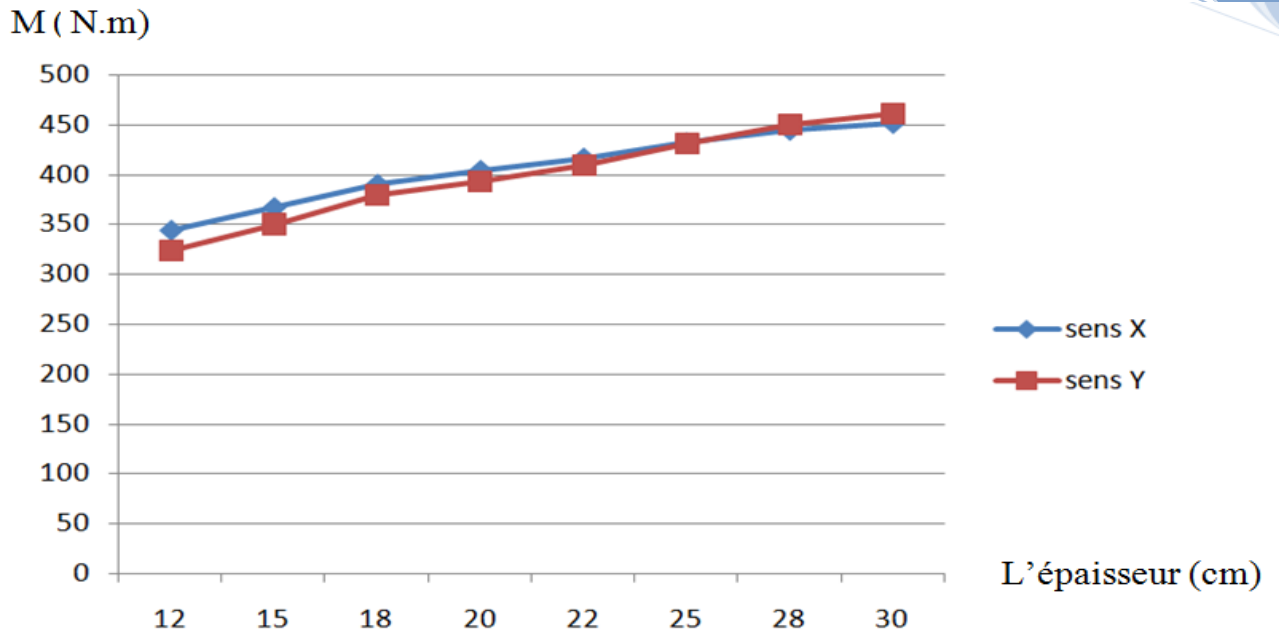


Fig.VII.23.l'influence de l'épaisseur sur le moment au milieu de la plaque.

**Remarque :** Le graphe représentatif des valeurs montre que le moment augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de la plaque

**VII.3.4. L'influence des encastremets sur les moments (e=15cm) :**

Nombre d'élément	Type d'encastrement	Moment (N.m)
1		<b>366,90</b>
2		<b>386,66</b>
3		<b>410,61</b>
4		<b>432,58</b>

Tab.VII.7.L'influence des encastremets sur les moments.

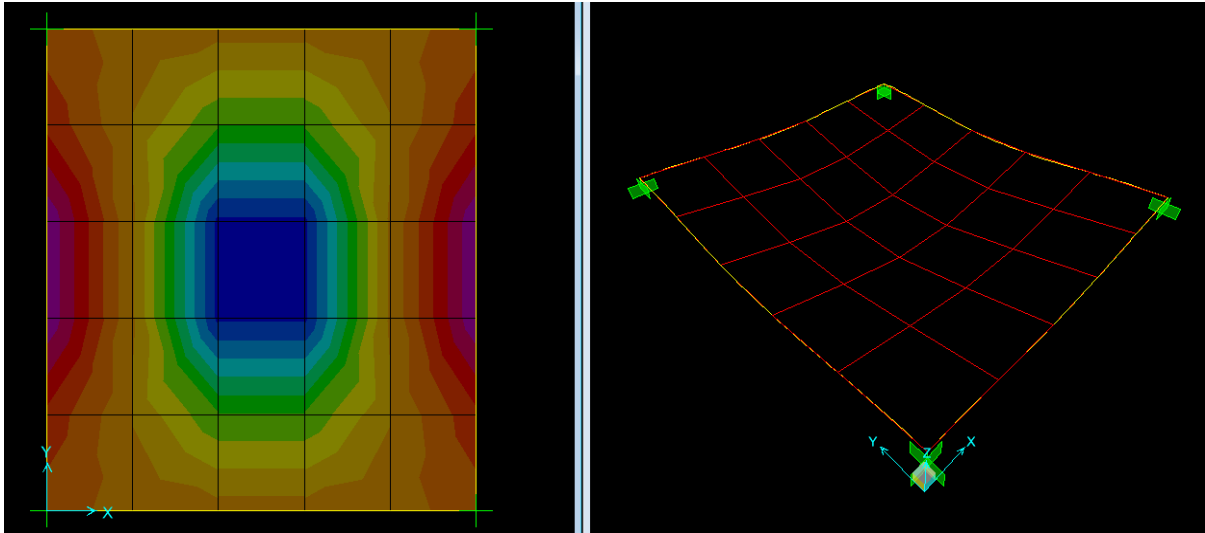


Fig.VII.24.la plaque encaster 4 cotés.

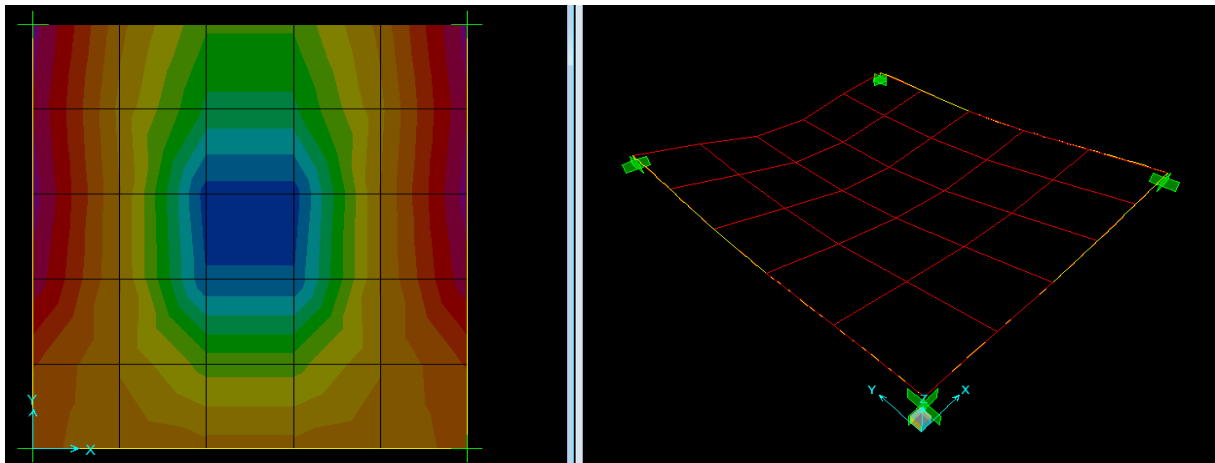


Fig.VII.25.la plaque encaster 3 cotés.

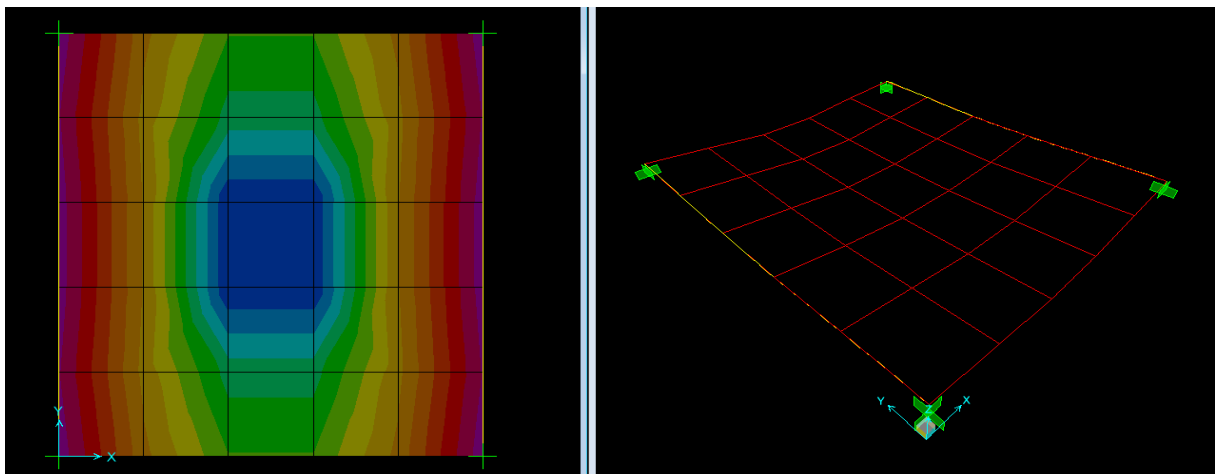


Fig.VII.26.la plaque encaster 2 cotés.

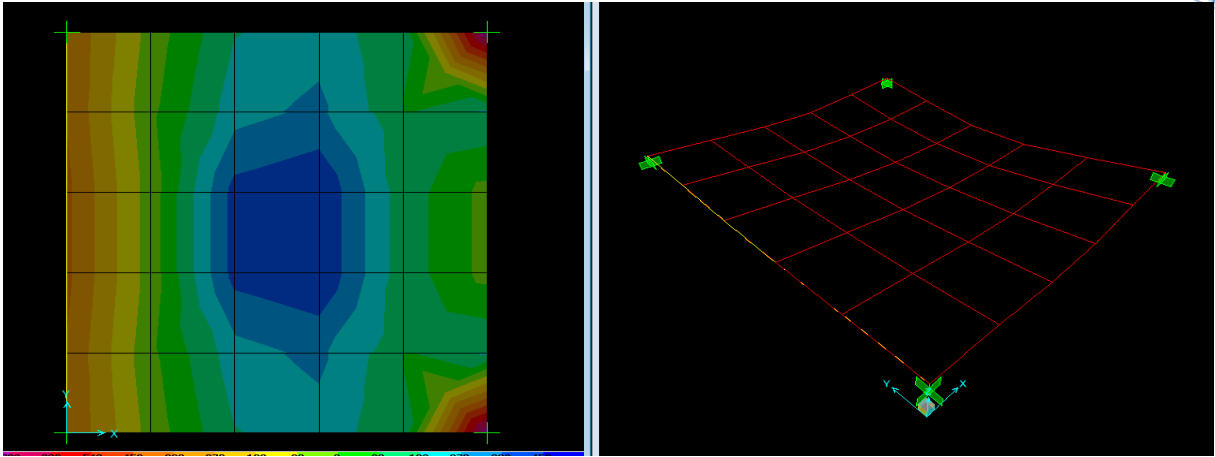


Fig.VII.27. la plaque encaster 1 cotés.

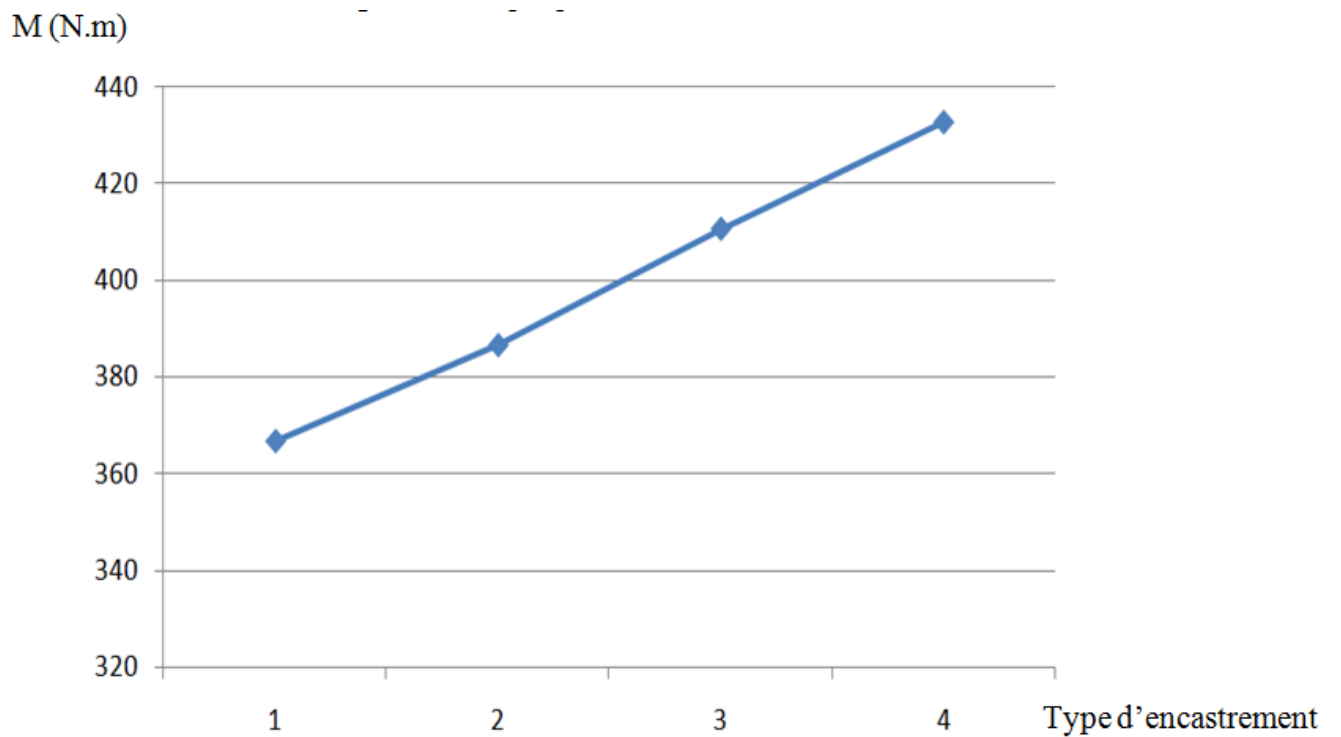


Fig.VII.28.L'influence d'encastrement sur le moment.

**Remarque :**

La courbe montre l'effet de l'encastrement sur le moment au milieu de la plaque.





## 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.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, 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.

## ANNEXE 1

### SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**ANNEXE 2**

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
<b>0,40</b>	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	<b>0,71</b>	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
<b>0,41</b>	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	<b>0,72</b>	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
<b>0,42</b>	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	<b>0,73</b>	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
<b>0,43</b>	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	<b>0,74</b>	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
<b>0,44</b>	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	<b>0,75</b>	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
<b>0,45</b>	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	<b>0,76</b>	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
<b>0,46</b>	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	<b>0,77</b>	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
<b>0,47</b>	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	<b>0,78</b>	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
<b>0,48</b>	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	<b>0,79</b>	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
<b>0,49</b>	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	<b>0,80</b>	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
<b>0,50</b>	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	<b>0,81</b>	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
<b>0,51</b>	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	<b>0,82</b>	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
<b>0,52</b>	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	<b>0,83</b>	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
<b>0,53</b>	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	<b>0,84</b>	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
<b>0,54</b>	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	<b>0,85</b>	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
<b>0,55</b>	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	<b>0,86</b>	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
<b>0,56</b>	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	<b>0,87</b>	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
<b>0,57</b>	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	<b>0,88</b>	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
<b>0,58</b>	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	<b>0,89</b>	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
<b>0,59</b>	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	<b>0,90</b>	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
<b>0,60</b>	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	<b>0,91</b>	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
<b>0,61</b>	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	<b>0,92</b>	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
<b>0,62</b>	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	<b>0,93</b>	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
<b>0,63</b>	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	<b>0,94</b>	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
<b>0,64</b>	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	<b>0,95</b>	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
<b>0,65</b>	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	<b>0,96</b>	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
<b>0,66</b>	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	<b>0,97</b>	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
<b>0,67</b>	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	<b>0,98</b>	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
<b>0,68</b>	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	<b>0,99</b>	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
<b>0,69</b>	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	<b>1</b>	0,0368	1	0,0441	1
<b>0,70</b>	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					



## ملخص:

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية لبنانية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة تتألف من 9 طوابق للخدمات السكانية والواقعة في قسنطينة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa- من اجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية هي وفقا للمعايير الجزائرية المقاومة للزلازل الجزائرية 99 المعدل في 2003. أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في

الجزائر

## Résume :

Ce projet consiste principalement à l'étude dynamique d'une structure (RDC + 9 étages) contreventée par voiles à usage d'habitation.

La structure est implantée à wilaya de Constantine, zone de moyenne sismicité (zone II), L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003.

Le pré dimensionnement et le calcul des éléments ont été fait conformément aux règles BAEL91, CBA93.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ETABS.

**Mots Clés :** Bâtiment, Béton armé, RPA99/version2003, BAEL91 modified99, CBA93.

## Abstract :

This projet mainly the dynamic study of a structure (floor + 9 stories) with shear walls for purpose living.

The structure is located in Constantine which is characterized by a high seismic medium (zone II). The study is carried out regarding the Algerian seismic code (RPA 99 modified en 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

**Tags :** building, rein forced concrete, RPA99/version2003, BAEL91 modified99, CBA93.

الكلمات المفتاحية: عمارة، الخرسانة المسلحة، RPA99/version2003,BAEL91,CBA93